

TUGAS AKHIR

**ANALISA PERBANDINGAN 5 JENIS *PIER FLY OVER*
KERETA API MEDAN DENGAN MENGGUNAKAN
METODE *STRUT AND TIE*
(*STUDI LITERATUR*)**

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

Disusun Oleh:

RAHMAD AMIN PASARIBU

1407210125



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

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Rahmad Amin Pasaribu

NPM : 1407210125

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Perbandingan 5 Jenis *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Dengan Menggunakan Metode *Strut And Tie* (Studi Literatur)

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, 16 September 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amriyahan Putera P, S.T.,M.T

Dosen Pembimbing II / Penguji

Mizanuddin Sitompul, S.T.,M.T

Dosen Pembanding I / Penguji

Dr. Ade Faisal

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,
Dr. Fahrizal Zulkarnain

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Rahmad Amin Pasaribu

Tempat /Tanggal Lahir: Barus, 15 Desember 1996

NPM : 1407210125

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

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

“Analisis Perbandingan 5 Jenis *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Dengan Menggunakan Metode *Strut And Tie*”,

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, 16 September 2018



ya yang menyatakan,

Rahmad Amin Pasaribu

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisa Perbandingan 5 Jenis *Pier Fly Over* Kereta Api Medan Dengan Menggunakan Metode *Strut And Tie*” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, S.T.,M.T selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul,S.T,M.T, selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembanding II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai 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. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu teknik sipil kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Hilmi PasaribudanJumaini Tanjung, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Rizky Irmayanti Hutabarat, Nizar Fuadi, Yusra Adrian, Sapto Prabowo, Rigo Ikhwansyah, Rahmad Hariadi, Rizki Ayu Amelia Hasibuan, Rizki, Retno Friana Dewi, Hanifah Zahra, Adisti, Juni Indriani, Dina Mardiana, Puji Ramazana, dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 16 September2018

Rahmad Amin Pasaribu

ABSTRAK
**ANALISIS PERBANDINGAN 5 JENIS *PIER FLY OVER* KERETA API
MEDAN DENGAN MENGGUNAKAN METODE *STRUT AND TIE***

Rahmad Amin Pasaribu (1407210125)
Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT
Mizanuddin Sitompul, ST., M.T

Pier merupakan hal yang sangat penting dan sangat mendasar yang akan mempengaruhi estetika, keekonomisan serta perilaku struktur dari kereta api layang. *Pier* didesain dalam 5 jenis seperti *pier* kotak, bulat, dinding, ganda dan Y. *Pier* akan menerima gaya dari gelagar yang telah di desain menggunakan CSI V17 akibat gaya reaksi dan gaya gempa sehingga akan mengalami gaya tekan yang besar. Apabila gaya tekan sangat besar maka akan terjadi alur retak dari pengaruh beban tersebut. Dalam perencanaan *pier*, terdapat berbagai metode desain, salah satunya adalah metode *strut and tie*. Tujuan dari studi ini adalah untuk menganalisis dan mengevaluasi perencanaan 5 jenis *pier* pada proyek *fly over* Prof. HM. Yamin dengan menggunakan metode *strut and tie*. Perhitungan metode *strut and tie* dilakukan berdasarkan peraturan ACI Building Code 318-2002, yang meliputi desain model *strut and tie*, besar gaya yang terjadi, penulangan *pier* serta hasil *displacement* menggunakan CSI V17. Untuk memperoleh hasil yang signifikan, maka perhitungan metode *strut and tie* dilakukan dengan menggunakan program komputer yaitu CAST. Dari hasil analisa dan perhitungan yang dilakukan, terdapat perbedaan hasil dimana perencanaan metode *strut and tie* yang dilakukan menggunakan program CAST memberikan luas tulangan dan gaya-gaya yang terjadi. Hasil yang didapat dengan menggunakan CAST, besaran gaya *strut*, *tie*, luas tulangan serta *displacement* yang didesain menggunakan CSI V17 adalah pada *pier* kotak 18617.2 kN, 11094.8 kN, 88 D32 dan 0.022127 m, *pier* bulat 20969.3 kN, 13967.5 kN, 112 D32 dan 0.022634 m, *pier* dinding 11509.2 kN, 3719.7 kN, 60 D32 dan 0.021634 m, *pier* ganda 12352.3 kN, 7454.7 kN, 130 D32 dan 0.022055 m, dan *pier* Y 13649.6 kN, 5846 kN, 116 D32 dan 0.022130 m.

Kata kunci : *Pier*, Jembatan, *Strut and Tie*.

ABSTRACT
**THE ANALYSIS OF COMPARISON 5 TYPES OF PIER FLY OVER MEDAN
TRAIN BY USING STRUT AND TIE METHODS**

Rahmad Amin Pasaribu (1407210125)
Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT
Mizanuddin Sitompul, ST., M.T

Pier is an essential and basic things that will affect the aesthetics, economics and structural behavior of the elevated train. Pier is designed into 5 types such as box, round pier, wall, double and Y. Pier will receive a force from the girder that has been designed using CSI V17 due to the reaction force and earthquake force, so that it will experience a large pressure force. If the compressive force is too large, a crack groove will occur from the influence of the load. In pier planning, there are various design methods, one of them is the strut and tie methods. The purpose of this study is to analyze and evaluate the planning of 5 types of pier on Prof. fly over project. HM. Yamin by using the strut and tie methods. The calculation of the strut and tie method is carried out based on ACI Building Code 318-2002 regulations, which includes the design of the strut and tie model, The force occurs largely, pier reinforcement and the displacement results using CSI V17. To obtain the significant results, the calculation of the strut and tie method is carried out by using a computer program, CAST. From the results of the analysis and calculations performed, there are differences in results where the planning of the strut and tie method performed by using the CAST program gives the area of reinforcement and the occurred forces. The results obtained by using CAST, strut force style, tie, area of reinforcement and displacement designed using CSI V17 are on the box pier 18617.2 kN, 11094.8 kN, 88 D32 and 0.000199 m, round pier 20969.3 kN, 13967.5 kN, 112 D32 and 0.000231 m, wall pier 11509.2 kN, 3719.7 kN, 60 D32 and 0.000257 m, double pier 12352.3 kN, 7454.7 kN, 130 D32 and 0.000253 m, and Y pier 13649.6 kN, 5846 kN, 116 D32 and 0.000284 m.

Keywords: Pier, Bridge, Strut and Tie.

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	vi
<i>ABSTRAC</i>	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR NOTASI	xvii
BAB 1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar belakang masalah	1
1.2 Rumusan masalah	3
1.3 Tujuan penelitian	3
1.4 Batasan masalah	3
1.5 Manfaat penelitian	4
1.6 Sistematika penulisan	4
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Macam-macam jembatan	5
2.3 Bantalan jembatan	8
2.4 <i>Pier</i>	8
2.5 <i>Girder</i>	11
2.6 Ketentuan umum	15
2.6.1 Keadaan batas daya layan	17
2.6.2 Keadaan batas fatik dan fraktur	17
2.6.3 Keadaan batas kekuatan	18
2.6.4 Keadaan batas ekstrem	18
2.7 Pembebanan	18
2.7.1 Beban primer	18
2.7.2 Beban sekunder	34
2.8 Metode penunjang dan pengikat (<i>Strut and Tie Model</i>)	46

2.8.1	B-region and D-region	46
2.8.2	Komponen dari <i>strut and tie model</i>	48
2.8.3	Keputusan penting dalam mengembangkan model <i>strut and tie</i>	49
2.8.4	Susunan geometrik <i>strut and tie model</i>	50
2.8.5	Faktor reduksi (Φ) dan penyebaran tegangan dalam <i>strut and tie</i>	51
2.9	Penunjang (<i>strut</i>)	51
2.9.1	Desain <i>strut</i>	51
2.9.2	Kuat tekan efektif beton pada <i>strut</i> (fcu)	52
2.9.3	Pemilihan kuat tekan efektif beton (fcu) untuk <i>strut</i>	53
2.10	<i>Node</i> dan <i>nodal zone</i>	55
2.10.1	Klasifikasi <i>node</i> dan <i>nodal zone</i>	55
2.10.2	Jenis <i>nodal zone</i> dan penggunaannya dalam model <i>strut and tie</i>	55
2.10.3	Hubungan antara zona nodal	57
2.10.4	Resolusi gaya yang bekerja pada zona nodal (<i>nodal zone</i>)	58
2.10.5	Kuat tekan efektif	58
2.11	<i>Node</i> dan <i>nodal zone</i>	60
2.11.1	Kekuatan <i>tie</i>	60
2.11.2	Pengangkuran <i>tie</i>	61
2.11.3	CAST (<i>computer aided strut and tie</i>)	61
BAB 3.	METODOLOGI PENELITIAN	62
3.1	Metodologi penelitian	62
3.2	Data umum jembatan	63
3.3	Perhitungan pembebanan	64
3.4	Perencanaan <i>spring</i>	82
3.5	Analisa beban jembatan pada pilar menggunakan aplikasi CSI v17	83
3.6	Menganalisis tekan tarik menggunakan CAST (<i>computer aided strut and tie</i>)	92
BAB 4.	HASIL DAN PEMBAHASAN	94

4.1	Tinjauan umum	94
4.2	Hasil analisis jembatan bentang 40 m	94
4.2.1	Hasil perhitungan beban gempa pada jembatan	94
4.2.2	Hasil pemeriksaan perpindahan yang terjadi pada Jembatan	96
4.2.3	Hasil perhitungan <i>strut and tie</i>	97
BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN		118
5.1	Kesimpulan	118
5.2	Saran	119
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tipe pilar disesuaikan berdasarkan hubungan antaratinggi dan kesesuaian tipe jembatan.	10
Tabel 2.2	Kombinasi beban dan faktor beban (SNI 1725:2016).	15
Tabel 2.3	Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016).	19
Tabel 2.4	Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016).	19
Tabel 2.5	Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan (SNI 1725:2016).	20
Tabel 2.6	Faktor beban untuk beban lajur "D" (SNI 1725:2016).	20
Tabel 2.7	Faktor beban akibat susut dan rangkai(SNI 1725:2016).	22
Tabel 2.8	Koefisien standar susut beton sebagai tambahan reganganjangka panjang(RSNI T-12-2004).	24
Tabel 2.9	Koefisien standar rangkai beton sebagai tambahan reganganjangka panjang(RSNI T-12-2004).	26
Tabel 2.10	Pembagian kelas jalan rel 1067 mm.	28
Tabel 2.11	Pembagian kelas jalan rel 1435 mm.	29
Tabel 2.12	Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21)	29
Tabel 2.13	Tipe rel dan dimensi penampang rel (Nomor PM. 60 Tahun 2012).	32
Tabel 2.14	Tekanan angin dasar (SNI1725:2016).	35
Tabel 2.15	Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang (SNI1725:2016).	36
Tabel 2.16	Penjelasan peta gempa 2010 (SNI 2833:2013).	37
Tabel 2.17	Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a) (SNI 2833:2013).	38
Tabel 2.18	Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (SNI 2833:2013).	39
Tabel 2.19:	Zona gempa (SNI 2833:2013).	41
Tabel 2.20	Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2013).	42

Tabel 2.21: Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur(SNI 2833:2013).	42
Tabel 3.1 Berat isi untuk beban mati (SNI 1725:2016).	64
Tabel 3.2 Ukuran girder.	65
Tabel 3.3 Garis tepi.	66
Tabel 3.4 Tipe rel dan dimensi penampang rel (Nomor PM. 60 Tahun 2012).	67
Tabel 3.5 Spektrum Respon Desain.	81
Tabel 3.6 Pembebanan.	84
Tabel 4.1 Pengecekan lendutan pada setiap <i>pier</i> .	95
Tabel 4.2 Hasil <i>Displacement</i> menggunakan CSI V17.	96
Tabel 4.3 Tulangan pada setiap <i>pier</i> yang teranalisi oleh CAST.	116

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Pelaksanaan dengan gelagar kembar pada rel kereta api (Supriadi dkk., 1995).	6
Gambar 2.2	Macam jembatan pelengkung (Supriadi dkk., 1995).	7
Gambar 2.3	Jembatan gantung (Supriadi dkk., 1995).	7
Gambar 2.4	Bantalan jembatan beton dan bantalan geser pelat baja	8
Gambar 2.5	Tipe <i>pier</i> jembatan penyeberangan darat.	9
Gambar 2.6	Tipe <i>pier</i> jembatan penyeberangan sungai dan <i>waterway</i> .	10
Gambar 2.7	Tipikal penampang melintang box girder (Supriadi dkk., 1995).	12
Gambar 2.8	Potongan bagian struktur atas jembatan dengan balok-T (Struyk dkk., 1995).	13
Gambar 2.9	Beban lajur “D” (SNI 1725:2016).	21
Gambar 2.10	Beban lateral kereta (Nomor PM. 60 Tahun 2012).	22
Gambar 2.11	Grafik penentuan faktor susut (RSNI T-12-2004).	24
Gambar 2.12	Grafik penentuan faktor rangkai (RSNI T-12-2004).	26
Gambar 2.13	Kereta tanpa <i>bogie</i> dan dengan <i>bogie</i> .	28
Gambar 2.14	Struktur tampak depan.	31
Gambar 2.15	Struktur tampak 3D.	31
Gambar 2.16	Penampang rel.	31
Gambar 2.17	Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2013).	40
Gambar 2.18	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).	43
Gambar 2.19	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).	43

Gambar 2.20	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun(SNI 2833:2013).	44
Gambar 2.21	Peta percepatan puncak di batuandasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui7% dalam 75 tahun(SNI 2833:2013).	44
Gambar 2.22	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).	45
Gambar 2.23	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).	45
Gambar2.24	Beban dan diskontinuitas geometrik (Hardjasaputra, 2002).	46
Gambar2.25	Deskripsi dari <i>strut and tie model</i> (Hardjasaputra, 2002).	48
Gambar 2.26	Retak pada <i>strut</i> berbentuk botol(ACI318-02).	53
Gambar 2.27	Perpotongan tulangan dengan <i>strut</i> (Hardjasaputra, 2002).	54
Gambar 2.28	<i>Nodal zone hidrostatik</i> (Hardjasaputra, 2002).	56
Gambar 2.29	Distribusi gaya pada daerah <i>nodal zone</i> (Hardjasaputra, 2002).	57
Gambar 2.30	Resolusi gaya yang bekerja pada <i>nodal zone</i> (Hardjasaputra, 2002).	58
Gambar 2.31	Tinggi (U) yang digunakan untuk menentukan dimensi <i>node</i> (Hardjasaputra, 2002).	60
Gambar 3.1	Diagram bagan ilir.	62
Gambar 3.2	Tampak 3D <i>box girder</i> .	63
Gambar 3.3	Desain <i>box girder</i> .	64
Gambar 3.4	Dimensi pembatas/garis tepi.	66
Gambar 3.5	Dimensi rel (Nomor PM. 60 Tahun 2012).	68
Gambar 3.6	Dimensi kereta api.	69

Gambar 3.7	Rencana muatan kereta api jumlah berat 168 ton atau 8,75 ton/m (PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api).	70
Gambar 3.8	Rencana model 1 dari CSI.	71
Gambar 3.9	Grafik susut kelembaban relatif H (%).	73
Gambar 3.10	Grafik susut ketebalan minimum d (cm).	74
Gambar 3.11	Grafik susut slump, s (cm).	74
Gambar 3.12	Grafik susut kehalusan F %.	75
Gambar 3.13	Grafik jumlah semen dalam beton (kg/m^3).	75
Gambar 3.14	Grafik susut kadar udara, A (%).	76
Gambar 3.15	Grafik rangkai kelembaban relatif H (%).	76
Gambar 3.16	Grafik rangkai ketebalan minimum d (cm).	77
Gambar 3.17	Grafik rangkai slump, s (cm).	77
Gambar 3.18	Grafik rangkai kehalusan F %.	78
Gambar 3.19	Grafik rangkai kadar udara, A (%).	78
Gambar 3.20	Grafik rangkai umur beton, t (hari).	78
Gambar 3.21	Beban yang diterima pier.	84
Gambar 3.22	Beban mati tambahan pada program aplikasi analisis struktur.	85
Gambar 3.23	Beban hidup pada program aplikasi analisis struktur.	85
Gambar 3.24	Gaya rem pada program aplikasi analisis struktur.	86
Gambar 3.25	Beban angin struktur pada program aplikasi analisis struktur.	86
Gambar 3.26	Beban angin kendaraan pada program aplikasi analisis struktur.	87
Gambar 3.27	Beban gempa x pada program aplikasi analisis struktur.	87
Gambar 3.28	Beban gempa y pada program aplikasi analisis struktur.	88
Gambar 3.29	Gambar jembatan arah memanjang.	88
Gambar 3.30	Gambar jembatan arah melintang.	89
Gambar 4.1	Grafik perbandingan lendutan setiap <i>pier</i> .	96
Gambar 4.2	Grafik perbandingan <i>displacement</i> dari <i>pier</i> lapangan dengan perencanaan.	97

Gambar 4.2	Dimensi model 1 dari CSI V17.	97
Gambar 4.3	Cek kekuatan model 1 menggunakan analisis CSI V17.	98
Gambar 4.4	Daerah region D dan region B model 1 tampak depan.	98
Gambar 4.5	Elemen dan node pada model 1 tampak depan.	99
Gambar 4.6	Run analisis dari STM pada model 1 tampak depan.	100
Gambar 4.7	Dimensi model 2 dari CSI V17.	101
Gambar 4.8	Cek kekuatan model 2 menggunakan analisis CSI V17.	102
Gambar 4.9	Daerah region D dan region B model 2 tampak depan.	102
Gambar 4.10	Elemen dan node pada model2 tampak depan.	103
Gambar 4.11	Run analisis dari STM pada model 2 tampak depan.	104
Gambar 4.12	Dimensi model 3 dari CSI V17.	105
Gambar 4.13	Cek kekuatan model 3 menggunakan analisis CSI V17.	105
Gambar 4.14	Daerah region D dan region B model 3 tampak depan.	106
Gambar 4.15	Elemen dan node pada model3 tampak depan.	107
Gambar 4.16	Run analisis dari STM pada model 3 tampak depan.	108
Gambar 4.17	Dimensi model 4 dari CSI V17.	109
Gambar 4.18	Cek kekuatan model 4 menggunakan analisis CSI V17.	109
Gambar 4.19	Daerah region D dan region B model 4 tampak depan.	110
Gambar 4.20	Elemen dan node pada model4 tampak depan.	111
Gambar 4.21	Run analisis dari STM pada model 4 tampak depan.	112
Gambar 4.22	Dimensi model 5 dari CSI V17.	113
Gambar 4.23	Cek kekuatan model 5 menggunakan analisis CSI V17.	113
Gambar 4.24	Daerah region D dan region B model 5 tampak depan.	114
Gambar 4.25	Elemen dan node pada model5 tampak depan.	115
Gambar 4.26	Run analisis dari STM pada model 5 tampak depan.	116
Gambar 4.27	Grafik perbandingan tulangan pada setiap model.	117

DAFTAR NOTASI

A	= Luas penampang balok/kolom
A	= Percepatan/akselerasi puncak <i>PGA</i> di batuan dasar (g)
A_t	= Luas pelat
B	= Lebar pilar
BTG	= Beban garis untuk beban lajur pada jembatan
BTR	= Beban merata untuk beban lajur pada jembatan
C_{sm}	= Koefisien respons gempa elastis
C	= Koefisien gempa
d	= Tinggi efektif
D	= Diameter
E_c	= Modulus elastisitas
EI	= Kekakuan lentur kolom pilar
EQ_x	= Beban gempa yang bekerja pada arah x (kN) ;
EQ_y	= Beban gempa yang bekerja pada arah y (kN) ;
EQ	= Gaya gempa horizontal statis (kN) ;
EW	= Beban angin
EWI	= Beban angin kendaraan
EW_s	= Beban angin struktur
F_{PGA}	= Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik
F_a	= Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik
F_{ns}	= kuat nominal
F_u	= Kuat tarik baja (MPa)/kuat tekan elemen
F_v	= Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik
f'_c	= Kuat tekan
f_{cu}	= batas mutu
f'_y	= Kuat tekan baja tulangan
g	= Percepatan gravitasi

h	= Tinggi suatu penampang
I	= Faktor kepentingan jembatan
I_c	= Inersia penampang
$K-450$	= Mutu beton
K_p	= Kekuatan struktur
L_b	= panjang lebar bantalan
m	= Massa benda
Ma	= Beban mati tambahan pada jembatan
Ms	= Berat sendiri jembatan
n	= Jumlah
N	= Kriteria panjang perletakan minimum
P	= Aksial, kN
PGA	= Percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010
Pms	= Berat total beban jembatan
q	= Beban merata
r	= Jari-jari
S	= Tipe struktur jembatan
S_1	= Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen
S_a	= Faktor respon gempa
S_B	= Batuan dasar
S_{D1}	= Spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik
S_{DS}	= Spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0.2$ detik)
S_{M1}	= Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{MS}	= Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{PGA}	= Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010
S_S	= Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen

s	= Spasi tulangan transversal diukur sepanjang sumbu longitudinal komponen struktur, mm
t	= Tebal penampang yang ditinjau
T	= Periode gempa
TD	= Beban lajur
Teq	= Beban gempa
Tew	= Beban angin pada struktur atas
TB	= Beban rem
T_0	= $0,2 S_{D1}/S_{DS}$, detik
T_s	= S_{D1}/S_{DS} , detik
W_t	= Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai
w_c	= Berat beton bertulang
W_t	= Berat total struktur atas jembatan
W_t	= lebar asumsi
W_c	= lebar efektif
W_s	= lebar <i>strut</i>
\square	= faktor reduksi
θ	= sudut <i>strut</i>
\emptyset	= Diameter
α	= Faktor lokasi tulangan
β	= Faktor lokasi tulangan
β_s	= faktor koefisien prisma/bottle

BAB I

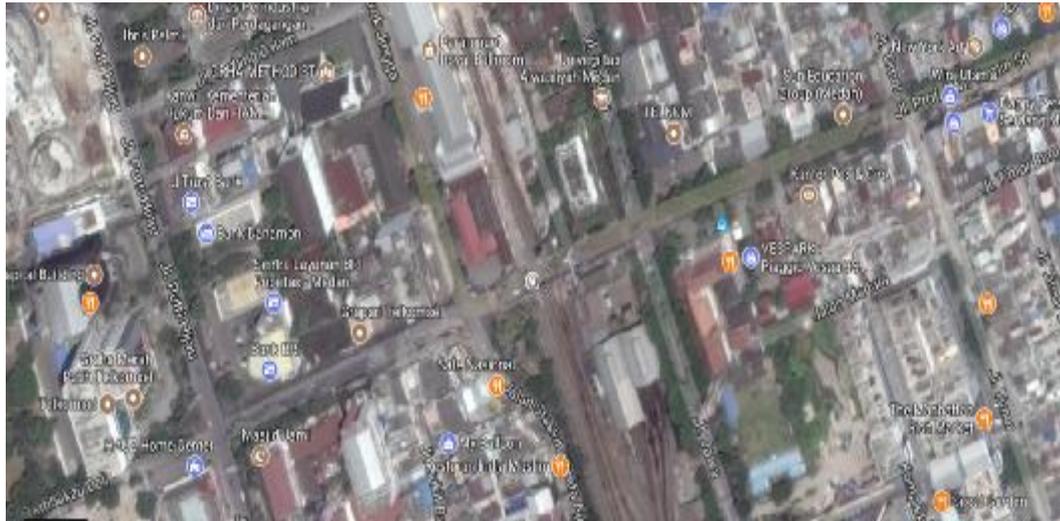
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Seiring perkembangan Ilmu pengetahuan dan teknologi dalam bidang pembangunan konstruksi teknik sipil saat ini mengalami perkembangan yang pesat, membuat kita dituntut untuk lebih produktif, kreatif dan inovatif, terutama adalah hal perancangan struktur. Pembangunan di Indonesia pada saat sekarang ini semakin meningkat dikarenakan perkembangan penduduk di Indonesia semakin pesat, seperti khususnya di kota Medan. Kota Medan adalah kota metropolitan ketiga setelah Jakarta dan Surabaya dikarenakan kota tersebut tingkat intensitas kegiatan yang terlalu tinggi. Sehingga dalam hal ini jumlah fasilitas yang digunakan dalam menunjang kehidupan oleh penduduk semakin meningkat. Dan ketidakmampuan jalan dalam menampung volume kendaraan di setiap tahunnya selalu meningkat sehingga menyebabkan kemacetan lalu lintas. Inilah salah satu penyebab utama sekarang di kota Medan.

Terdapat beberapa titik kemacetan yang sangat parah di kota Medan. Salah satunya di simpang kantor daerah komunikasi, Kecamatan Medan Timur di kawasan ini rel kereta api terlalu dekat dengan simpang. Dimana titik tersebut juga lintasan kereta api terjadi perpindahan dari satu rel ke rel yang lain untuk arah Jalan Prof. HM. Yamin. Maka, hal ini akan menyebabkan antrian panjang. Sehingga waktu lampu lalu lintas yang telah direncanakan sebelumnya tidak sesuai lagi dengan perhitungan peraturan Bina Marga. Maka ketika antrian panjang lampu lalu lintas di Jalan Prof. HM. Yamin pasti akan berganti dari hijau ke merah dan kendaraan menuju ke jalan Jawa pasti akan berganti dari merah kehijau. Sehingga akan terjadi kemacetan di titik tersebut.

Untuk mengurangi kemacetan di Simpang Kantor Daerah Komunikasi, Kecamatan Medan Timur, maka dibangunlah sebuah jembatan layang kereta api *pier fly over*. Dimana lokasi pembangunan perencanaan *pier fly over* terlihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1: Lokasi proyek *pierfly over* Prof. HM. Yamin (Google Earth).

Pada proyek ini *pierfly over* Prof. HM. Yamin pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor (*bore pile*). Pondasi memang paling penting dalam proses pembangunan ataupun pengeboran. Pondasi berfungsi untuk meneruskan/mendistribusikan beban dari struktur ke tanah agar seluruh bangunan dapat berdiri kokoh di atas permukaan tanah. Sedangkan pondasi *bore pile* digunakan untuk menjaga agar dinding penahan tetap stabil. Pondasi *bore pile* digunakan apabila tanah dasar yang kuat mempunyai daya dukung besar terletak sangat dalam, yaitu kurang lebih 15 m. Pondasi ini akan tersalurkan ke *pile cap* sehingga perencanaan *pile cap* haruslah baik dan efisien agar tidak mengalami kegagalan seperti patah maupun pergeseran (satu arah maupun dua arah) supaya Pilar (*pier*) kuat menahan beban. perencanaan pilar merupakan hal yang sangat penting juga dan sangat mendasar yang akan mempengaruhi estetika, keekonomisan serta perilaku struktur dari kereta api layang. Pilar akan menerima gaya dari gelagar sehingga akan mengalami gaya tekan yang besar. Apabila gaya tekan sangat besar maka akan terjadi alur retak dari pengaruh beban tersebut. Maka dalam perencanaan *pierfly Over* ini dapat berdasarkan metode *Strut and Tie*. Dimana Metode *Strut and Tie* digunakan untuk memprediksi efek retak yang terjadi akibat gaya tekan dari pembebanan luar.

Setelah memperhatikan latar belakang tersebut di atas, penelitian ini mencoba untuk mempelajari dan menganalisa serta mengevaluasi perencanaan *pier* pada proyek *fly over* Prof. HM. Yamin dengan metode *Strut and Tie*.

1.2. Rumusan masalah

Berdasarkan uraian yang telah di sebutkan di atas, maka pokok masalah yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana perumusan dan penggunaan *strut and tie* model dalam perencanaan *pier* pada proyek *fly over*?
2. Bagaimana Alur retak yang terjadi dari pengaruh beban yang bekerja dengan *software* CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) berdasarkan peraturan *ACI Building Code 318-2002*?
3. Bagaiman *displacement* yang terjadi pada *pier* *fly over* pengaruh gempa dan pembebanan menggunakan CSI V17?
4. Berapakah tulangan yang dipakai dengan menggunakan CAST?

1.3. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah:

1. Untuk mengetahui perumusandan penggunaan *strut and tie* model dalam perencanaan *pier* pada proyek *fly over*.
2. Untuk mengetahui alur retak dari pengaruh beban yang bekerja dengan *software* CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) berdasarkan peraturan *ACI Building Code 318-2002*.
3. Untuk mengetahui *displacement* yang terjadi pada *pier* *fly over* pengaruh gempa dan pembebanan menggunakan CSI V17.
4. Untuk mengetahui tulangan yang dipakai dengan menggunakan CAST.

1.4. Batasan masalah

Dalam penyusunan ini terdapat beberapa batasan pembahasan diantara:

1. Analisis yang ditinjau pada *pier* kotak, bulat, dinding, ganda, Y.
2. Menggunakan Mutu beton K450 (37,35 Mpa).
3. Analisis tulangan yang dipakai berdasarkan *strut and tie*.
4. Hanya memakai *software* CAST (*Computer Aided Strut And Tie*), CSI 2017 untuk perhitungan gempa SNI 2833:2013.

5. Panjang bentang untuk perhitungan pier adalah 40 m
6. Perencanaan dan perhitungan pembebanan struktur sesuai dengan PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api.
7. Perencanaan struktur meliputi struktur atas dan bawah.
8. Tidak menghitung analisa pekerjaan rel dan geometri rel.
9. Tidak membahas metode pelaksanaan secara detail.
10. Tidak melakukan analisa dari segi biaya dan waktu.
11. Beban yang didapat hanya dari perhitungan CSI V.17.
12. Data pembebanan tidak secara manual dan hanya melalui CSI V.17.
13. Hanya memperhitungkan dalam bentuk 2D.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah mengaplikasikan ilmu pengetahuan di bidang teknik sipil dan lingkungan. Hasil dari penelitian ini dapat digunakan sebagai referensi dalam pembangunan kereta api layang.

1.6. Sistematika Penulisan

Skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu:

- BAB 1: Pendahuluan berisi tentang latar belakang, rumusan masalah, Batasan masalah dan manfaat penulisan dan sistematika penulisan.
- BAB 2: Dasar teori terdiri dari teori tentang *strut and tie*, metode analisa yang akan digunakan serta.
- BAB 3: ketentuan dalam mendesain yang harus dipenuhi sesuai syarat.
- BAB 4: Menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.
- BAB 5: Hasil dan pembahasan akan memuat hasil yang di peroleh dan akan di sajikan dalam bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.
- BAB 6: Hasil berisikan kesimpulan dan saran

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Konstruksi jembatan adalah suatu konstruksi bangunan pelengkap sarana transportasi jalan yang menghubungkan suatu tempat ke tempat lainnya, yang dapat dilintasi oleh sesuatu benda bergerak misalnya suatu lintas yang terputus akibat suatu rintangan atau sebab lainnya, dengan cara melompati rintangan tersebut tanpa menimbun/menutup rintangan itu dan apabila jembatan terputus maka lalu lintas akan terhenti. Lintas tersebut bisa merupakan jalan kendaraan, jalan kereta api atau jalan pejalan kaki, sedangkan rintangan tersebut dapat berupa jalan kendaraan kereta api, sungai, lintasan air, lembah atau jurang.

Jembatan mempunyai 3 bagian struktur yaitu pondasi, struktur bangunan bawah, dan struktur bangunan atas. Bagian yang menghubungkan rintangan kereta api adalah struktur atasnya.

Konstruksi bangunan atas terdiri dari pembatas, rel, ballast, bantalan, gelagar dan perletakan. Konstruksi bangunan bawah adalah terdiri dari abutment dan pilar (*pier*) yang seluruhnya berada diatas pondasi.

Jembatan merupakan suatu konstruksi yang tidak mudah untuk dimodifikasi dikarenakan membutuhkan biaya yang sangat tinggi dan hambatan kereta api yang diakibatkan pada saat proses pelaksanaan modifikasi tersebut. Oleh karena itu, umur rencana dari suatu konstruksi jembatan biasanya relatif panjang. Untuk mendukung umur rencana yang panjang tersebut juga pemeliharaan harus diperhatikan

2.2. Macam- macam jembatan

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

2.2.1. Jembatan-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.

2.2.2. Jembatan-jembatan dapat digerakan.

Kedua golongan dipergunakan untuk lalulintas kereta api dan lalulintas biasa. Golongan I dapat dibagi dalam beberapa jembatan yaitu:

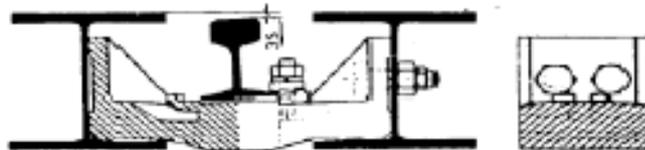
a. Jembatan kayu.

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

b. Jembatan baja.

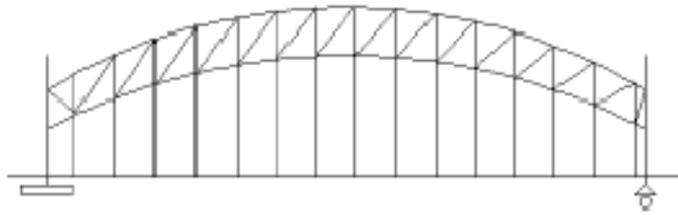
Jembatan ini terbagi atas beberapa jembatan diantaranya:

- i. Jembatan sederhana dimana rantai kendaraannya langsung berada diatas gelagar-gelagar. Untuk gelagar-gelagar itu digunakan gelagar dikonstruir atau gelagar-gelagar cermai.
- ii. Jembatan dengan gelagar yang homogen atau sama dan dipergunakan untuk lalulintas rel kereta api dengan batang rel diantara balok-balok seperti Gambar 2.1.



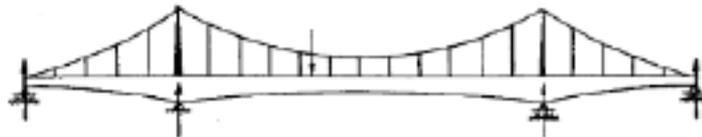
Gambar 2.1: Pelaksanaan dengan gelagar kembar pada rel kereta api (Supriadi, 2007).

- iii. Jembatan dengan pemikul melintang dan pemikul memanjang dengan gelagar induknya ialah gelagar dinding penuh dengan konstruir.
- iv. Jembatan pelengkung. Jembatan pelengkung adalah jembatan yang kepala jembatan membentuk sebuah kurva seperti Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Macam jembatan pelengkung (Supriadi, 2007).

- v. Jembatan gantung. Jembatan gantung adalah jembatan yang menggunakan tumpuan tegangan dengan menggunakan kabel seperti Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Jembatan gantung (Supriadi, 2007).

- vi. Jembatan beton bertulang yang gelagarnya berada didalam beton .
- vii. Jembatan batu, jembatan ini hampir tidak ada pada jalan lalulintas kecuali untuk sungai yang cukup pendek.

Golongan II terdiri atas:

- i. Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar yaitu, jembatan-jembatan angkat, jembatan-jembatan baskul, dan jembatan lipat *strauss*.
- ii. Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar dan juga berpindah mendatar, seperti jembatan baskul beroda.
- iii. 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 adala baja dengan konstruksi dinding penuh.

2.3. Bantalan jembatan (*Bearing*)

Banyak jenis bantalan yang telah digunakan untuk jembatan. Tipe bantalan kontemporer meliputi bantalan elastomer yang diperkuat baja, bantalan geser, bantalan pin baja, bantalan rol, bantalan pin baja, bantalan cakram, bantalan bulat, dan bantalan isolasi seismik. Masing-masing bantalan ini memiliki karakteristik yang berbeda sehubungan dengan daya dukung beban vertikal dan horizontal, kekakuan vertikal, kekakuan horizontal, dan fleksibilitas rotasi. Pemahaman menyeluruh tentang karakteristik ini sangat penting untuk pemilihan dan desain bantalan yang ekonomis. Bantalan cakram, dan bantalan bulat, terkadang secara kolektif disebut bantalan multi-rotasi beban tinggi.

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. Gambar 2.4 memperlihatkan perletakan bantalan jembatan dan bantalan pelat baja.



Gambar 2.4: Bantalan jembatan beton dan bantalan geser pelat baja

2.4. *Pier*

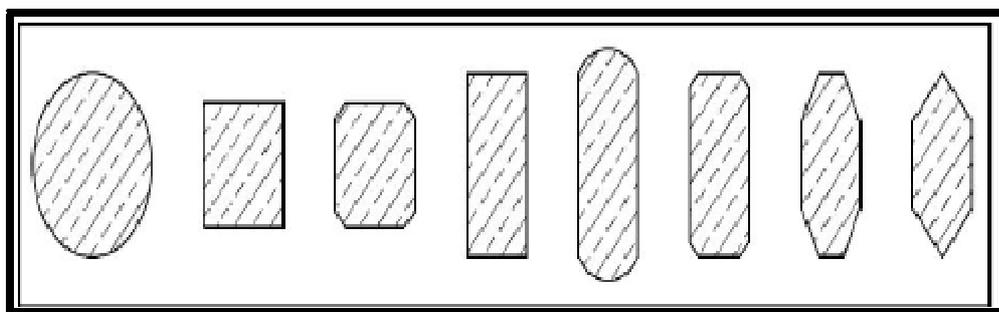
Pier atau kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang. *Pier* juga merupakan suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas pondasi tiang-tiang pancang yang terletak di tengah sungai atau yang lain yang

berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan atas jembatan (SNI 2541, 2008). *Pier* tersebut 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. *Pier* berfungsi menyalurkan gaya-gaya vertikal dan horizontal dari bangunan atas ke pondasi.

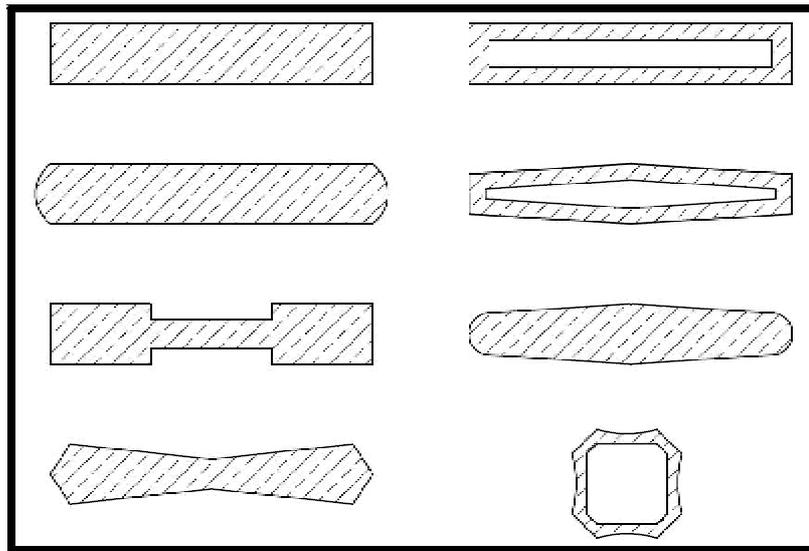
Banyak faktor yang dipertimbangkan saat memilih tipe dan konfigurasi *pier*. *Pier* harus memperhitungkan karakteristik fitur yang dilintasi, panjang bentang, lebar jembatan, jenis bantalan dan lebar, miring, diperlukan pembersihan vertikal dan horizontal, tinggi *pier*, estetika dan ekonomi yang diperlukan. Untuk jembatan di atas saluran air, lokasi *pier* relatif memiliki dataran banjir yang harus dipertimbangkan. Sambungan antara *pier* dan bangunan bagian atas biasanya merupakan bantalan tetap atau ekspansi yang memungkinkan rotasi pada arah longitudinal struktur atas. Ini memiliki efek menghilangkan transfer momen longitudinal antara struktur atas dan *pier*.

Pier jembatan memiliki dua tugas pokok yaitu menyalurkan beban superstruktur (struktur atas), dan menahan beban horizontal yang terjadi pada struktur jembatan. Ada beberapa tipe *pier* yang biasa digunakan pada jembatan diantaranya *pier solid*, *hollow*, *pier bulat*, *oktogonal*, *heksagonal*, *rectangular* dan lain-lain.

Macam-macam bentuk *pier* sesuai kegunaannya dapat dilihat pada Gambar 2.5 dan Gambar 2.6, sedangkan *pier* berdasarkan tingginya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

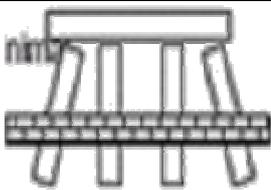
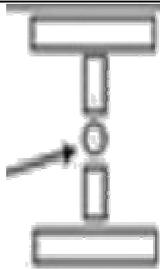
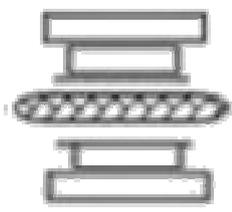


Gambar 2.5: Tipe *pier* jembatan penyeberangan darat.

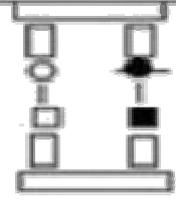
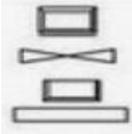


Gambar 2.6: Tipe *pier* jembatan penyeberangan sungai dan *waterway*.

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

Jenis <i>Pier</i>	Tinggi Tipikal			
	0	10	20	30
<p>Pilar Balok Cap Tiang Sederhana</p> <p>Dua baris tiang adalah umumnya minimal.</p> 		---	---	
<p>Pilar Kolom Tunggal</p> <p>Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.</p> 		5	15	
<p>Pilar Tembok</p> <p>Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal.</p> 		5	25	

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Jenis <i>Pier</i>	Tinggi Tipikal			
	0	10	20	30
<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

2.5. Girder

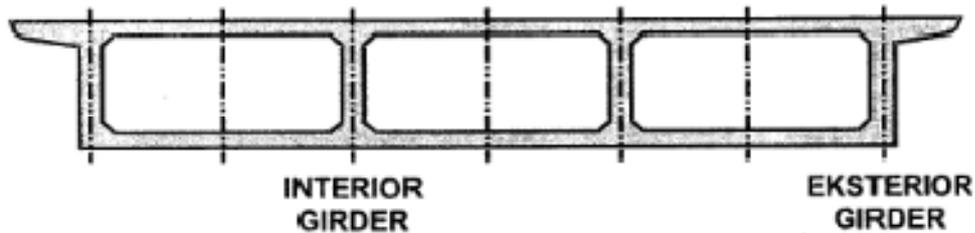
Girder merupakan bagian dari jembatan yang terletak dibawa slab, girder memiliki dua bentuk untuk jembatan beton bertulang, yaitu:

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 $\pm 80 \text{ ft}$ ($\pm 50 \text{ m}$). Untuk bentang yang lebih pendek, tipe balok T biasanya lebih murah, untuk bentang lebih panjang, lebih sesuai menggunakan gelagar kotak seperti yang terlihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Tipikal penampang melintang box girder (Supriadi, 2007).

b. Deck-girder

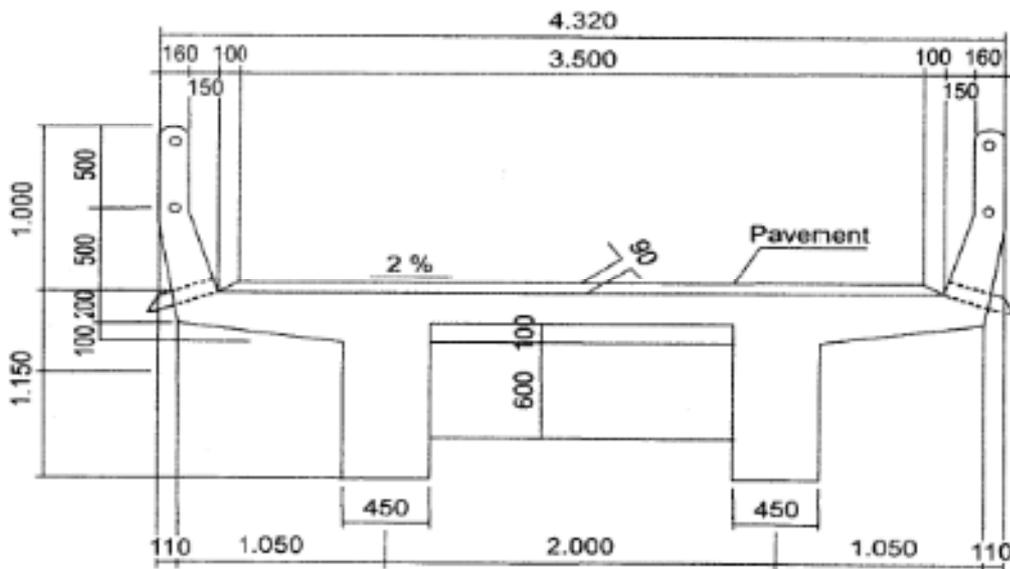
Deck-girder terdiri atas gelagar utama arah horizontal dengan slab beton membenteng di antara gelagar. Jembatan gelagar dek mempunyai banyak variasi dalam desain dan fabrikasi salah satu dari gelagar dek adalah *T-beam*. Balok T ini digunakan secara luas dalam konstruksi jalan raya, tersusun dari slab beton yang didukung secara integral dengan gelagar. Penggunaan akan lebih ekonomis pada bentang $40\text{-}80 \text{ ft}$ ($\pm 15\text{-}25 \text{ m}$) pada kondisi normal (tanpa kesalahan pekerjaan). Karena kondisi lalu lintas atau batasan-batasan ruang bebas. Konstruksi 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.

Jembatan gelagar-dek, lebih sederhana dalam desain dan relative mudah untuk dibangun, serta akan ekonomis bila dibangun pada bentang yang sesuai. Beberapa variasi gelagar dek dalam desain dan fabrikasi antara lain:

- A. Balok-T beton bertulang.
 - i. Balok dan lantai cetak di tempat (*cast in place*) secara monolit.
 - ii. Balok pracetak dan lantai cetak di tempat.
 - iii. Balok pracetak dan lantai pracetak.
- B. Balok prategang.
 - i. Gelagar prategang dan lantai cetak di tempat (*cast in place*).

- ii. Gelagar prategang pracetak dengan slab lantai beton bertulang cetak ditempat.
- iii. Gelagar prategang pracetak dengan sebagai kemungkinan metodefabrikasi dan pencetakan lantai.

Bila gelagar searah dengan arah lalu lintas, tulangan utama slab diletakkan tegak lurus pada arah lalu lintas (yaitu arah melintang). Pada slab dengan tumpuan sederhana, bentang jembatan diambil jarak dari pusat ke pusat tumpuan tetapi tidak perlu lebih dari jarak bersih, ditambah tebal slab. Untuk slab menerus di atas tumpuan lebih dari dua gelagar, jarak bersih termasuk sebagai panjang bentang. Rasio tinggi balok dan panjang bentang yang digunakan dalam jembatan balok-T biasanya antara 0,065 – 0,075. Tinggi balok yang ekonomis akan diperoleh bila jumlah tulangan desak pada tumpuan bagian dalam (*interior support*) sedikit mungkin. Jarak gelagar ekonomis biasanya berkisar 7 – 9 ft dengan slab dek yang menonjol (*overhang*) maksimal 2 ft 6 in. Bila slab dibuat menjadi satu kesatuan dengan gelagar, lebar efektif dalam desain tidak boleh lebih dari setengah jarak bersih terhadap gelagar berikutnya atau seperdua belas panjang bentang atau 6 kali tebal slab seperti Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Potongan bagian struktur atas jembatan dengan balok-T (Struyk. 1995).

c. Beton cor setempat (non-prategang)

Kecuali jika selimut beton yang lebih besar disyaratkan pada SNI 2847 2013, selimut yang disyaratkan untuk tulangan tidak boleh kurang dari berikut ini:

- i. Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah selimut beton 75 mm.
- ii. Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca batang tulangan D-19 hingga D-57 selimut beton 50 mm. Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil selimut beton 40 mm.
- iii. Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah slab, dinding, balok usuk batang tulangan D-44 dan D-57 selimut beton 40 mm. Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil selimut beton 20 mm. Balok, kolom tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral selimut beton 40 mm. Komponen struktur cangkang, pelat lipat batang tulangan D-19 dan yang lebih besar selimut beton 20 mm. batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil selimut beton 13 mm.

d. Beton cor setempat (prategang)

Kecuali jika selimut beton yang lebih besar disyaratkan pada SNI 2847 2013, selimut yang disyaratkan untuk tulangan, selongsong, penutup ujung prategang dan non prategang tidak boleh kurang dari berikut ini:

- i. Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah selimut beton 75 mm.
- ii. Beton yang berhubungan dengan tanah dan cuaca panel dinding, slab, balok usuk selimut beton 25 mm. Komponen struktur lainnya selimut beton 40 mm.
- iii. Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah slab, dinding, balok usuk selimut beton 20 mm. Balok, kolom, Tulangan utama selimut beton 40 mm. Pengikat, sengkang, spiral selimut beton 25 mm. Komponen struktur cangkang, pelat lipat Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil selimut beton 10 mm. Tulangan lainnya *db* namun tidak kurang dari selimut beton 20 mm.

2.6. Ketentuan Umum

Peraturan ini berisi ketentuan teknis untuk menghitung aksi nominal, definisi tipe aksi, serta factor beban yang digunakan untuk menghitung besarnya aksi rencana. Secara ringkas pengaruh beban dan kombinasinya dapat dilihat pada Tabel 2.2. Aksi rencana digabungkan satu dengan yang lainnya sesuai dengan kombinasi perencanaan yang disyaratkan dalam perencanaan jembatan. Bagian sekunder yang merupakan bagian jembatan mempunyai persyaratan khusus dalam perencanaannya. Pembebanan yang harus digunakan dalam perencanaan bangunan sekunder tercantum padapada SNI 1725:2016 pasal 11 tentang pembebanan rencana ralling dan pasal 12 tentang pembebanan fender.

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

Keadaan Batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWI	BF	EUn	TG	ES	GUNAKAN SALAH SATU		
										EQ	TC	TV
KUAT I	<input type="checkbox"/> P	1,8	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
KUAT II	<input type="checkbox"/> P	1,4	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
KUAT III	<input type="checkbox"/> P	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
KUAT IV	<input type="checkbox"/> P	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-	-	-	-	-
KUAT V	<input type="checkbox"/> P	-	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
EKSTRIM I	<input type="checkbox"/> P	<input type="checkbox"/> E G	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-
EKSTRIM II	<input type="checkbox"/> 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	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
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	<input type="checkbox"/> TG	<input type="checkbox"/> ES	-	-	-
DAYA LAYAN IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-
FATIK (TD DAN TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Catatan = □P dapat berupa □MS, □MA, □TA, □PR, □PL, □SH
Tergantung beban yang ditinjau.
□EQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa.
- 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 □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 akibat 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.

2.6.1. Keadaan 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.

2.6.2. 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 penjaran retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.6.3. Keadaan batas kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan stabilitas jembatan yang memadai, baik yang bersifat local maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistic 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.

2.6.4. 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.

2.7. Pembebanan

Standar peraturan yang digunakan dalam menganalisa pembebanan pada *fly over* adalah “Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia Nomor Pm. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api” Peraturan ini bertujuan agar jalur kereta api yang dibangun dan digunakan berfungsi sesuai peruntukannya dan memiliki tingkat keandalan yang tinggi, mudah dirawat dan dioperasikan

2.7.1. Beban Primer

Beban yang merupakan baban utama dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan *fly over*.

a. Beban Mati (*Dead Load*)

Semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri *fly over* atau bagian *fly over* yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu

kesatuan tetap dengannya. Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat tambah dengan elemen *nonstructural* yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (\square MS)			
	Keadaan Batas Layan (\square^s MS)		Keadaan Batas Limit (\square^u MS)	
	bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,0	1,1	
	Alumunium	1,0	1,1	0,90
Tetap	Beton pracetak	1,0	1,2	0,85
	Beton dicor ditempat	1,0	1,3	0,75
	kayu	1,0	1,4	0,7

b. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen *nonstructural*, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.4 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini biasa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 2.4: Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (\square MA)			
	Keadaan Batas Layan (\square^s MA)		Keadaan Batas Limit (\square^u MA)	
	bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	umum	1,0	2,0	0,7
	Khusus (terawasi)	1,0	1,4	0,8

Catatan: faktor beban sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

c. Pengaruh tetap pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan beban yang sesuai.

Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai Tabel 2.5.

Tabel 2.5: Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (\square PL)		
	Keadaan Batas Layan (\square^s PL)	Keadaan Batas Limit (\square^u PL)	
Tetap	1,0	1,0	1,0

d. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi merata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT) yang terlihat pada Gambar 2.9. Adapun faktor beban yang digunakan untuk lajur “D” seperti Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Faktor beban untuk beban lajur “D” (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (\square TD)		
		Keadaan Batas Layan (\square^s TD)	Keadaan Batas Limit (\square^u TD)	
Tetap	Beton	1,0	2,0	0,7
	Box Girder	1,0	1,4	0,8

e. Intensitas beban “D”

Pada Gambar 2.9 beban terbagi rata mempunyai intensitas q kpa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut:

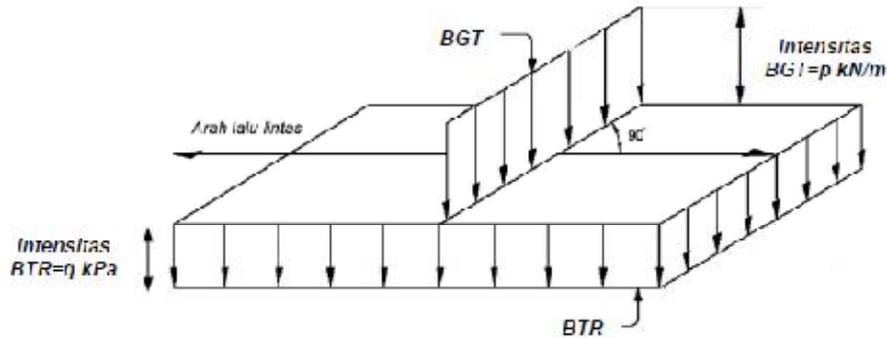
Jika $L \leq 30$ m: $q = 9,0$ kPa

Jika $L > 30$ m: $q = 9,0 (0,5 + \frac{15}{l})$ kPa

Keterangan:

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

L adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 2.9: Beban lajur “D” (SNI 1725:2016).

f. Beban horizontal

i. 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. 2.1.

$$\alpha = \frac{V^2}{127 R} \quad (2.1)$$

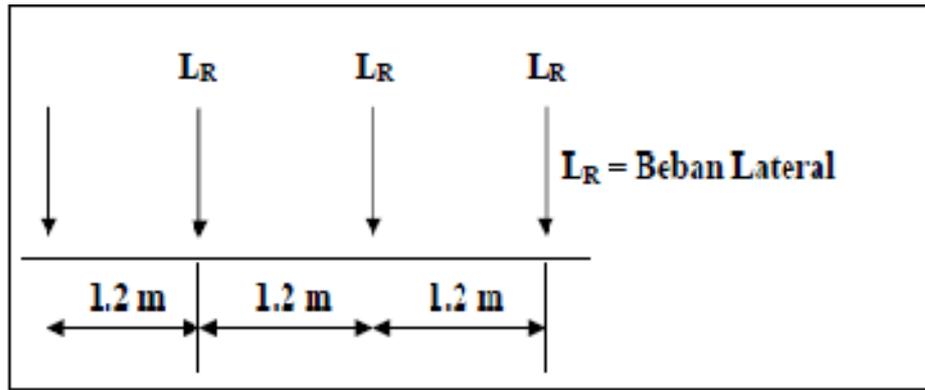
dimana: α : kefisien beban sentrifugal.

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

R : radius tikungan (m).

ii. Beban lateral kereta (LR)

Beban lateral kereta adalah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.10. 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.



Gambar 2.10: Beban lateral kereta (Nomor PM. 60 Tahun 2012).

iii. Beban pengereman dan traksi

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

iv. Beban rel panjang longitudinal (LF)

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

g. Pengaruh susut dan rangkak (SH)

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan yang tertera pada Tabel 2.7. Apabila rangkak dan penyusutan bias mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai rangkak dan penyusutan tersebut tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2.7: Faktor beban akibat susut dan rangkak(SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (\square SH)	
	Keadaan Batas Layan (\square^s SH)	Keadaan Batas Limit (\square^u SH)
Tetap	1,0	0,5

Catatan: walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan

i. 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. 2.2 berikut ini:

$$\epsilon_{cs,t} = (t / (35 + t)) \epsilon_{cs,u} \quad (2.2)$$

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:

$$\epsilon_{cs,u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} \quad (2.3)$$

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

$$\lambda_{cs} = K_h^s, K_d^s, K_s^s, K_f^s, K_b^s, K_{ac}^s \quad (2.4)$$

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 2.11.

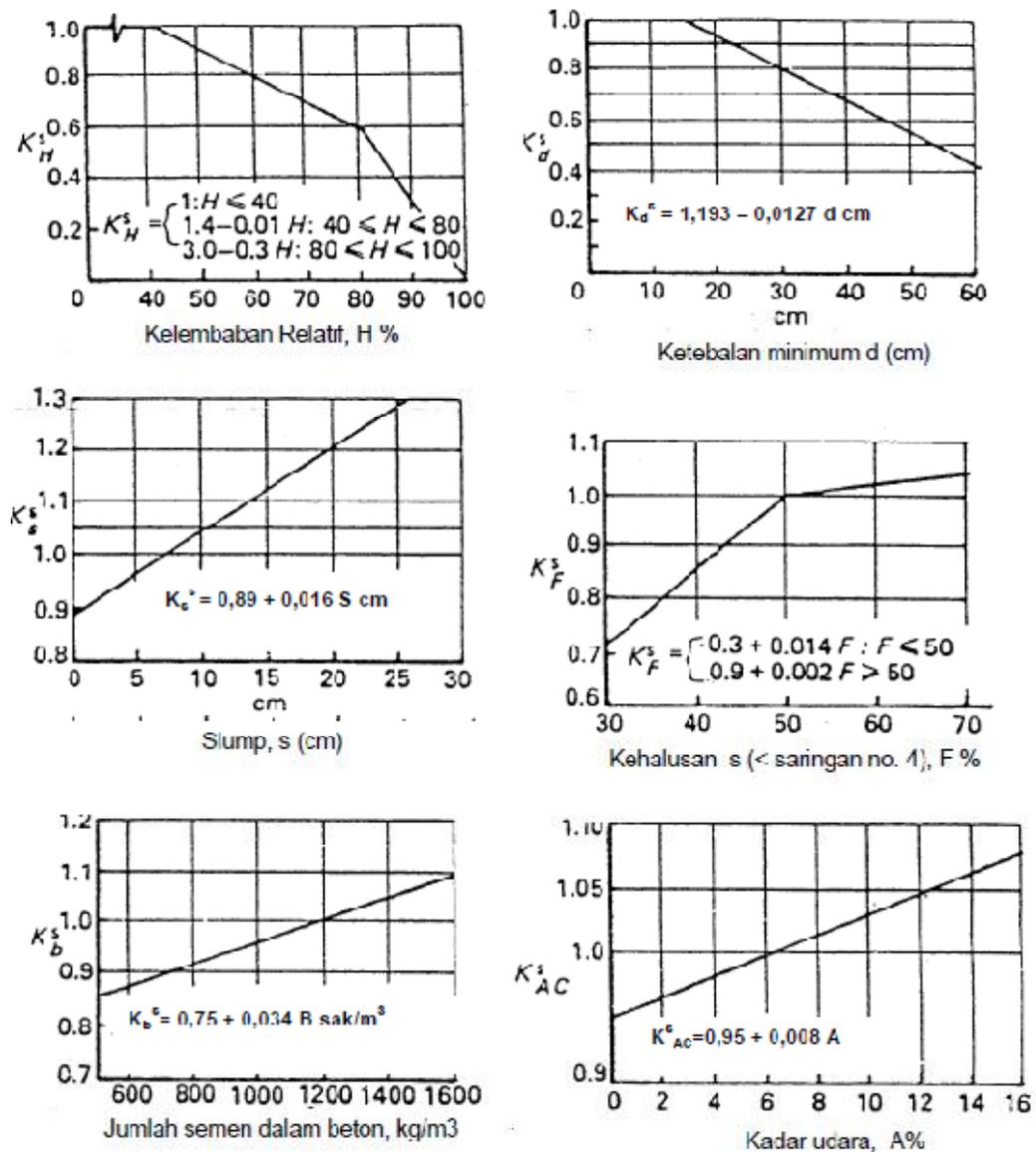
Untuk komponen beton yang dirawat dengan cara penguapan (*steam cured*), maka nilai $\epsilon_{cs,t}$ ditentukan oleh Pers.2.5 di bawah ini:

$$\epsilon_{cs,t} = (t / (55 + t)) \epsilon_{cs,u} \quad (2.5)$$

Di mana t menyatakan umur beton yang dirawat dengan cara penguapan, terhitung sejak 1 -3 hari setelah pengecoran, dalam satuan hari. Pada Tabel 2.8 menjelaskan tentang koefisien standar susut beton dan Gambar 2.11 penentuan faktor sudut.

Tabel 2.8: Koefisien standar susut beton sebagai tambahan reganganjangka 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



Gambar 2.11: Grafik penentuan faktor susut (RSNI T-12-2004).

ii. 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 rangkakan $\phi_{cc}(t)$, dimana:

$$\varepsilon_{cc,t} = \phi_{cc}(t) \varepsilon_e \quad (2.6)$$

ε_e merupakan regangan elastis sesaat, yang diakibatkan oleh bekerjanya suatu tegangan tetap. Dalam hal koefisien rangkakan $\phi_{cc}(t)$, bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, bisa dihitung dari rumusan:

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u \quad (2.7)$$

$$C_u = 2,35 \gamma_{cc} \quad (2.8)$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c, K_d^c, K_s^c, K_f^c, K_{ac}^s, K_{to}^c \quad (2.9)$$

keterangan:

t = waktu setelah pembebanan (hari)

C_u = koefisien rangkakan 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.

Namun demikian bila tidak dilakukan suatu perhitungan rinci seperti yang dirumuskan dalam Pers. (2.7) sampai (2.9), atau bila dianggap memang tidak dibutuhkan suatu perhitungan rinci yang sebagaimana disebutkan diatas, maka dalam asumsi pada suatu kondisi yang standar, nilai koefisien rangkakan maksimum C_u bisa diambil secara langsung dari Tabel 2.9 dan Gambar 2.12 dibawah ini.

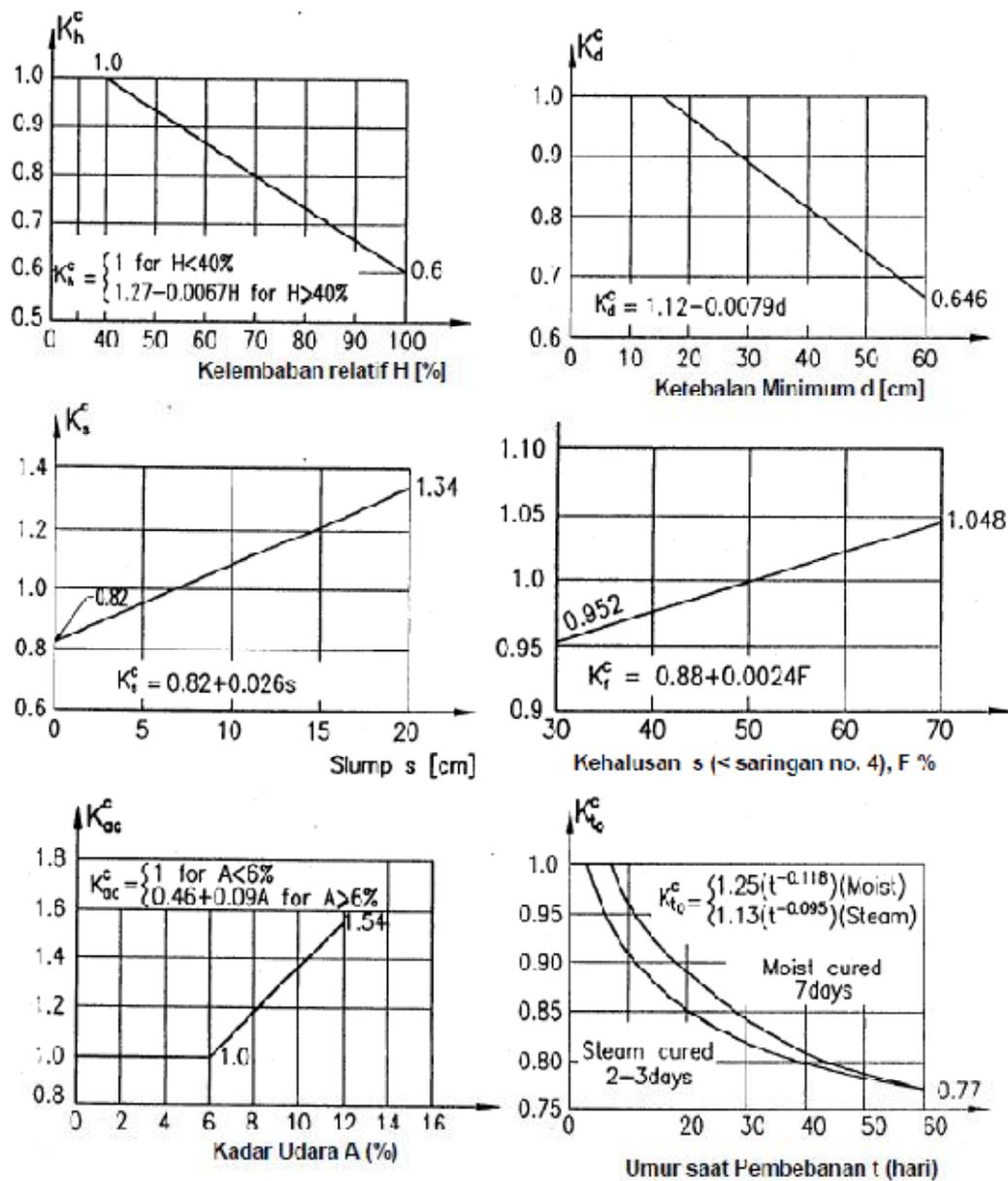
Dalam hal ini, yang disebut sebagai suatu kondisi standar adalah:

1. Kelembaban relative udara setempat $H = 70\%$.
2. Ketebalan minimum komponen beton $d = 15$ cm.
3. Konsistensi (*slump*) adukan beton $s = 7,5$ cm.

4. Kadar agregat halus dalam beton F = 50%.
5. Kadar udara dalam beton AC = 6%.

Tabel 2.9: Koefisien standar rangkak beton sebagai tambahan reganganjangka panjang(RSNI T-12-2004).

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



Gambar 2.12: Grafik penentuan faktor rangkak(RSNI T-12-2004).

h. Beban kejut

Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor I terhadap beban kereta. Perhitungan paling sederhana untuk faktor I adalah dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

i. untuk rel pada alas balas, $i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L}$

ii. untuk rel pada perletakan kayu, $i = 0,2 + \frac{25}{50+L}$

iii. untuk rel secara langsung pada baja, $i = 0,3 + \frac{25}{50+L}$

dimana:

i = faktor kejut,

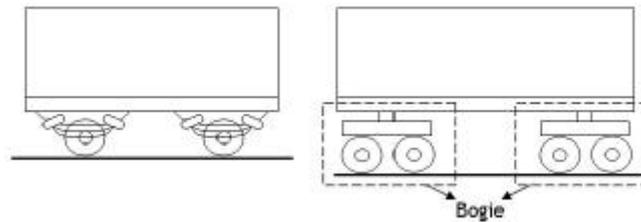
L = panjang bentang (m)

i. Beban Hidup

Semua beban yang berasal darikereta 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).

Perencanaan kontruksi jalur kereta api harus direncanakan sesuai persyaratan teknis sehingga dapat dipertanggung jawabkan secara teknis dan ekonomis. Secara teknis diartikan konstruksi jalur kereta api tersebut harus aman dilalui oleh sarana perkeretaapian dengan tingkat kenyamanan tertentu selama umur konstruksinya. Secara ekonomis diharapkan agar pembangunan dan pemeliharaan konstruksi tersebut dapat diselenggarakan dengan tingkat harga yang sekecil mungkin dengan *output* yang dihasilkann kualitas terbaik dan tetap menjamin keamanan dan kenyamanan. Perencanaan konstruksi jalur kereta api dipengaruhi oleh jumlah beban, kecepatan maksimum, beban gandar dan pola operasi. Atas dasar ini diadakan klasifikasi jalur kereta api sehingga perencanaan dapat dibuat secara tepat guna.

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 2.13. pada Tabel 2.10 dan 2.11 menjelaskan pembagian kelas jalan rel 1067 dan 1435 mm.



Gambar 2.13: Kereta tanpa bogie dan dengan bogie.

Tabel 2.10: Pembagian kelas jalan rel 1067 mm.

Kelas Jalan Rel	Kapasitas Angkut Lintas ($\times 10^6$ 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 / 600	Elastis Ganda	30	50
III	5 - 10	100	R 54/R 50/R 42	BETON/KAYU /BAJA/ 600	Elastis Ganda	30	40
IV	2,5-5	90	R 54/R 50/R 42	BETON/KAYU /BAJA/ 600	Elastis Ganda/Elastis Tunggal	25	40
V	<2,5	80	R 42	KAYU/BAJA/	Elastis	25	35

				600	Tunggal		
--	--	--	--	-----	---------	--	--

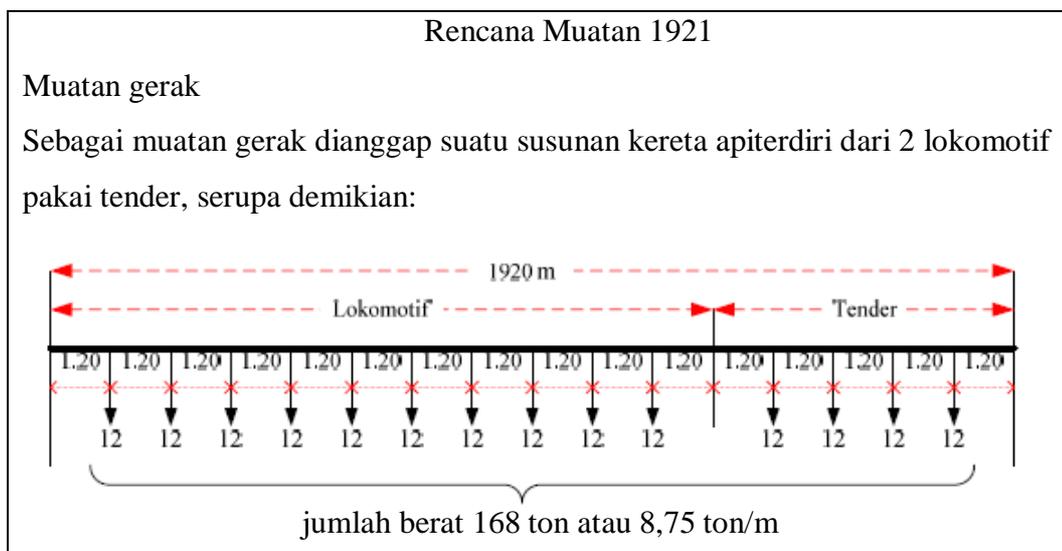
Tabel 2.11: Pembagian kelas jalan rel 1435 mm.

Kelas Jalan Rel	Kapasitas Angkut Lintas ($\times 10^6$ 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

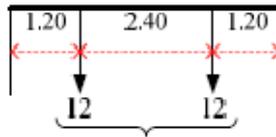
Beban hidup yang digunakan adalah beban gandar terbesar sesuai rencana sarana perkeretaapian yang dioperasikan atau skema dari rencana muatan. Untuk beban gandar sampai dengan 18 ton dapat digunakan skema Rencana Muatan 1921 (RM 21) sebagaimana tersebut dalam Tabel 2.12.

Untuk beban gandar lebih besar dari 18 ton, rencana muatan disesuaikan dengan kebutuhan tekanan gandar.

Tabel 2.12: Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21)

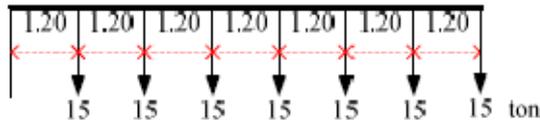


bila dengan kereta/gerobak yang banyak tidak tertentu, serupa demikian:

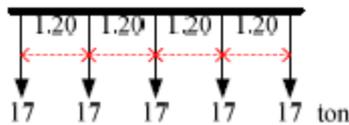


Jumlah 24 ton atau 5 ton/m

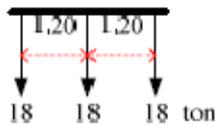
Susunan kereta itu selalu dibikin sehingga bagi bagian yang harus dihitung kekuatannya paling berbahaya. Jika ada 6 atau 7 yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 15 ton.



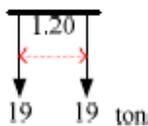
Jika hanya ada 5 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka beratnya muatan gandar harus ditambah sampai 17 ton.



Jika hanya ada 3 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar harus ditambah sampai 18 ton.



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

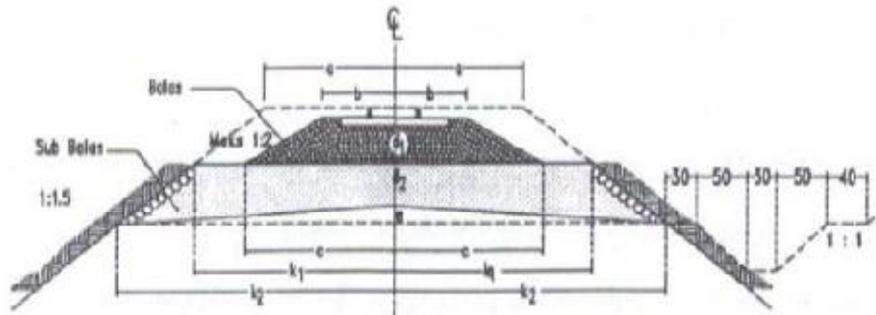


Jika hanya ada 1 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar harus ditambah sampai 20 ton.

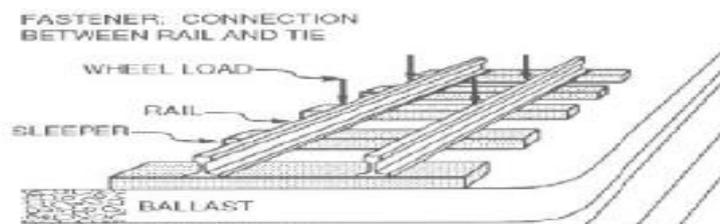


Dari rencana-rencana muatan tersebut, selalu yang dipilih itu rencana yang pendapatannya paling berbahaya bagi dihitungnya.

Perencanaan struktur jalan rel kereta api tercantum pada Peraturan Menteri No. 60 Tahun 2012 tentang persyaratan teknis jalur KA yang terdiri dari komponen-komponen penyusunnya struktur bagian atas pada Gambar2.14 dan Gambar2.15.



Gambar2.14: Struktur tampak depan.

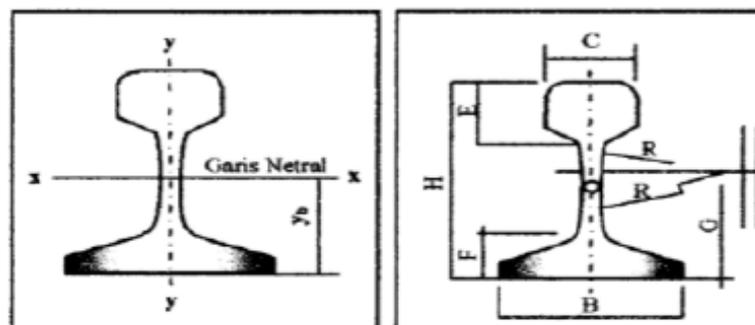


Gambar2.15: Struktur tampak3D.

Berdasarkan Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012, komponen-komponen konstruksi jalan rel adalah sebagai berikut:

1. 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 seperti pada Gambar 2.16 sebagai berikut.



Gambar2.16: Penampang rel.

Tabel 2.13: Tipe rel dan dimensi penampang rel (Nomor PM. 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			
Y _b (mm)	= jarak tepi bawah rel ke garis netral			

2. 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. Bantalan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

a. Bantalan beton merupakan struktur prategang:

Untuk lebar jalan rel 1067 mm dengan kuat tekan karakteristik beton tidak kurang dari 500 kg/cm², dan mutu baja prategang dengan tegangan putus (*tensile*

strenght) minimum sebesar 16.876 kg/cm² (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. Untuk lebar jalan rel 1435 mm dengan kuat tekan karakteristik beton tidak kurang dari 600 kg/cm², dan mutu baja prategang dengan tegangan putus (*tensile strength*) minimum sebesar 16.876 kg/cm² (1.655 Mpa). Bantalan beton harus mampu memikul momen minimum sesuai dengan desain beban gandar dan kecepatan. Dimensi bantalan beton:

1. Untuk lebar jalan rel 1067 mm:

Panjang : 2.000 mm.

Lebar maksimum : 260 mm.

Tinggi maksimum : 220 mm.

2. Untuk lebar jalan rel 1435 mm:

Panjang : - 2.440 mm untuk beban gandar sampai dengan 22,5 ton.

2.740 mm untuk beban gandar di atas 22,5 ton.

Lebar maksimum : 330 mm.

Tinggi di bawah dudukan rel : 220 mm.

b. 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.

c. 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.

3. Balas

a. Lapisan balas pada dasarnya adalah terusan dari lapisan tanah dasar, dan terletak didaerah yang mengalami konsentrasi tegangan yang terbesar akibat lalu lintas kereta pada jalan rel, oleh karena itu material pembentuknya harus sangat terpilih. Dikarenakan perencanaan kereta api layang, maka lapisan balasnya terusan dari *girder*.

- b. Fungsi utama balas adalah untuk meneruskan dan menyebarkan beban bantalan ke tanah dasar, mengokohkan kedudukan bantalan dan meluruskan air sehingga tidak terjadi penggenangan air di sekitar bantalan dan rel. Dikarenakan perencanaan kereta api layang, maka lapisan balasnya terusan dari *girder*.
- c. Kemiringan lereng lapisan balas atas tidak boleh lebih curam dari 1:2.
- d. Bahan balas atas dihampar hingga mencapai sama dengan elevasi bantalan.
- e. Material pembentuk balas harus memenuhi persyaratan 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/cm^2 .
 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%.

2.7.2. Beban Sekunder

1. Beban Angin

Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horisontal, 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 rangkabatang 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.

2. Beban angin pada struktur (EW)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang

tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain dalam pasal 9.6.3 (SNI 175:2016) dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam Mpa dapat diterapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V \square}{PB} \right)^2$$

Keterangan:

P_B adalah tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.14 (MPa)

Tabel 2.14: Tekanan angin dasar (SNI1725:2016).

Komponen bangunan atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3. Beban dari struktur atas (EWs)

Kecuali jika ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar P_B untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam tabel dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Arah angin untuk perencanaan harus yang menghasilkan pengaruh yang terburuk pada komponen jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan seperti yang ada dalam Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang (SNI1725:2016).

Sudut serang	Rangkak, kolom dan pelengkungan		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
Derajat	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

4. Pengaruh gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat diterapkan 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_d) dengan formulasi sebagai berikut:

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

Keterangan:

EQ adalah gaya gempa horizontal statis (kN).

C_{sm} adalah koefisien respons gempa elastik.

R_d adalah factor modifikasi respons.

W_t adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

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 faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30m dibawah struktur jembatan.

5. Prosedur umum

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respon spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili dua *level hazard* (potensi bahaya) gempa 500 dan 1000 dengan kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun dan 7% dalam 75 tahun penjelasan untuk masing-masing peta dapat dilihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Penjelasan peta gempa 2010 (SNI 2833:2013).

No	No Gambar	Level Gambar	Keterangan
1	Gambar 18	10% dalam 50 tahun (500 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 19		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar
3	Gambar 20		Peta respons spektra percepatan 1,0 detik di batuan dasar (S1)
4	Gambar 21	7 % dalam 75 tahun (1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
5	Gambar 22		Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (Ss)
6	Gambar 23		Peta respons spektra percepatan 0,1 detik di batuan dasar (S1)

6. 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 faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Tabel 2.17 memberikan nilai FPGA, Fa dan Fv untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Tabel 2.17: 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
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

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.18 atau Gambar2.21).

Ss adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik)mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.19 atau Gambar 2.22).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Tabel 2.18: Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (SNI 2833:2013).

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

Keterangan:

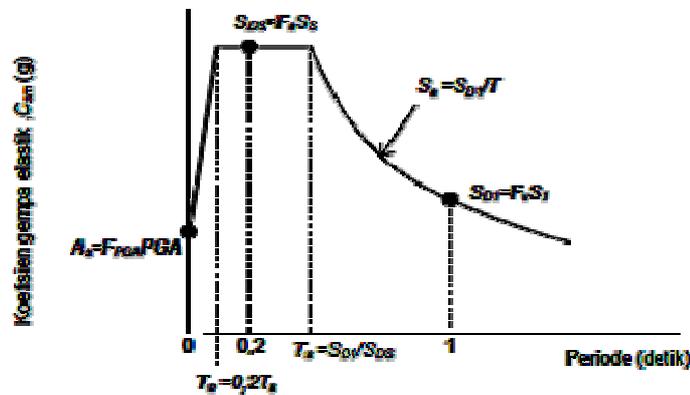
$S1$ adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.20 atau Gambar 2.23).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

7. 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. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan.



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 adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \tag{2.10}$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \tag{2.11}$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I \tag{2.12}$$

8. Koefisien respons gempa elastik

- a. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

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

- b. 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 S_{DS} .
- c. Untuk periode lebih besar dari T_S , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{DI}}{T}$$

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

$$T_0 = 0.2 T_s$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

Penggunaan masing-masing persamaan dapat membentuk respons spektra dipermukaan seperti diperlihatkan pada Gambar 2.17.

9. Kategori kinerja seismik

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik (*SDI*) sesuai Tabel 2.19. Kategori tersebut menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan.

Tabel 2.19: Zona gempa (SNI 2833:2013).

Koefisien percepatan (<i>SDI</i>)	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 : $SD1 = F_v \times SI$

SDI adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

F_v adalah nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (*F_v*)

SI adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.20 atau Gambar 2.23).

10. Faktor modifikasi respons

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

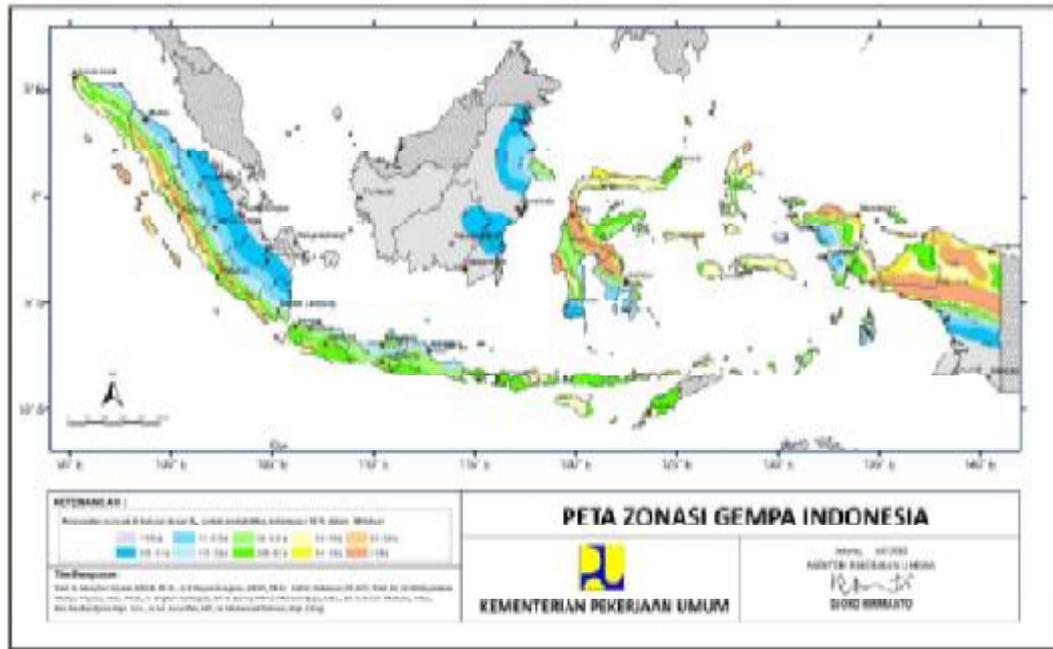
ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 2.20 dan Tabel 2.21. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada Tabel 2.21 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke fondasi telapak 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.

Tabel 2.20: Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2013).

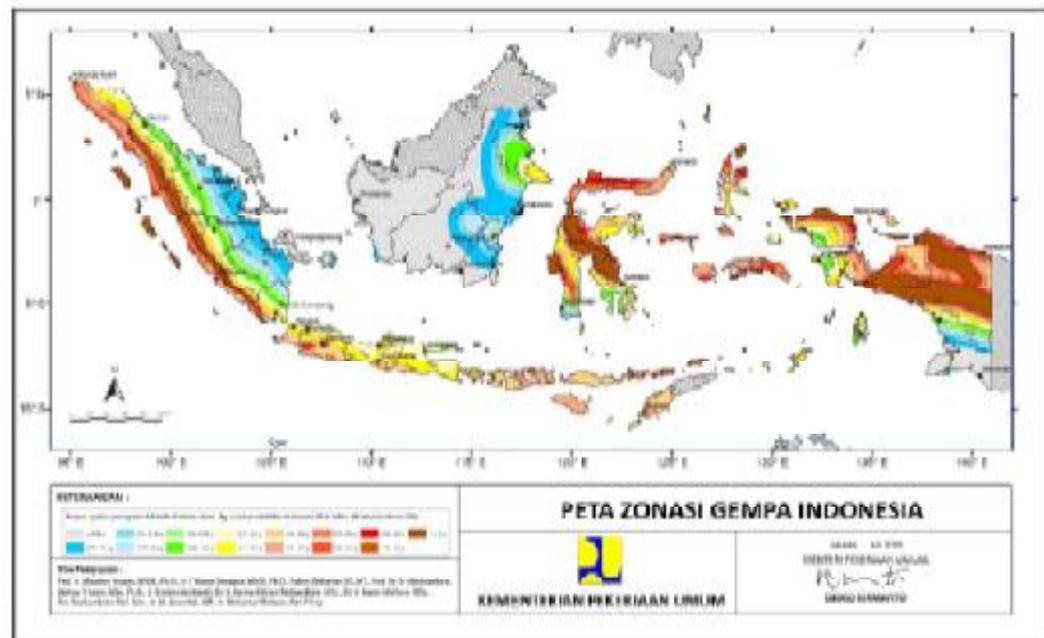
Bangunan bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertical	1,5	1,5	2,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertical	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	2,0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

Tabel 2.21. Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur (SNI 2833:2013).

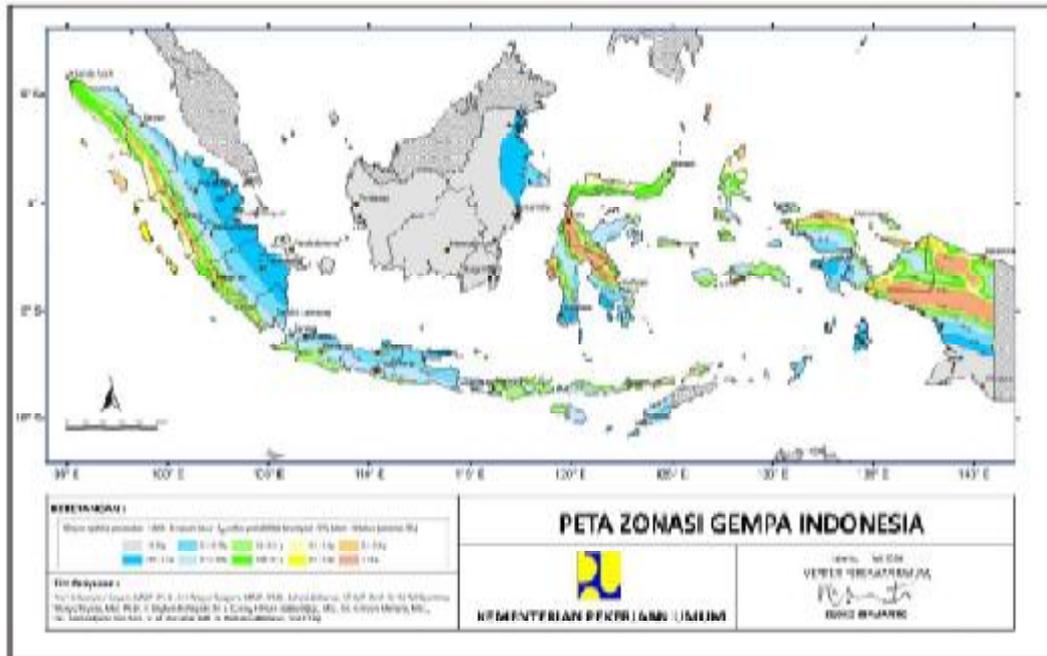
Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai dilatasi pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0



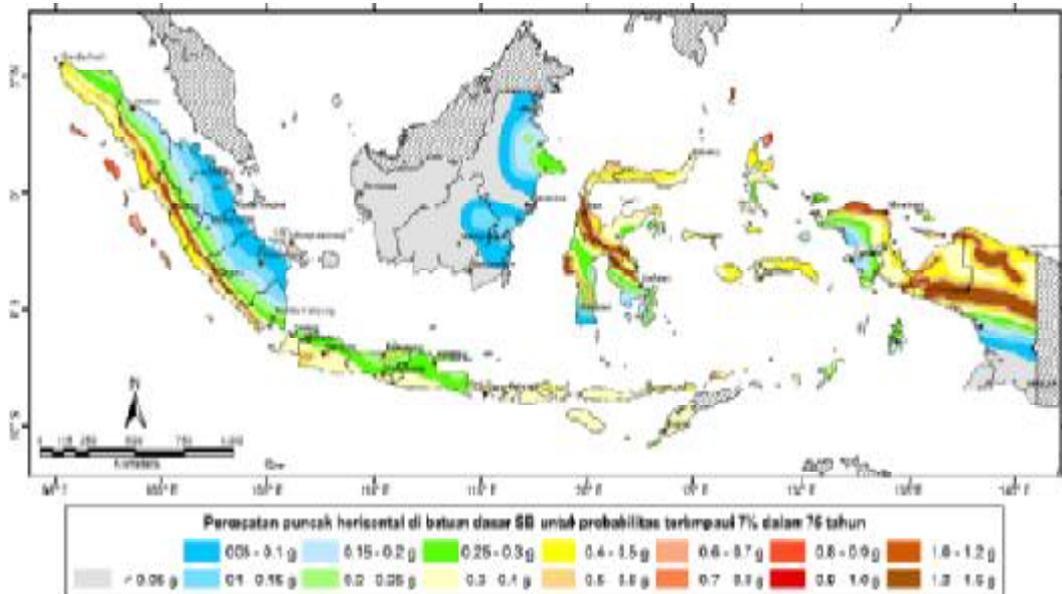
Gambar 2.18: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



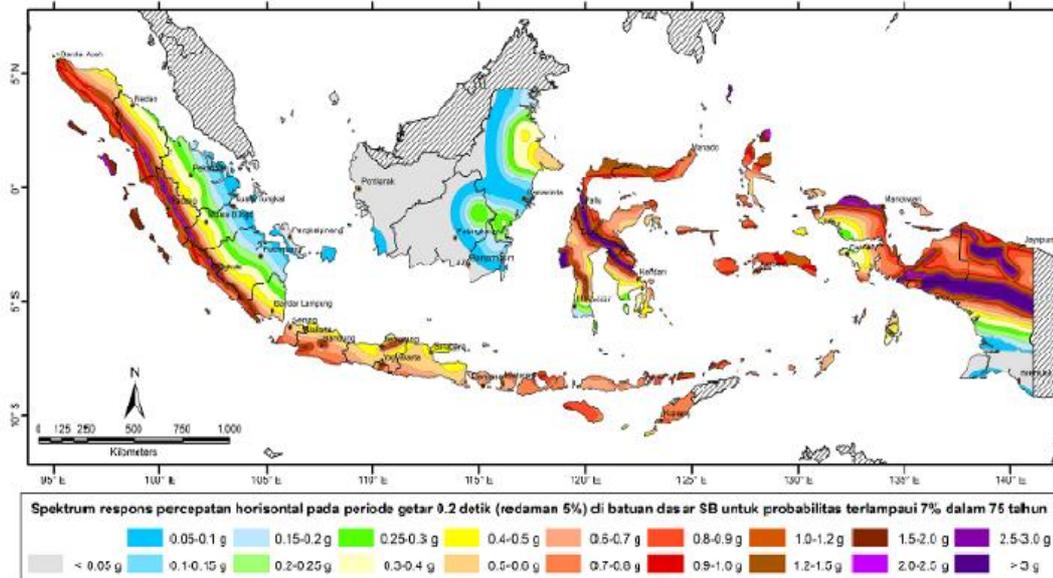
Gambar 2.19: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



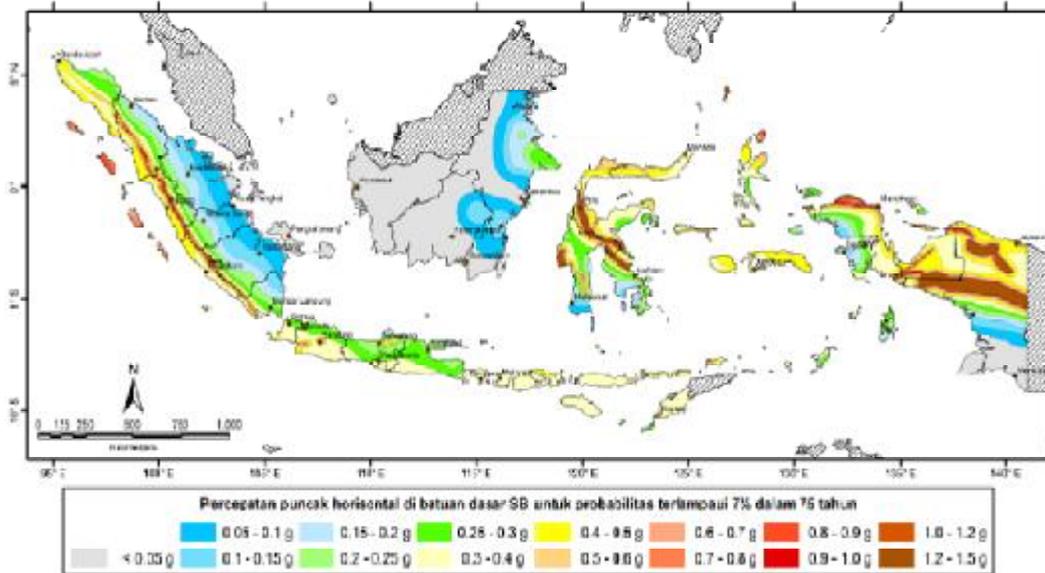
Gambar 2.20: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.21: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.22: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).

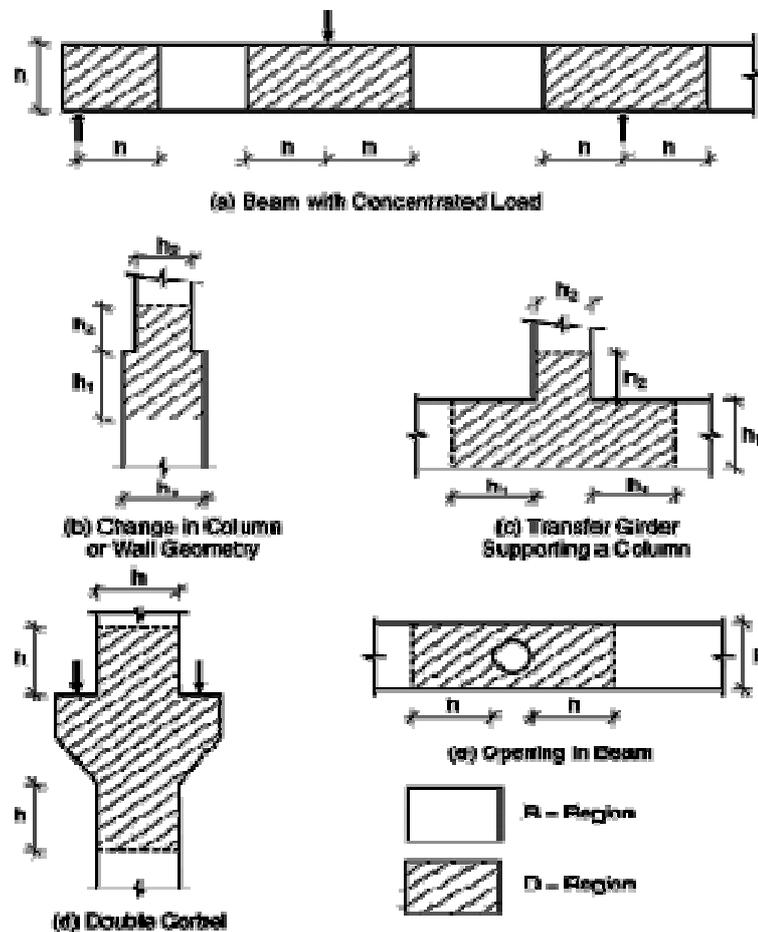


Gambar 2.23. Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).

2.8. Metode Penunjang Dan Pengikat (*Strut And Tie Model*)

2.8.1. 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.



Gambar 2.24: 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 mengidentifikasi 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 2.24.

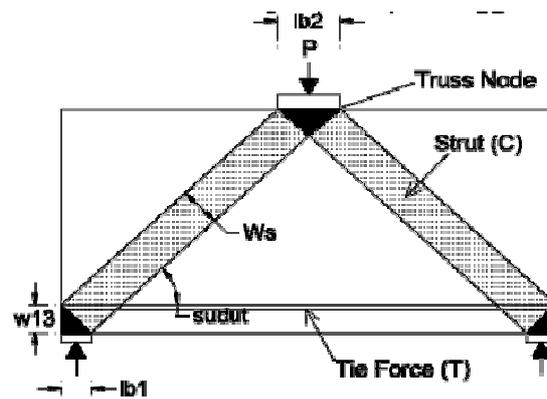
Dalam mendesain *D-region*, mencakup empat langkah sebagai berikut:

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 2.25). *Node* berada didalam nodal (*nodal zone*) yang mengalirkan tekanan dari *strut* ke bagian *tie* dan reaksi. Model *strut and tie* 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.



Gambar2.25: Deskripsi dari *strut and tie model*(Hardjasaputra, 2002).

2.8.2. Komponen dari *Strut And Tie Model*

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 Gambar2.25 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 Gambar2.25 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 Gambar2.25, 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 2.25, kekuatan geser dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q = A_{strut} f_{cu} \sin \theta \quad (2.13)$$

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.

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

Untuk membuat model *strut and tie* dalam desain, ACI 318-02 menetapkan beberapa item utama yang harus diperhatikan, antara lain sebagai berikut:

1. Tata letak geometrik model *strut and tie*.
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.

2.8.4. Susunan Geometrik *Strut And Tie Model*

Dalam mengembangkan model *strut and tie* 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 ACI 318 2002 antara lain:

1. Model *strut and tie* 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 model *strut and tie*.
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 model *strut and tie* mengabaikan

kegagalan beban yang sebenarnya. Agar tepat, struktur harus memiliki daktilitas yang cukup untuk mengakomodasi setiap penyebaran tegangan yang dibutuhkan.

2.8.5. 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:

$$\Phi F_n \geq F_u \quad (2.14)$$

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} .

2.9. Penunjang (*Strut*)

2.9.1. Desain *Strut*

Dalam desain menggunakan model *strut and tie*, perlu untuk memeriksa bahwakehancuran dari *strut* tekan tidak terjadi. Luas penampang dari *strut* tekan sangat tergantung pada detail bagian ujungnya. ACI 318 2002 menyatakan bahwa kekuatan terfaktor dari *strut* dapat dihitung sebagai berikut:

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (2.15)$$

Dimana F_{cu} adalah kekuatan tekan efektif beton di dalam *strut*, diambil sama dengan:

$$f_{cu} = v f_c' \quad (2.16)$$

atau:

$$\Phi f_{cu} = \Phi v f_c' = \Phi STM \alpha_1 \beta_s f_c' \quad (2.17)$$

Dimana v (nu) disebut faktor efektif, A_c adalah efektif penampang *strut* yang bekerja dari f_{cu} . ΦSTM adalah nilai Φ untuk *strut*, *tie* dan *nodal zones* dalam model *strut and tie*, α_1 adalah faktor 0,85 yang digunakan dalam ACI 318 2002 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 sebagai berikut:

$$F_{ns} = f_{cu} A_c + A_{s'} f_{s'} \quad (2.18)$$

Dimana :

F_{cu} = kuat tekan efektif beton.

A_c = luas efektif penampang *strut*.

$A_{s'}$ = luas tulangan tekan dalam batang tekan.

$f_{s'}$ = tegangan leleh tulangan tekan.

2.9.2. 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. 2.16 dan 2.17, dimana $v = \alpha_1 \beta_s$, dan α_1 adalah faktor utama yang mempengaruhi faktor efektivitas *strut* yaitu sebagai berikut:

2. Retak pada *strut*

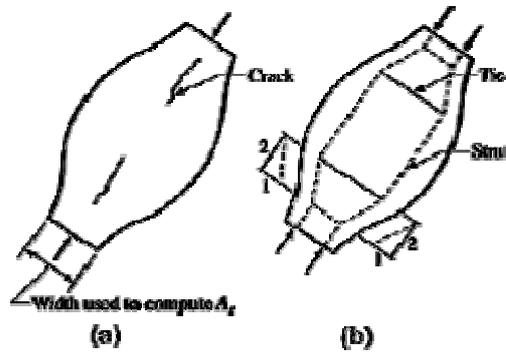
Biasanya *strut* akan mengalami retak aksial, diagonal atau transversal. Hasil reduksi pada kuat tekan dari *strut* dapat dijelaskan sebagai berikut:

i. *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 2.26 (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 dkk. (1987)

memperkirakan bahwa *strut* divergen pada Gambar 2.26 (b) memiliki kemiringan 1:2 seperti yang ditunjukkan.



Gambar 2.26: Retak pada *strut* berbentuk botol(ACI318-02).

- ii. *Strut* yang telah retak
Strut dapat mengalami retak akan cenderung melemahkan *strut* (Schlaich dkk., 1987).
- iii. 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*.

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

Kekuatan dari strut sangat ditentukan oleh tegangan efektif dari beton. ACI 318 2002 memperhitungkan tegangan efektif beton sebagai kekuatan efektif (*effective strength*) yang dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f_c' \quad (2.19)$$

Dimana:

f_{cu} = kuat tekan efektif beton

f_c' = kuat spesifik tekan beton

β_s = faktor efektif *strut* (tergantung pada jenis *strut*)

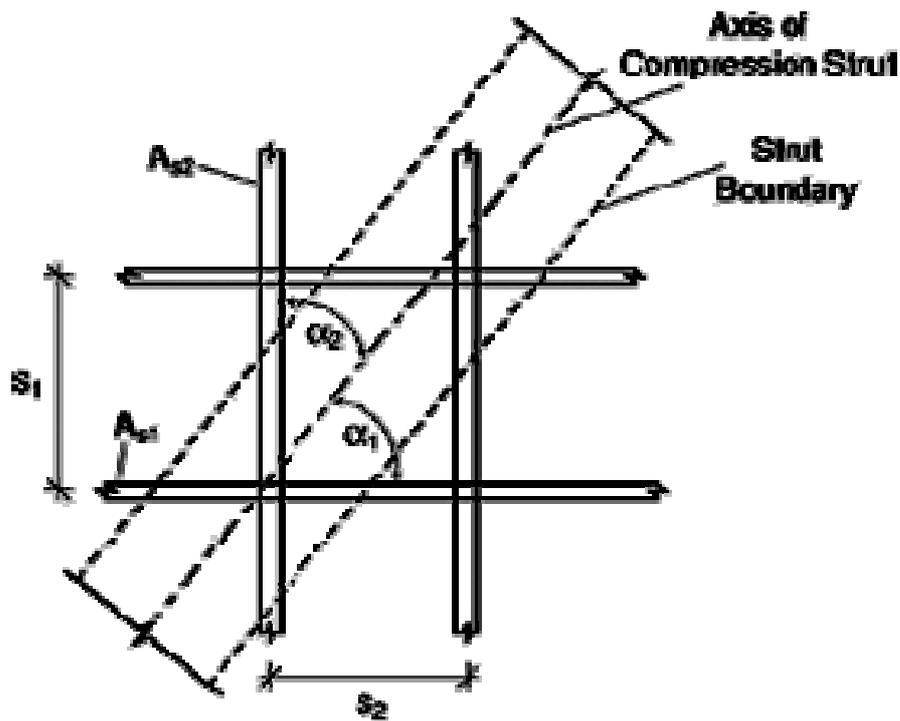
Faktor β_s merupakan faktor yang memperhitungkan kondisi tekan dan sudut retak di sekitar *strut*. ACI 318 2002 menyatakan bahwa nilai β_s berbeda pada berbagai macam kasus. Nilai β_s untuk kasus-kasus tersebut dapat diuraikan sebagai berikut:

- a. $\beta_s=1$ 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.
- b. $\beta_s= 0,75$ untuk *strut* yang berbentuk botol dan terdapat kontrol retak pada daerah penulangan.
- c. $\beta_s= 0,60\lambda$ untuk *strut* yang berbentuk botol tanpa tulangan, dimana λ adalah suatu faktor koreksi.
- d. $\beta_s= 0,40$ untuk *strut* didalam komponen tarik.
- e. $\beta_s= 0,60$ 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. 2.20 berikut:

$$\sum \frac{A_{si}}{b_{si}} \sin \alpha \geq 0,003 \quad (2.20)$$

Dimana A_{si} adalah luas total tulangan pada jarak S_i dalam lapisan tulangan dengan batang tulangan membentuk sudut α ke poros dari *strut*. Pada Gambar 2.27 menjelaskan tentang perpotongan tulangan akibat tekan.



Gambar 2.27: Perpotongan tulangan dengan *strut*(Hardjasaputra, 2002).

2.10. *Node* dan *nodal zone*

2.10.1. 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.

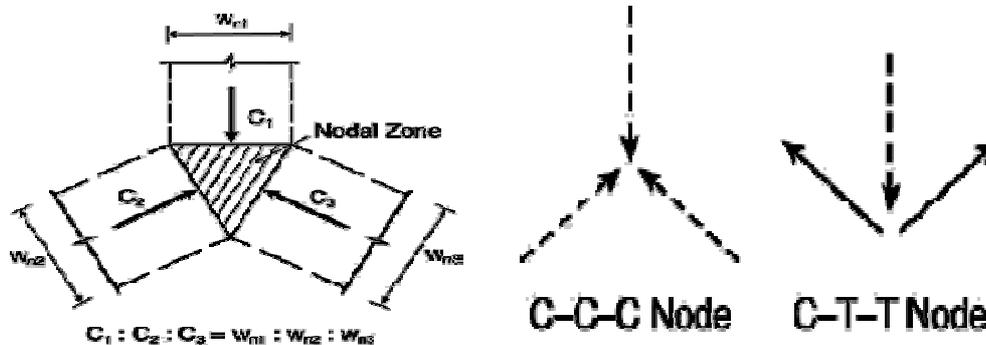
2.10.2. Jenis *nodal zone* dan penggunaannya dalam model *strut and tie*

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

1. *Nodal zone hidrostatik*

Awalnya, daerah *nodal* 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.

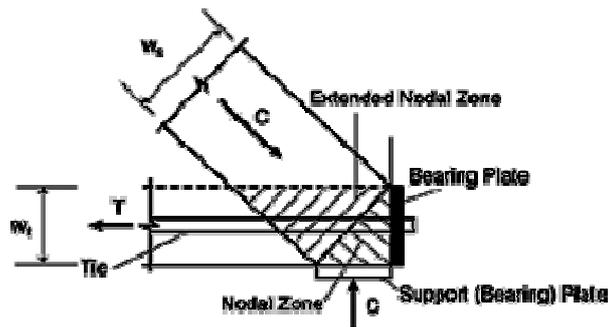
Zona *nodal* hidrostatik telah diperpanjang menjadi *node* C-C-T atau C-T-T dengan mengasumsikan bahwa bagian *tie* yang diperpanjang melalui *nodal zone* akan dijangkarkan di sisi yang jauh dengan kait pada perkuatan (penulangan) *tie* diluar *nodal zone*. Konsep ini direpresentasikan menggunakan hipotesis dipilih pelat jangkar dibelakang titik pertemuan (*joint*). Area plat jangkar hipotetis dipilih sehingga tekanan bantalan pada pelat itu sama dengan tekanan 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* hidrostatik cenderung mempersulit penggunaan zona *nodal* (*nodal zone*) tersebut.

- a. Geometrik
- b. Klasifikasi *node*

c. nodal zone yang diperpanjang.



Gambar 2.28: Nodal zone hidrostatis (Hardjasaputra, 2002).

Nodal yang diperpanjang adalah zona nodal yang dibatasi oleh garis-garis zona tekan pada titik perpotongan antara:

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

Zona nodal yang dibatasi oleh garis-garis zona tekan pada titik perpotongan antara:

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

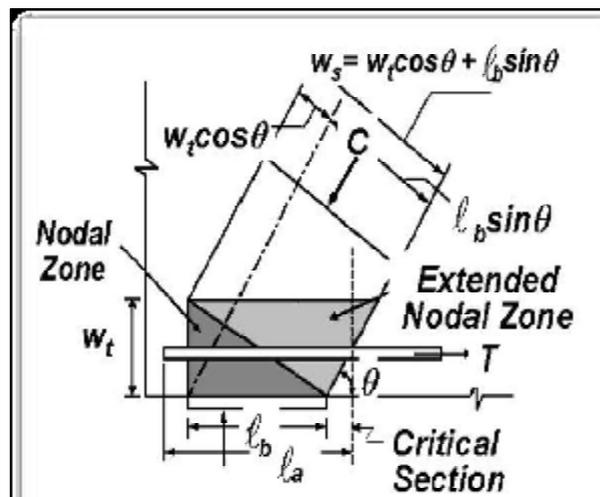
Hal ini diilustrasikan pada Gambar 2.28 dimana area yang diarsir lebih gelap adalah zona nodal hidrostatis dan zona teduh total adalah zona nodal diperpanjang. Zona nodal yang termasuk dalam wilayah tersebut yang diberi tekanan tekan karena reaksi dan strut. Tegangan tekan ini membantu dalam transfer kekuatan dari *strut* ke *strut*, atau *strut* ke arah *tie*.

2.10.3. Hubungan antara dimensi zona nodal

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 nodal C-C-T.

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (2.21)$$

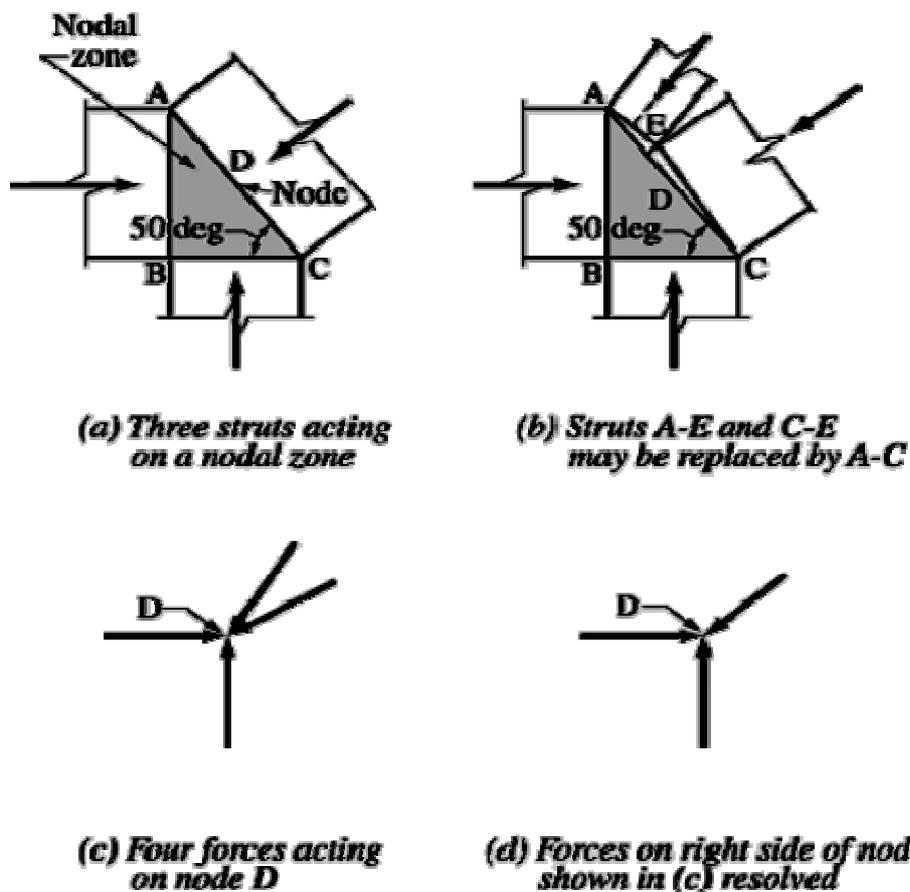
dimana w_s adalah lebar *strut*, w_t adalah lebar efektif dari *tie*, l_b adalah panjang pelat bantalan, dan θ adalah sudut antara sumbu *strut* dan sumbu horizontal dari anggota. Hubungan ini berguna untuk menyesuaikan ukuran zona nodal dalam model *strut and tie*. Lebar *strut* bisa disesuaikan dengan mengubah w_t atau l_b satu kali. Setelah ini melakukan, perlu untuk memeriksa tekanan pada seluruh permukaan dari zona nodal. Keakuratan Pers. 2.26 berkurang dengan adanya tekanan pada isi yang menjadi lebih rata. Pers. 2.26 dapat diilustrasikan pada Gambar 2.29, tetapi tidak dalam kode itu sendiri.



Gambar 2.29: Distribusi gaya pada daerah *nodal zone* (Hardjasaputra, 2002).

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

Jika lebih dari tiga gaya bekerja pada sebuah zona nodal dalam struktur dua dimensi, perlu untuk menyelesaikan beberapa gaya yang disesuaikan dengan tiga gaya yang berpotongan. Atau pada *nodes* dalam model *strut and tie* 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 zona nodal sudah diselesaikan menjadi resultan tunggal *strut* selama desain zona nodal. Konsep ini diilustrasikan pada Gambar 2.30.



Gambar 2.30: Resolusi gaya yang bekerja pada *nodal zone* (Hardjasaputra, 2002).

2.10.5. Kuat tekan efektif *nodal zone*

Kekuatan tekan pada daerah nodal dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_{nn} = f_{cu} A_n \quad (2.22)$$

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: $A_n = b_w w_c$ (2.23)

Untuk daerah tarik: $A_n = b_w w_t$ (2.24)

Nilai tegangan efektif beton pada daerah nodal ditentukan seperti halnya pada elemen *strut* yaitu:

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f_c \quad (2.25)$$

ada beberapa nilai β_n yang telah diusulkan untuk menghitung tegangan-tegangan yang terjadi pada daerah *nodal*. Menurut ACI 318 2002, nilai β_n ditentukan sebagai berikut:

- a. Untuk wilayah nodal C-C-C yang dibatasi oleh *strut* tekan dan daerah bantalan, $\beta_n = 1,0$.
- b. Untuk wilayah nodal C-C-T yang ditahan oleh *tie*, $\beta_n = 0,80$.
- c. Untuk wilayah nodal 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:

- a. untuk kasus yang menggunakan satu baris tulangan tanpa ada perpanjangan tulangan diluar zone nodal (Gambar 2.31a):

$$U = 0. \quad (2.26)$$

- b. untuk kasus yang menggunakan satu baris tulangan dan ada perpanjangan tulangan di luar zone nodal untuk jarak tidak kurang dari $2c$, dimana c adalah tebal penutup beton (Gambar 2.31b):

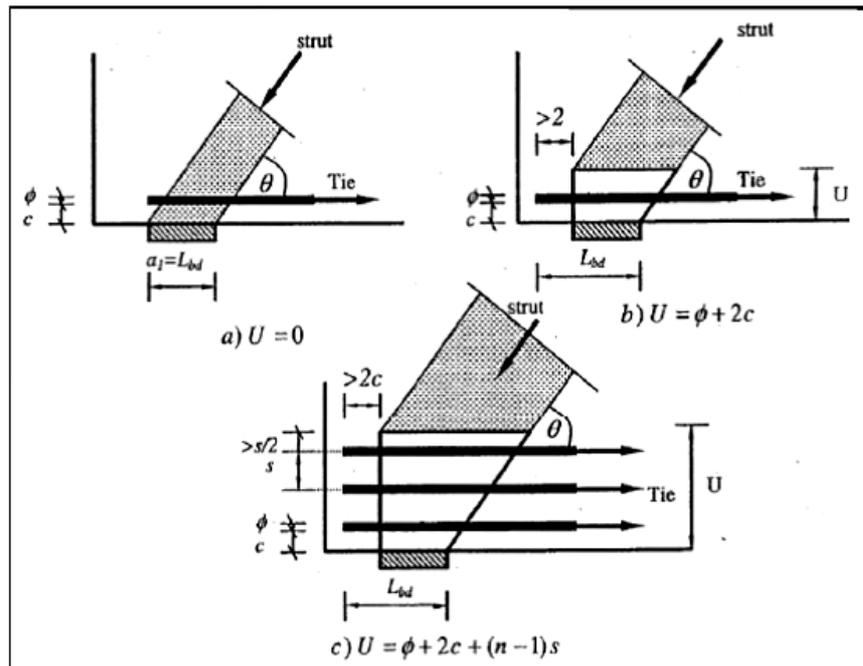
$$U = \varphi + 2c. \quad (2.27)$$

Dimana φ adalah diameter batang tulangan.

- c. Untuk kasus yang menggunakan lebih dari satu baris tulangan dan ada perpanjangan tebal penutup beton (Gambar 2.31c):

$$U = \varphi + 2c + (n - 1) s. \quad (2.28)$$

Dimana n adalah jumlah baris tulangan dan s adalah jarak garis tangan antar tulangan.



Gambar 2.31: Tinggi (U) yang digunakan untuk menentukan dimensi *node*(Hardjasaputra, 2002).

2.11. 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 2.31 (b), daripada berkonsentrasi di dekat permukaan tarik balok seperti ditunjukkan pada Gambar 2.31 (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 2.31 (a)

2.11.1. Kekuatan *tie*

Kekuatan nominal dari *tie*, dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$T_n = A_{st} f_y \tag{2.29}$$

- Dimana:
- T_n = gaya tarik batas terfaktor
 - A_{st} = luas baja tulangan biasa
 - f_y = tegangan leleh baja tulangan

Lebar *tie* ditentukan untuk memenuhi kondisi keamanan untuk tegangan tekan pada titik nodal 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 nodal.

2.11.2. Pengangkuran *tie*

Umumnya masalah utama dalam desain *tie* adalah pengangkuran bagian *tie* pada wilayah nodal. SNI mengharuskan pengangkuran bagian *tie* yang dicapai sepenuhnya pada saat *centroid* dari tulangan sebuah *tie* meninggalkan wilayah nodal yang diperpanjang. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 2.31. dalam hal ini, kait atau angkur mekanis mungkin diperlukan.

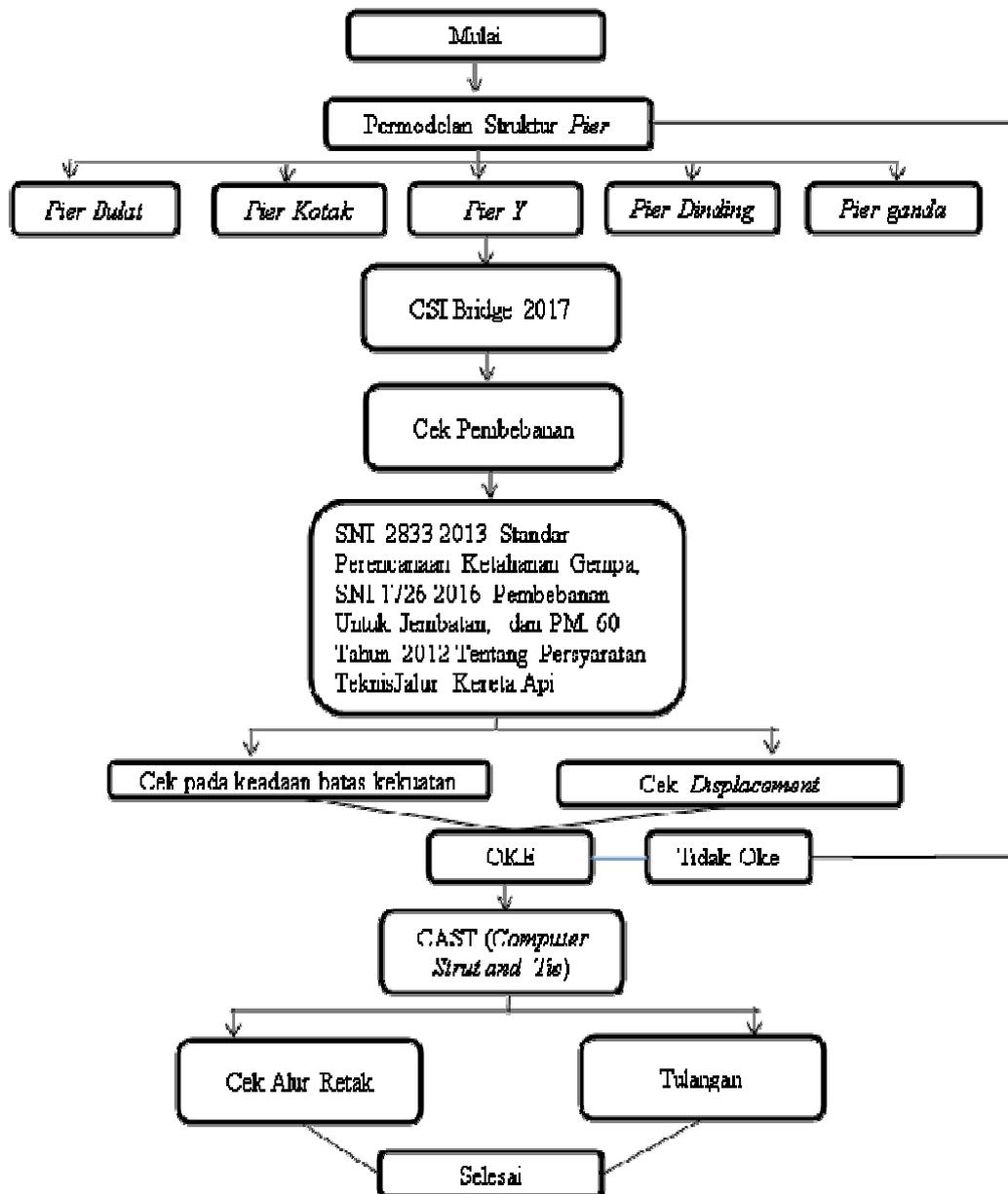
2.11.3. CAST (*Computer Aided Strut and Tie*)

CAST adalah program komputer yang digunakan untuk menganalisa model Strut and Tie 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 model-model *Strut-and-Tie* dengan mudah. CAST mempermudah pemeriksaan kestabilan model 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. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur pilar pada jembatan dengan bentang 40 m memiliki tahapan-tahapan seperti Gambar 3.1.

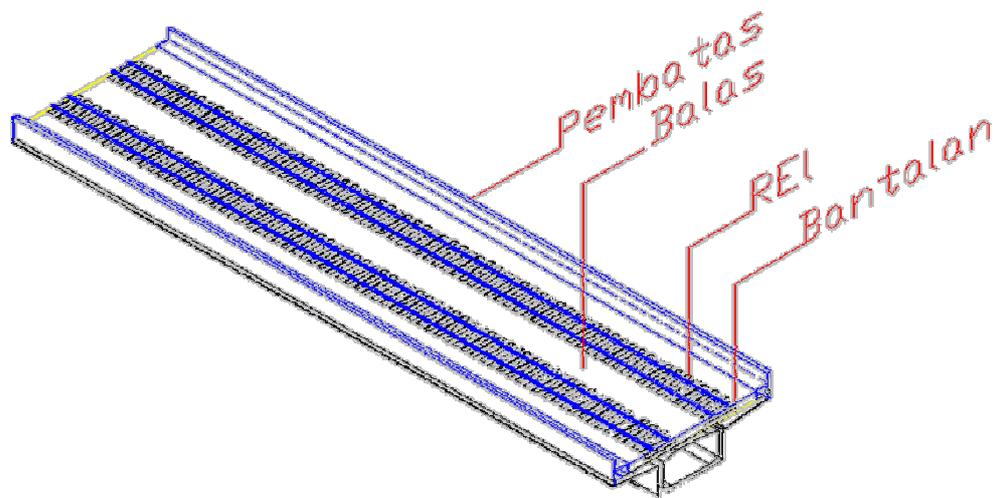


Gambar 3.1: Diagram bagan ilir.

3.2. Data Umum Jembatan

Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Panjang jembatan : 40 m.
2. Lebar jembatan : 10,5 m.
3. Lantai kendaraan : 2 jalur kereta api.
4. Struktur utama : Pelat Berongga Pratekan.



Gambar 3.2: Tampak 3D *box girder*.

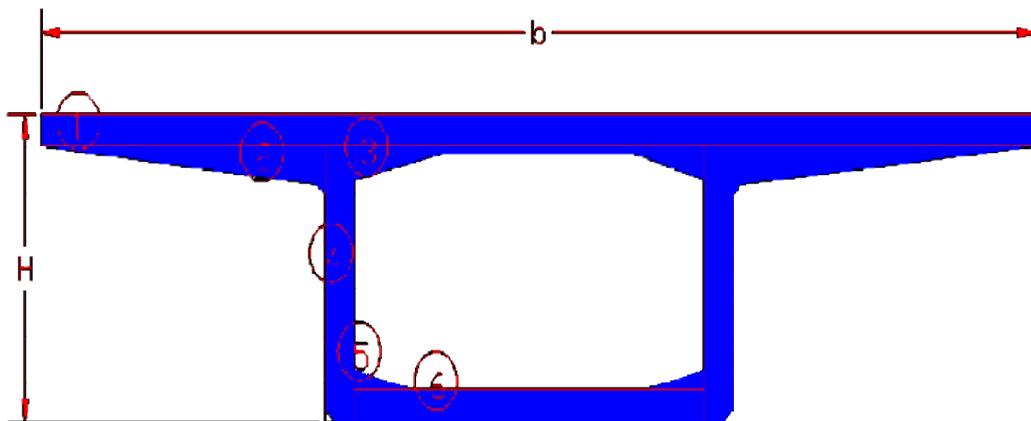
5. Tebal balas : 0,5 m
6. Tebal bantalan : 0,22 m
7. Jenis rel : R50
8. Tinggi pembatas : 1,45 m
9. Tebal genangan air hujan : 0,05 m
10. Mutu beton : K 450
11. Kuat tekan beton : $K \times 0,083 = 37,35 \text{ MPa}$
12. Modulus elastis : $4700 \times \sqrt{(f_c')} = 30277,63 \text{ MPa}$
13. Angka poisson ν : 0,2
14. Koefisien muai beton : 0.00001 per °C
15. Lokasi : Medan

3.3. Perhitungan pembebanan

Tabel 3.1: Berat isi untuk beban mati (SNI 1725:2016).

No.	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (cast iron)	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>)	12,25-25,0	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

1. Dimensi *box girder pre-stress*



Gambar 3.3: Desain *box girder*.

Ukuran *girder* sesuai data dari Balai Teknik Perkeretaapian Wilayah Sumatera Bagian Utara tentang Pekerjaan Pembangunan jalan KA Layang Medan-Kualanamu

Tabel 3.2: Ukuran *girder*.

No	Banyak penampang	Ukuran		
		Lebar (m)	Tinggi (m)	Volume (m ³)
1	-	10,5	0,3	3,15
2	2	3	0,34	2,04
3	2	0,96	0,2	0,384
4	2	0,3	2,1	1,26
5	2	0,6	0,15	0,09
6	1	3,7	0,25	0,925
Total Volume (m ²)				7,849
Berat jenis (kg/m ³)				2500
Berat Sendiri <i>Girder</i> (kg/m)				19622,5

Momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder prestress* adalah

Momen maksimum di tengah bentang adalah

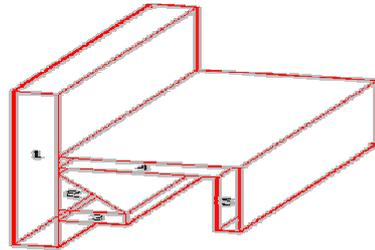
$$\begin{aligned}
 M &= 1/8 \times Q \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 19622,5 \times 40^2 \\
 &= 3924500 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum di tumpuan adalah

$$\begin{aligned}
 V &= 1/2 \times Q \times L \\
 &= 1/2 \times 19622,5 \times 40 \\
 &= 392,450 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

a. Berat sendiri struktur (MS)

Berat pembatas/dinding pagar tepi:



Gambar 3.4: Dimensi pembatas/garis tepi.

Tabel 3.3: Garis tepi.

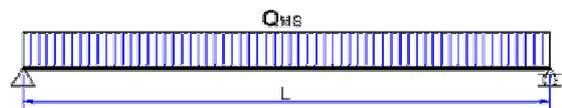
No	Ukuran		
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Luas (m ²)
1	0,2	1,45	0,29
2	3	0,34	0,051
3	0,3	0,1	0,03
5	0,7	0,1	0,07
6	0,1	0,6	0,06
Total luas (m ²)			0,501
Berat jenis (kg/m ³)			2500
Berat total (kg/m)			1252,5
2 Penampang (kg/m)			2505

Total berat sendiri = *box girder prestress* + pembatas = 19622,5 + 2505 = 22127,5 kg/m

Momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder prestress* adalah

Momen maksimum akibat berat sendiri adalah

$$\begin{aligned}
 M_{ms} &= 1/8 \times Q \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 22127,5 \times 40^2 \\
 &= 4425500 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gaya geser maksimum di tumpuan adalah

$$\begin{aligned} V_{ms} &= 1/2 \times Q \times L \\ &= 1/2 \times 22127,5 \times 40 \\ &= 442550 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

Berat bantalan untuk lebar jalan rel 1067 mm:

Panjang : 2.000 mm.

Lebar maksimum : 260 mm.

Tinggi maksimum : 220 mm.

Bj beton : 2400 kg/m³

- i. Berat 1 bantalan : $t \times p \times t \times \text{berat jenis}$
 $: 0,22 \times 0,26 \times 2 \times 2400 = 274,56 \text{ kg}$

Jarak per bantalan adalah 0,6 m dan panjang bentang 40 m.

Banyak bantalan adalah $40/0,6 = 67$ buah.

berat bantalan pada jembatan adalah $67 \times 274,56 = 18395,52 \text{ kg}$ x 2 jalur = 36791,04 kg. jika jarak antaa bantalan adalah 0,6m dan lebar bantalan 0.26 m maka bisa dipakai per meter bantalan 2 buah jadi berat bantalan 2 bantalan adalah $2 \times 274,56 = 549,12 \text{ kg/m}$ karena 2 jalur maka $549,12 \times 2 = 1098,24 \text{ m}$ jadi berat bantalan per meter adalah 549,12 kg/m.

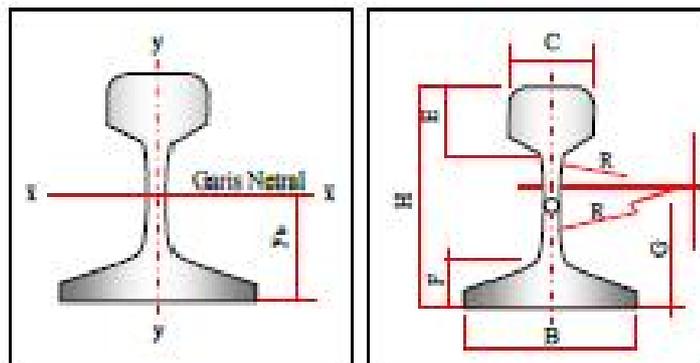
- ii. Berat rel untuk R50 sesuai pada Tabel 3.4 sebagai berikut:

Tabel 3.4: Tipe rel dan dimensi penampang rel (Nomor PM. 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

Tabel 3.4: *Lanjutan.*

Besaran Geometrik Rel	Tipe Rel			
	R42	R50	R54	R60
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			



Gambar 3.5: Dimensi rel (Nomor PM. 60 Tahun 2012).

Berat rel kereta api untuk R50 adalah 50,40 kg/m

Jadi setiap jalur kereta ada 2 rel maka $50,40 \times 2 = 100,8$ kg/m, rencana jalur ada 2. Jadi, $100,8 \times 2 = 201,6$ kg/m.

Berat balas/ kerikil:

Tebal : 0,5 m

Lebar : 8,5 m

Bj kerikil : 2000 kg/m³

iii. Berat kerikil: $t \times l \times bj$: 0,5 x 8,5 x 2000: 8500 kg/m

tinggi genangan air : 0,05 m

lebar : 8.5 m

Bj air : 1000 kg/m

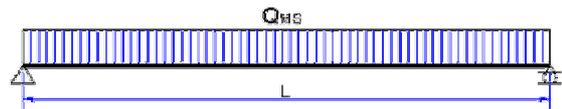
Berat genangan air : $t \times bj$: 0,05 x 8,5 x 1000: 425 kg/m

Total berat sendiri = berat bantalan + berat rel + berat ballast + genangan air =
549,12 + 201,6 + 8500 + 425 = 9675,72 kg/m

Momen dan gaya geser maksimum akibat beban mati tambahan adalah

Momen maksimum akibat beban mati tambahan adalah

$$\begin{aligned} M_{ma} &= 1/8 \times Q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 9675,72 \times 40^2 \\ &= 1935144 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gaya geser maksimum di tumpuan adalah

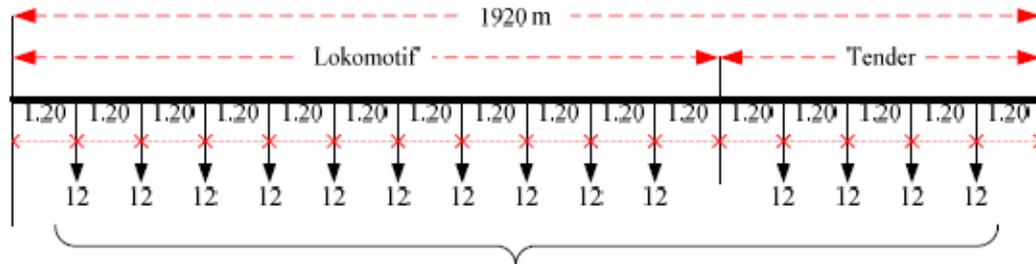
$$\begin{aligned} V_{ma} &= 1/2 \times Q \times L \\ &= 1/2 \times 9524,52 \times 40 \\ &= 193514,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Beban kereta api (TD)



Gambar 3.6: Dimensi kereta api.

Sesuai dengan skema pembebanan rencana muatan 1921 PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api untuk beban gandar sampai dengan 18 ton. Sebagaimana tersebut dalam Gambar 3.7. Untuk beban gandar lebih besar dari 18 ton, rencana muatan disesuaikan dengan kebutuhan tekanan gandar.



Gambar 3.7: Rencana muatan kereta api jumlah berat 168 ton atau 8,75 ton/m (PM. 60 Tahun 2012 Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api).

Beban kereta api setiap gandar 12 ton, jika setiap gerbong 4 gandar maka beban adalah $12 \times 4 = 48$ ton. Rencana kereta api adalah 3 gerbong. Jadi berat kereta api keseluruhannya adalah $48 \times 3 = 144$ ton atau 144000 kg. bentang kereta api sepanjang 37.2. Jumlah kereta api ada 2 maka $144000 \text{ kg} \times 2 = 288000 \text{ kg}$.

d. Beban kejut

Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta dimana panjang bentang (L) 40 m. Perhitungan paling sederhana untuk faktor i adalah dengan menggunakan rumus untuk rel pada alas balas sebagai berikut:

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

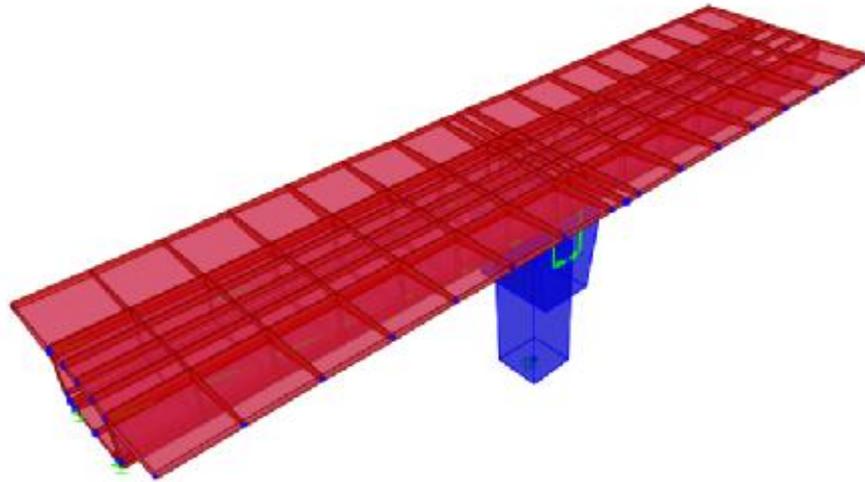
$$i = 0,1 + \frac{22,5}{50+40}$$

$$i = 0,36$$

$$\text{Beban kejut} = \left(\text{koefisien faktor } i \times \frac{\text{beban kereta api}}{\text{panjang bentang kereta api}} \right) \times \text{banyak jalur}$$

$$\text{Beban kejut} = \left(0,36 \times \frac{144}{37,2}\right) \times 2$$

$$\text{Beban kejut} = 2,79 \text{ ton/m} \times 2 \text{ kereta} = 5,58 \text{ ton/m}$$



Gambar 3.8: Rencana model 1 dari CSI.

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. Untuk perencanaan kereta api layang Medan ini dicoba menggunakan perletakan bentuk persegi dengan ukuran. spesifikasi *elastomer* adalah sebagai berikut:

- a. *Bearing Reference*: 4535-03-11ENR4
- b. *Plan Dimension* (mm): 400 x 350
- c. *Height* (mm): 54
- d. *Weight* (kg): 25.6
- e. *Kc* (kN/mm): 5721
- f. *Ks* (kN/mm): 6.39
- g. *Max.Shear Movement UnLocated* (mm):26.6

- h. *SLS Vertical Load* (kN): 1233
- i. *Rotational Capacity (Rads)*: 0,0083

e. Gaya rem (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 adalah 144 ton.

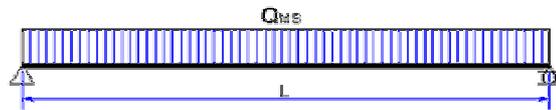
$$25\% \text{ beban kereta api} = 25\% \times 144 = 36 \text{ ton} \times 2 = 72 \text{ ton}$$

Untuk mendapatkan nilai beban rem = nilai beban kejut + beban rem = $2.79 + 36 \text{ ton} = 77,58 \text{ ton/m}$ jika 2 kereta. Jika 1 kereta $77,58/2 = 38,79 \text{ ton/m}$

Momen dan gaya geser maksimum akibat beban mati tambahan adalah

Momen maksimum akibat beban mati tambahan adalah

$$\begin{aligned} M_{ms} &= 1/8 \times Q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 38,79 \times 40^2 \\ &= 190490,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gaya geser maksimum di tumpuan adalah

$$\begin{aligned} V &= 1/2 \times Q \times L \\ &= 1/2 \times 9524,52 \times 40 \\ &= 190490,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (Ews).

Berdasarkan PM no 60 Tahun 2012 tentang persyaratan teknis jalur kereta api Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horisontal, tipikal nilainya adalah 3.0 kN/m^2 pada areal proyeksi vertikal jembatan tanpa kereta di atasnya. Namun demikian, 2.0 kN/m^2 , pada areal proyeksi rangkakatang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal system lantai.

g. Beban angin kendaraan (Ewl).

Berdasarkan PM no 60 Tahun 2012 tentang persyaratan teknis jalur kereta api Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horisontal, tipikal nilainya adalah 1.5 kN/m^2 pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, pengecualian 1.2 kN/m^2 untuk jembatan selain gelagar dek/rasuk atau jembatan komposit, sedangkan 0.8 kN/m^2 untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.

h. Pengaruh Susut dan Rangkak (SH).

Diketahui: data diasumsikan

Kelembaban relatif udara setempat $H = 50\%$

Ketebalan minimum komponen beton $d = 50 \text{ cm}$

Konsistensi (*Slump*) adukan beton $s = 12 \text{ cm}$

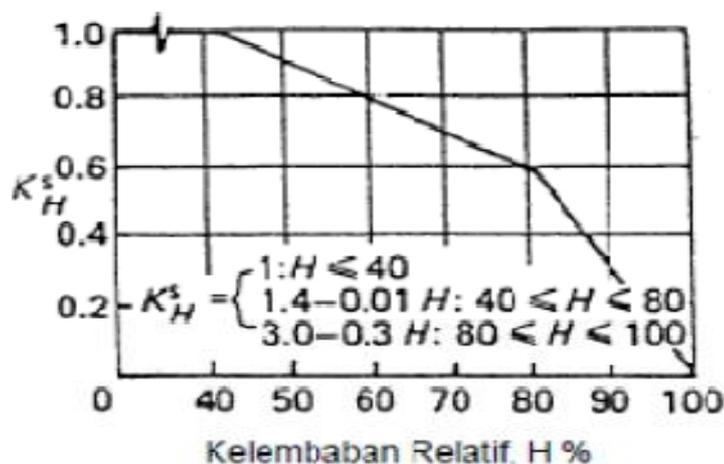
Kadar agregat halus dalam beton $F = 48\%$

Pengaruh semen dalam beton $B = 850 \text{ Kg/m}^3$

Kadar udara dalam beton $AC = 2\%$

1. Pengaruh susut

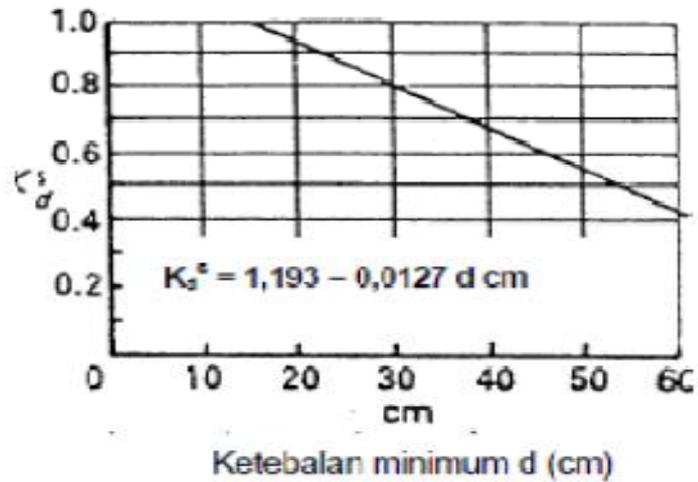
Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-1 pada RSNI T-12-2004. Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $40 < H < 80$, maka:



Gambar 3.9: Grafik susut kelembaban relatif H (%).

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

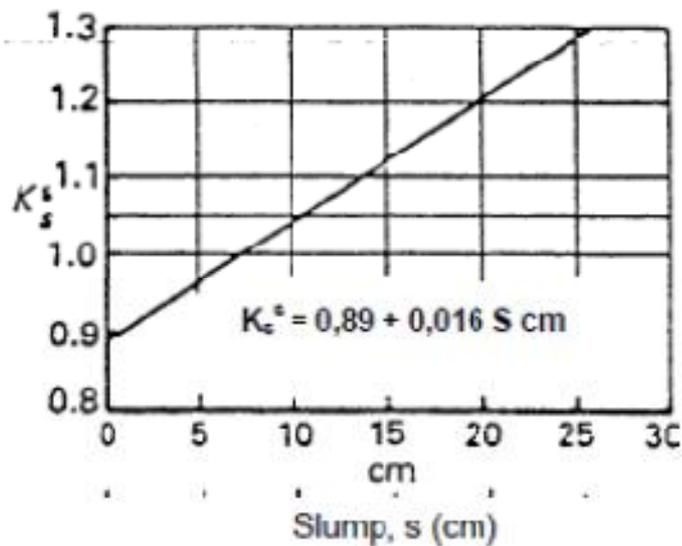
2. Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air, maka:



Gambar 3.10: Grafik susut ketebalan minimum d (cm).

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

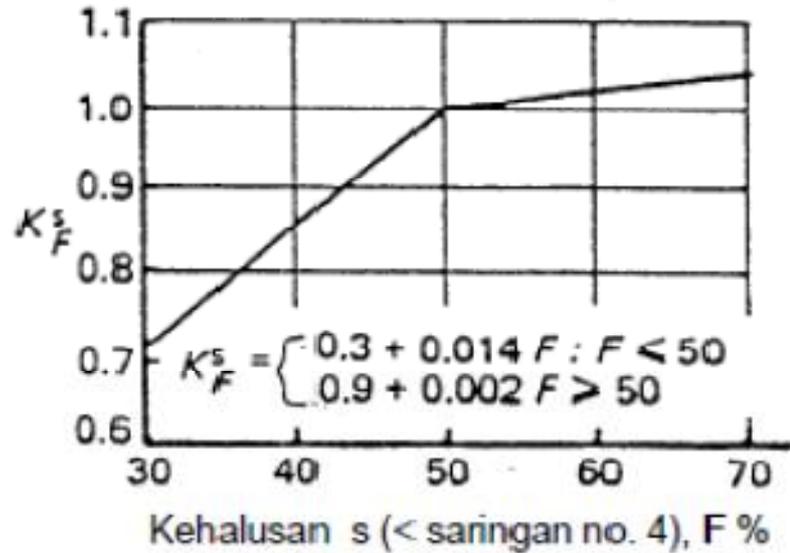
3. Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimum penurunan 13 cm, maka:



Gambar 3.11: Grafik susut slump, s (cm).

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

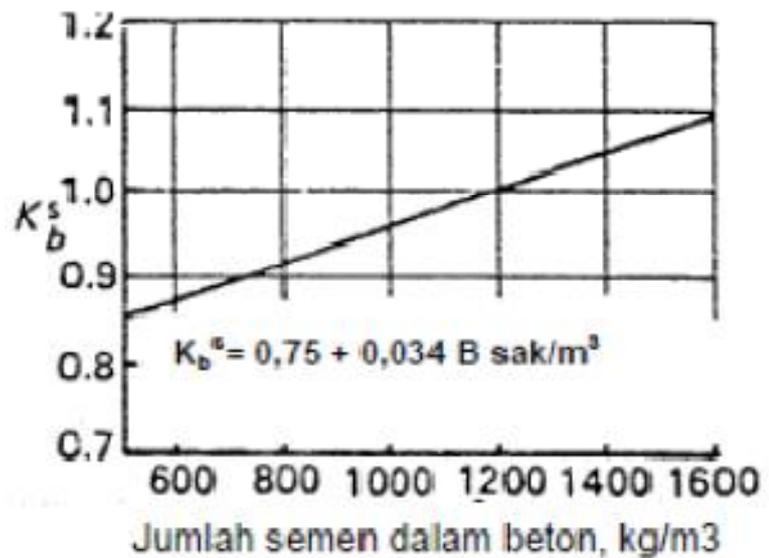
4. Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan $F = 45\% < 50\%$, maka:



Gambar 3.12.: Grafik susut kehalusan F %.

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

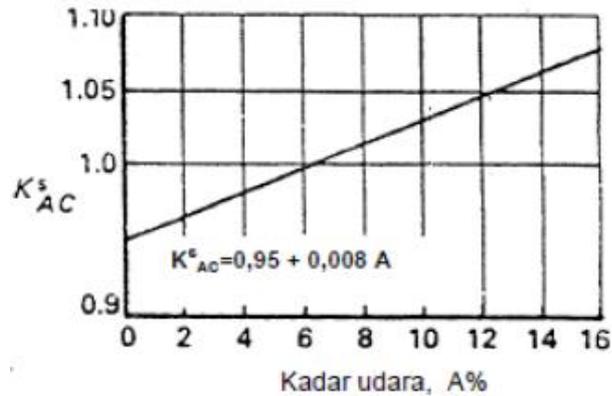
5. Faktor pengaruh semen dalam beton, maka:



Gambar 3.13: Grafik jumlah semen dalam beton (kg/m^3).

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

6. Pengaruh faktor kadar udara dalam beton, maka:



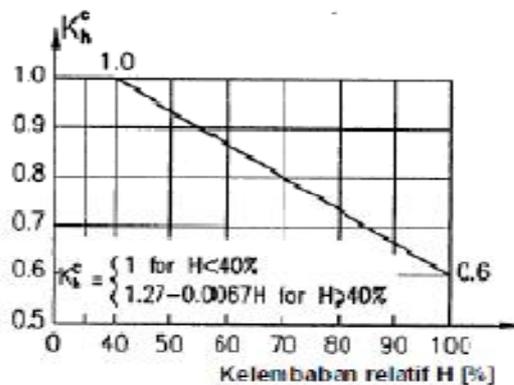
Gambar 3.14: Grafik susut kadar udara, A (%).

$$\begin{aligned}
 K_{ac}^s &= 0,95 + (0,008 \times 4) = 0,982\% \\
 \lambda_{cs} &= K_h^s \cdot K_d^s \cdot K_s^s \cdot K_f^s \cdot K_b^s \cdot K_{ac}^s \\
 &= 0,9\% \times 0,558 \times 1,098 \times 0,93\% \times 29,65 \times 0,982\% \\
 &= 14,93 \\
 \epsilon_{cs.u} &= 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} = 0,0116 \\
 \epsilon_{cs.t} &= \left(\frac{t}{35} + t\right) \epsilon_{cs.u} = \left(\frac{28}{35} + 28\right) \times 0,0116 = 0,334
 \end{aligned}$$

Maka, berdasarkan pada tabel 4.4-1 pada RSNI T-12-2004 koefisien standarsusut maksimum untuk $f'c$ 40 Mpa yaitu $\epsilon_{cs.t}$ sebesar 0,000153.

7. Pengaruh rangkakan

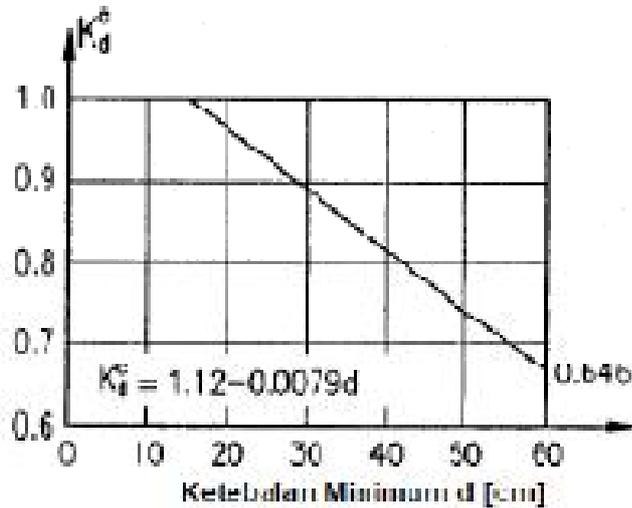
Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-1 pada RSNI T-12-2004. Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $H > 40$, maka:



Gambar 3.15: Grafik rangkakan kelembaban relatif H (%).

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

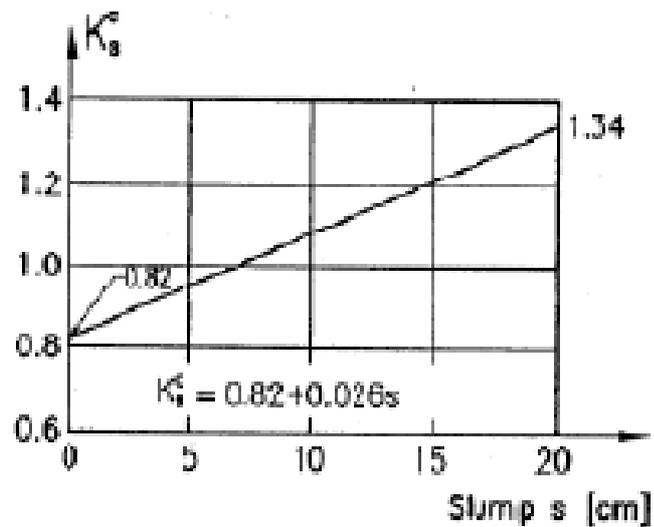
8. Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca danair, maka:



Gambar 3.16: Grafik rangkai ketebalan minimum d (cm).

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

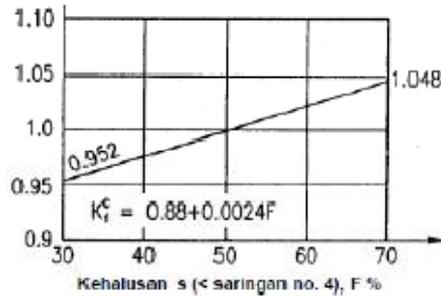
9. Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimumpenurunan 13 cm, maka:



Gambar 3.17: Grafik rangkai slump, s (cm).

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

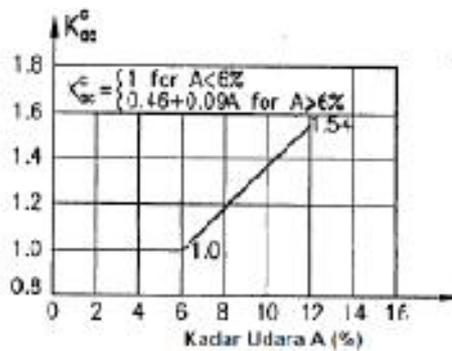
10. Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan $F = 45\% < 50\%$,
maka:



Gambar 3.18: Grafik rangkai kehalusan F %.

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

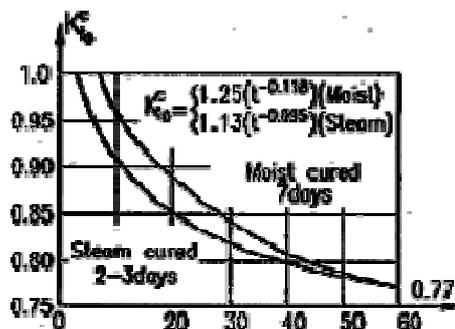
11. Faktor pengaruh kadar udara dalam beton $3\% < 6\%$, maka:



Gambar 3.19: Grafik rangkai kadar udara, A (%).

$$K_{ac}^c = 1 \%$$

12. Pengaruh umur beton saat dibebani saat kondisi *Moist cured 7 days*
dengan $t = 28$ hari



Gambar 3.20: Grafik rangkai umur beton, t (hari).

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

$$\lambda_{cs} = K_h^c \cdot K_d^c \cdot K_s^c \cdot K_f^c \cdot K_b^c \cdot K_{ac}^c$$

$$= 0,935 \% \times 0,725 \times 1,158 \times 0,988\% \times 1\% \times 0,84$$

$$= 0,651$$

Berdasarkan pada tabel 4.4-2 pada RSNI T-12-2004 koefisien rangkak maksimum beton sebagai tambahan regangan jangka panjang dengan kuat tekan beton sebesar $f'_c = 40$ Mpa maka:

$$C_u = 2,0$$

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

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

Kondisi rangkak yang terjadi adalah:

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

Maka regangan akibat susut dan rangkak adalah:

$$\epsilon_{rs} = \epsilon_{cs,t} + \epsilon_{cc,t} = 0,000153 + 0,00255 = 0,002703$$

i. Pengaruh 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 formulasi 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.

Tanah yang ditinjau adalah tanah lunak (SD)

$$PGA \text{ adalah } 0.1-0.15 = 0,13$$

$$S_s \text{ adalah } 0.25-0.3 = 0,27$$

Jadi, F_a untuk tanah lunak (2.436) dan F_{PGA} untuk tanah lunak (2.26) di interpolasi.

S1 adalah 0.15-0.2 = 0,18

Jadi, Fv untuk tanah lunak (3.26) di interpolasi.

$$\begin{aligned}
 S_{DI} &= F_v \times S_I & S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 3.26 \times 0,18 & &= 2.436 \times 0,27 \\
 &= 0.65772 & &= 0.6577
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS &= F_{PGA} \times PGA & T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\
 &= 2.26 \times 0,13 & &= \frac{0.65772}{0,27} \\
 &= 0,2938 & &= 0.892
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T0 &= 0.2 T_s \\
 &= 0,2 \times 0.892 \\
 &= 0,1784
 \end{aligned}$$

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

Luas penampang pier wall	A = B x h	=	1.875m ²
Tebal penampang pier	H	=	2,5 m
Tinggi pier wall	Lc	=	9 m
Inersia penampang pier wall	(Ic) = 1/12 x Be x h ³	=	2.075 m ³
Mutu beton,	K-350	fc'	= 0,83 x K/10
			= 29.05 Mpa
Modulus elastisitas beton	Ec	=	4700√fc'
			= 2583153709kg/m
Nilai kekakuan pier		Kp	= 3 x Ec x Ic/Lc ³
			= 22057794kg/m
Percepatan gravitasi	G	=	9.81m/dtk ²

$$\begin{aligned}
\text{Berat sendiri struktur atas Pms} &= 392450 \text{ kg} \\
\text{Beban pier/2} &= 163125/2 = 81562.5 \text{ kg} \\
\text{berat total struktur Wt} &= 474012.5 \text{ kg} \\
T &= 2 \times \pi \times \sqrt{Wt / (g \times Kp)} \\
&= 0.293926673
\end{aligned}$$

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

$$C_{sm} = 0,29455$$

Beban mati:

1. Berat pembatas : 2505 x 20 = 50100 kg
2. Berat girder : 19622.5 x 20 = 392450 kg

Beban mati tambahan:

1. Berat bantalan : 549.12 x 67 x 2 = 39090,48 kg
2. Berat rel : 201.6 x 20 = 1008 kg
3. Berat balas : 8500 x 20 = 170000 kg
4. Genangan air : 425 x 20 = 8500 kg

Beban hidup:

- Beban kereta api : 144 ton = 144000 kg x 2 = 288000 kg.

Berat sendiri pier : 362812.5 kg

Wt : 50100 + 392450 + 39090,48 + 1008 + 170000 + 8500 + 288000 + 362812.5 = 1232905.151 kg

R : 1,5 (sangat penting, dari bab 2 tabel 2.20)

$$EQ = \frac{0,29455}{1,5} \times 1232905.151$$

$$EQ = 241485.02 \text{ kg.}$$

$$EQ = 241485.02 / (L * \text{lebar bentang}) = 241485.02 / (20 * 10.5)$$

$$EQ = 1149.92 \text{ kg/m}^2$$

3.4. Perencanaan *Spring*

Tebal pelat injak direncanakan adalah 25 cm, panjang pelat injak disesuaikan dengan lebar pier 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.

$$K_s = \frac{quit}{\delta}$$

$$K_s = \frac{quit}{0.0254} = 40 \times quit$$

$$N_c = 12.9$$

$$N_q = 4.4$$

$$N_\gamma = 2.5$$

$$c = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.6272 \text{ ton/m}^2$$

$$D = 0.85$$

$$B = 2$$

$$Quit = cN_c + D \gamma N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$Quit = (1.8 \times 12.9) + (0.85 \times 1.6272 \times 4.4) + (0.5 \times 1.6272 \times 2 \times 2.5)$$

$$Q_{it} = 28.668 \text{ t/m}$$

Jadi:

$$K_s = 40 \times 28.668$$

$$K_s = 1146.72 \text{ t/m}^3$$

Untuk 2 spring jarak 4.3 m

$$K_s = 4.3 \times 1146.72$$

$$K_s = 44930.896 \text{ t/m}^2$$

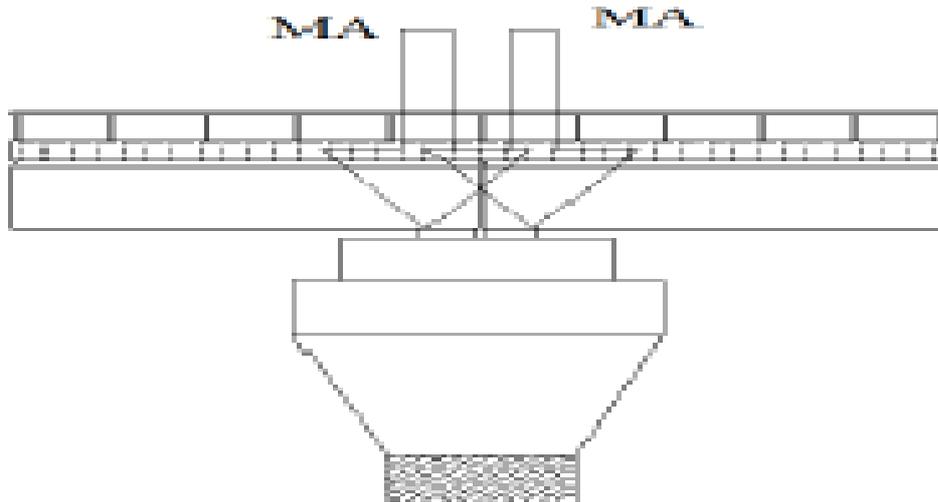
3.5. Analisa beban jembatan pada pilar menggunakan aplikasi CSI V.17

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 program aplikasi CSI V.17 analisis struktur.

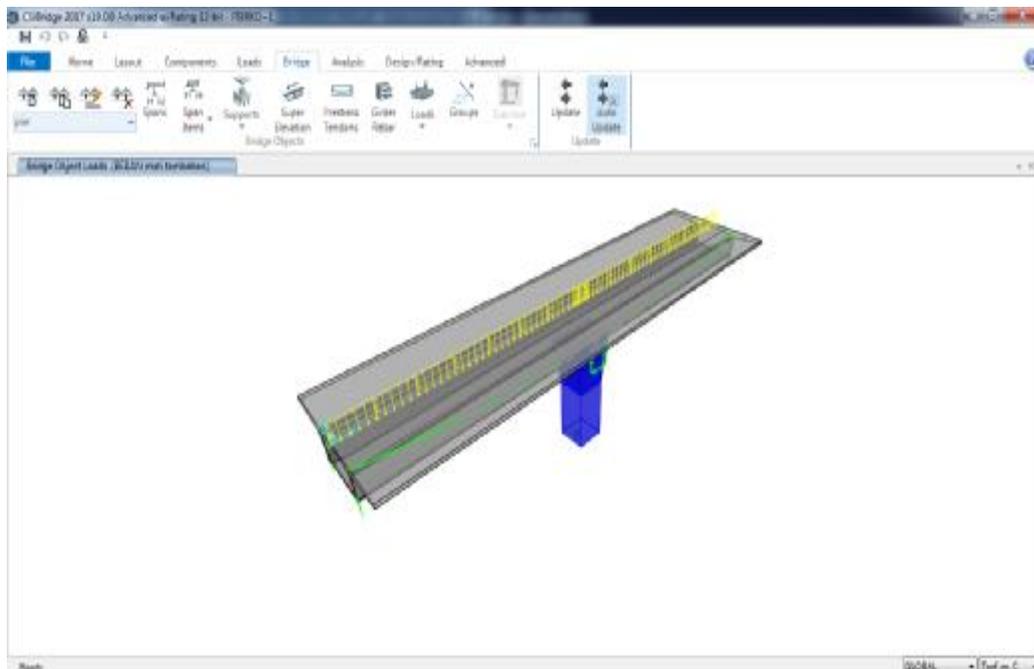
Tabel 3.6: Pembebanan.

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi Tetap		Kg	Kg	Kg	Kgm	Kgm
1	berat sendiri	MS	442550				
2	B. Mati Tambahan	MA	9675.72				
3	B. kereta api	TT	288000				
4	Gaya rem	TB		77580			
5.	Beban angin girder	EWs		734.184	734.184		
		EWI		367.092	367.092		
	Beban angin pier	EWs		2753.19	2753.19		
6	Gempa	EQ		241485.02	241485.02		

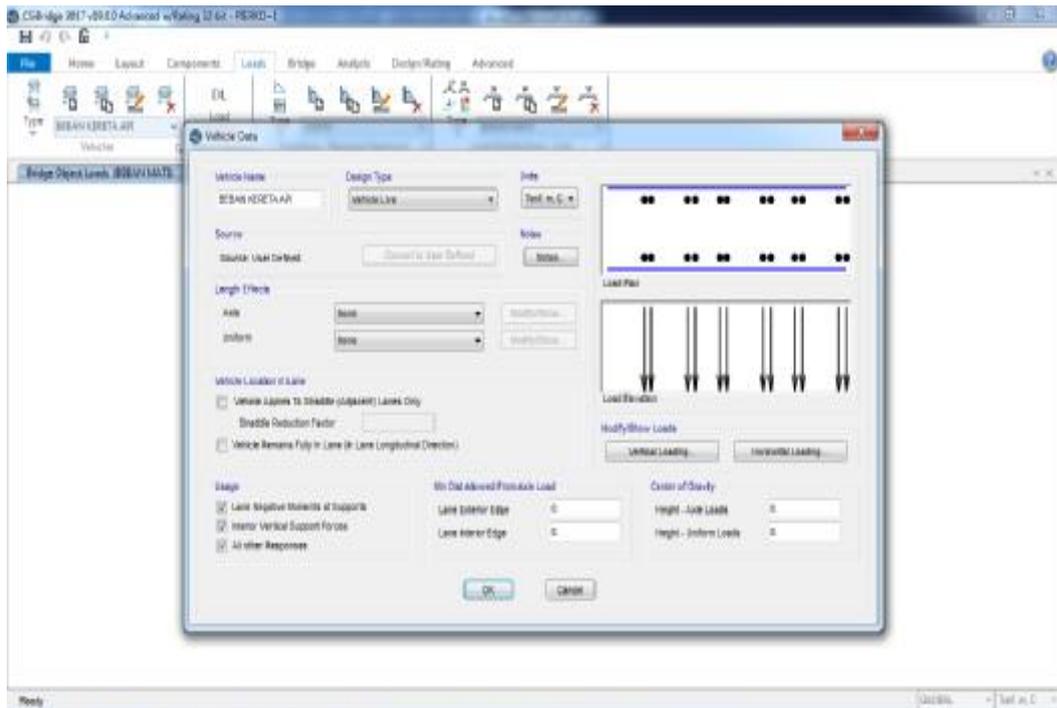
Berat sendiri pilar diperoleh dari perhitungan titik berat dimana hasil dari perhitungan ini dimasukkan kedalam program aplikasi analisis struktur yang digunakan untuk perencanaan jembatan dan pilar. Maka beban yang akan diterima pilar seperti Gambar 3.21.



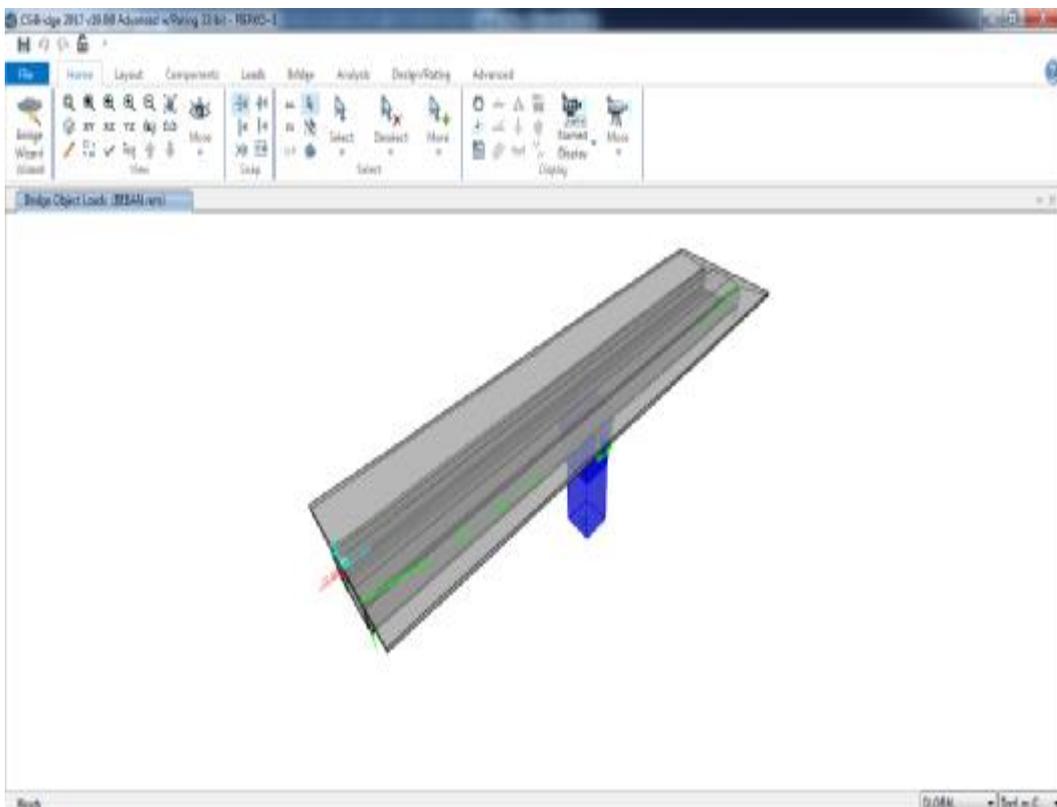
Gambar 3.21: Beban yang diterima *pier*.



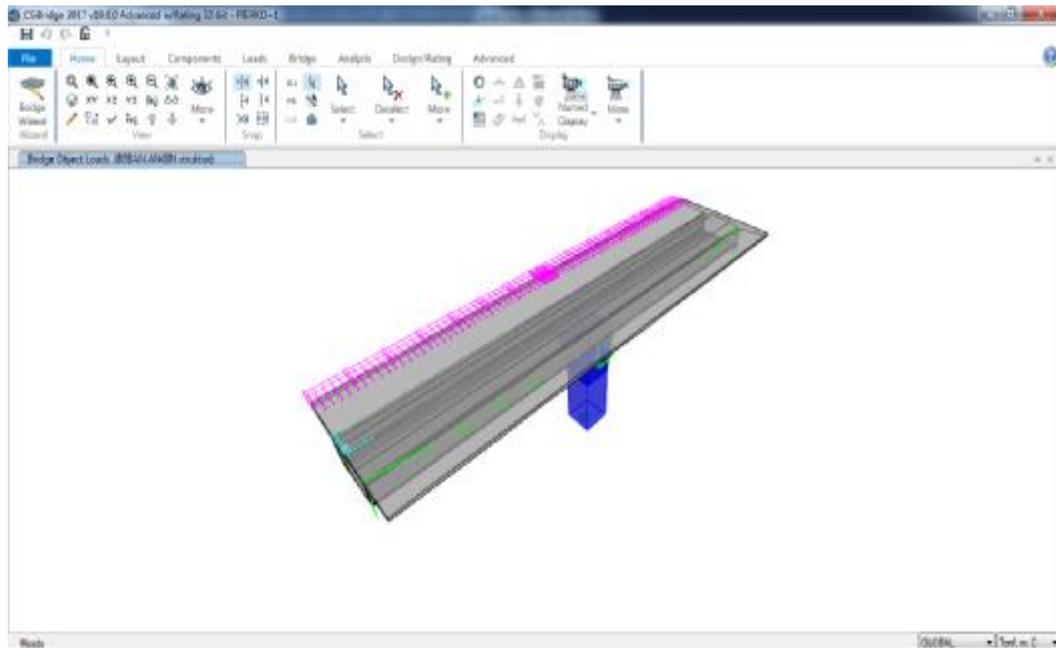
Gambar 3.22: Beban mati tambahan pada program aplikasi analisis struktur.



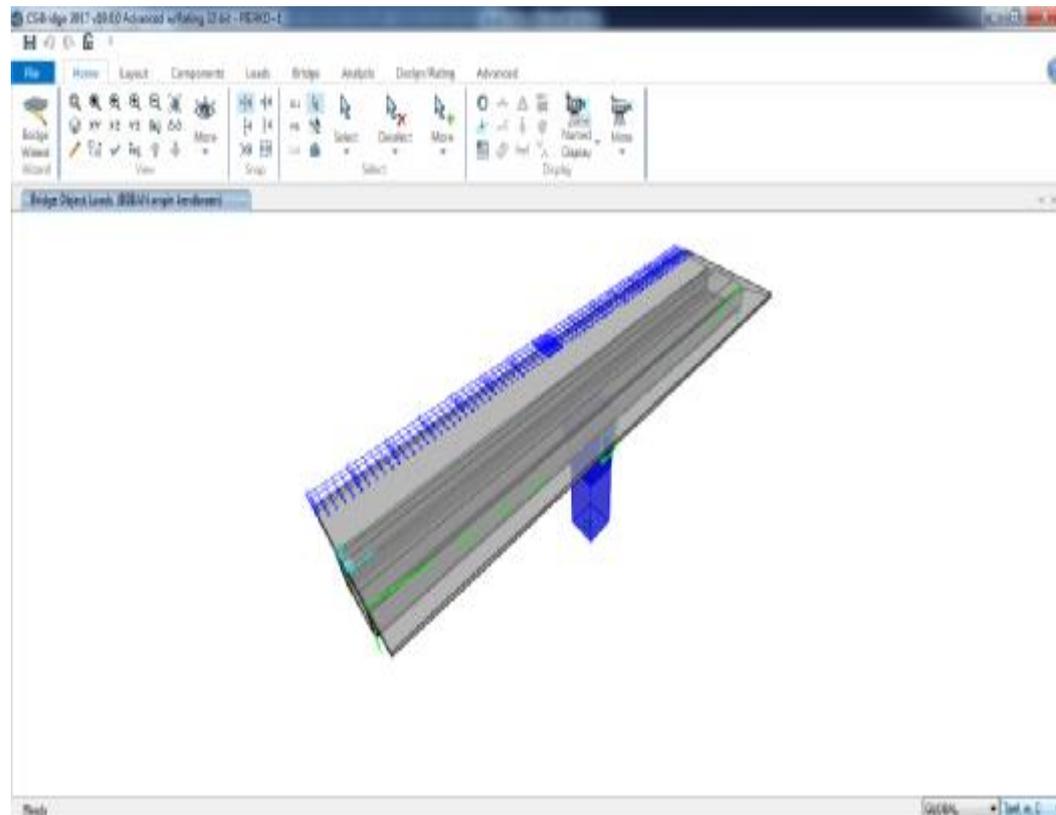
Gambar 3.23: Beban hidup pada program aplikasi analisis struktur.



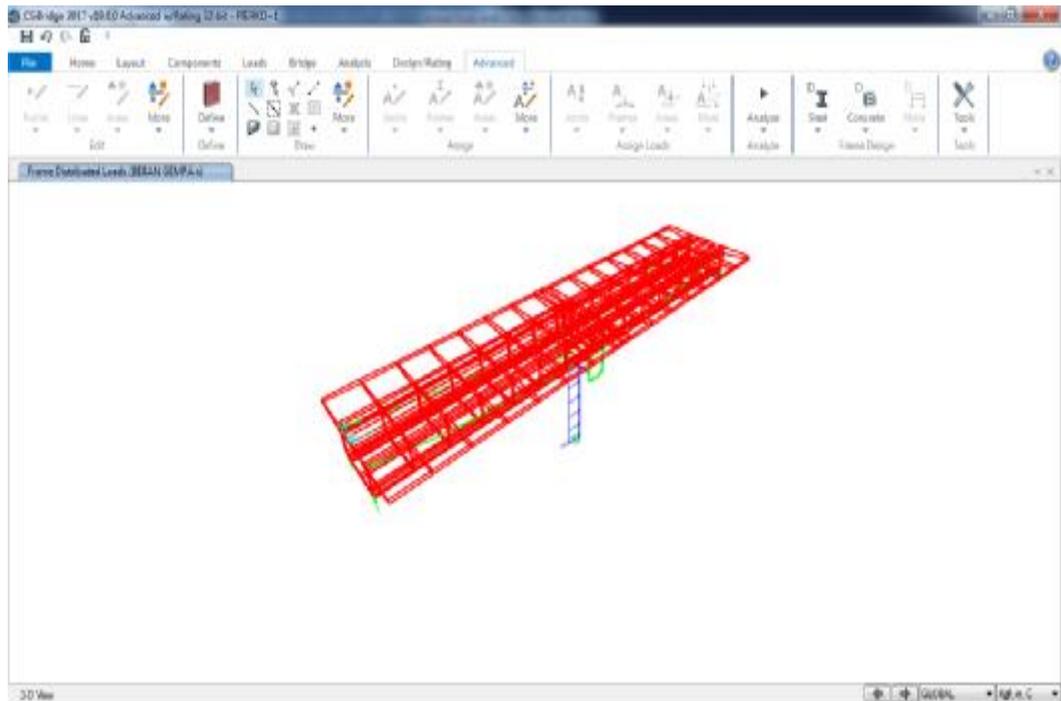
Gambar 3.24: Gaya rem pada program aplikasi analisis struktur.



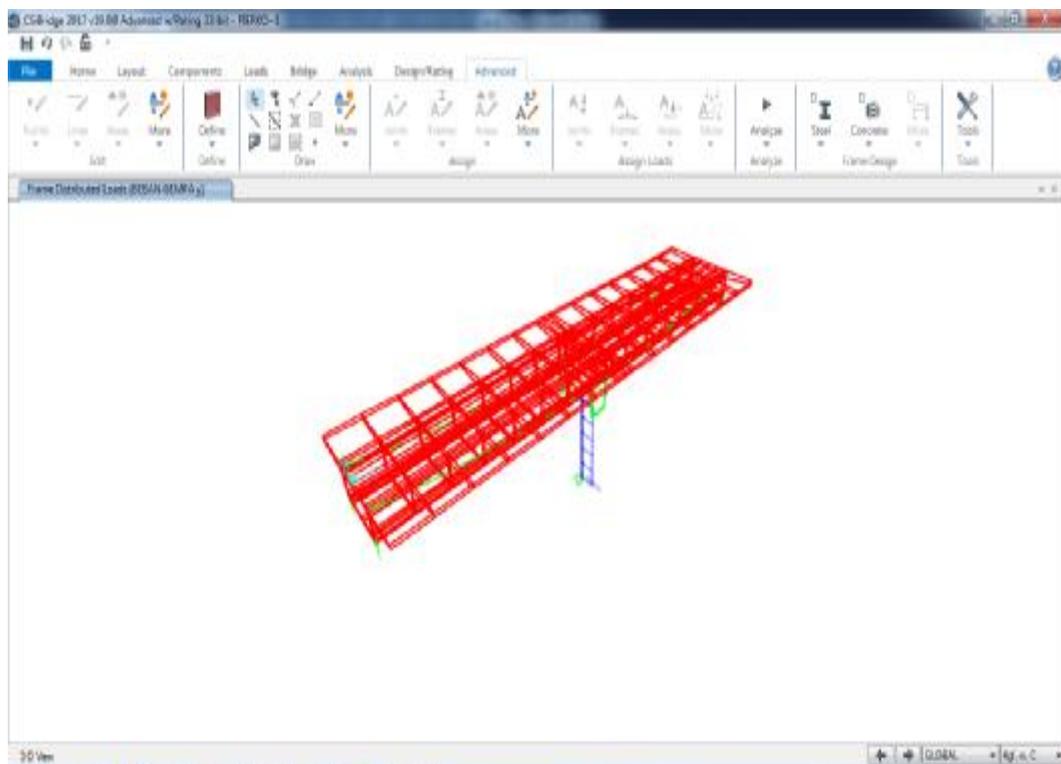
Gambar 3.25: Beban angin struktur pada program aplikasi analisis struktur.



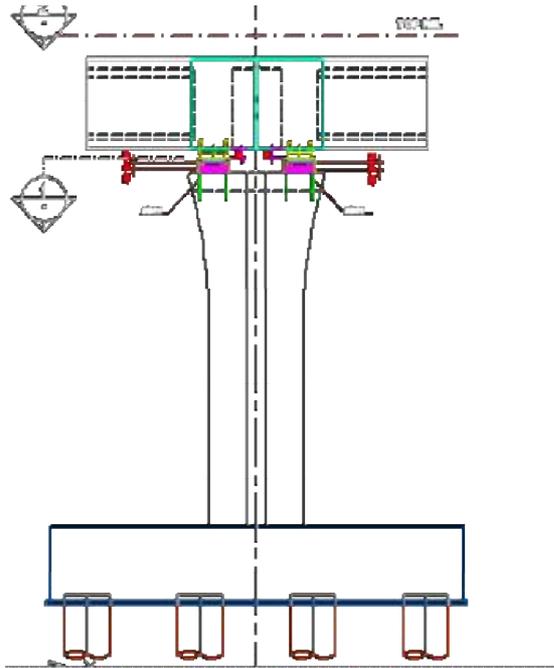
Gambar 3.26: Beban angin kendaraan pada program aplikasi analisis struktur.



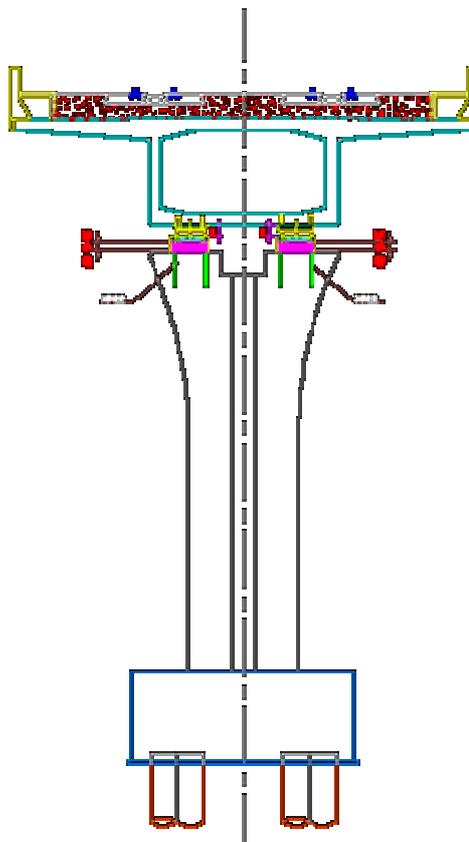
Gambar 3.27: Beban gempa x pada program aplikasi analisis struktur.



Gambar 3.28: Beban gempa y pada program aplikasi analisis struktur.



Gambar 3.29: Gambar jembatan arah memanjang.



Gambar 3.30: Gambar jembatan arah melintang.

3.5.1. Dimensi model 1(*pier* kotak)

- a. Lebar kepala pier : 4.3 m
- b. Tinggi kepala pier : 4 m
- c. Tebal kepala pier : 2.5 m
- d. Tinggi pier : 5 m
- e. Lebar pier : 2.5 m
- f. Tebal pier : 2.5 m

3.5.2. Dimensi model 2 (*pier* bulat)

- a. Lebar kepala pier : 4.3 m
- b. Tinggi kepala pier : 4 m
- c. Tebal kepala pier : 2.5 m
- d. Tinggi pier : 5 m
- e. Lebar pier : 2.5 m
- f. Tebal pier : 2.5 m

Konversi *pier* berbentuk bulat ke kotak untuk dimasukkan ke CAST, dikarenakan aplikasi dari CAST tersebut hanya bisa 2D. berikut hasil konversi *pier* berbentuk bulat ke kotak menurut PBI 1971:

1. Persamaan luas

$$\text{Luas } \textit{pier} \text{ bulat} = \text{luas } \textit{pier} \text{ kotak}$$

$$\Pi D^2/4 = P \times L$$

$$\Pi 2.5^2/4 = P \times L$$

$$4.910714 = P \times L$$

$$P = 4.910714/L$$

Mis: L adalah 2 m.

$$P = 4.910714/2$$

$$P = 2.455357 \text{ m}$$

$$\text{Jadi, } (2 + 2.455357) = 4.455357/2 = 2.227679 \text{ m}$$

$$\text{Maka, } L = 2.227679 \text{ m dan } P = 2.227679 \text{ m}$$

2. Persamaan tegangan

$$F/A \text{ (bulat)} = F/A \text{ (kotak)}$$

$$2620.4/24.554 = 2620.4/24.813$$

$$106.72 \text{ MPa} = 105.61 \text{ MPa}$$

(mendekati)

3. Persamaan momen inersia

$$\begin{aligned} \Pi D^4/64 &= 1/12 b h^3 \\ \Pi 2.5^4/64 &= 1/12 (2.227679) (2.227679)^3 \\ 1.918248m &= 2.052243379 m \end{aligned}$$

4. Persamaan tulangan

Bulat.

$$A_g \text{ perlu} = \frac{P_u}{0.85 \phi (0.85 f_c' (1-Pg) + f_y Pg)}$$

$$A_g \text{ perlu} = \frac{P_u}{0.85 (0.7) (0.85 (29.05)(1-Pg) + 400 (0.03))} = 122496.57 \text{ mm}^2$$

Diameter yang dibutuhkan: $400 = A_g \text{ aktual} = 125714.3 \text{ mm}^2$

Beban pada daerah beton = $0.85 (0.7) 0.85 (29.05) (125714) (1-0.03) = 1791.59 \text{ kN}$

Tabel 3.7: Koefisien perbandingan kekuatan tekan beton pada berbagai benda uji (PBI 1971)

Benda uji	Perbandingan kekuatan tekan
Kubus 15 x 15 x 15 cm	1.00
Kubus 20 x 20 x 20 cm	0.95
Silinder 15 x 30 cm	0.83

Beban sangga oleh batang = $2620.36/(0.83) - 1791.59 = 889.578 \text{ kN}$

Ast perlu = $\frac{889577.9652}{0.85 \cdot 0.7 \cdot 400} = 3971.33 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan 5 D32 = 4022.86 mm^2

(ok)

Kotak

$$A_g \text{ perlu} = \frac{P_u}{0.8 \phi (0.85 f_c' (1-Pg) + f_y Pg)}$$

$$A_g \text{ perlu} = \frac{2620358}{0.85 \cdot 0.65 (0.85 \cdot 29.05(1-0.03) + 400 (0.03))} = 140164 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai dimensi: $398.8824 \text{ mm} = 159107.1 \text{ mm}^2$

Beban pada daerah beton = $0.8 \phi 0.85 f_c' A_g (1-P_g)$

Beban pada daerah beton = $0.8 (0.65) 0.85 (29.05) 159107.1 (1-0.03) = 1982.83 \text{ kN}$

Beban yang disangga: $2720.36/(0.95) - 1982.83 = 776.609 \text{ kN}$

$$A_{st} \text{ perlu} = \frac{776608.5027}{0.8 (0.65) 400} = 3733.69 \text{ mm}^2$$

Jadi tulangan yang dibutuhkan: $5 \text{ D}32 = 4022.86 \text{ mm}^2$

3.5.3. Dimensi model 3 (*pier persegi panjang*)

- a. Tinggi pier : 9 m
- b. Lebar pier : 4.3 m
- c. Tebal pier : 2 m

3.5.4. Dimensi model 4 (*pier ganda*)

- a. Lebar pier : 5 m
- b. Tinggi pier : 9 m
- c. Tebal pier : 2 m
- d. Lebar kepala *pier* : 2 m
- e. Tinggi kepala *pier* : 2 m

3.5.5. Dimensi model 5 (*pier Y*)

- a. Lebar kepala pier : 4.3 m
- b. Tinggi kepala pier : 2.5 m
- c. Tebal kepala pier : 3.5 m
- d. Tinggi pier : 6.5 m
- e. Lebar pier : 3.5 m
- f. Tebal pier : 3.5 m

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

CAST adalah program komputer yang digunakan untuk menganalisa model Strut and Tie 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 model *Strut-and-Tie* dengan mudah. CAST mempermudah pemeriksaan kestabilan model STM yang dirancang dan menginformasikan gaya-gaya yang terjadi pada setiap komponen elemen STM berupa *strut*, *tie*, dan *node*.

Ada beberapa langkah untuk mendesain model *strut and tie* 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 *pile cap* dengan menempatkan garis berdasarkan garis bantu yang telah dibuat.
5. Gambar geometri untuk desain model *strut and tie*.
6. Input beban ke dalam model *strut and tie* 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.

BAB 4

PEMBAHASAN DAN HASIL

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan *pier* kotak, bulat, dinding, ganda dan Y. Dari analisa yang dilakukan terhadap beberapa model pilar untuk jembatan dengan bentang 40 m didapat nilai – nilai yang disyaratkan sesuai dengan 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 5 Model *pier* dengan jenis yang berbeda pada *displacemen*, tulangan dan gempa.

4.2. Hasil analisis jembatan bentang 40 m

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 respon spektrum sesuai dengan SNI 2833:2013 pasal 5.1 dengan nilai gempa yang didapat dalam perhitungan adalah

Maka, beban gempa diperoleh:

$$EQ = \frac{0,29455}{1,5} \times 1232905.151$$

$$EQ = 241485.02 \text{ kg.}$$

$$EQ = 241485.02 / (L * \text{lebar bentang}) = 241485.02 / (20 * 10.5)$$

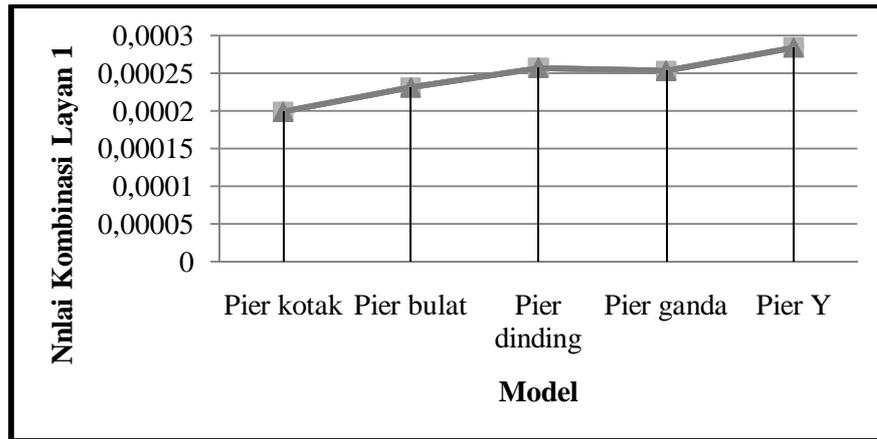
$$EQ = 1149.92 \text{ kg/m}^2$$

4.2.2. Hasil pemeriksaan lendutan yang terjadi pada jembatan

Perpindahan untuk kondisi struktur jembatan, pada perhitungan sesuai menurut Peraturan Menteri perhubungan Nomor 60 tahun 2012 tentang persyaratan teknis jalur kereta api tabel 3-14 koefisien lendutan maksimum jembatan beton, dengan kecepatan rencana 100 km/jam dengan panjang bentang 40 m. maka dapat di definisikan bahwa besaran lendutanyang didapat dari CSI V17 tidak boleh melebihi persyaratan koefisien panjang teoritis dan umur rencana jembatan direncanakan 50 tahun. jadi lendutan jembatan yang didapat pada kombinasi sesuai analisis CSI V17. Pengecekan lendutannya pada kombinasi layan 1 dikarenakan layan 1 adalah 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. Maka hasil yang didapat adalah:

Tabel 4.1: Pengecekan lendutan pada setiap *pier*.

No	model	Kombinasi layan 1 (m)		Pengecekan (m)	
1	<i>Pier</i> kotak	0.000199	<	L/1100	OK
2	<i>Pier</i> bulat	0.000231	<	L/1100	OK
3	<i>Pier</i> dinding	0.000257	<	L/1100	OK
4	<i>Pier</i> ganda	0.000253	<	L/1100	OK
5	<i>Pier</i> Y	0.000284	<	L/1100	OK



Gambar 4.1: Grafik perbandingan *lendutan* setiap pier.

Dari perencanaan yang dilakukan menggunakan CSI V17, perbandingan lendutan yang ada dilapangan dengan yang direncanakan tidak jauh berbeda. *Pier* kotak dengan *pier* bulat adalah 16.08%, *Pier* kotak dengan *pier* dinding adalah 29.15%, *Pier* kotak dengan *pier* ganda adalah 27.14%, *Pier* kotak dengan *pier* Y adalah 42.71%. dari perbedaan tersebut dapat disimpulkan bahwa dimensi dan mutu sangat berpengaruh untuk terjadinya lendutan.

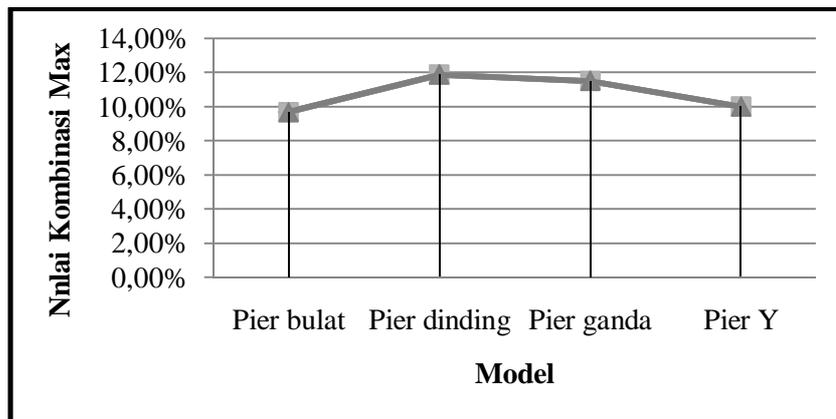
4.2.3. Hasil pemeriksaan *displacement* yang terjadi pada jembatan

Berdasarkan hasil analisis pada CSI V17 perpindahan (*displacement*) arah X, arah Y, dan rotasi yang terjadi akibat gaya-gaya yang bekerja diantaranya yang sangat berpengaruh adalah gaya gempa. Maka hasil *displacement* yang didapat pada setiap *pier* adalah:

Tabel 4.2: Hasil *Displacement* menggunakan CSI V17.

No	model	Kombinasi maximum					
		U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
1	<i>Pier</i> kotak	0.022127	0.065674	0.010188	0.008243	0.010404	0.005608
2	<i>Pier</i> bulat	0.022634	0.0678	0.011455	0.008397	0.010446	0.005637
3	<i>Pier</i> dinding	0.021634	0.054955	0.00444	0.006881	0.009817	0.005352
4	<i>Pier</i> ganda	0.022055	0.056289	0.00466	0.008097	0.009925	0.005354
5	<i>Pier</i> Y	0.022130	0.065677	0.010191	0.008246	0.010407	0.005611

Dari perencanaan yang dilakukan menggunakan CSI V17, perbandingan *displacement* yang ada dilapangan dengan yang direncanakan tidak jauh berbeda. *Pier* kotak dengan *pier* bulat adalah 9.67%, *Pier* kotak dengan *pier* dinding adalah 11.86%, *Pier* kotak dengan *pier* ganda adalah 11.49%, *Pier* kotak dengan *pier* Y adalah 9.99%. dari perbedaan tersebut dapat disimpulkan bahwa dimensi dan mutu sangat berpengaruh untuk terjadinya perpindahan seperti Gambar 4.2.

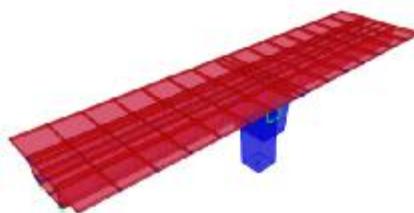


Gambar 4.2: Grafik perbandingan *displacement* dari *pier* lapangan dengan perencanaan.

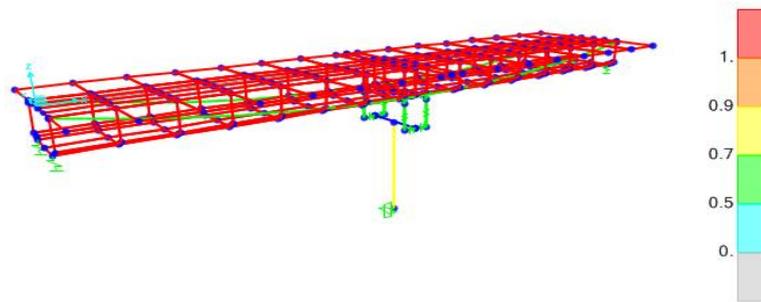
4.2.4. Hasil perhitungan *strut and tie*

a. Model 1 (*pier* kotak)

Berdasarkan perhitungan yang didapat pada CSI V17 pembebanan model 1 sebesar 2620.358 kN/*bearing plate* dan gaya gempa sebesar 1479.541 kN. Maka pengecekan tekan tarik pada model 1 dapat di lakukan dengan menggunakan CAST (*computer Aided Strut and Tie*).

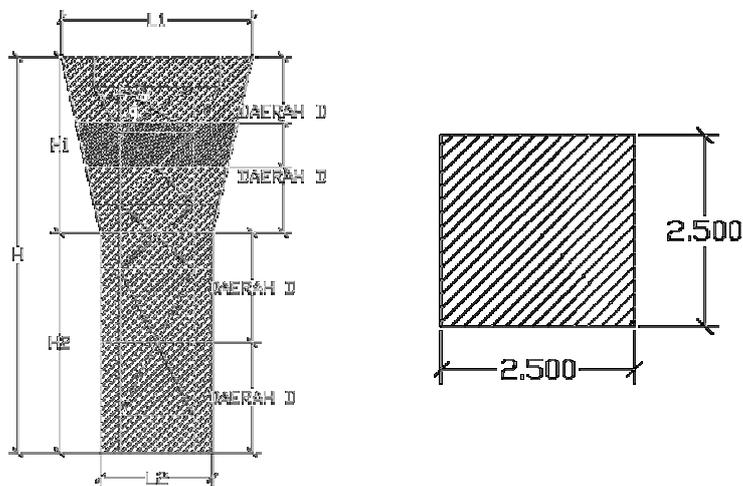


Gambar 4.3: Dimensi model 1 dari CSI V17.



Gambar 4.4: Cek kekuatan model 1 menggunakan analisis CSI V17.

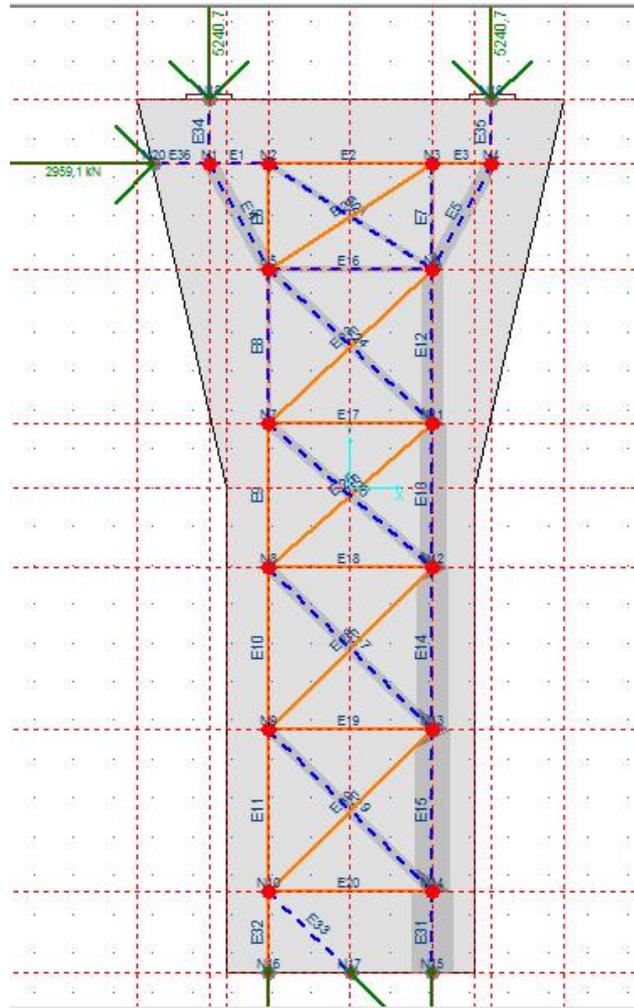
Pada perhitungan *strut and tie* perlu penentuan daerah D (terganggu) dan B (tidak terganggu). Menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sekitar sejauh h dengan tegangan F . Dengan dilakukan sistem keseimbangan maka akan dapat memenuhi syarat batas dari struktur riil. Dimana Gambar 4.5 menunjukkan bahwa penampang tersebut memiliki gangguan. Jadi perlu dilakukan pengecekan supaya tidak terjadi keretakan yang fatal.



Gambar 4.5: Daerah region D dan region B model 1 tampak depan.

Berdasarkan analisis dari CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) didapat gaya tarik (E32) dan gaya tekan (E31) terbesar adalah 11094.8 kN dan 18617.2 kN. Gaya tarik (E23) dan gaya tekan (E1) terkecil adalah 258.4 kN dan 58.3 kN

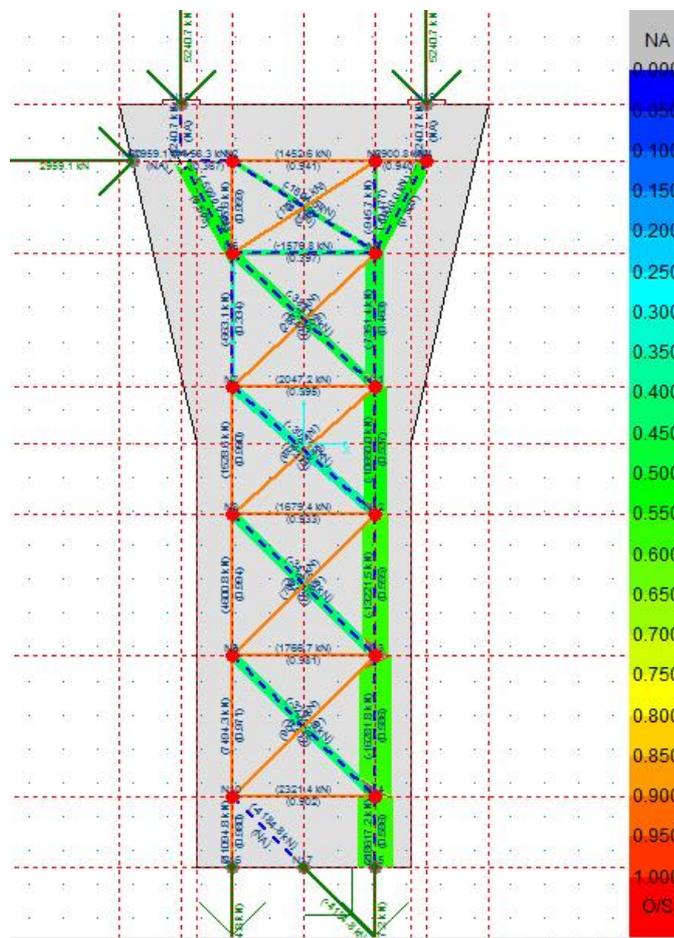
seperti yang dijelaskan pada Tabel L.1 yang terdapat pada lampiran. Maka pada Gambar 4.6 bisa kita lihat elemen yang bekerja pada model 1 yang di analisis oleh CAST.



Gambar 4.6: Elemen dan node pada model 1 tampak depan.

Dalam setiap elemen tersebut perlu dilakukan pengecekan sudut. Dimana pada referensi yang berjudul “Model Penunjang dan Pengikat (*strut and tie model*) pada perancangan struktur beton” didapat pendapat-pendapat ahli diantaranya Thurmann dan Swiss Code (1976) mengusulkan $\tan \theta$ berada pada kisaran nilai antara 0.50 dan 2 (θ antara $26,6^\circ - 63,4^\circ$), CEB-FIP Model Code (1978) membatasi $\tan \theta$ antara $3/5$ dan $5/3$ (θ antara $31^\circ - 59^\circ$), Schlaich dan Weischede (1982) mengusulkan pada kisaran $\pm 15^\circ$ dari sudut tegangan tekan

elastik dan Rogowsky, MacGregor (1983) serta Ramirez (1984) mengusulkan θ antara 25° - 65° . Collins dan Mitchell menentukan θ berdasarkan kompatibilitas (penyesuaian bentuk). Pada model 1 rata-rata sudut yang didapat menurut CAST adalah sebesar 61.035° maka pada model 1 ini pendapat yang bisa dipakai adalah pendapat dari Rogowsky, MacGregor dan Ramirez. Pengecekan nilai ratio elemen model 1 memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel L.2 yang ada dilampiran. Gambar 4.7 hasil cek menggunakan CAST.



Gambar 4.7: Run analisis dari STM pada model 1 tampak depan.

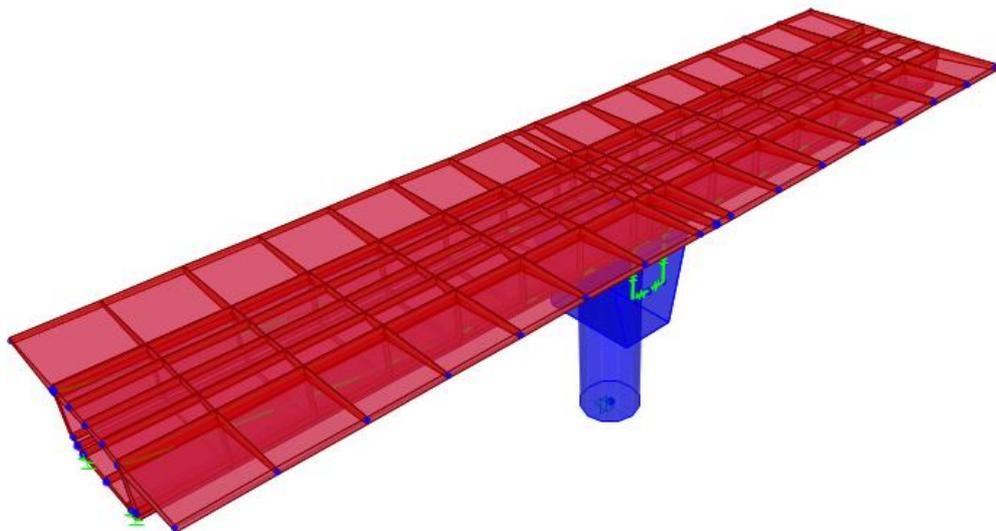
Berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* perlu di cek terhadap nilai rasio pada setiap Node/titik simpul yang merupakan titik tangkap dari tiga batang atau lebih dari *strut and tie* dengan berbagai kombinasi yang secara umum dapat dibagi dalam empat jenis sambungan pertemuan, yaitu CCC-node, CTT-node dan

CCT-*node*. Dimana nilai ratio pada model 1 < 1 memenuhi syarat yang ditentukan seperti yang telah di jelaskan pada Tabel L.3 yang terdapat pada lampiran. titik terbesar pada model 1 ini terdapat titik 11 sebesar 0.895. dalam pengecekan ini sangat berpengaruh untuk mengatasi keretakan yang disebabkan mutu yang terlalu kecil dan selimut beton untuk tulangan tidak memenuhi syarat yang telah ditentukan.

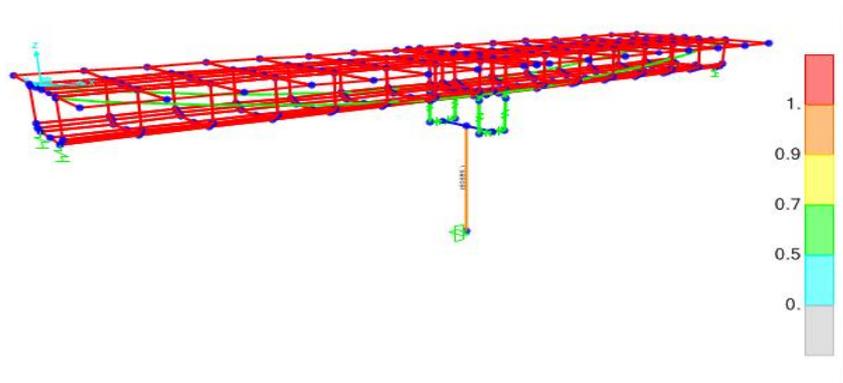
Tulangan utama yang didapat pada model 1 menggunakan CAST adalah sebesar 88 D32 = 70802.29 mm². Seperti yang dijelaskan pada Tabel L.4 yang terdapat pada lampiran.

b. Model 2 (*pier bulat*)

Berdasarkan perhitungan yang didapat pada CSI V17 pembebanan model 2 sebesar 2623.484kN/*bearing plate* dan gaya gempa sebesar 1504.131kN. Maka pengecekan tekan tarik pada model 2 dapat di lakukan dengan menggunakan CAST (*computer Aided Strut and Tie*).

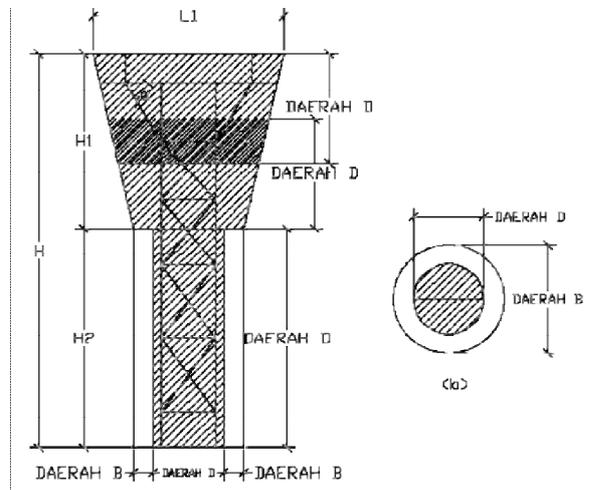


Gambar 4.8: Dimensi model 2 dari CSI V17.



Gambar 4.9: Cek kekuatan model 2 menggunakan analisis CSI V17.

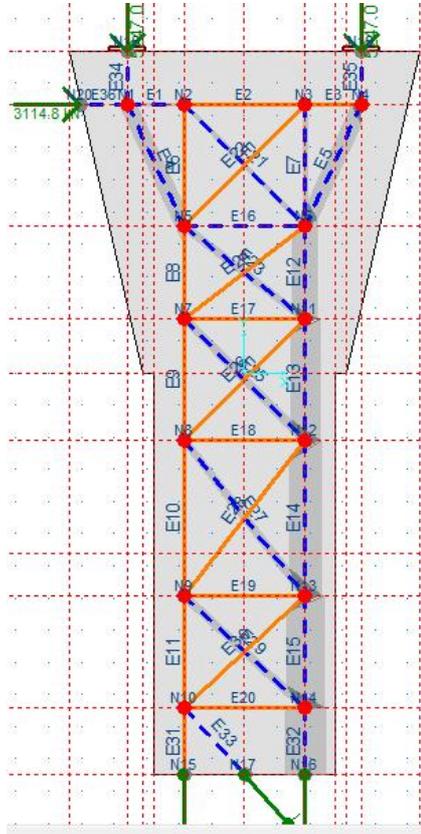
Pada perhitungan *strut and tie* perlu penentuan daerah D (terganggu) dan B (tidak terganggu). Menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sekitar sejauh h dengan tegangan F . Dengan dilakukan sistem keseimbangan maka akan dapat memenuhi syarat batas dari struktur riil. Dimana Gambar 4.10 menunjukkan bahwa penampang tersebut memiliki gangguan. Jadi perlu dilakukan pengecekan supaya tidak terjadi keretakan yang fatal.



Gambar 4.9: Daerah region D dan region B model 2 tampak depan.

Berdasarkan analisis dari CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) didapat gaya tarik (E32) dan gaya tekan (E31) terbesar adalah 13967.5 kN dan 20969.3 kN. Gaya tarik (E8) dan gaya tekan (E1) terkecil adalah 2.6 kN dan 716.1 kN

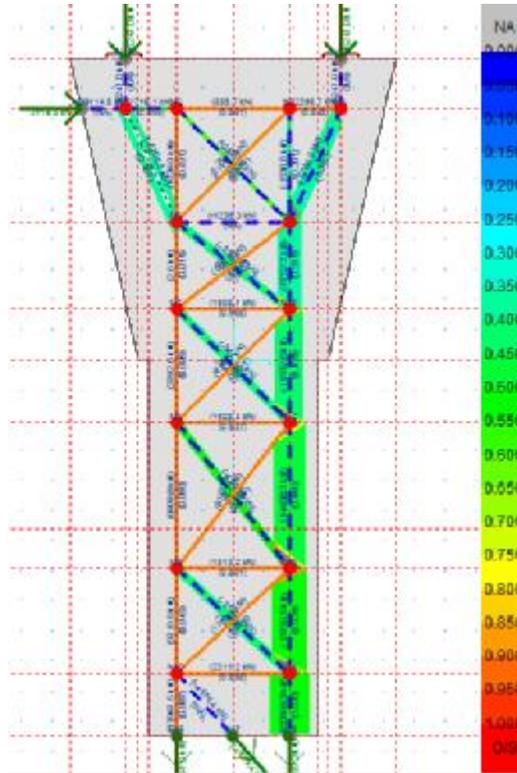
seperti yang dijelaskan pada Tabel L.9 yang terdapat pada lampiran. Maka pada Gambar 4.11 bisa kita lihat elemen yang bekerja pada model 2 yang di analisis oleh CAST.



Gambar 4.12: Elemen dan node pada model 2 tampak depan.

Dalam setiap elemen tersebut perlu dilakukan pengecekan sudut. Dimana pada referensi yang berjudul “Model Penunjang dan Pengikat (*strut and tie model*) pada perancangan struktur beton” didapat pendapat-pendapat ahli diantaranya Thurmann dan Swiss Code (1976) mengusulkan $\tan \theta$ berada pada kisaran nilai antara 0.50 dan 2 (θ antara $26,6^\circ - 63,4^\circ$), CEB-FIP Model Code (1978) membatasi $\tan \theta$ antara $3/5$ dan $5/3$ (θ antara $31^\circ - 59^\circ$), Schlaich dan Weischede (1982) mengusulkan pada kisaran $\pm 15^\circ$ dari sudut tegangan tekan elastik dan Rogowsky, MacGregor (1983) serta Ramirez (1984) mengusulkan θ antara $25^\circ - 65^\circ$. Collins dan Mitchell menentukan θ berdasarkan kompatibilitas (penyesuaian bentuk). Pada model 2 rata-rata sudut yang didapat menurut CAST adalah sebesar 61.035° maka pada model 1 ini pendapat yang bisa dipakai adalah pendapat dari Rogowsky, MacGregor dan Ramirez. Pengecekan nilai ratio elemen

model 2 memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel L.10 yang ada dilampiran. Gambar 4.12 hasil cek menggunakan CAST.



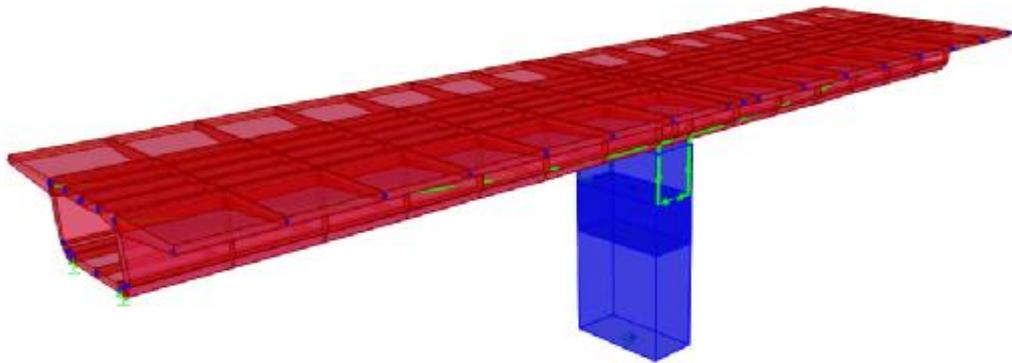
Gambar 4.12: Run analisis dari STM pada model 2 tampak depan.

Berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* perlu di cek terhadap nilai rasio pada setiap Node/titik simpul yang merupakan titik tangkap 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*, *CTT-node* dan *CCT-node*. Dimana nilai rasio pada model 2 < 1 memenuhi syarat yang ditentukan seperti yang telah dijelaskan pada Tabel L.11 yang terdapat pada lampiran. titik terbesar pada model 2 ini terdapat titik 2 sebesar 0.967. dalam pengecekan ini sangat berpengaruh untuk mengatasi keretakan yang disebabkan mutu yang terlalu kecil dan selimut beton untuk tulangan tidak memenuhi syarat yang telah ditentukan.

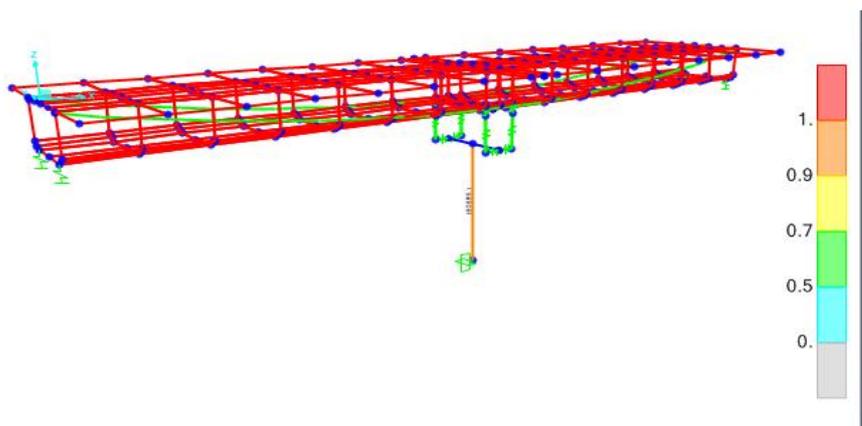
Tulangan utama yang didapat pada model 2 menggunakan CAST adalah sebesar $112 \text{ D32} = 90112\text{mm}^2$. Seperti yang dijelaskan pada Tabel L.12 yang terdapat pada lampiran.

c. Model 3 (*pier dinding*)

Berdasarkan perhitungan yang didapat pada CSI V17 pembebanan model 3 sebesar $2708.839\text{kN}/\text{bearing plate}$ dan gaya gempa sebesar 1444.714kN . Maka pengecekan tekan tarik pada model 3 dapat dilakukan dengan menggunakan CAST (*computer Aided Strut and Tie*).

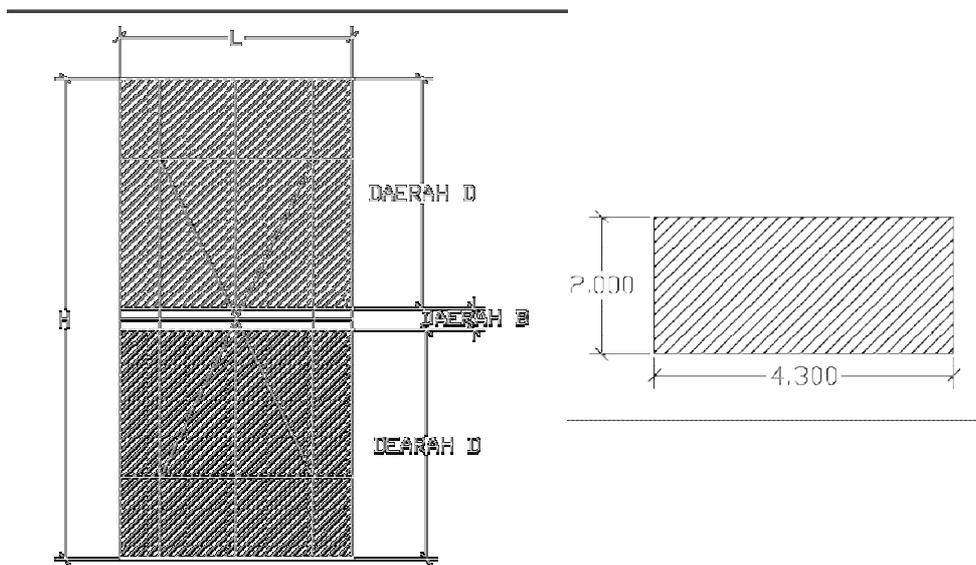


Gambar 4.13: Dimensi model 3 dari CSI V17.



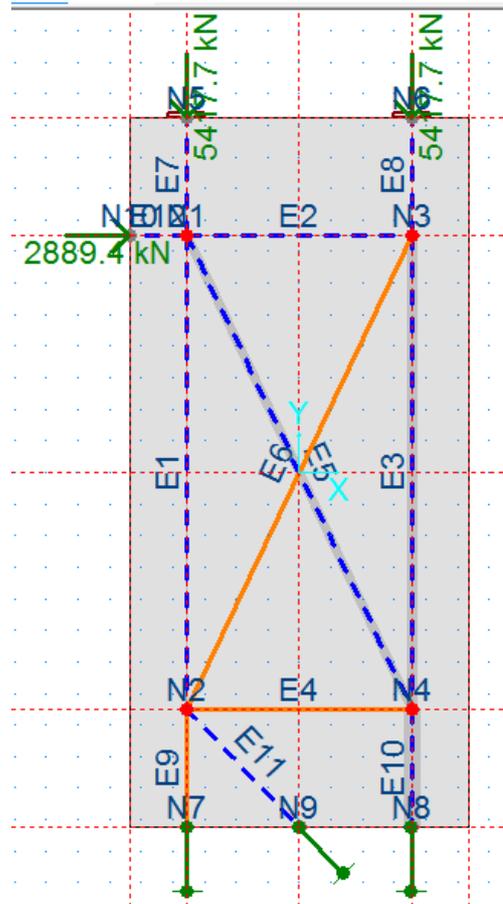
Gambar 4.14: Cek kekuatan model 3 menggunakan analisis CSI V17.

Pada perhitungan *strut and tie* perlu penentuan daerah D (terganggu) dan B (tidak terganggu). Menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sekitar sejauh h dengan tegangan F . Dengan dilakukan sistem keseimbangan maka akan dapat memenuhi syarat batas dari struktur riil. Dimana Gambar 4.15 menunjukkan bahwa penampang tersebut memiliki gangguan. Jadi perlu dilakukan pengecekan supaya tidak terjadi keretakan yang patal.



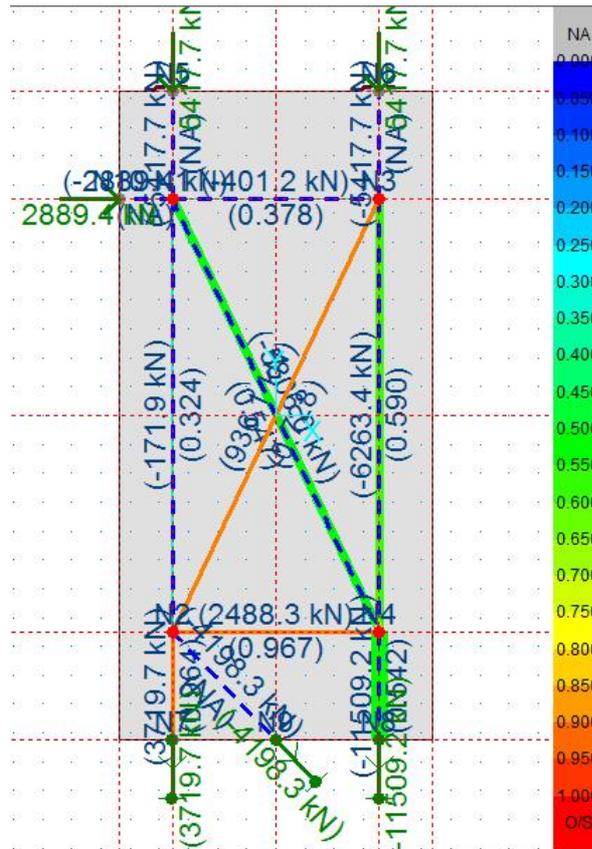
Gambar 4.15: Daerah region D dan region B model 3 tampak depan.

Berdasarkan analisis dari CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) didapat gaya tarik (E9) dan gaya tekan (E10) terbesar adalah 3719.7 kN dan 11509.2 kN. Gaya tarik (E6) dan gaya tekan (E1) terkecil adalah 936.1kN dan 171.9 kN seperti yang dijelaskan pada Tabel L.17 yang terdapat pada lampiran. Maka pada Gambar 4.16 bisa kita lihat elemen yang bekerja pada model 3 yang di analisis oleh CAST.



Gambar 4.16: Elemen dan node pada model 3 tampak depan.

Dalam setiap elemen tersebut perlu dilakukan pengecekan sudut. Dimana pada referensi yang berjudul “Model Penunjang dan Pengikat (*strut and tie model*) pada perancangan struktur beton” didapat pendapat-pendapat ahli diantaranya Thurmann dan Swiss Code (1976) mengusulkan $\tan \theta$ berada pada kisaran nilai antara 0.50 dan 2 (θ antara $26,6^\circ - 63,4^\circ$), CEB-FIP Model Code (1978) membatasi $\tan \theta$ antara $3/5$ dan $5/3$ (θ antara $31^\circ - 59^\circ$), Schlaich dan Weischede (1982) mengusulkan pada kisaran $\pm 15^\circ$ dari sudut tegangan tekan elastik dan Rogowsky, MacGregor (1983) serta Ramirez (1984) mengusulkan θ antara $25^\circ - 65^\circ$. Collins dan Mitchell menentukan θ berdasarkan kompatibilitas (penyesuaian bentuk). Pada model 3 rata-rata sudut yang didapat menurut CAST adalah sebesar $64,2^\circ$ maka pada model 3 ini pendapat yang bisa dipakai adalah pendapat dari Rogowsky, MacGregor dan Ramirez. Pengecekan nilai ratio elemen model 3 memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel L.18 yang ada dilampiran. Gambar 4.17 hasil cek menggunakan CAST.



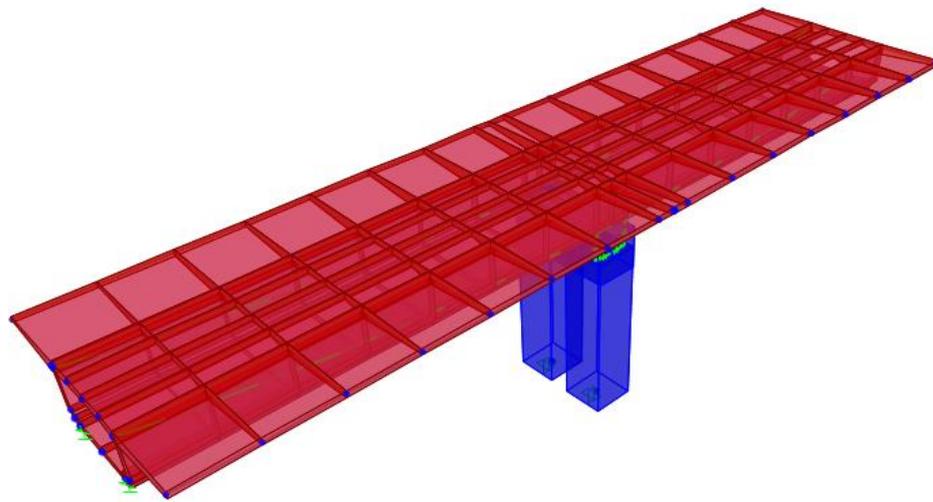
Gambar 4.17: Run analisis dari STM pada model 3 tampak depan.

Berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* perlu di cek terhadap nilai rasio pada setiap Node/titik simpul yang merupakan titik tangkap 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*, *CTT-node* dan *CCT-node*. Dimana nilai rasio pada model 3 < 1 memenuhi syarat yang ditentukan seperti yang telah di jelaskan pada Tabel L.19 yang terdapat pada lampiran. titik terbesar pada model 3 ini terdapat titik 2 sebesar 0.737. dalam pengecekan ini sangat berpengaruh untuk mengatasi keretakan yang disebabkan mutu yang terlalu kecil dan selimut beton untuk tulangan tidak memenuhi syarat yang telah ditentukan.

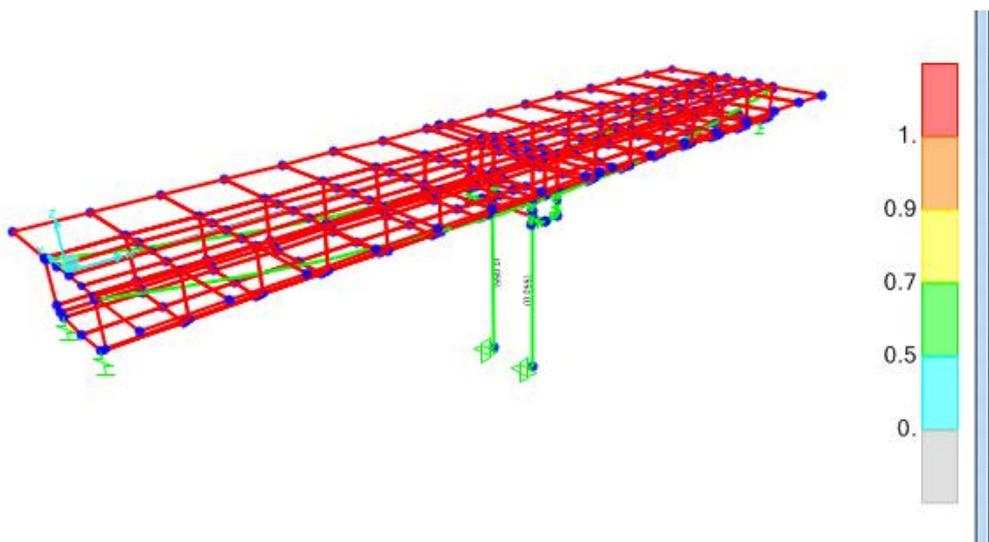
Tulangan utama yang didapat pada model 3 menggunakan CAST adalah sebesar $60 \text{ D32} = 48274.29 \text{ mm}^2$. Seperti yang dijelaskan pada Tabel L.20 yang terdapat pada lampiran.

d. Model 4 (*pier ganda*)

Berdasarkan perhitungan yang didapat pada CSI V17 pembebanan model 4 sebesar 2708.839kN/*bearing plate* dan gaya gempa sebesar 1571.127kN. Maka pengecekan tekan tarik pada model 4 dapat di lakukan dengan menggunakan CAST (*computer Aided Strut and Tie*).



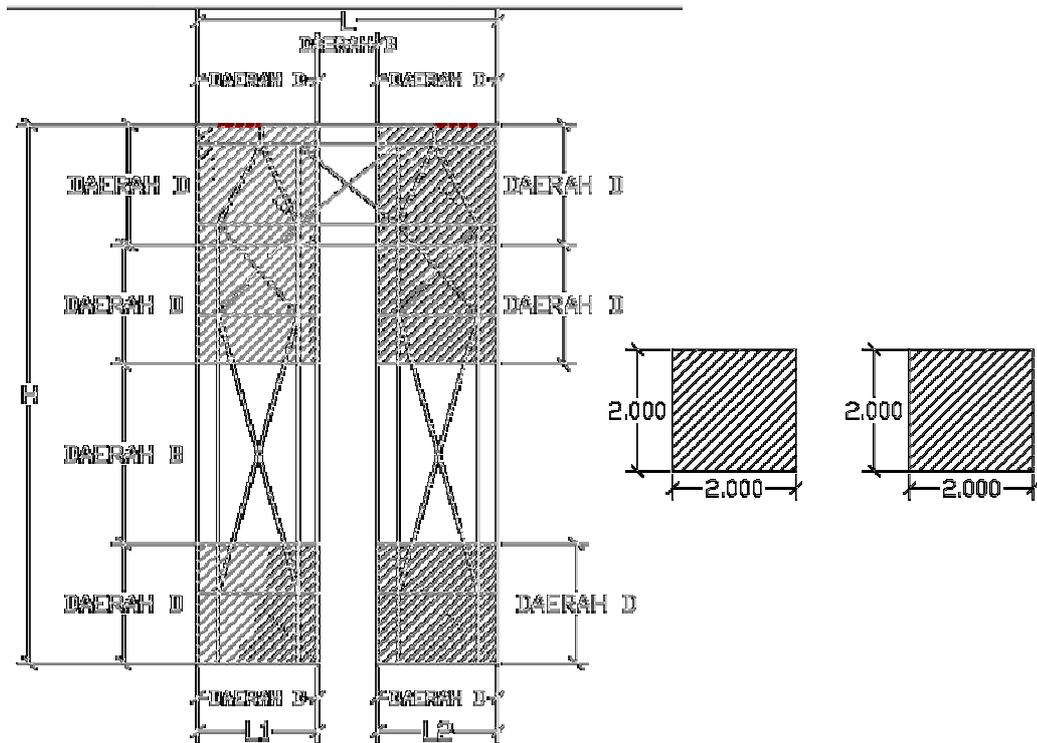
Gambar 4.18: Dimensi model 4 dari CSI V17.



Gambar 4.19: Cek kekuatan model 4 menggunakan analisis CSI V17.

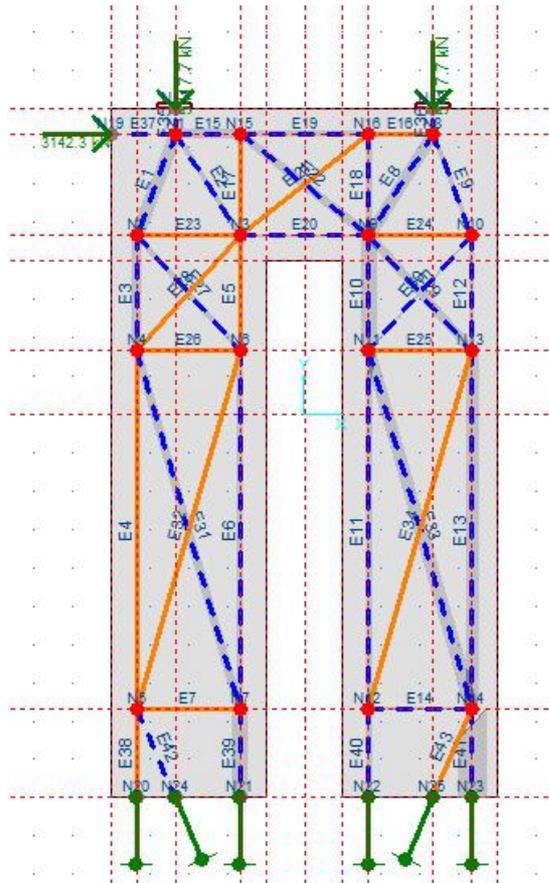
Pada perhitungan *strut and tie* perlu penentuan daerah D (terganggu) dan B (tidak terganggu). Menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sekitar sejauh h dengan tegangan F . Dengan dil

akukan sistem keseimbangan maka akan dapat memenuhi syarat batas dari struktur riil. Dimana Gambar 4.20 menunjukkan bahwa penampang tersebut memiliki gangguan. Jadi perlu dilakukan pengecekan supaya tidak terjadi keretakan yang fatal.



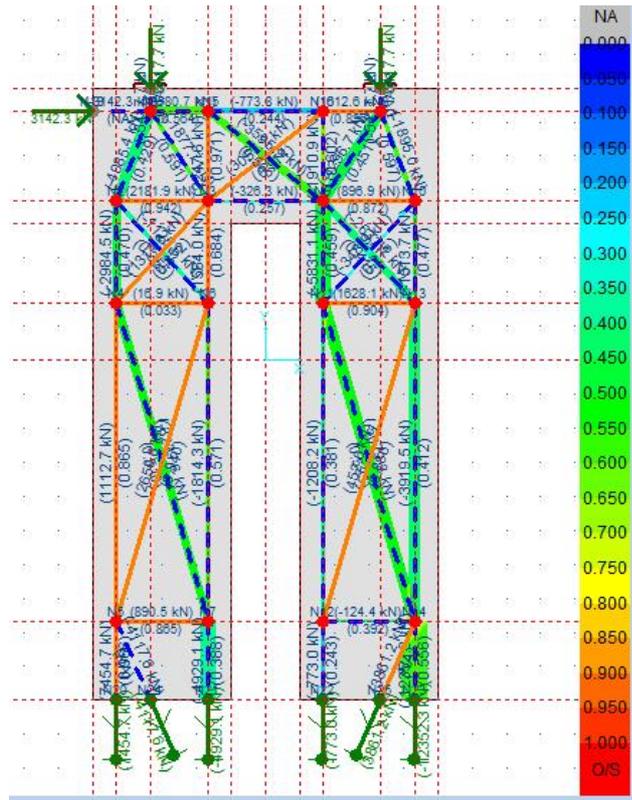
Gambar 4.20: Daerah region D dan region B model 4 tampak depan.

Berdasarkan analisis dari CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) didapat gaya tarik (E38) dan gaya tekan (E41) terbesar adalah 7454.7 kN dan 12352.3 kN. Gaya tarik (E26) dan gaya tekan (E20) terkecil adalah 16.9 kN dan 326.3kN seperti yang dijelaskan pada Tabel L.25 yang terdapat pada lampiran. Maka pada Gambar 4.21 bisa kita lihat elemen yang bekerja pada model 4 yang di analisis oleh CAST.



Gambar 4.21: Elemen dan node pada model 4 tampak depan.

Dalam setiap elemen tersebut perlu dilakukan pengecekan sudut. Dimana pada referensi yang berjudul “Model Penunjang dan Pengikat (*strut and tie model*) pada perancangan struktur beton” didapat pendapat-pendapat ahli diantaranya Thurmann dan Swiss Code (1976) mengusulkan $\tan \theta$ berada pada kisaran nilai antara 0.50 dan 2 (θ antara $26,6^\circ - 63,4^\circ$), CEB-FIP Model Code (1978) membatasi $\tan \theta$ antara $3/5$ dan $5/3$ (θ antara $31^\circ - 59^\circ$), Schlaich dan Weischede (1982) mengusulkan pada kisaran $\pm 15^\circ$ dari sudut tegangan tekan elastik dan Rogowsky, MacGregor (1983) serta Ramirez (1984) mengusulkan θ antara $25^\circ - 65^\circ$. Collins dan Mitchell menentukan θ berdasarkan kompatibilitas (penyesuaian bentuk). Pada model 4 rata-rata sudut yang didapat menurut CAST adalah sebesar $64,2^\circ$ maka pada model 4 ini pendapat yang bisa dipakai adalah pendapat dari Rogowsky, MacGregor dan Ramirez. Pengecekan nilai ratio elemen model 4 memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel L.26 yang ada dilampiran. Gambar 4.22 hasil cek menggunakan CAST.



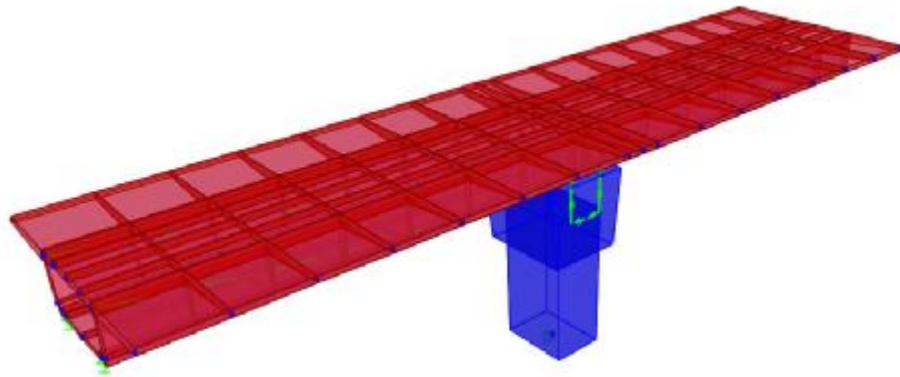
Gambar 4.22: Run analisis dari STM pada model 4 tampak depan.

Berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* perlu di cek terhadap nilai rasio pada setiap Node/titik simpul yang merupakan titik tangkap 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*, *CTT-node* dan *CCT-node*. Dimana nilai ratio pada model 4 < 1 memenuhi syarat yang ditentukan seperti yang telah di jelaskan pada Tabel L.27 yang terdapat pada lampiran. titik terbesar pada model 4 ini terdapat titik 3 sebesar 0.986. dalam pengecekan ini sangat berpengaruh untuk mengatasi keretakan yang disebabkan mutu yang terlalu kecil dan selimut beton untuk tulangan tidak memenuhi syarat yang telah ditentukan.

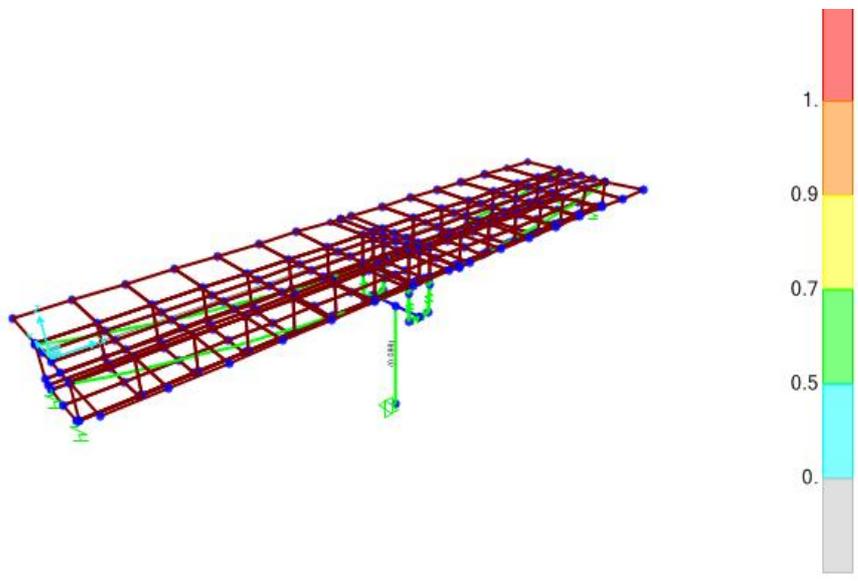
Tulangan utama yang didapat pada model 4 menggunakan CAST adalah sebesar $130 \text{ D}32 = 104594.3 \text{ mm}^2$. Seperti yang dijelaskan pada Tabel L.28 yang terdapat pada lampiran.

e. Model 5 (*pier Y*)

Berdasarkan perhitungan yang didapat pada CSI V17 pembebanan model 5 sebesar 2610.642kN/*bearing plate* dan gaya gempa sebesar 1294.878kN. Maka pengecekan tekan tarik pada model 5 dapat di lakukan dengan menggunakan CAST (*computer Aided Strut and Tie*).



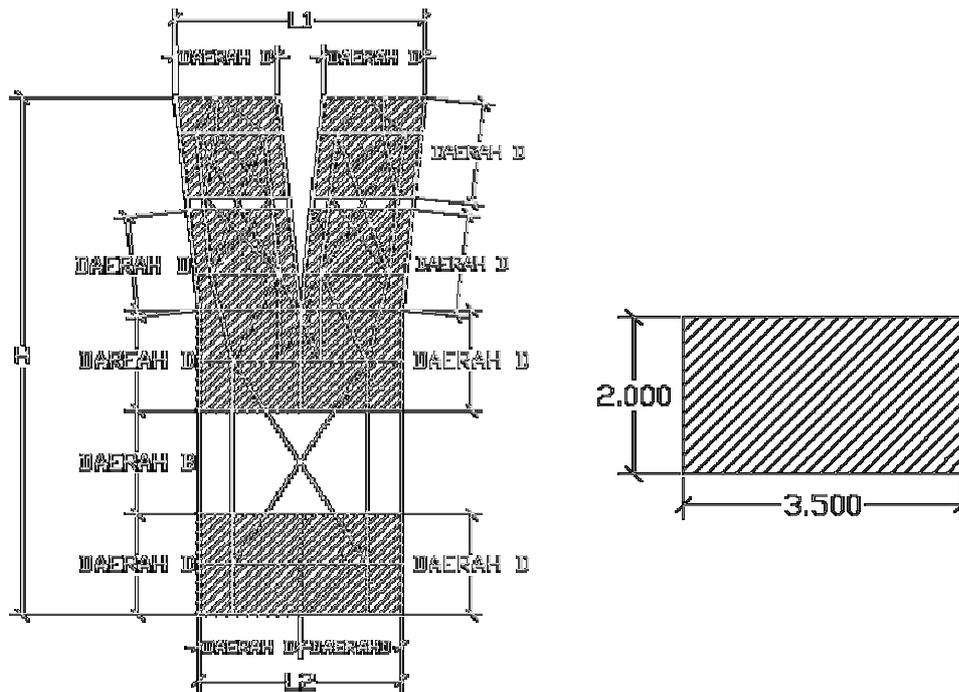
Gambar 4.23: Dimensi model 4 dari CSI V17.



Gambar 4.24: Cek kekuatan model 4 menggunakan analisis CSI V17.

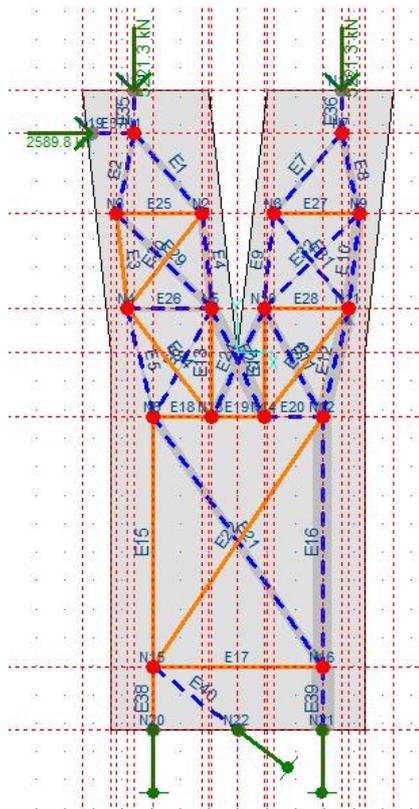
Pada perhitungan *strut and tie* perlu penentuan daerah D (terganggu) dan B (tidak terganggu). Menurut Saint-Venant bahwa gaya-gaya yang bekerja pada bidang datar dan dalam keadaan seimbang akan mempengaruhi daerah sekitar

sejauh h dengan tegangan F . Dengan dilakukan sistem keseimbangan maka akan dapat memenuhi syarat batas dari struktur riil. Dimana Gambar 4.25 menunjukkan bahwa penampang tersebut memiliki gangguan. Jadi perlu dilakukan pengecekan supaya tidak terjadi keretakan yang patal.



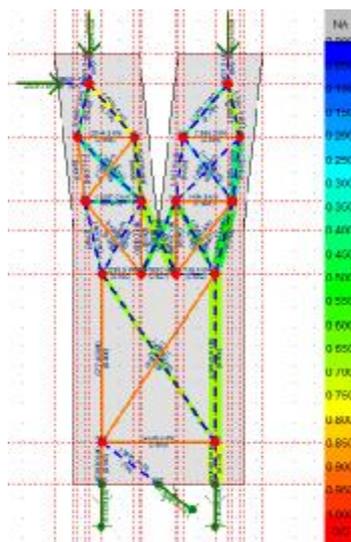
Gambar 4.25: Daerah region D dan region B model 4 tampak depan.

Berdasarkan analisis dari CAST (*Computer Aided Strut And Tie*) didapat gaya tarik (E14) dan gaya tekan (E39) terbesar adalah 5846kN dan 13649.6kN. Gaya tarik (E3) dan gaya tekan (E20) terkecil adalah 111.2 kN dan 155 kN seperti yang dijelaskan pada Tabel L.33 yang terdapat pada lampiran. Maka pada Gambar 4.25 bisa kita lihat elemen yang bekerja pada model 5 yang di analisis oleh CAST.



Gambar 4.26: Elemen dan node pada model 3 tampak depan.

Dalam setiap elemen tersebut perlu dilakukan pengecekan sudut. Dimana pada referensi yang berjudul “Model Penunjang dan Pengikat (*strut and tie model*) pada perancangan struktur beton” didapat pendapat-pendapat ahli diantaranya Thurmann dan Swiss Code (1976) mengusulkan $\tan \theta$ berada pada kisaran nilai antara 0.50 dan 2 (θ antara $26,6^\circ - 63,4^\circ$), CEB-FIP Model Code (1978) membatasi $\tan \theta$ antara $3/5$ dan $5/3$ (θ antara $31^\circ - 59^\circ$), Schlaich dan Weischede (1982) mengusulkan pada kisaran $\pm 15^\circ$ dari sudut tegangan tekan elastik dan Rogowsky, MacGregor (1983) serta Ramirez (1984) mengusulkan θ antara $25^\circ - 65^\circ$. Collins dan Mitchell menentukan θ berdasarkan kompatibilitas (penyesuaian bentuk). Pada model 5 rata-rata sudut yang didapat menurut CAST adalah sebesar 64.69° maka pada model 5 ini pendapat yang bisa dipakai adalah pendapat dari Rogowsky, MacGregor dan Ramirez. Pengecekan nilai ratio elemen model 5 memenuhi syarat < 1 seperti yang terlampir pada Tabel L.34 yang ada dilampiran. Gambar 4.27 hasil cek menggunakan CAST.



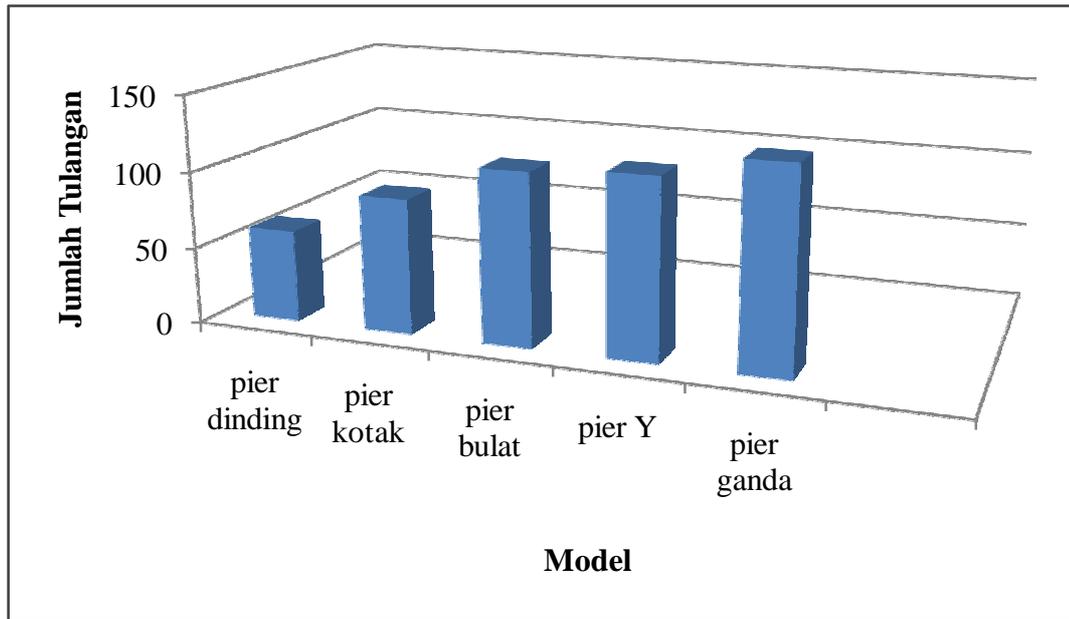
Gambar 4.27: Run analisis dari STM pada model 3 tampak depan.

Berdasarkan penggunaan metode *strut and tie* perlu di cek terhadap nilai rasio pada setiap Node/titik simpul yang merupakan titik tangkap 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*, *CTT-node* dan *CCT-node*. Dimana nilai rasio pada model 5 < 1 memenuhi syarat yang ditentukan seperti yang telah dijelaskan pada Tabel L.35 yang terdapat pada lampiran. titik terbesar pada model 5 ini terdapat titik 2 sebesar 0.995. dalam pengecekan ini sangat berpengaruh untuk mengatasi keretakan yang disebabkan mutu yang terlalu kecil dan selimut beton untuk tulangan tidak memenuhi syarat yang telah ditentukan.

Tulangan utama yang didapat pada model 5 menggunakan CAST adalah sebesar $116 \text{ D32} = 93330.29 \text{ mm}^2$. Seperti yang dijelaskan pada Tabel L.36 yang terdapat pada lampiran.

Tabel 4.3: Tulangan pada setiap *pier* yang teranalisis oleh CAST.

No	Nama model	Tulangan
1	<i>pier</i> kotak	88 D32
2	<i>pier</i> bulat	112 D32
3	<i>pier</i> dinding	60 D32
4	<i>pier</i> ganda	130 D32
5	<i>pier</i> Y	116 D32



Gambar 4.28: Grafik perbandingan tulangan pada setiap model.

Dari Gambar 4.28 yang telah dianalisis dengan menggunakan CAST di dapat perbandingan tulangan dari ke 5 *pier*. Dimana, dari 5 *pier* yang direncanakan didapat tulangan utama yang paling sedikit adalah *pier* dinding. Dimana tulangan yang didapat sebesar 60 D32 dengan luas total tulangan adalah 169560 mm².

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

1. Dari hasil perhitungan menggunakan CAST besaran gaya *strut* dan *tie* pada *pier* kotak adalah 18617.2 kN dan 11094.8 kN, *pier* bulat adalah 20969.3 kN dan 13967.5 kN, *pier* dinding adalah 11509.2 kN dan 3719.7 kN, *pier* ganda adalah 12352.3 kN dan 7454.7 kN, dan *pier* Y adalah 13649.6 kN dan 5846 kN. Keuntungan menggunakan metode *strut and tie* ini adalah kemudahan perhitungan gaya dan dapat menganalisa aliran gaya yang terjadi sehingga letak tulangan benar-benar tepat di tempat yang membutuhkan sehingga fungsi kerja tulangan menjadi lebih efektif.
2. Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan CAST pada setiap model nilai rasio elemen dan node memenuhi syarat yang telah ditentukan pada ACI 318 2002 serta alur retak yang terjadi tidak melebihi batas yang ditentukan. Jadi, keretakan pada setiap model hanya tidak begitu parah. Dikarenakan mutu dan dimensi dari setiap model sudah diperhitungkan sesuai persyaratan yang telah ditentukan.
3. Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan CSI V17 *displacement* yang di dapat dengan panjang bentang 20 m pada masing-masing *pier* diantaranya *pier* kotak sebesar 0.022127 m, *pier* bulat sebesar 0.022634 m, *pier* dinding sebesar 0.021634 m, *pier* ganda sebesar 0.022055 m, dan *pier* Y sebesar 0.022130 m. Jadi dapat disimpulkan *displacement* terbesar yang terjadi adalah pada *pier* bulat.
4. Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan CAST tulangan utama yang didapat pada setiap *pier* diantaranya *pier* kotak 88 D32 dengan luas tulangan sebesar 70737.92 mm², *pier* bulat 112 D32 dengan luas tulangan sebesar 90030.08 mm², *pier* 60 D32 dengan luas tulangan sebesar 48230.4 mm², *pier* ganda 130 D32 dengan luas tulangan sebesar 104499.2 mm², dan *pier* Y 116 D32 dengan luas tulangan sebesar 93245.44 mm².

Maka dapat disimpulkan bahwa tulangan utama yang terkecil adalah *pier* dinding.

5.2. Saran

1. Dalam melakukan perencanaan dengan metode *strut and tie* diharapkan menguasai *truss analogy* rangka batang dengan benar
2. Sebaiknya pembebanan yang terdistribusi pada *pier* untuk analisis *strut and tie* model bukan hanya reaksi beban atas dan beban gempa tetapi beban lain-lainnya seperti beban tumbukan, maupun beban angin.
3. Sebaiknya perencanaan dengan menggunakan CAST agar sekiranya menggunakan CAST yang terbaru supaya hasil keretakan jelas terlihat dan tulangan bisa lebih detail terbaca.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2004. *Perencanaan Struktur Jembatan Beton RSNI T-12-2004*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. 2008. *Spesifikasi Pilar dan Kepala Jembatan Beton Sederhana Bentang 5 m Sampai Dengan 25 m Dengan Pondasi Tiang Pancang SNI 2451-2008*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2013*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725-2016*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan Gedung SNI 2847-2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2005. *Standart Pembebanan Untuk Jembatan RSNI T -02-2005*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan*. Jakarta: Direktorat Jenderal Bina Marga.
- Hardjasaputra, H., dan Tumilar, S. 2002. *Model Penunjang dan Pengikat (Strut and Tie Model) Pada Perancangan Struktur Beton*. Universitas Pelita Harapan.
- Jack, C. dan Cormac Mc. 2004. *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Kementrian Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Peraturan Menteri Perhubungan. 2012. *Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api* Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Putera, T.A. 2005. *Catatan Kuliah Strut and Tie*. Bandung: ITB.
- Reineck, K. 2002. *Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models ACI 318-2002*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- Rosyidi. 2015. *Rekayasa Jalan Kereta Api*. Yogyakarta: LP3M universitas muhammadiyah yogyakarta.
- Setiawan, Agus. 2013. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga
- Supriadi. 2007. *Jembatan*. Yogyakarta: Beta Offset.

Struyk, J.H. (tanpa tahun).*Jembatan*, Terjemahan Soemargono., 1995 Jakarta: PradnyaParamita.

Susanto, F.P. 2005. *Evaluasi Dan Perencanaan Pile Cap Pada Fly Over Jamin Ginting Kota Medan*. Jurnal Vol 1 No 1-10 Medan: UMSU.

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.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Rahmad Amin Pasaribu
Panggilan : Amin
Tempat, Tanggal Lahir : Barus, 15 Desember 1996
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat Sekarang : Jl. Alumunium III, Tanjung Mulia
Nomor KTP : 1201011512960001
Alamat KTP :Jl. Imam Bonjol
No. Telp Rumah : -
No. HP/Telp Seluler : 081375923906
E-mail : rahmadamin007@yahoo.co.id

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa :1407210125
Fakultas : Teknik
Jurusan : Teknik Sipil
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	Sekolah Dasar	SD Swasta Muhammadiyah Barus PasarTapanuli Tengah	2008
2	SMP	SMP Swasta Muhammadiyah 28 BarusTapanuli Tengah	2011
3	SMA	MAN Negri 1 Barus Tapanuli Tengah	2014
4	Strata-I	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2018

Berdasarkan pembebanan yang dilakukan pada aplikasi CSI V.17 didapat beban sebesar 2620.358 kN dan beban gempa 1479.541kN.

Perencanaan pelat *bearing* yang dipakai:

$$V_u = 2620.358 \text{ kN}$$

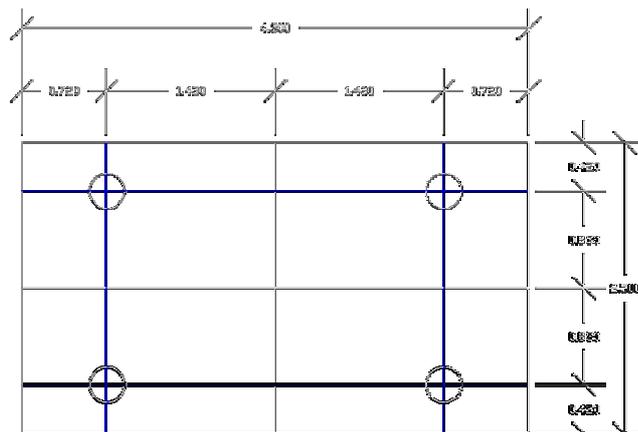
$$A_t > \text{—————}$$

$$A_t > \text{—————}$$

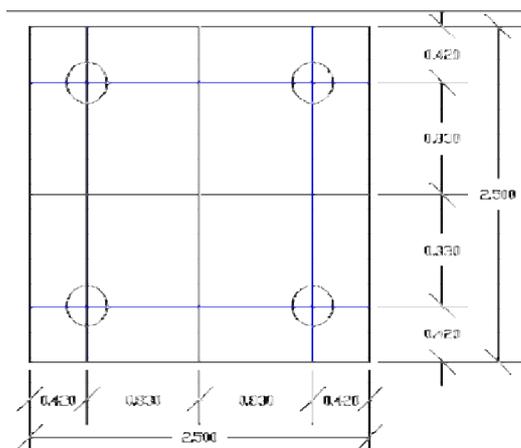
$$A_t > 176865.98 \text{ mm}^2$$

Jadi pelat yang direncanakan sesuai syarat adalah $500 \times 400 = 200000 \text{ mm}^2 > 176865.98 \text{ mm}^2$. Jadi dimensi 500 mm x 400 mm memenuhi persyaratan yang ditentukan.

A. Model 1 (tampak depan)

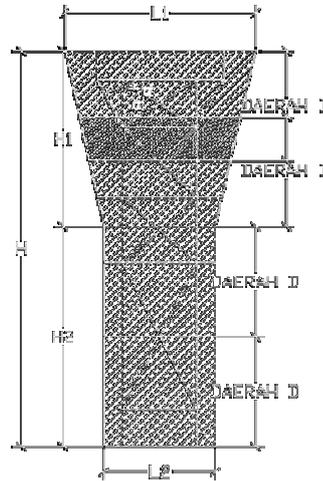


Gambar L.1. Area penampang pier head model 1.



Gambar L.2. Area penampang pier model 1.

Gambar L.1 dan Gambar L.2 tersebut menunjukkan penampang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Setelah dibagi menjadi 4 maka di dapat titik perencanaan yang akan dimasukkan kedalam perhitungan *strut and tie* seperti pada Gambar L.3.



Gambar L.3. Daerah region D dan region B model 1 tampak depan.

Ket :

L1	=	4.3 m
L2	=	2.5 m
H1	=	4 m
H2	=	4 m
H	=	9 m

Tabel L.1: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*

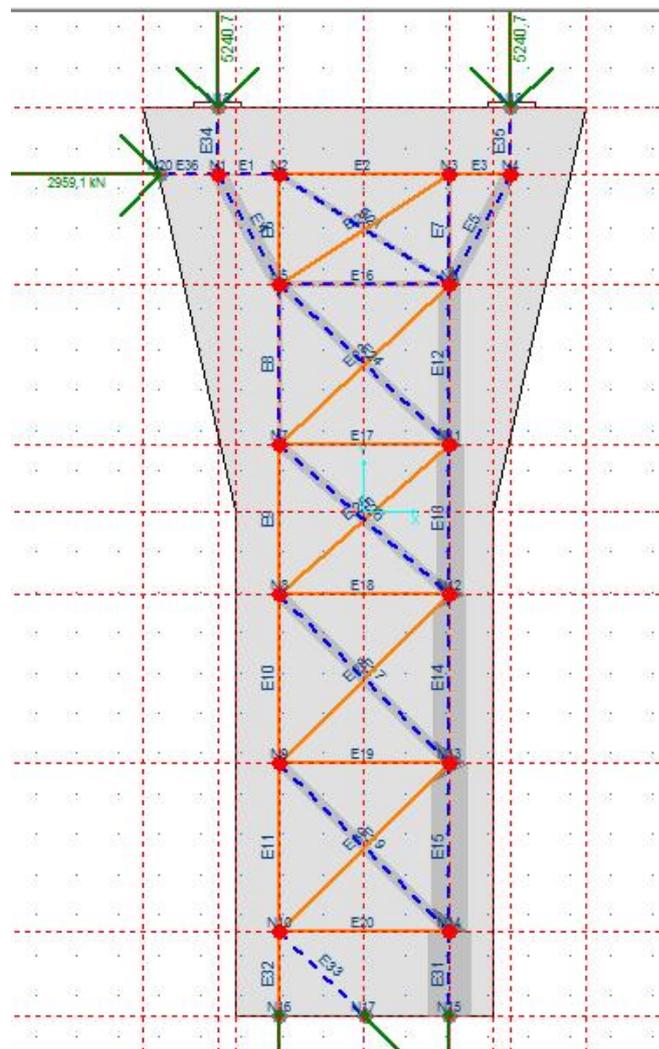
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-58.3	Tekan	-
	E4	-5990	Tekan	-
N2	E1	-58.3	Tekan	-
	E2	1452.6	-	Tarik
	E6	986.6	-	Tarik
N3	E21	-1804.5	Tekan	-
	E2	1452.6	-	Tarik
	E3	2900.8	-	Tarik
	E7	-945.7	Tekan	-
N4	E22	1729.6	-	Tarik
	E3	2900.8	-	Tarik
	E5	-5990	Tekan	-

Tabel L.1: *Lanjutan.*

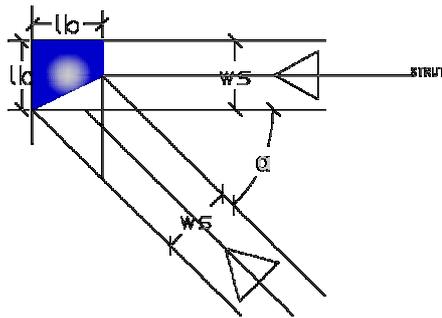
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N5	E4	-5990	Tekan	-
	E6	986.6	-	Tarik
	E8	-663.1	Tekan	-
	E16	-1576.8	Tekan	-
	E22	1729.6	-	Tarik
	E24	-3831.7	Tekan	-
N6	E5	-5990	Tekan	-
	E7	-945.7	Tekan	-
	E12	-7351.4	Tekan	-
	E16	-1576.8	Tekan	-
	E21	-1804.5	Tekan	-
	E23	258.4	-	Tarik
N7	E8	-663.1	Tekan	-
	E9	1528.6	-	Tarik
	E17	2047.2	-	Tarik
	E23	258.4	-	Tarik
	E26	-3007.5	Tekan	-
N8	E9	1528.6	-	Tarik
	E10	4600.8	-	Tarik
	E18	1679.4	-	Tarik
	E25	975.9	-	Tarik
	E27	-3410.5	Tekan	-
N9	E10	4600.8	-	Tarik
	E11	7494.3	-	Tarik
	E19	1766.7	-	Tarik
	E28	786.9	-	Tarik
	E29	-3292.9	Tekan	-
N10	E11	7494.3	-	Tarik
	E20	2321.4	-	Tarik
	E30	904.5	-	Tarik
	E32	11094.8	-	Tarik
N11	E12	-7351.4	-	Tarik
	E13	-10650	Tekan	-
	E17	2047.2	-	Tarik
	E24	-3831.7	Tekan	-
	E25	975.9	-	Tarik
N12	E13	-10650	Tekan	-
	E14	-13221.5	Tekan	-
	E18	1679.4	-	Tarik
	E26	-3007.5	Tekan	Tarik

Tabel L.1: Lanjutan.

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
	E28	786.9	-	Tarik
N13	E14	-13221.5	Tekan	-
	E15	-16281.8	Tekan	-
	E19	1766.7	-	Tarik
	E27	-3410.5	Tekan	-
	E30	904.5	-	Tarik
N14	E15	-16281.8	Tekan	-
	E20	2321.4	-	Tarik
	E29	-3292.9	Tekan	
	E31	-18617.2	Tekan	



Gambar L.4. Elemen dan node pada model 1 tampak depan.



Gambar L.5. Penampang strut and tie node 1 model 1.

Perhitungan kuat tekan tarik yang terjadi di setiap titik (node):

A. Node 1

a. Elemen 4 (tekan)

- F_u = 5990 kN
- f_c' = K300 (24.9 MPa)
- θ = $61.035^\circ > 25^\circ$
- b daerah terganggu = 2500 mm
- β_s = 1 (untuk *strut* prisma di daerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)

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

Dimana:

$$W_c = \text{---}$$

Ket:

$$f_{cu} = 0.85 \beta_s f_c'$$

$$f_{cu} = 0.85 \times 1 \times 37.35 = 31.7475 \text{ MPa}$$

$$W_c = \text{---} = 75.4705 \text{ mm} < W_t = 150 \text{ mm (asumsi)}$$

$$L_b = 700 \text{ mm}$$

$$W_s = L_b \sin \theta + w_t \cos \theta$$

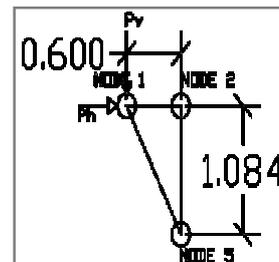
$$W_s = 700 \sin 61.035 + 150 \cos 61.035$$

$$W_s = 685.083 \text{ mm}$$

Kuat nominal

$$\phi F_n > F_u$$

dimana:



kapasitas strut miring yang terjadi berdasarkan ACI 318 - 2002

$$Fns = fcu \times Ac$$

$$Fns = 0.85 \times \beta_s \times fc' \times ws \times b$$

$$Fns = 0.85 \times 1 \times 37.35 \times 685.083 \times 700 \times 10^{-3} = 15224.8 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi Fns = 0.75 \times 9205.306 = 6903.98 \text{ kN}$) lebih besar dari pada gaya yang bekerja ($Fu = 4781.1 \text{ kN}$), maka strut Fu memadai.

$\phi Fns > Fu$ OK!

b. Elemen 1 (tekan)

$$Fu = 58.3 \text{ kN}$$

$$fc' = \text{K300 (24.9 MPa)}$$

$$\theta = 0 > 25^\circ$$

$$b \text{ daerah terganggu} = 2500 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 \text{ (untuk strut prismatic di daerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)}$$

Wt (lebar asumsi) $> Wc$ (lebar efektif minimum)

Dimana:

$$Wc = \text{---}$$

Ket:

$$fcu = 0.85 \beta_s fc'$$

$$fcu = 0.85 \times 1 \times 37.35 = 31.7475 \text{ MPa}$$

$$Wc = \text{---} = 0.735 \text{ mm} < Wt = 2 \text{ mm (asumsi)}$$

$$Lb = 2000 \text{ mm}$$

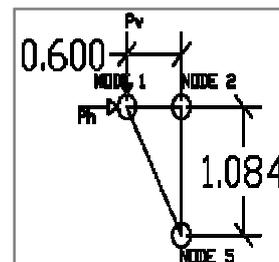
$$Ws = lb \sin \theta + wt \cos \theta$$

$$Ws = 2000 \sin 0 + 2 \cos 0$$

$$Ws = 2 \text{ mm}$$

Kuat nominal

$$\phi Fns > Fu$$



dimana:

kapasitas strut miring yang terjadi berdasarkan ACI 318 - 2002

$$Fns = fcu \times Ac$$

$$Fns = 0.85 \times \beta_s \times fc' \times ws \times b$$

$$Fns = 0.85 \times 1 \times 37.35 \times 2 \times 2000 \times 10^{-3} = 126.99 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi Fns = 0.75 \times 126.99 = 95.2425 \text{ kN}$) lebih besar dari pada gaya yang bekerja ($Fu = 58.3 \text{ kN}$), maka strut Fu memadai.

$\phi Fns > Fu$ *OK!*

Cek Node 1

Ada beberapa nilai β_n yang telah diusulkan untuk menghitung tegangan-tegangan yang terjadi pada daerah *nodal*. Menurut ACI 318-02, nilai β_n ditentukan sebagai berikut:

- 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 hanya satu *tie*, $\beta_n = 0,80$.
- Untuk wilayah nodal C-T-T atau T-T-T yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta_n = 0,60$.

$$Fcu = 0.85 \beta_n fc'$$

$$Fcu = 0.85 \times 1 \times 37.35$$

$$Fcu = 31.7475 \text{ MPa}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 4} = \frac{Fu}{\beta_s \text{ daerah } D \times Wt}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 4} = \frac{5990 \times 1000}{1 \times 2500 \times 150}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 4} = 15.9733 \text{ MPa}$$

$$\text{Cek} : 15.9733 < 31.7475$$

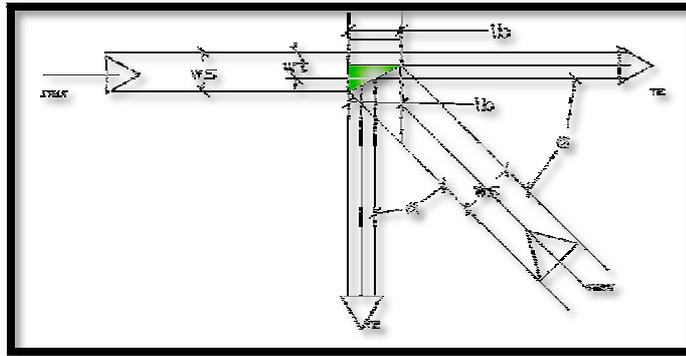
$$\text{Cek} : 0.503 \text{ (tekan rasio)} \quad (\text{OK!})$$

Titik tekan pada elemen 1 = _____

Titik tekan pada elemen 1 = 11.66 MPa

Cek : 11.66 < 31.7475

Cek : 0.367 (tekan rasio) (OK!)



Gambar L.6. Penampang strut and tie node 2 model 1.

B. Node 2

a. Elemen 21 (tekan)

$F_u = 1804.5 \text{ kN}$

$f_c' = K300 (24.9 \text{ MPa})$

$\theta = 33.145^\circ > 25^\circ$

b daerah terganggu = 2500 mm

$\beta_s = 1$ (untuk *strut* prismatic di daerah tekan yang tidak mengalami retak pada daerah penulangan)

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

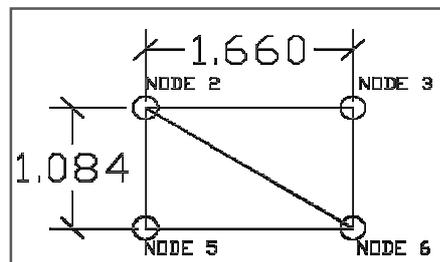
Dimana:

$W_c = \text{_____}$

Ket:

$f_{cu} = 0.85 \beta_s f_c'$

$f_{cu} = 0.85 \times 1 \times 37.35 = 31.7475 \text{ MPa}$



$W_c = \text{_____} = 22.7356 \text{ mm} < W_t = 50 \text{ mm (asumsi)}$

$L_b = 500 \text{ mm}$

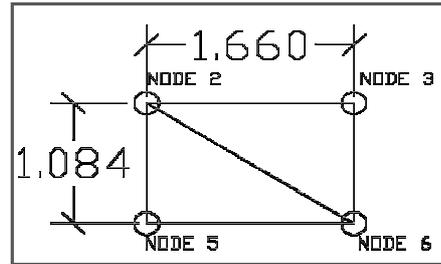
$W_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta$

$W_s = 500 \sin 33.145 + 50 \cos 33.145$

$$W_s = 315.278 \text{ mm}$$

Kuat nominal

$$\phi F_{ns} > F_u$$



dimana:

kapasitas strut miring yang terjadi berdasarkan ACI 318 - 2002

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

$$F_{ns} = 0.85 \times \beta_s \times f_{c'} \times w_s \times b$$

$$F_{ns} = 0.85 \times 1 \times 37.35 \times 315.278 \times 500 \times 10^{-3} = 5004.65 \text{ kN}$$

Karena kapasitas strut ($\Phi F_{ns} = 0.75 \times 5004.65 = 3753.49 \text{ kN}$) lebih besar dari pada gaya yang bekerja ($F_u = 1804.5 \text{ kN}$), maka strut F_u memadai.

$$\phi F_{ns} > F_u \dots \dots \dots \text{OK!}$$

b. Elemen E2 (tarik)

$$F_{tie} = 1452.6 \text{ kN}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

Tulangan yang dipakai

$$0.8 f_y A_{st} > F_{tie}$$

Dimana:

$$A_{st} = \text{—————} = 4539.38 \text{ mm}^2$$

Dipakai:

$$6 \text{ D32} = 4827.43 \text{ mm}^2 > 4539.38 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK!})$$

c. Elemen E6 (tarik)

$$F_{tie} = 986.8 \text{ kN}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

Tulangan yang dipakai

$$0.8 f_y A_{st} > F_{tie}$$

Dimana:

$$A_{st} = \frac{986800}{0.8 \times 400} = 3083.75 \text{ mm}^2$$

Dipakai:

$$7 \text{ D32} = 5632 \text{ mm}^2 > 3083.75 \text{ mm}^2 \quad (OK!)$$

Cek Node 2

Untuk wilayah nodal C-T-T yang ditahan oleh lebih dari satu *tie*, $\beta n = 0,60$.

$$F_{cu} = 0.85 \beta n f_c'$$

$$F_{cu} = 0.85 \times 0.6 \times 37.35$$

$$F_{cu} = 19.0485 \text{ MPa}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 21} = \frac{F_u}{\beta s \text{ daerah } D \text{ Wt}}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 21} = \frac{1804.5}{1 \times 2500 \times 50}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 21} = 14.436 \text{ MPa}$$

$$\text{Cek} : 14.436 < 19.0485$$

$$\text{Cek} : 0.75785 \text{ (tekan rasio)} \quad (OK!)$$

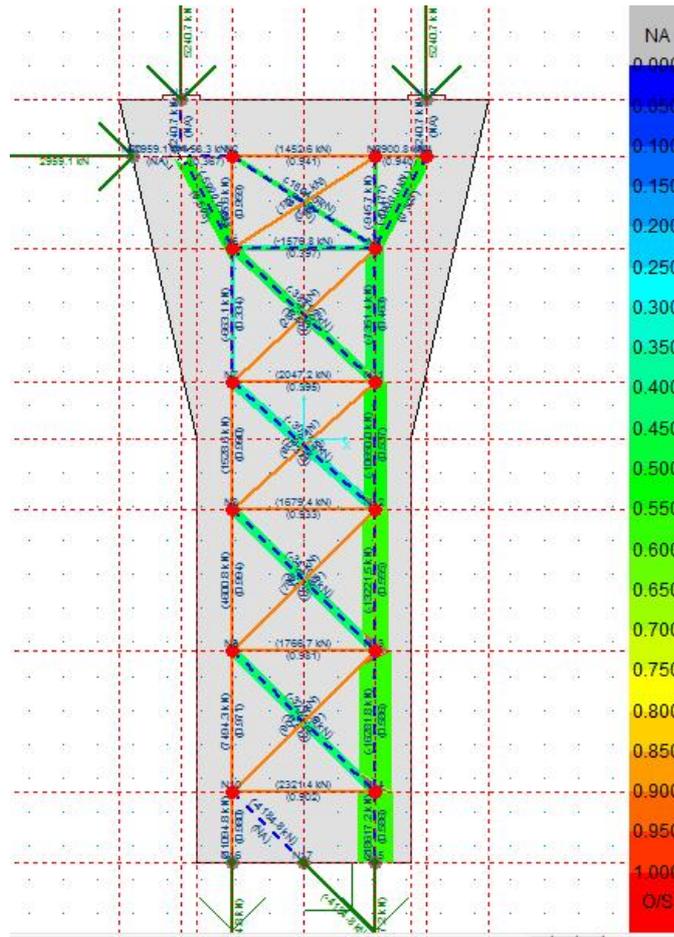
$$\text{Titik tekan pada elemen 1} = \frac{F_u}{\beta s \text{ daerah } D \text{ Wt}}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 1} = \frac{58.3 \times 1000}{1 \times 2500 \times 2}$$

$$\text{Titik tekan pada elemen 1} = 14.436 \text{ MPa}$$

$$\text{Cek} : 14.436 < 19.0485$$

$$\text{Cek} : 0.75785 \text{ (tekan rasio)} \quad (OK!)$$



Gambar L.7: Run analisis dari STM pada model 1 tampak depan.

Tabel L.2: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f'c Ratio	Beta Ratio
E1	-58.3	11.66	0.367	0.312	0.367
E2	1452.6	301.17	0.941	NA	NA
E3	2900.8	300.72	0.94	NA	NA
E4	-5990	15.97	0.503	0.428	0.503
E5	-5990	15.97	0.503	0.428	0.503
E6	986.6	306.85	0.959	NA	NA
E7	-945.7	15.13	0.477	0.405	0.477
E8	-663.1	10.61	0.334	0.284	0.334
E9	1528.6	316.94	0.99	NA	NA
E10	4600.8	317.97	0.994	NA	NA
E11	7494.3	310.77	0.971	NA	NA
E12	-7351.4	14.7	0.463	0.394	0.463
E13	-10650	17.04	0.537	0.456	0.537

Tabel L.2: Lanjutan.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E17	2047.2	318.35	0.995	NA	NA
E18	1679.4	298.45	0.933	NA	NA
E19	1766.7	313.97	0.981	NA	NA
E20	2321.4	288.79	0.902	NA	NA
E21	-1804.5	14.44	0.455	0.387	0.455
E22	1729.6	307.39	0.961	NA	NA
E23	258.4	160.7	0.502	NA	NA
E24	-3831.7	15.33	0.483	0.41	0.483
E25	975.9	303.52	0.949	NA	NA
E26	-3007.5	12.03	0.379	0.322	0.379
E27	-3410.5	13.64	0.43	0.365	0.43
E28	786.9	244.73	0.765	NA	NA
E29	-3292.9	13.17	0.415	0.353	0.415
E30	904.5	281.31	0.879	NA	NA
E31	-18617.2	18.62	0.586	0.498	0.586
E32	11094.8	313.69	0.98	NA	NA

Tabel L.3: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-58.3	11.66	0.367	0.312	0.367	CCC
	E4	-5990	15.97	0.503	0.428	0.503	
Node 2	E1	-58.3	11.66	0.612	0.312	0.612	CTT
	E2	1452.6	NA	NA	NA	NA	
	E6	986.6	NA	NA	NA	NA	
	E21	-1804.5	14.44	0.758	0.387	0.758	
Nodal 3	E2	1452.6	NA	NA	NA	NA	CTT
	E3	2900.8	NA	NA	NA	NA	
	E7	-945.7	15.13	0.794	0.405	0.794	
	E22	1729.6	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	2900.8	NA	NA	NA	NA	CCT
	E5	-5990	15.97	0.629	0.428	0.629	
Nodal 5	E4	-5990	15.97	0.503	0.428	0.503	CCC
	E16	-1576.8	12.61	0.397	0.338	0.397	
	E24	-3831.7	15.33	0.483	0.41	0.483	

Tabel L.3: Lanjutan

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 5	E4	-5990	15.97	0.839	0.428	0.839	CTT
	E6	986.6	NA	NA	NA	NA	
	E16	-1576.8	12.61	0.662	0.338	0.662	
	E22	1729.6	NA	NA	NA	NA	
	E16	-1576.8	12.61	0.497	0.338	0.497	CCT
	E22	1729.6	NA	NA	NA	NA	
	E24	-3831.7	15.33	0.603	0.41	0.603	
Nodal 6	E5	-5990	15.97	0.503	0.428	0.503	CCC
	E16	-1576.8	12.61	0.397	0.338	0.397	
	E21	-1804.5	14.44	0.455	0.387	0.455	
	E7	-945.7	15.13	0.477	0.405	0.477	
	E12	-7351.4	14.7	0.579	0.394	0.579	CCT
	E16	-1576.8	12.61	0.497	0.338	0.497	
	E21	-1804.5	14.44	0.568	0.387	0.568	
E23	258.4	NA	NA	NA	NA		
Nodal 7	E8	-663.1	10.61	0.557	0.284	0.557	CTT
	E9	1528.6	NA	NA	NA	NA	
	E17	2047.2	NA	NA	NA	NA	
	E23	258.4	NA	NA	NA	NA	
	E26	-3007.5	12.03	0.632	0.322	0.632	
Nodal 8	E10	4600.8	NA	NA	NA	NA	CTT
	E18	1679.4	NA	NA	NA	NA	
	E25	975.9	NA	NA	NA	NA	
	E27	-3410.5	13.64	0.716	0.365	0.716	
Nodal 9	E11	7494.3	NA	NA	NA	NA	CTT
	E19	1766.7	NA	NA	NA	NA	
	E28	786.9	NA	NA	NA	NA	
	E29	-3292.9	13.17	0.691	0.353	0.691	
Nodal 11	E13	-10650	17.04	0.895	0.456	0.895	CTT
	E17	2047.2	NA	NA	NA	NA	
	E24	-3831.7	15.33	0.805	0.41	0.805	
	E25	975.9	NA	NA	NA	NA	
	E12	-7351.4	14.7	0.579	0.394	0.579	CCT
	E17	2047.2	NA	NA	NA	NA	
	E24	-3831.7	15.33	0.603	0.41	0.603	
Nodal 12	E13	-10650	17.04	0.671	0.456	0.671	CCT
	E18	1679.4	NA	NA	NA	NA	
	E26	-3007.5	12.03	0.474	0.322	0.474	

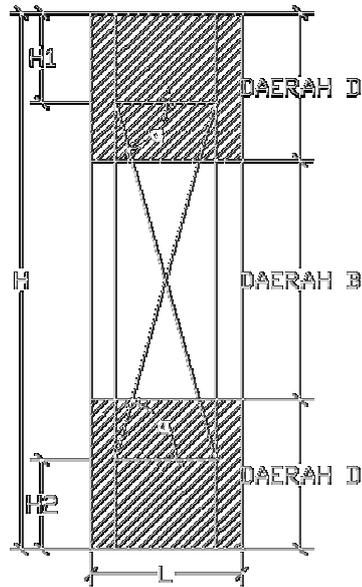
Tabel L.3: Lanjutan

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 12	E14	-13221.5	17.63	0.925	0.472	0.925	CTT
	E18	1679.4	NA	NA	NA	NA	
	E26	-3007.5	12.03	0.632	0.322	0.632	
	E28	786.9	NA	NA	NA	NA	
Nodal 13	E15	-16281.8	18.61	0.977	0.498	0.977	CTT
	E19	1766.7	NA	NA	NA	NA	
	E27	-3410.5	13.64	0.716	0.365	0.716	
	E30	904.5	NA	NA	NA	NA	
	E14	-13221.5	17.63	0.694	0.472	0.694	CCT
	E19	1766.7	NA	NA	NA	NA	
	E27	-3410.5	13.64	0.537	0.365	0.537	
Nodal 14	E15	-16281.8	18.61	0.733	0.498	0.733	CCT
	E20	2321.4	NA	NA	NA	NA	
	E29	-3292.9	13.17	0.519	0.353	0.519	
	E31	-18617.2	18.62	0.733	0.498	0.733	

Tabel L.4: Tulangan yang dianalisis STM pada model 1 tampak depan.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1452.6	301.17	0.941	6 D 32
E3	2900.8	300.72	0.94	12 D 32
E6	986.6	306.85	0.959	4 D 32
E9	1528.6	316.94	0.99	6 D 32
E10	4600.8	317.97	0.994	19 D 32
E11	7494.3	310.77	0.971	15 D 32
E17	2047.2	318.35	0.995	8 D 32
E18	1679.4	298.45	0.933	7 D 32
E19	1766.7	313.97	0.981	7 D 32
E20	2321.4	288.79	0.902	10 D 32
E22	1729.6	307.39	0.961	7 D 32
E23	258.4	160.7	0.502	2 D 32
E25	975.9	303.52	0.949	4 D 32
E28	786.9	244.73	0.765	4 D 32
E30	904.5	281.31	0.879	4 D 32
E32	11094.8	313.69	0.98	22 D 32

B. Model 1 tampak samping



Gambar L.8. Daerah region D dan region B model 1 tampak samping.

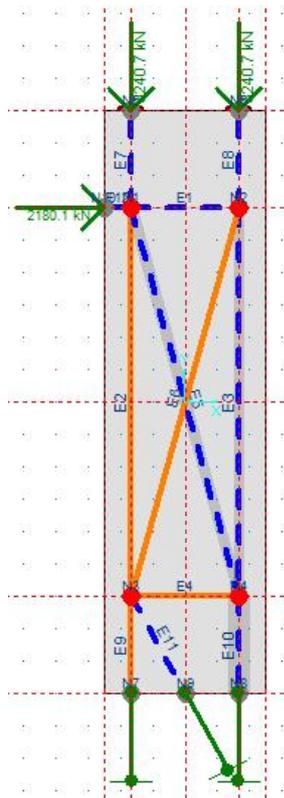
Ket :

$$L = 2.5 \text{ m}$$

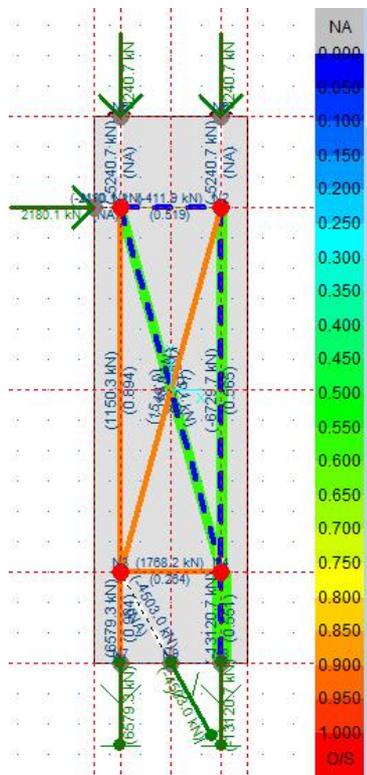
$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.5: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST* (computer strut and tie).

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-411.9	Tekan	-
	E2	1150.3	-	Tarik
	E5	-6631.1	Tekan	-
N2	E1	-411.9	Tekan	-
	E3	-6729.7	Tekan	-
	E6	1544.9	-	Tarik
N3	E2	1150.3	-	Tarik
	E4	1768.2	-	Tarik
	E6	1544.9	-	Tarik
	E9	6579.3	-	Tarik
N4	E3	-6729.7	Tekan	-
	E4	1768.2	-	Tarik
	E5	-6631.1	Tekan	-
	E10	-13120.7	Tekan	-
N10	E12	-2180.1	Tekan	-



Gambar L.9. Elemen dan node pada model 1 tampak samping.



Gambar L.10: Run analisis dari STM pada model 1 tampak samping

Tabel L.6: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-411.9	16.48	0.519	0.441	0.519
E2	1150.3	286.21	0.894	NA	NA
E3	-6729.7	17.95	0.565	0.48	0.565
E4	1768.2	84.6	0.264	NA	NA
E5	-6631.1	17.68	0.557	0.473	0.557
E6	1544.9	240.24	0.751	NA	NA
E9	6579.3	314.8	0.984	NA	NA
E10	-13120.7	17.49	0.551	0.468	0.551

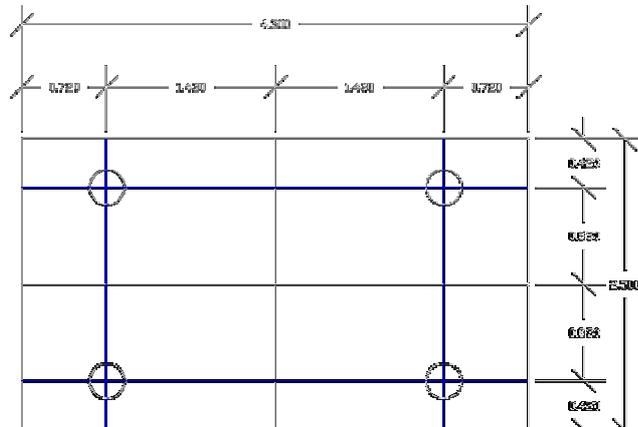
Tabel L.7: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-411.9	16.48	0.649	0.441	0.649	CCT
	E2	1150.3	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6631.1	17.68	0.696	0.473	0.696	
Node 2	E1	-411.9	16.48	0.649	0.441	0.649	CCT
	E3	-6729.7	17.95	0.707	0.48	0.707	
	E6	1544.9	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-6729.7	17.95	0.707	0.48	0.707	CCT
	E4	1768.2	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6631.1	17.68	0.696	0.473	0.696	
	E10	-13120.7	17.49	0.689	0.468	0.689	

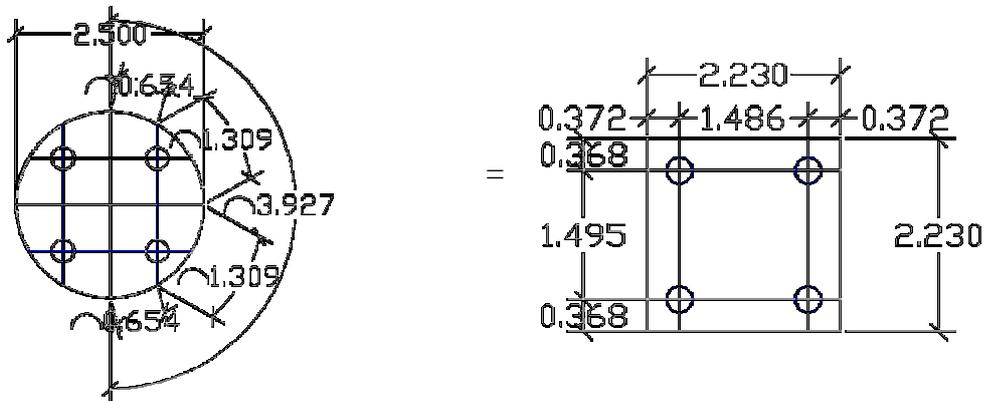
Tabel L.8: Tulangan yang dianalisis STM pada model 1 tampak samping.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1150.3	286.21	0.894	5 D 32
E4	1768.2	84.6	0.264	7 D 32
E6	1544.9	240.24	0.751	4 D 32
E9	6579.3	314.8	0.984	13 D 32

C. Model 2 (tampak depan)

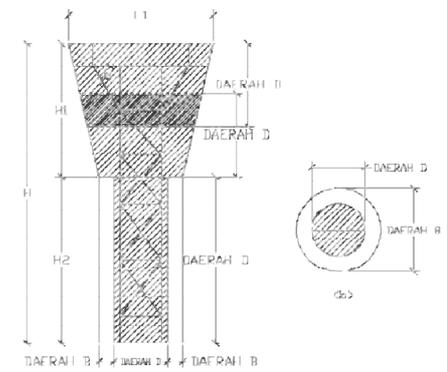


Gambar L.11: Area penampang pier head model 2.



Gambar L.12: Area penampang pier model 2.

Gambar L.1 dan Gambar L.2 tersebut menunjukkan penampang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Setelah dibagi menjadi 4 maka di dapat titik perencanaan yang akan dimasukkan kedalam perhitungan *strut and tie* seperti pada Gambar L.3.



Gambar L.13: Daerah region D dan region B model 2 tampak depan.

Ket :

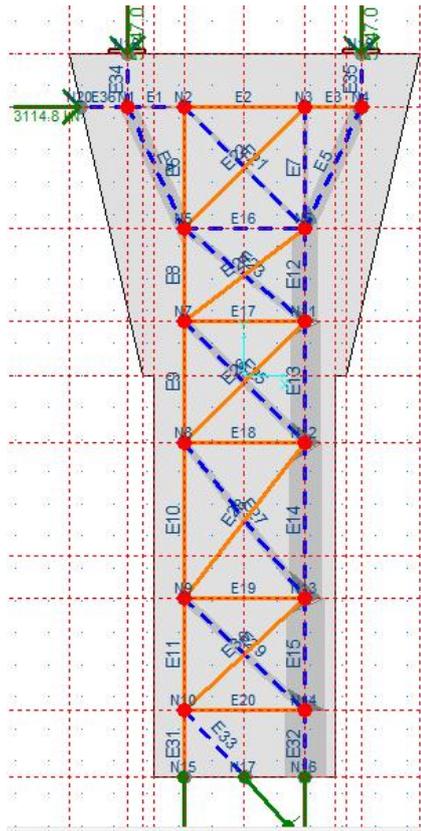
L1	=	4.3 m
L2	=	2.5 m
H1	=	4 m
H2	=	4 m
H	=	9 m
D	=	2.5

Tabel L.9: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*

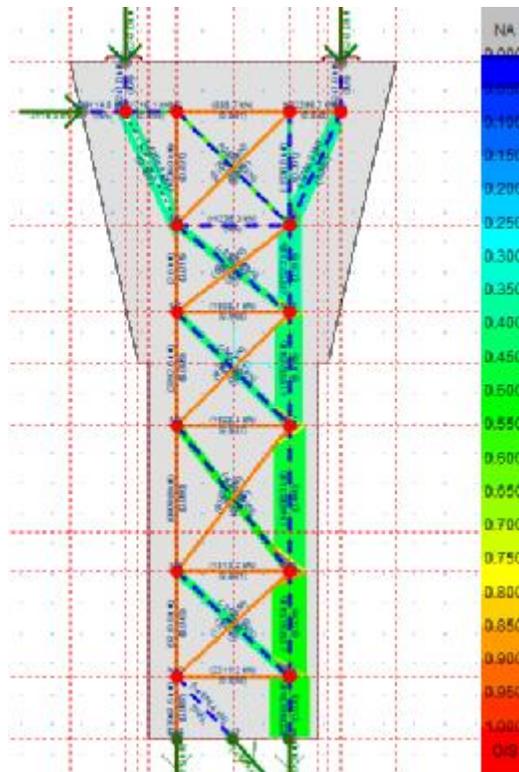
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-716.1	Tekan	-
	E4	-5769.3	Tekan	-
N2	E1	-716.1	Tekan	-
	E2	885.7	-	Tarik
	E6	1626.9	-	Tarik
N3	E21	-2283	-	Tarik
	E2	885.7	-	Tarik
	E3	2398.7	-	Tarik
	E7	-1536.8	Tekan	-
N4	E22	2156.7	-	Tarik
	E3	2398.7	-	Tarik
	E5	-5769.3	Tekan	-
N5	E4	-5769.3	Tekan	-
	E6	1626.9	-	Tarik
	E8	2.6	-	Tarik
	E16	-1235.3	Tekan	-
N6	E22	2156.7	-	Tarik
	E23	-3393.4	Tekan	-
	E5	-5769.3	Tekan	-
	E7	-1536.8	Tekan	-
	E12	-8752.2	Tekan	-
	E16	-1235.3	-	-
N7	E21	-2283	Tekan	-
	E24	555.6	-	Tarik
	E8	2.6	-	Tarik
	E9	2792.6	-	Tarik
	E17	1988.1	-	Tarik
	E24	555.6	-	Tarik

Tabel L.9: Lanjutan.

	E25	-3447.1	Tekan	-
N8	E9	2792.6	-	Tarik
	E10	6898	-	Tarik
	E18	1928.4		Tarik
	E26	978	-	Tarik
	E27	-4298.9	Tekan	-
N9	E10	6898	-	Tarik
	E11	9719.8	-	Tarik
	E19	1813.2		-
	E28	818.1	-	Tarik
	E29	-3172.1	Tekan	-
N10	E11	9719.8	-	Tarik
	E20	2311.2	-	Tarik
	E30	1103	-	Tarik
	E31	13967.5	-	Tarik
	E33	-4679.4	Tekan	Tarik
N11	E12	-8752.2	Tekan	-
	E13	-11532.8	Tekan	-
	E17	1988.1	-	Tarik
	E23	-3393.4	Tekan	-
	E26	978	-	Tarik
N12	E13	-11532.8	Tekan	-
	E14	-14630.3	Tekan	-
	E18	1928.4	-	Tarik
	E25	-3447.1	Tekan	-
	E28	818.1	-	Tarik
N13	E14	-14630.3	Tekan	-
	E15	-18796.5	Tekan	-
	E19	1813.2	-	Tarik
	E27	-4298.9	Tekan	-
	E30	1103	-	Tarik
N14	E15	-18796.5	Tekan	-
	E20	2311.2	-	Tarik
	E29	-3172.1	Tekan	-
	E32	-20969.3	Tekan	-



Gambar L.14. Elemen dan node pada model 2 tampak depan.



Gambar L.15: Run analisis dari STM pada model 2 tampak depan.

Tabel L.10: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-716.1	16.06	0.455	0.387	0.455
E2	885.7	275.44	0.861	NA	NA
E3	2398.7	271.28	0.848	NA	NA
E4	-5769.3	12.94	0.367	0.312	0.367
E5	-5769.3	12.94	0.367	0.312	0.367
E6	1626.9	252.98	0.791	NA	NA
E7	-1536.8	13.78	0.391	0.332	0.391
E8	2.6	3.3	0.011	NA	NA
E9	2792.6	289.51	0.905	NA	NA
E10	6898	317.83	0.993	NA	NA
E11	9719.8	302.29	0.945	NA	NA
E12	-8752.2	13.08	0.371	0.315	0.371
E13	-11532.8	14.78	0.419	0.356	0.419
E14	-14630.3	16.4	0.465	0.395	0.465
E15	-18796.5	18.73	0.531	0.451	0.531
E16	-1235.3	NA	NA	NA	NA
E17	1988.1	309.16	0.966	NA	NA
E18	1928.4	299.87	0.937	NA	NA
E19	1813.2	281.95	0.881	NA	NA
E20	2311.2	287.51	0.898	NA	NA
E21	-2283	20.48	0.58	0.493	0.58
E22	2156.7	268.3	0.838	NA	NA
E23	-3393.4	15.22	0.431	0.367	0.431
E24	555.6	230.41	0.72	NA	NA
E25	-3447.1	15.46	0.438	0.372	0.438
E26	978	304.17	0.951	NA	NA
E27	-4298.9	19.28	0.546	0.465	0.546
E28	818.1	254.44	0.795	NA	NA
E29	-3172.1	14.22	0.403	0.343	0.403
E30	1103	274.44	0.858	NA	NA
E31	13967.5	315.93	0.987	NA	NA
E32	-20969.3	18.81	0.533	0.453	0.533

Tabel L.11: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-716.1	16.06	0.455	0.387	0.455	CCC
	E4	-5769.3	12.94	0.367	0.312	0.367	
Node 2	E1	-716.1	16.06	0.759	0.387	0.759	CTT
	E2	885.7	NA	NA	NA	NA	
	E6	1626.9	NA	NA	NA	NA	
	E21	-2283	20.48	0.967	0.493	0.967	
Nodal 3	E2	885.7	NA	NA	NA	NA	CTT
	E3	2398.7	NA	NA	NA	NA	
	E7	-1536.8	13.78	0.651	0.332	0.651	
	E22	2156.7	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	2398.7	NA	NA	NA	NA	CCT
	E5	-5769.3	12.94	0.458	0.312	0.458	
Nodal 5	E4	-5769.3	12.94	0.611	0.312	0.611	CTT
	E6	1626.9	NA	NA	NA	NA	
	E16	-1235.3	22.16	1.047	0.534	1.047	
	E22	2156.7	NA	NA	NA	NA	CCT
	E16	-1235.3	22.16	0.785	0.534	0.785	
	E22	2156.7	NA	NA	NA	NA	
	E23	-3393.4	15.22	0.539	0.367	0.539	
Nodal 6	E5	-5769.3	12.94	0.367	0.312	0.367	CCC
	E7	-1536.8	13.78	0.391	0.332	0.391	
	E16	-1235.3	22.16	0.628	0.534	0.628	
	E21	-2283	20.48	0.58	0.493	0.58	CCT
	E16	-1235.3	22.16	0.785	0.534	0.785	
	E21	-2283	20.48	0.726	0.493	0.726	
	E24	555.6	NA	NA	NA	NA	
Nodal 7	E9	2792.6	NA	NA	NA	NA	CTT
	E17	1988.1	NA	NA	NA	NA	
	E25	-3447.1	15.46	0.73	0.372	0.73	
Nodal 8	E10	6898	NA	NA	NA	NA	CTT
	E18	1928.4	NA	NA	NA	NA	
	E27	-4298.9	19.28	0.911	0.465	0.911	
Nodal 9	E11	9719.8	NA	NA	NA	NA	CTT
	E19	1813.2	NA	NA	NA	NA	
	E29	-3172.1	14.22	0.504	0.343	0.504	
Nodal 11	E13	-11532.8	14.78	0.698	0.356	0.698	CTT
	E17	1988.1	NA	NA	NA	NA	
	E23	-3393.4	15.22	0.719	0.367	0.719	
	E26	978	NA	NA	NA	NA	

Tabel L.11: Lanjutan.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 11	E12	-8752.2	13.08	0.464	0.315	0.464	CCT
	E17	1988.1	NA	NA	NA	NA	
	E23	-3393.4	15.22	0.539	0.367	0.539	
Nodal 12	E14	-14630.3	16.4	0.775	0.395	0.775	CTT
	E18	1928.4	NA	NA	NA	NA	
	E25	-3447.1	15.46	0.73	0.372	0.73	
	E28	818.1	NA	NA	NA	NA	CCT
	E13	-11532.8	14.78	0.524	0.356	0.524	
	E18	1928.4	NA	NA	NA	NA	
Nodal 13	E25	-3447.1	15.46	0.548	0.372	0.548	CTT
	E15	-18796.5	18.73	0.885	0.451	0.885	
	E19	1813.2	NA	NA	NA	NA	
	E27	-4298.9	19.28	0.911	0.465	0.911	CCT
	E30	1103	NA	NA	NA	NA	
	E14	-14630.3	16.4	0.581	0.395	0.581	
	E19	1813.2	NA	NA	NA	NA	
Nodal 14	E27	-4298.9	19.28	0.683	0.465	0.683	CCT
	E15	-18796.5	18.73	0.664	0.451	0.664	
	E20	2311.2	NA	NA	NA	NA	
	E29	-3172.1	14.22	0.504	0.343	0.504	
	E32	-20969.3	18.81	0.666	0.453	0.666	

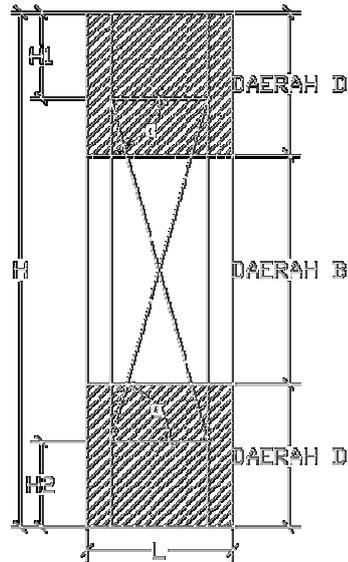
Tabel L.12: Tulangan yang dianalisis STM pada model 2 tampak depan.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	885.7	275.44	0.861	4 D 32
E3	2398.7	271.28	0.848	11 D 32
E6	1626.9	252.98	0.791	8 D 32
E8	2.6	3.3	0.011	1 D 32
E9	2792.6	289.51	0.905	12 D 32
E10	6898	317.83	0.993	27 D 32
E11	9719.8	302.29	0.945	40 D 32
E17	1988.1	309.16	0.966	8 D 32
E18	1928.4	299.87	0.937	7 D 32
E19	1813.2	281.95	0.881	8 D 32
E20	2311.2	287.51	0.898	10 D 32
E22	2156.7	268.3	0.838	10 D 32
E24	555.6	230.41	0.72	3 D 32
E26	978	304.17	0.951	4 D 32
E28	818.1	254.44	0.795	4 D 32

Tabel L.12: *Lanjutan.*

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E30	1103	274.44	0.858	5 D 32
E31	13967.5	315.93	0.987	56 D 32

D. Model 2 tampak samping



Gambar L.16: Daerah region D dan region B model 1 tampak samping.

Ket :

$$L = 2.23 \text{ m}$$

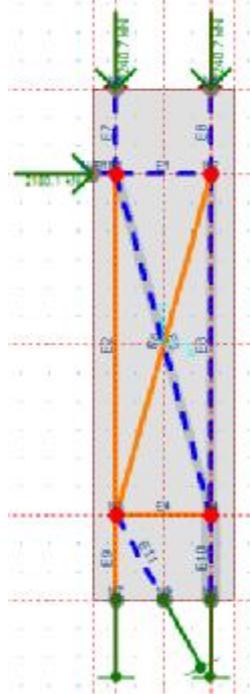
$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.13: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

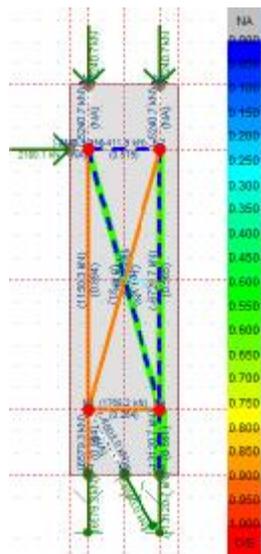
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-532.5	Tekan	-
	E2	1879.9	-	Tarik
	E5	-7342.2	Tekan	-
N2	E1	-532.5	Tekan	-
	E3	-7397.1	Tekan	-
	E6	2215.1	-	Tarik
N3	E2	1879.9	-	Tarik

Tabel L.13: Lanjutan.

	E4	1765.1	-	Tarik
	E6	2215.1	-	Tarik
	E9	8668.6	-	Tarik
N4	E3	-7397.1	Tekan	-
	E4	1765.1	-	Tarik
	E5	-7342.2	Tekan	-
	E10	-14524	Tekan	-



Gambar L.17: Elemen dan node pada model 2 tampak samping.



Gambar L.18: Run analisis dari STM pada model 2 tampak samping.

Tabel L.14: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-532.5	11.94	0.376	0.32	0.376
E2	1879.9	292.34	0.914	NA	NA
E3	-7397.1	16.59	0.522	0.444	0.522
E4	1765.1	274.48	0.858	NA	NA
E5	-7342.2	16.46	0.519	0.441	0.519
E6	2215.1	306.19	0.957	NA	NA
E9	8668.6	317.18	0.991	NA	NA
E10	-14524	21.71	0.684	0.581	0.684

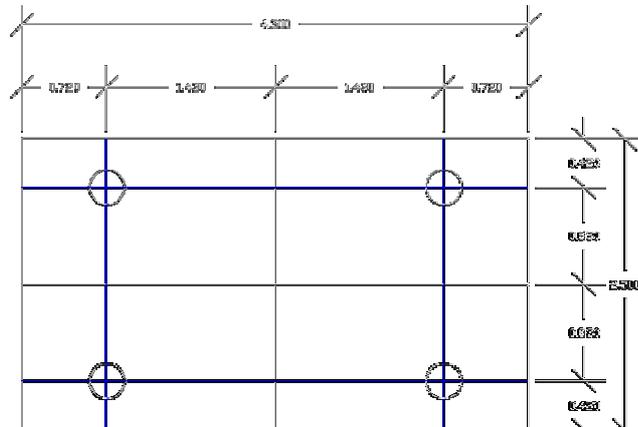
Tabel L.15: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-532.5	11.94	0.47	0.32	0.47	CCT
	E2	1879.9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7342.2	16.46	0.648	0.441	0.648	
Node 2	E1	-532.5	11.94	0.47	0.32	0.47	CCT
	E3	-7397.1	16.59	0.653	0.444	0.653	
	E6	2215.1	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-7397.1	16.59	0.653	0.444	0.653	CCT
	E4	1765.1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-7342.2	16.46	0.648	0.441	0.648	
	E10	-14524	21.71	0.855	0.581	0.855	

Tabel L.16: Tulangan yang dianalisis STM pada model 2 tampak samping.

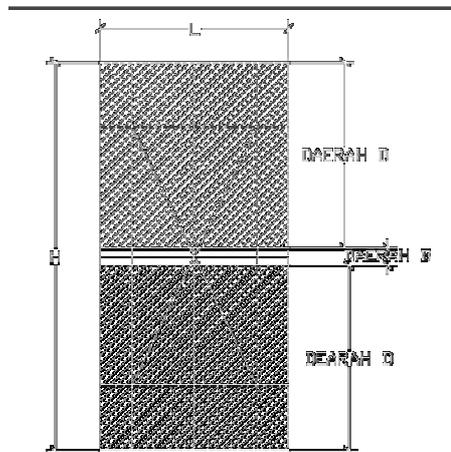
Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1879.9	292.34	0.914	8 D 32
E4	1765.1	274.48	0.858	8 D 32
E6	2215.1	306.19	0.957	9 D 32
E9	8668.6	317.18	0.991	32 D 32

E. Model 3 (tampak depan)



Gambar L.19: Area penampang pier head model 3.

Gambar L.1 dan Gambar L.2 tersebut menunjukkan penampang dibagi menjadi 4 area sesuai persyaratan dari permodelan *strut and tie*. Setelah dibagi menjadi 4 maka di dapat titik perencanaan yang akan dimasukkan kedalam perhitungan *strut and tie* seperti pada Gambar L.3.



Gambar L.20: Daerah region D dan region B model 3 tampak depan.

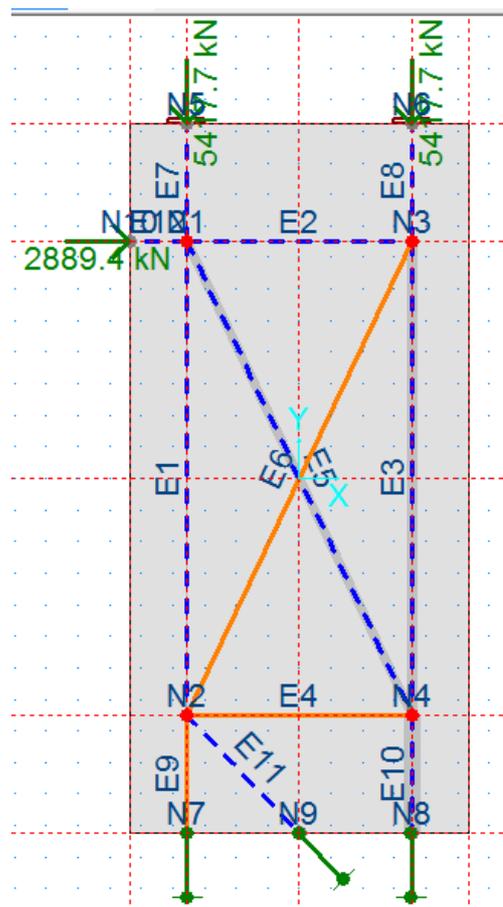
Ket :

$$L = 4.3 \text{ m}$$

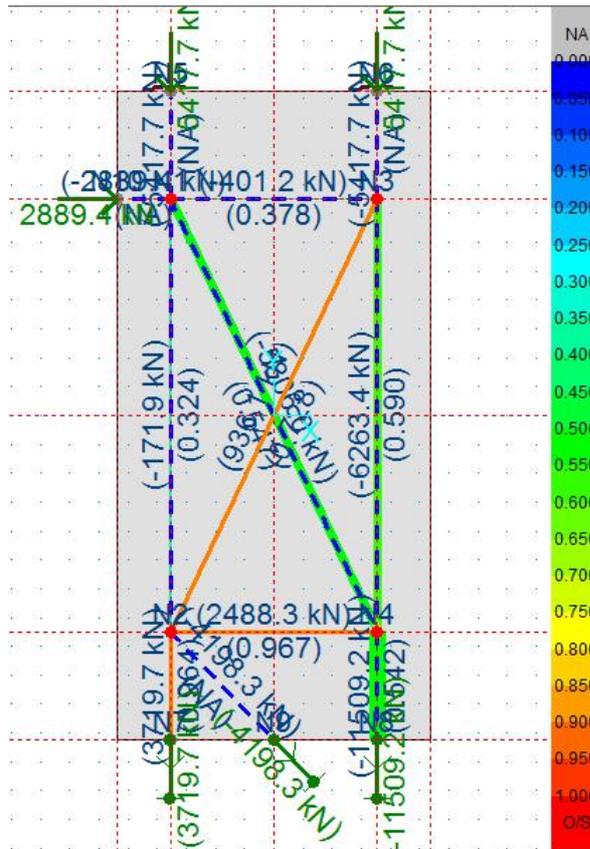
$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.17: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST* (*computer strut and tie*)

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-171.9	Tekan	-
	E2	-401.2	Tekan	-
	E5	-5806	Tekan	-
N2	E1	-171.9	Tekan	-
	E4	2488.3	-	Tarik
	E6	936.1	-	Tarik
	E9	3719.7	-	Tarik
N3	E2	-401.2	Tekan	-
	E3	-6263.4	Tekan	-
	E6	936.1	-	Tarik
N4	E3	-6263.4	Tekan	Tarik
	E4	2488.3		Tarik
	E5	-5806	Tekan	-
	E10	-11509.2	Tekan	-



Gambar L.21. Elemen dan node pada model 3 tampak depan.



Gambar L.22: Run analisis dari STM pada model 3 tampak depan.

Tabel L.18: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-171.9	7.99	0.324	0.275	0.324
E2	-401.2	9.33	0.378	0.321	0.378
E3	-6263.4	14.57	0.59	0.501	0.59
E4	2488.3	309.55	0.967	NA	NA
E5	-5806	13.5	0.547	0.465	0.547
E6	936.1	232.9	0.728	NA	NA
E9	3719.7	308.49	0.964	NA	NA
E10	-11509.2	13.38	0.542	0.461	0.542

Tabel L.19: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 1	E1	-171.9	7.99	0.324	0.275	0.324	CCC
	E2	-401.2	9.33	0.378	0.321	0.378	
	E5	-5806	13.5	0.547	0.465	0.547	

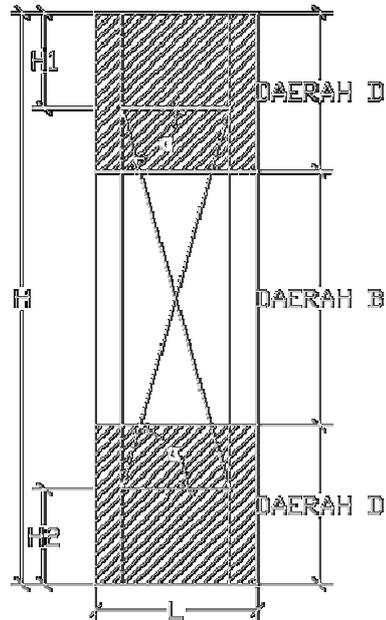
Tabel L.19: Lanjutan.

Nodal 2	E2	-401.2	9.33	0.472	0.321	0.472	CCT
	E3	-6263.4	14.57	0.737	0.501	0.737	
	E6	936.1	NA	NA	NA	NA	
Nodal 3	E1	-171.9	7.99	0.54	0.275	0.54	CTT
	E4	2488.3	NA	NA	NA	NA	
	E6	936.1	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-6263.4	14.57	0.737	0.501	0.737	CCT
	E4	2488.3	NA	NA	NA	NA	
	E5	-5806	13.5	0.684	0.465	0.684	
	E10	11509.2	13.38	0.677	0.461	0.677	

Tabel L.20: Tulangan yang dianalisis STM pada model 3 tampak depan.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E4	2488.3	309.55	0.967	10 D 32
E6	936.1	232.9	0.728	5 D 32
E9	3719.7	308.49	0.964	15 D 32

F. Model 3 tampak samping



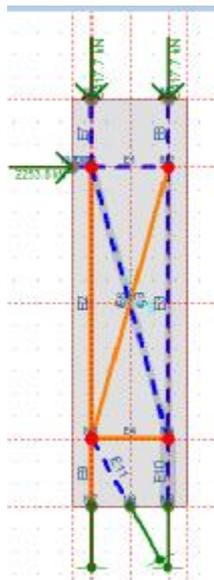
Gambar L.23: Daerah region D dan region B model 3 tampak samping.

Ket :

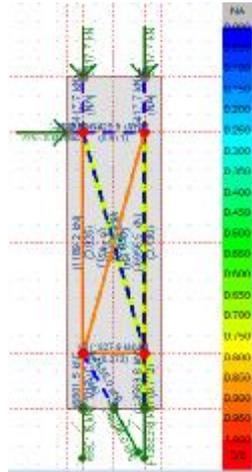
L = 2 m
H = 9 m

Tabel L.21: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-425.9	Tekan	-
	E2	1189.2	-	Tarik
	E5	-6855	Tekan	-
N2	E1	-425.9	Tekan	-
	E3	-6956.9	Tekan	-
	E6	1597.1	-	Tarik
N3	E2	1189.2	-	Tarik
	E4	1827.9	-	Tarik
	E6	1597.1	-	Tarik
	E9	6801.5	-	Tarik
N4	E3	-6956.9	Tekan	-
	E4	1827.9	-	Tarik
	E5	-6855	Tekan	-
	E10	-13563.8	Tekan	-



Gambar L.24: Elemen dan node pada model 3 tampak samping.



Gambar L.25: Run analisis dari STM pada model 3 tampak samping.

Tabel L.22: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-425.9	21.29	0.671	0.57	0.671
E2	1189.2	295.87	0.925	NA	NA
E3	-6956.9	23.19	0.73	0.621	0.73
E4	1827.9	227.4	0.711	NA	NA
E5	-6855	22.85	0.72	0.612	0.72
E6	1597.1	283.83	0.887	NA	NA
E9	6801.5	313.38	0.979	NA	NA
E10	-13563.8	22.61	0.712	0.605	0.712

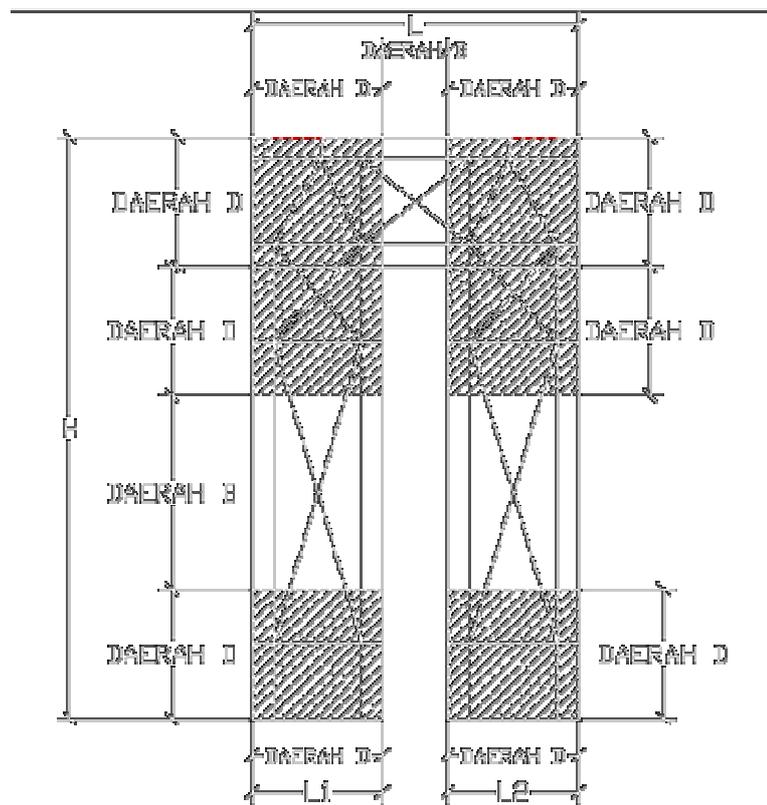
Tabel L.23: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-425.9	21.29	0.838	0.57	0.838	CCT
	E2	1189.2	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6855	22.85	0.9	0.612	0.9	
Node 2	E1	-425.9	21.29	0.838	0.57	0.838	CCT
	E3	-6956.9	23.19	0.913	0.621	0.913	
	E6	1597.1	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-6956.9	23.19	0.913	0.621	0.913	CCT
	E4	1827.9	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6855	22.85	0.9	0.612	0.9	
	E10	-13563.8	22.61	0.89	0.605	0.89	

Tabel L.24: Tulangan yang dianalisis STM pada model 3 tampak samping.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1189.2	295.87	0.925	5 D 32
E4	1827.9	227.4	0.711	10 D 32
E6	1597.1	283.83	0.887	7 D 32
E9	6801.5	313.38	0.979	27 D 32

G. Model 4 tampak depan



Gambar L.26: Daerah region D dan region B model 4 tampak depan.

Ket :

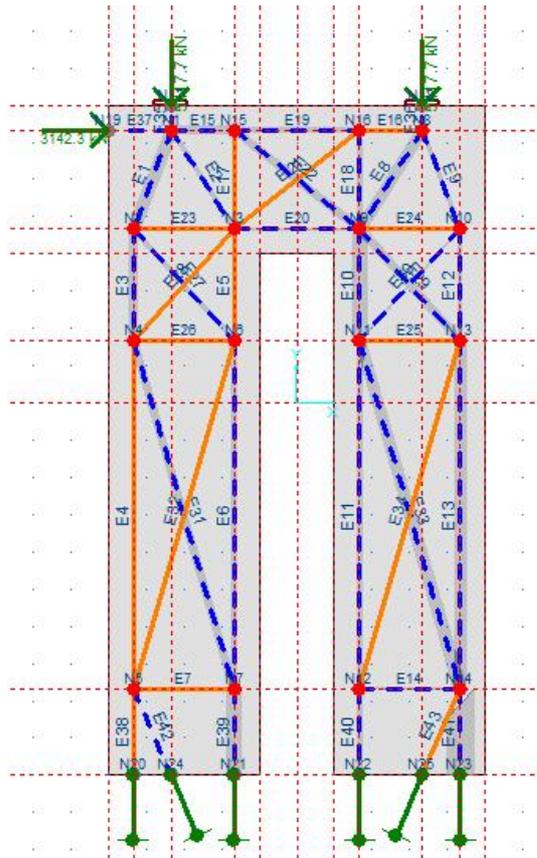
- L = 5 m
- L1 = 2 M
- L2 = 2 M
- H = 9 m

Tabel L.25: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

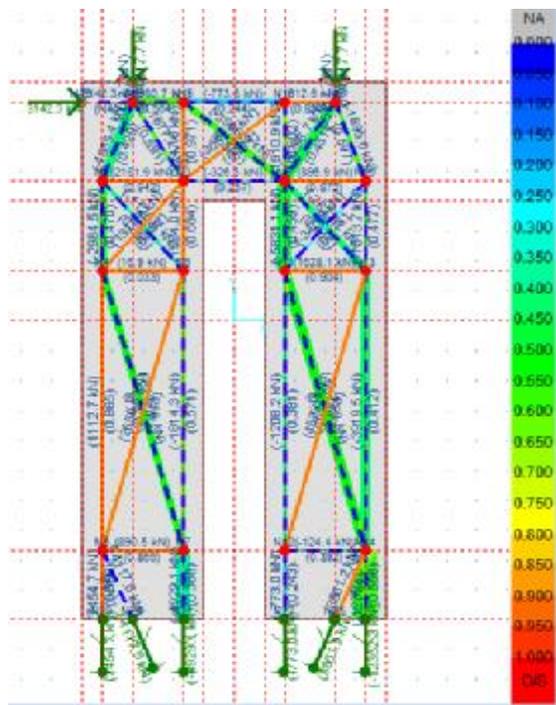
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-4085.4	Tekan	-
	E2	-1877.7	Tekan	-
	E15	-3580.7	Tekan	-
N2	E1	-4085.4	Tekan	-
	E3	-2984.5	Tekan	-
	E23	2181.9	-	Tarik
	E27	-1125.6	Tekan	-
N3	E2	-1877.7	Tekan	-
	E5	1584	-	Tarik
	E17	2247.6	-	Tarik
	E20	-326.3	Tekan	-
	E21	3057.2	-	Tarik
	E23	2181.9	Tekan	-
	E28	1314.6	Tekan	-
N4	E3	-2984.5	Tekan	-
	E4	1112.7	-	Tarik
	E26	16.9	-	Tarik
	E28	1314.6	-	Tarik
	E31	-3239.6	Tekan	-
N5	E4	1112.7	-	Tarik
	E7	890.5	-	Tarik
	E32	2659.6	-	Tarik
	E38	7454.7	-	Tarik
N6	E5	1584	-	Tarik
	E6	-1814.3	Tekan	-
	E26	16.9	-	Tarik
	E27	-1125.6	Tekan	-
N7	E32	2659.6	-	Tarik
	E6	-1814.3	Tekan	-
	E7	890.5	-	Tarik
	E31	-3239.6	Tekan	-
N8	E39	-4929.1	Tekan	-
	E8	-4296.7	Tekan	-
	E9	-1895	Tekan	-
N9	E16	1612.6	-	Tarik
	E8	-4296.7	Tekan	-
	E10	-5831.1	Tekan	-
	E18	-1910.9	Tekan	-
	E20	-326.3	Tekan	-

Tabel L.25: *Lanjutan.*

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
	E22	-3595.9	Tekan	-
	E24	896.9	-	Tarik
	E29	-2637.1	Tekan	-
N10	E9	-1895	Tekan	-
	E12	-1513.7	Tekan	-
	E24	896.9	-	Tarik
	E30	-348.9	Tekan	-
N11	E10	-5831.1	Tekan	-
	E11	-1208.2	Tekan	-
	E25	1628.1	-	Tarik
	E30	-348.9	Tekan	-
	E33	-5079.3	Tekan	-
N12	E11	-1208.2	Tekan	-
	E14	-124.4	Tekan	-
	E34	452.6	-	Tarik
	E40	-773	Tekan	-
N13	E12	-1513.7	Tekan	-
	E13	-3919.5	Tekan	-
	E25	1628.1	-	Tarik
	E29	-2637.1	Tekan	-
	E34	452.6	-	Tarik
N14	E13	-3919.5	Tekan	-
	E14	-124.4	Tekan	-
	E33	-5079.3	Tekan	-
	E41	-12352.3	Tekan	-
N15	E15	-3580.7	Tekan	-
	E17	2247.6	-	Tarik
	E19	-773.8	Tekan	-
	E22	-3595.9	Tekan	-
N16	E16	1612.6	-	Tarik
	E18	-1910.9	Tekan	-
	E19	-773.8	Tekan	-
	E21	3057.2	-	Tarik



Gambar L.27: Elemen dan node pada model 4 tampak depan.



Gambar L.28: Run analisis dari STM pada model 4 tampak samping.

Tabel L.26: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-4085.4	13.62	0.429	0.365	0.429
E2	-1877.7	18.78	0.591	0.503	0.591
E3	-2984.5	14.92	0.47	0.4	0.47
E4	1112.7	276.84	0.865	NA	NA
E5	1584	218.95	0.684	NA	NA
E6	-1814.3	18.14	0.571	0.486	0.571
E7	890.5	276.96	0.865	NA	NA
E8	-4296.7	14.32	0.451	0.383	0.451
E9	-1895	18.95	0.597	0.507	0.597
E10	-5831.1	14.58	0.459	0.39	0.459
E11	-1208.2	12.08	0.381	0.323	0.381
E12	-1513.7	15.14	0.477	0.405	0.477
E13	-3919.5	13.06	0.412	0.35	0.412
E14	-124.4	12.44	0.392	0.333	0.392
E15	-3580.7	17.9	0.564	0.479	0.564
E16	1612.6	286.6	0.896	NA	NA
E17	2247.6	310.67	0.971	NA	NA
E18	-1910.9	19.11	0.602	0.512	0.602
E19	-773.8	7.74	0.244	0.207	0.244
E20	-326.3	8.16	0.257	0.218	0.257
E21	3057.2	292.56	0.914	NA	NA
E22	-3595.9	17.98	0.566	0.481	0.566
E23	2181.9	301.59	0.942	NA	NA
E24	896.9	278.95	0.872	NA	NA
E25	1628.1	289.34	0.904	NA	NA
E26	16.9	10.51	0.033	NA	NA
E27	-1125.6	11.26	0.355	0.301	0.355
E28	1314.6	272.57	0.852	NA	NA
E29	-2637.1	13.19	0.415	0.353	0.415
E30	-348.9	8.72	0.275	0.234	0.275
E31	-3239.6	16.2	0.51	0.434	0.51
E32	2659.6	300.79	0.94	NA	NA
E33	-5079.3	16.93	0.533	0.453	0.533
E34	452.6	281.55	0.88	NA	NA
E38	7454.7	309.13	0.966	NA	NA
E39	-4929.1	12.32	0.388	0.33	0.388
E40	-773	7.73	0.243	0.207	0.243
E41	-12352.3	17.65	0.556	0.472	0.556

Tabel L.27: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 1	E1	-4085.4	13.62	0.429	0.365	0.429	CCC
	E2	-1877.7	18.78	0.591	0.503	0.591	
	E15	-3580.7	17.9	0.564	0.479	0.564	
Nodal 2	E1	-4085.4	13.62	0.536	0.365	0.536	CCT
	E3	-2984.5	14.92	0.588	0.4	0.588	
	E23	2181.9	NA	NA	NA	NA	
	E27	-1125.6	11.26	0.443	0.301	0.443	
Nodal 3	E20	-326.3	8.16	0.428	0.218	0.428	CTT
	E21	3057.2	NA	NA	NA	NA	
	E23	2181.9	NA	NA	NA	NA	
	E2	-1877.7	18.78	0.986	0.503	0.986	
Nodal 4	E3	-2984.5	14.92	0.783	0.4	0.783	CTT
	E4	1112.7	NA	NA	NA	NA	
	E26	16.9	NA	NA	NA	NA	
	E28	1314.6	NA	NA	NA	NA	
	E31	-3239.6	16.2	0.85	0.434	0.85	
Nodal 6	E5	1584	NA	NA	NA	NA	CTT
	E6	-1814.3	18.14	0.952	0.486	0.952	
	E26	16.9	NA	NA	NA	NA	
	E27	-1125.6	11.26	0.591	0.301	0.591	
	E32	2659.6	NA	NA	NA	NA	
Nodal 7	E6	-1814.3	18.14	0.714	0.486	0.714	CCT
	E7	890.5	NA	NA	NA	NA	
	E31	-3239.6	16.2	0.638	0.434	0.638	
	E39	-4929.1	12.32	0.485	0.33	0.485	
Nodal 8	E8	-4296.7	14.32	0.564	0.383	0.564	CCT
	E9	-1895	18.95	0.746	0.507	0.746	
	E16	1612.6	NA	NA	NA	NA	
Nodal 9	E8	-4296.7	14.32	0.451	0.383	0.451	CCC
	E18	-1910.9	19.11	0.602	0.512	0.602	
	E20	-326.3	8.16	0.257	0.218	0.257	
	E22	-3595.9	17.98	0.566	0.481	0.566	
	CCT	E8	-4296.7	14.32	0.564	0.383	0.564
		E10	-5831.1	14.58	0.574	0.39	0.574
		E18	-1910.9	19.11	0.752	0.512	0.752
		E24	896.9	NA	NA	NA	NA
		E29	-2637.1	13.19	0.519	0.353	0.519
Nodal 10	E9	-1895	18.95	0.746	0.507	0.746	CCT
	E12	-1513.7	15.14	0.596	0.405	0.596	
	E24	896.9	NA	NA	NA	NA	

Tabel L.27: Lanjutan.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
	E30	-348.9	8.72	0.343	0.234	0.343	
Nodal 11	E10	-5831.1	14.58	0.574	0.39	0.574	CCT
	E11	-1208.2	12.08	0.476	0.323	0.476	
	E25	1628.1	NA	NA	NA	NA	
	E30	-348.9	8.72	0.343	0.234	0.343	
	E33	-5079.3	16.93	0.667	0.453	0.667	
Nodal 12	E11	-1208.2	12.08	0.476	0.323	0.476	CCT
	E14	-124.4	12.44	0.49	0.333	0.49	
	E34	452.6	NA	NA	NA	NA	
	E40	-773	7.73	0.304	0.207	0.304	
Nodal 13	E13	-3919.5	13.06	0.686	0.35	0.686	CTT
	E25	1628.1	NA	NA	NA	NA	
	E29	-2637.1	13.19	0.692	0.353	0.692	
	E34	452.6	NA	NA	NA	NA	
	CCT	E12	-1513.7	15.14	0.596	0.405	0.596
		E25	1628.1	NA	NA	NA	NA
		E29	-2637.1	13.19	0.519	0.353	0.519
Nodal 14	E13	-3919.5	13.06	0.412	0.35	0.412	CCC
	E14	-124.4	12.44	0.392	0.333	0.392	
	E33	-5079.3	16.93	0.533	0.453	0.533	
Nodal 15	E15	-3580.7	17.9	0.705	0.479	0.705	CCT
	E17	2247.6	NA	NA	NA	NA	
	E19	-773.8	7.74	0.305	0.207	0.305	
	E22	-3595.9	17.98	0.708	0.481	0.708	
Nodal 16	E16	1612.6	NA	NA	NA	NA	CTT
	E18	-1910.9	19.11	1.003	0.512	1.003	
	E19	-773.8	7.74	0.406	0.207	0.406	
	E21	3057.2	NA	NA	NA	NA	

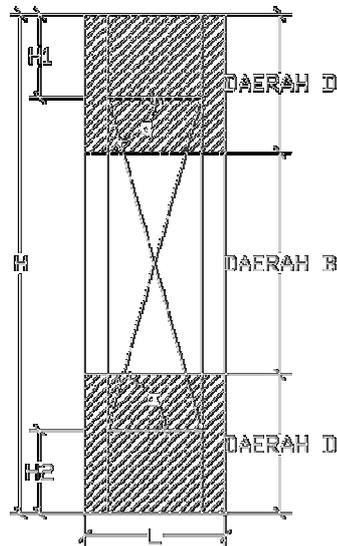
Tabel L.28: Tulangan yang dianalisis STM pada model 4 depan.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E4	1112.7	276.84	0.865	5 D 32
E5	1584	218.95	0.684	7 D 32
E7	890.5	276.96	0.865	4 D 32
E16	1612.6	286.6	0.896	7 D 32
E17	2247.6	310.67	0.971	9 D 32
E21	3057.2	292.56	0.914	13 D 32
E23	2181.9	301.59	0.942	9 D 32

Tabel L.28: *Lanjutan.*

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E24	896.9	278.95	0.872	4 D 32
E25	1628.1	289.34	0.904	10 D 32
E26	16.9	10.51	0.033	1 D 32
E28	1314.6	272.57	0.852	6 D 32
E32	2659.6	300.79	0.94	11 D 32
E34	452.6	281.55	0.88	2 D 32
E38	7454.7	309.13	0.966	30 D 32

H. Model 4 tampak samping



Gambar L.29: Daerah region D dan region B model 4 tampak samping.

Ket :

$$L = 2.5 \text{ m}$$

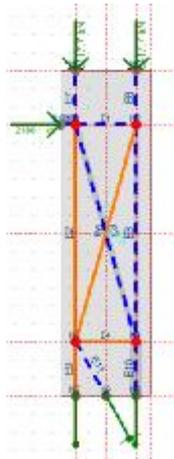
$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.29: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

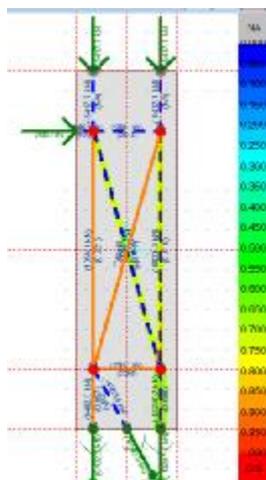
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-389.1	Tekan	-
	E2	1056.1	-	Tarik
	E5	-6717	Tekan	-

Tabel L.29: Lanjutan.

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N2	E1	-389.1	Tekan	-
	E3	-6823.9	Tekan	-
	E6	1459	-	Tarik
N3	E2	1056.1	-	Tarik
	E4	1791.1	-	Tarik
	E6	1459	-	Tarik
	E9	6402.3	-	Tarik
N4	E3	-6823.9	Tekan	-
	E4	1791.1	-	Tarik
	E5	-6717	Tekan	-
	E10	-13297.7	Tekan	-



Gambar L.30: Elemen dan node pada model 4 tampak samping.



Gambar L.31: Run analisis dari STM pada model 4 tampak samping.

Tabel L.30: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-389.1	19.45	0.613	0.521	0.613
E2	1056.1	262.77	0.821	NA	NA
E3	-6823.9	22.75	0.716	0.609	0.716
E4	1791.1	85.7	0.268	NA	NA
E5	-6717	22.39	0.705	0.599	0.705
E6	1459	302.51	0.807	NA	NA
E9	6402.3	306.33	0.957	NA	NA
E10	-13297.7	22.16	0.698	0.593	0.698

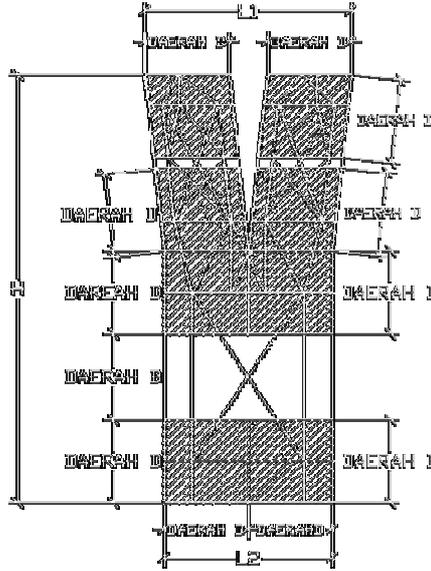
Tabel L.31: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-389.1	19.45	0.766	0.521	0.766	CCT
	E2	1056.1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6717	22.39	0.882	0.599	0.882	
Node 2	E1	-389.1	19.45	0.766	0.521	0.766	CCT
	E3	-6823.9	22.75	0.896	0.609	0.896	
	E6	1459	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-6823.9	22.75	0.896	0.609	0.896	CCT
	E4	1791.1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6717	22.39	0.882	0.599	0.882	
	E10	-13297.7	22.16	0.873	0.593	0.873	

Tabel L.32: Tulangan yang dianalisis STM pada model 4 tampak samping.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1056.1	262.77	0.821	5 D 32
E4	1791.1	85.7	0.268	7 D 32
E6	1459	302.51	0.807	4 D 32
E9	6402.3	306.33	0.957	26 D 32

I. Model 5 tampak depan



Gambar L.32: Daerah region D dan region B model 5 tampak depan.

Ket :

$$L1 = 4.3 \text{ M}$$

$$L2 = 3.5 \text{ M}$$

$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.33: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

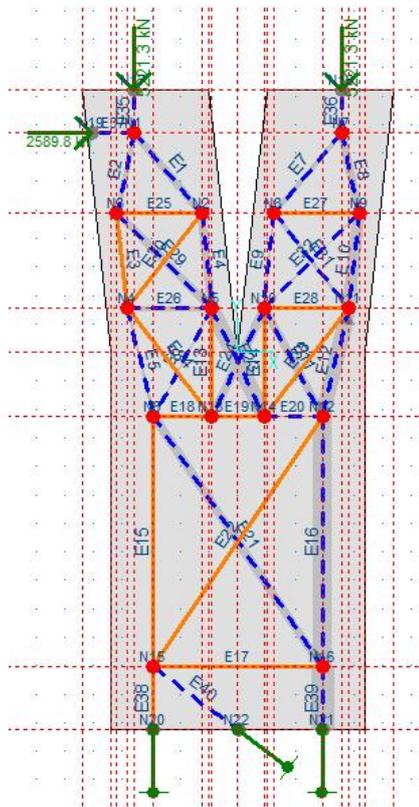
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-4661.4	Tekan	-
	E2	-1665.3	Tekan	-
N2	E1	-4661.4	Tekan	-
	E4	-4230.8	Tekan	-
	E25	2044.5	-	Tarik
N3	E30	773	-	Tarik
	E2	-1665.3	Tekan	-
	E3	111.2	-	Tarik
	E25	2044.5	-	Tarik
N4	E29	-2438.4	Tekan	-
	E3	111.2	-	Tarik
	E5	-459.9	Tekan	-
	E26	-1257	Tekan	-

Tabel L.33: Lanjutan.

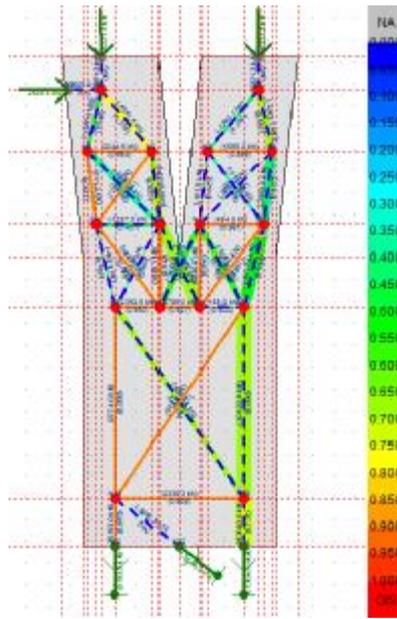
Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
	E30	773	-	Tarik
	E34	1480.8	-	Tarik
N5	E4	-4230.8	Tekan	-
	E6	-345.6	Tekan	-
	E13	1938.1	-	Tarik
	E23	-8383.7	Tekan	-
	E26	-1257	Tekan	-
	E29	-2438.4	Tekan	-
N6	E5	-459.9	Tekan	-
	E6	-345.6	Tekan	-
	E15	2774.6	-	Tarik
	E18	2392.5	-	-
	E21	-4230.4	Tekan	-
N7	E7	-1389.7	Tekan	-
	E8	-4243.7	Tekan	-
N8	E7	-1389.7	Tekan	-
	E9	-161.9	Tekan	-
	E27	1565.2	-	Tarik
	E31	-1146.4	Tekan	-
N9	E8	-4243.7	Tekan	-
	E10	-3909.6	Tekan	-
	E27	1565.2	-	Tarik
	E32	-369.3	Tekan	-
N10	E9	-161.9	Tekan	-
	E11	-3583.6	Tekan	-
	E14	5846	-	Tarik
	E24	-3440	Tekan	-
	E28	494.5	-	Tarik
	E32	-369.3	Tekan	-
N11	E10	-3909.6	Tekan	-
	E12	-6712.9	Tekan	-
	E28	494.5	-	Tarik
	E31	-1146.4	Tekan	-
	E33	2190.1	-	Tarik
N12	E11	-3583.6	Tekan	-
	E12	-6712.9	Tekan	-
	E16	-10122.8	Tekan	-
	E20	-155	Tekan	-
	E22	518.8	-	Tarik
N13	E13	1938.1	-	Tarik

Tabel L.33: Lanjutan.

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
	E18	2392.5	-	Tarik
	E19	4769	-	Tarik
	E24	-3440	Tekan	-
	E34	1480.8	-	Tarik
N14	E14	5846	-	Tarik
	E19	4769	-	Tarik
	E20	-155	Tekan	-
	E23	-8383.7	Tekan	-
	E33	2190.1	-	Tarik
N15	E15	2774.6	-	Tarik
	E17	2336.3	-	Tarik
	E22	518.8	-	Tarik
	E38	5193.9	-	Tarik
N16	E16	-10122.8	Tekan	-
	E17	2336.3	-	Tarik
	E21	-4230.4	Tekan	-
	E39	-13649.6	Tekan	-



Gambar L.33: Elemen dan node pada model 4 tampak depan.



Gambar L.34: Run analisis dari STM pada model 4 tampak samping.

Tabel L.34: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-4661.4	26.64	0.755	0.642	0.755
E2	-1665.3	19.03	0.54	0.459	0.54
E3	111.2	138.37	0.432	NA	NA
E4	-4230.8	24.18	0.685	0.583	0.685
E5	-459.9	17.52	0.497	0.422	0.497
E6	-345.6	19.75	0.56	0.476	0.56
E7	-1389.7	15.88	0.45	0.383	0.45
E8	-4243.7	24.25	0.687	0.584	0.687
E9	-161.9	18.5	0.525	0.446	0.525
E10	-3909.6	14.89	0.422	0.359	0.422
E11	-3583.6	20.48	0.581	0.493	0.581
E12	-6712.9	19.18	0.544	0.462	0.544
E13	1938.1	301.39	0.942	NA	NA
E14	5846	303.02	0.947	NA	NA
E15	2774.6	287.64	0.899	NA	NA
E16	-10122.8	23.14	0.656	0.558	0.656
E17	2336.3	290.64	0.908	NA	NA
E18	2392.5	297.64	0.93	NA	NA
E19	4769	296.64	0.927	NA	NA
E20	-155	17.71	0.502	0.427	0.502

Tabel L.34: *Lanjutan*

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E21	-4230.4	24.17	0.685	0.583	0.685
E22	518.8	215.12	0.672	NA	NA
E23	-8383.7	23.95	0.679	0.577	0.679
E24	-3440	19.66	0.557	0.474	0.557
E25	2044.5	317.93	0.994	NA	NA
E26	-1257	14.37	0.407	0.346	0.407
E27	1565.2	278.17	0.869	NA	NA
E28	494.5	307.58	0.961	NA	NA
E29	-2438.4	13.93	0.395	0.336	0.395
E30	773	240.42	0.751	NA	NA
E31	-1146.4	13.1	0.371	0.316	0.371
E32	-369.3	21.1	0.598	0.508	0.598
E33	2190.1	272.45	0.851	NA	NA
E34	1480.8	263.17	0.822	NA	NA
E38	5193.9	293.7	0.918	NA	NA
E39	-13649.6	26	0.737	0.626	0.737

Tabel L.35: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 1	E1	-4661.4	26.64	0.755	0.642	0.755	CCC
	E2	-1665.3	19.03	0.54	0.459	0.54	
Nodal 2	E1	-4661.4	26.64	0.995	0.642	0.995	CTT
	E4	-4230.8	24.18	0.85	0.583	0.939	
	E25	2044.5	NA	NA	NA	NA	
	E30	773	NA	NA	NA	NA	
Nodal 3	E2	-1665.3	19.03	0.899	0.459	0.899	CTT
	E3	111.2	NA	NA	NA	NA	
	E25	2044.5	NA	NA	NA	NA	
	E29	-2438.4	13.93	0.658	0.336	0.658	
Nodal 4	E3	111.2	NA	NA	NA	NA	CTT
	E5	-459.9	17.52	0.828	0.422	0.828	
	E26	-1257	14.37	0.679	0.346	0.679	
	E30	773	NA	NA	NA	NA	
	E34	1480.8	NA	NA	NA	NA	CCT
	E5	-459.9	17.52	0.621	0.422	0.621	
	E26	-1257	14.37	0.509	0.346	0.509	
	E34	1480.8	NA	NA	NA	NA	

Tabel L.35: Lanjutan.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Nodal 5	E4	-4230.8	24.18	0.685	0.583	0.685	CCC
	E6	-345.6	19.75	0.56	0.476	0.56	
	E26	-1257	14.37	0.407	0.346	0.407	
	E29	-2438.4	13.93	0.395	0.336	0.395	
	E6	-345.6	19.75	0.7	0.476	0.7	CCT
	E13	1938.1	NA	NA	NA	NA	
	E23	-8383.7	23.95	0.849	0.577	0.849	
Nodal 6	E26	-1257	14.37	0.509	0.346	0.509	CTT
	E15	2774.6	NA	NA	NA	NA	
	E18	2392.5	NA	NA	NA	NA	CCT
	E21	-4230.4	24.17	0.988	0.583	0.988	
	E5	-459.9	17.52	0.621	0.422	0.621	CCT
	E6	-345.6	19.75	0.7	0.476	0.7	
Nodal 7	E18	2392.5	NA	NA	NA	NA	CCC
	E7	-1389.7	15.88	0.45	0.383	0.45	
Nodal 8	E8	-4243.7	24.25	0.687	0.584	0.687	CCT
	E7	-1389.7	15.88	0.563	0.383	0.563	
	E9	-161.9	18.5	0.656	0.446	0.656	
	E27	1565.2	NA	NA	NA	NA	
Nodal 9	E31	-1146.4	13.1	0.464	0.316	0.464	CCT
	E8	-4243.7	24.25	0.859	0.584	0.859	
	E10	-3909.6	14.89	0.528	0.359	0.528	
	E32	-369.3	21.1	0.748	0.508	0.748	
Nodal 10	E9	-161.9	18.5	0.656	0.446	0.656	CCT
	E11	-3583.6	20.48	0.726	0.493	0.726	
	E14	5846	NA	NA	NA	NA	
	E24	-3440	19.66	0.697	0.474	0.697	
	E28	494.5	NA	NA	NA	NA	CTT
	E32	-369.3	21.1	0.748	0.508	0.748	
	E11	-3583.6	20.48	0.968	0.493	0.968	
	E14	5846	NA	NA	NA	NA	
Nodal 11	E28	494.5	NA	NA	NA	NA	CCT
	E10	-3909.6	14.89	0.528	0.359	0.528	
	E31	-1146.4	13.1	0.464	0.316	0.464	
	E12	-6712.9	19.18	0.906	0.462	0.906	CTT
	E28	494.5	NA	NA	NA	NA	
	E31	-1146.4	13.1	0.619	0.316	0.619	
	E33	2190.1	NA	NA	NA	NA	

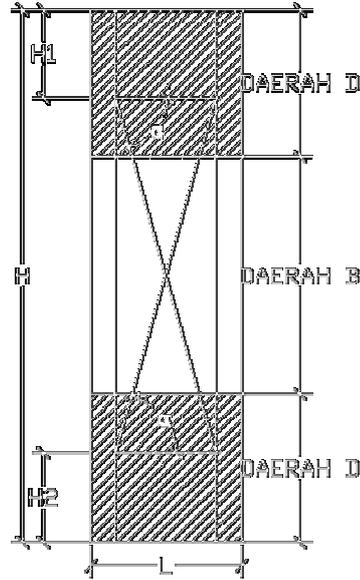
Tabel L.35: Lanjutan.

Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal	
Nodal 12	E11	-3583.6	20.48	0.581	0.493	0.581	CCC	
	E12	-6712.9	19.18	0.544	0.462	0.544		
	E20	-155	17.71	0.502	0.427	0.502		
	Nodal 12	E11	-3583.6	20.48	0.726	0.493	0.726	CCT
		E16	-10122.8	23.14	0.82	0.558	0.82	
		E20	-155	17.71	0.628	0.427	0.628	
		E22	518.8	NA	NA	NA	NA	
Nodal 13	E13	1938.1	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E19	4769	NA	NA	NA	NA		
	E24	-3440	19.66	0.929	0.474	0.929		
Nodal 14	E14	5846	NA	NA	NA	NA	CTT	
	E19	4769	NA	NA	NA	NA		
	E20	-155	17.71	0.837	0.427	0.837		
	E23	-8383.7	23.95	0.985	0.577	0.985		
	E33	2190.1	NA	NA	NA	NA		
Nodal 16	E16	-10122.8	23.14	0.82	0.558	0.82	CCT	
	E17	2336.3	NA	NA	NA	NA		
	E21	-4230.4	24.17	0.857	0.583	0.857		
	E39	-13649.6	26	0.921	0.626	0.921		

Tabel L.36: Tulangan yang dianalisis STM pada model 5 tampak depan.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E3	111.2	138.37	0.432	1 D 32
E13	1938.1	301.39	0.942	8 D 32
E14	5846	303.02	0.947	24 D 32
E15	2774.6	287.64	0.899	12 D 32
E17	2336.3	290.64	0.908	5 D 32
E18	2392.5	297.64	0.93	10 D 32
E19	4769	296.64	0.927	20 D 32
E22	518.8	215.12	0.672	3 D 32
E25	2044.5	317.93	0.994	8 D 32
E27	1565.2	278.17	0.869	7 D 32
E28	494.5	307.58	0.961	2 D 32
E30	773	240.42	0.751	4 D 32
E33	2190.1	272.45	0.851	10 D 32
E34	1480.8	263.17	0.822	7 D 32
E38	5193.9	293.7	0.918	22 D 32

J. Model 5 tampak samping



Gambar L.35: Daerah region D dan region B model 4 tampak samping.

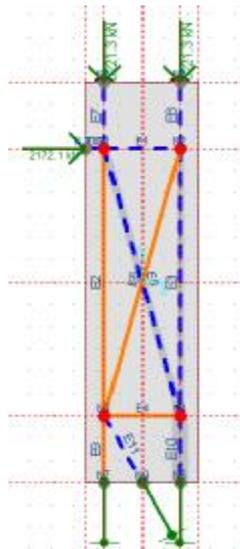
Ket :

$$L = 2.5 \text{ m}$$

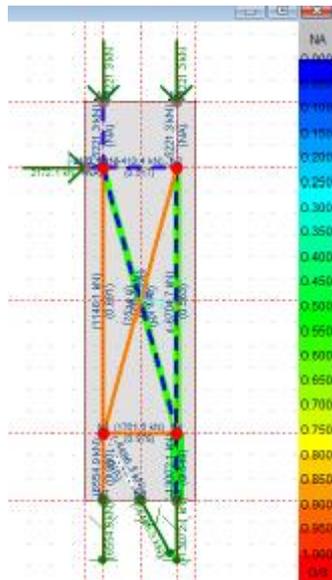
$$H = 9 \text{ m}$$

Tabel L.37: Hasil analisis tekan tarik menggunakan *CAST (computer strut and tie)*.

Node ID	Node Side	Force (kN)	Tekan	Tarik
N1	E1	-410.4	Tekan	-
	E2	1146.1	-	Tarik
	E5	-6606.5	Tekan	-
N2	E1	-410.4	Tekan	-
	E3	-6704.7	Tekan	-
	E6	1539.2	-	Tarik
N3	E2	1146.1	-	Tarik
	E4	1761.6	-	Tarik
	E6	1539.2	-	Tarik
	E9	6554.9	-	Tarik
N4	E3	-6704.7	Tekan	-
	E4	1761.6	-	Tarik
	E5	-6606.5	Tekan	-
	E10	-13072.1	Tekan	-



Gambar L.36: Elemen dan node pada model 4 tampak samping.



Gambar L.37: Run analisis dari STM pada model 5 tampak samping.

Tabel L.38: Pengecekan nilai rasio setiap elemen yang didapat dari CAST.

Element	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio
E1	-410.4	16.42	0.517	0.44	0.517
E2	1146.1	285.15	0.891	NA	NA
E3	-6704.7	17.88	0.563	0.479	0.563
E4	1761.6	313.07	0.978	NA	NA
E5	-6606.5	17.62	0.555	0.472	0.555
E6	1539.2	239.35	0.748	NA	NA
E9	6554.9	313.63	0.98	NA	NA
E10	-13072.1	17.43	0.549	0.467	0.549

Tabel L.39: Nilai *stress* pada wilayah nodal setiap elemen dari analisis STM.

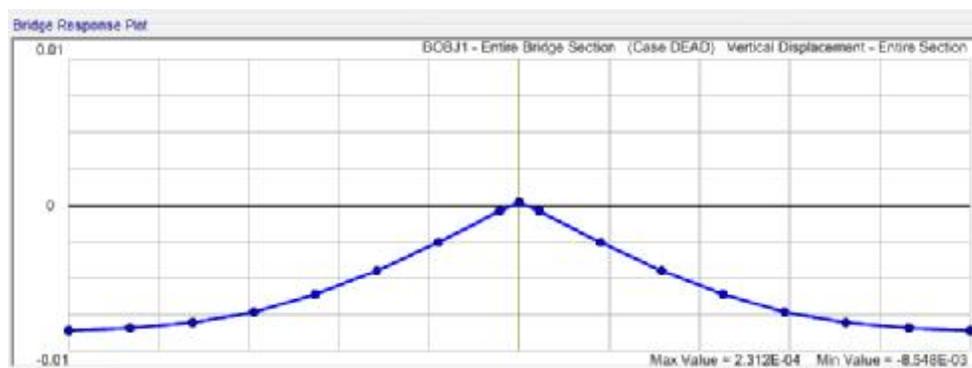
Titik	Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f _c Ratio	Beta Ratio	Wilayah Nodal
Node 1	E1	-410.4	16.42	0.646	0.44	0.646	CCT
	E2	1146.1	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6606.5	17.62	0.694	0.472	0.694	
Node 2	E1	-410.4	16.42	0.646	0.44	0.646	CCT
	E3	-6704.7	17.88	0.704	0.479	0.704	
	E6	1539.2	NA	NA	NA	NA	
Nodal 4	E3	-6704.7	17.88	0.704	0.479	0.704	CCT
	E4	1761.6	NA	NA	NA	NA	
	E5	-6606.5	17.62	0.694	0.472	0.694	
	E10	-13072.1	17.43	0.686	0.467	0.686	

Tabel L.32: Tulangan yang dianalisis STM pada model 4 tampak samping.

Element ID	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	Tulangan
E2	1146.1	285.15	0.891	5 D 32
E4	1761.6	313.07	0.978	7 D 32
E6	1539.2	239.35	0.748	4 D 32
E9	6554.9	313.63	0.98	26 D 32

K. Hasil *displacement* dari aplikasi CSI V17

Pier Bulat



Gambar L.38: *Displacement* yang terjadi dari analisis CSI V17.

Tabel L.33: Hasil *displacement* melalui aplikasi CSI V17.

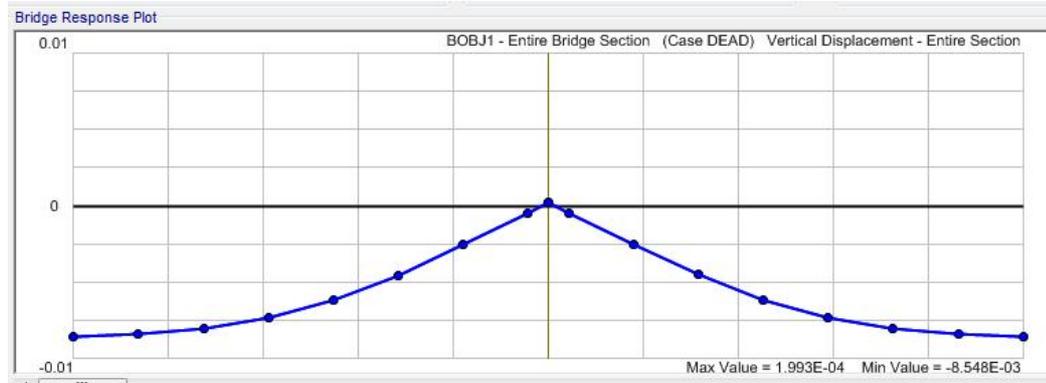
Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
0	-0.008544	-0.008544
2.73571	-0.008392	-0.008392
5.47143	-0.008042	-0.008042
8.20714	-0.007302	-0.007302
10.94286	-0.006122	-0.006122
13.67857	-0.004511	-0.004511
16.41429	-0.00254	-0.00254
19.15	-0.000414	-0.000414
20	0.000231	0.000231
20	0.00023	0.00023
20.85	-0.000414	-0.000414
23.58571	-0.002536	-0.002536
26.32143	-0.004503	-0.004503
29.05714	-0.006112	-0.006112
31.79286	-0.007293	-0.007293
34.52857	-0.008035	-0.008035
37.26429	-0.008389	-0.008389
40	-0.008548	-0.008548



Gambar L.39: Cek kekuatan terhadap *pier* bulat dengan analisis CSI V17.

L. Hasil *displacement* dari aplikasi CSI V17

Pier Kotak



Gambar L.40: *Displacement* yang terjadi dari analisis CSI V17.

Tabel L.34: Hasil *displacement* melalui aplikasi CSI V17.

Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
0	-0.00854	-0.00854
2.73571	-0.0084	-0.0084
5.47143	-0.00805	-0.00805
8.20714	-0.00732	-0.00732
10.94286	-0.00614	-0.00614
13.67857	-0.00453	-0.00453
16.41429	-0.00257	-0.00257
19.15	-0.00044	-0.00044
20	0.000199	0.000199
20	0.000198	0.000198
20.85	-0.00044	-0.00044
23.58571	-0.00256	-0.00256
26.32143	-0.00453	-0.00453
29.05714	-0.00613	-0.00613
31.79286	-0.00731	-0.00731
34.52857	-0.00804	-0.00804
37.26429	-0.00839	-0.00839
40	-0.00855	-0.00855



Gambar L.41: Cek kekuatan terhadap *pier* kotak dengan analisis CSI V17.

M. Hasil *displacement* dari aplikasi CSI V17

Pier Dinding



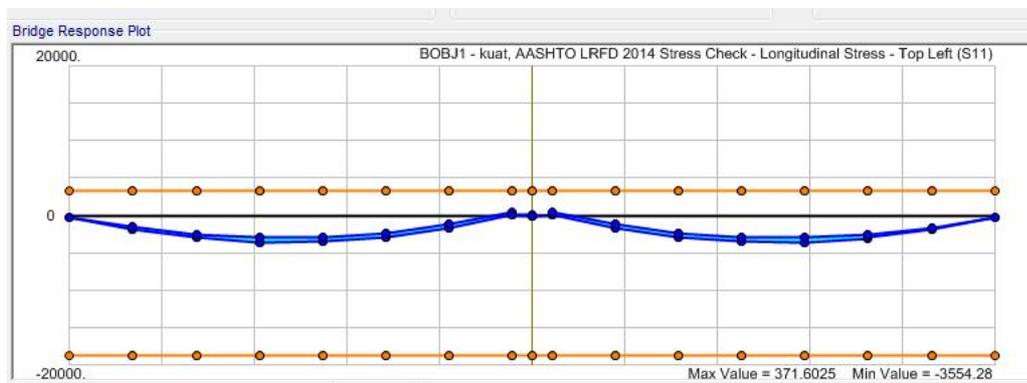
Gambar L.42: *Displacement* yang terjadi dari analisis CSI V17.

Tabel L.35: Hasil *displacement* melalui aplikasi CSI V17.

Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
0	-0.00854	-0.00854
2.73571	-0.00839	-0.00839
5.47143	-0.00804	-0.00804
8.20714	-0.00729	-0.00729
10.94286	-0.00611	-0.00611
13.67857	-0.00449	-0.00449
16.41429	-0.00252	-0.00252
19.15	-0.00039	-0.00039
20	0.000257	0.000257
20	0.000255	0.000255

Tabel L.35: Lanjutan.

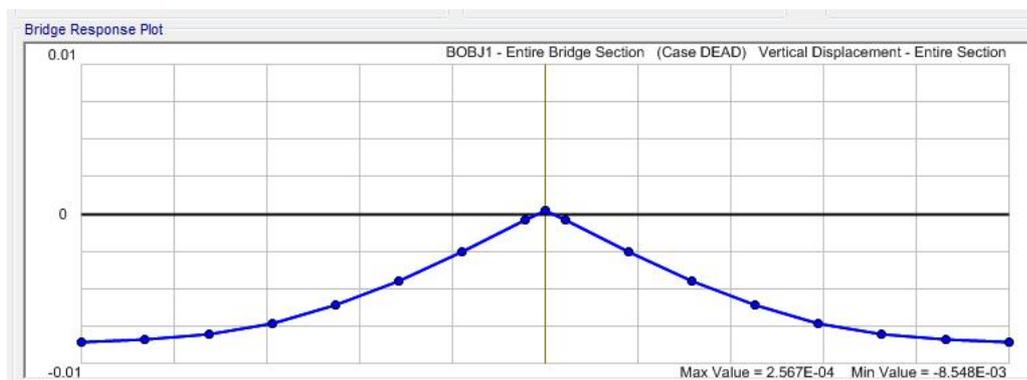
Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
20.85	-0.00039	-0.00039
23.58571	-0.00252	-0.00252
26.32143	-0.00449	-0.00449
29.05714	-0.0061	-0.0061
31.79286	-0.00728	-0.00728
34.52857	-0.00803	-0.00803
37.26429	-0.00839	-0.00839
40	-0.00855	-0.00855



Gambar L.43: Cek kekuatan terhadap *pier* dinding dengan analisis CSI V17.

N. Hasil *displacement* dari aplikasi CSI V17

Pier Ganda



Gambar L.44: *Displacement* yang terjadi dari analisis CSI V17.

Tabel L.36: Hasil *displacement* melalui aplikasi CSI V17.

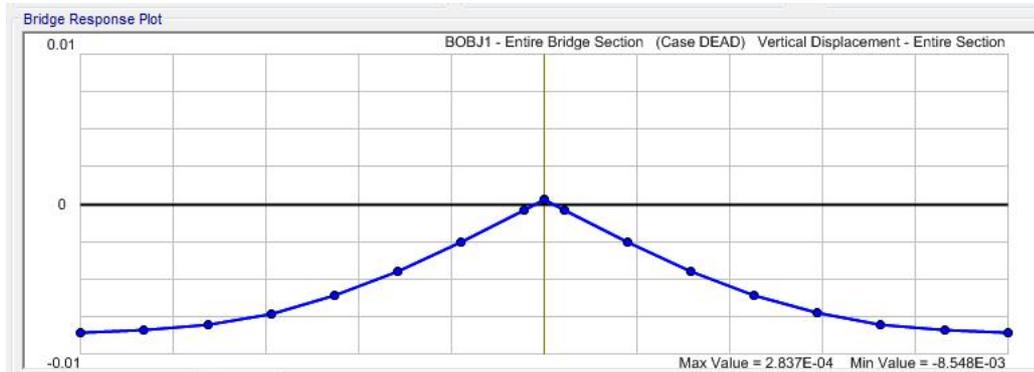
Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
0	-0.00854	-0.00854
2.73571	-0.00839	-0.00839
5.47143	-0.00804	-0.00804
8.20714	-0.00729	-0.00729
10.94286	-0.00611	-0.00611
13.67857	-0.0045	-0.0045
16.41429	-0.00252	-0.00252
19.15	-0.00039	-0.00039
20	0.000253	0.000253
20	0.000252	0.000252
20.85	-0.00039	-0.00039
23.58571	-0.00252	-0.00252
26.32143	-0.00449	-0.00449
29.05714	-0.0061	-0.0061
31.79286	-0.00728	-0.00728
34.52857	-0.00803	-0.00803
37.26429	-0.00839	-0.00839
40	-0.00855	-0.00855



Gambar L.45: Cek kekuatan terhadap *pier* ganda dengan analisis CSI V17.

O. Hasil *displacement* dari aplikasi CSI V17

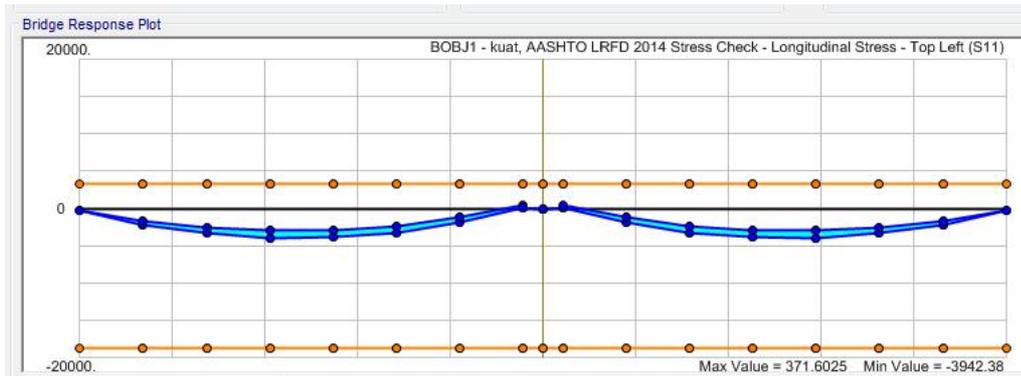
Pier Y



Gambar L.46: *Displacement* yang terjadi dari analisis CSI V17.

Tabel L.37: Hasil *displacement* melalui aplikasi CSI V17.

Layout Line Distance	Sect Vert max	Sect Vert min
0	-0.00854	-0.00854
2.73571	-0.00839	-0.00839
5.47143	-0.00803	-0.00803
8.20714	-0.00728	-0.00728
10.94286	-0.00609	-0.00609
13.67857	-0.00448	-0.00448
16.41429	-0.0025	-0.0025
19.15	-0.00036	-0.00036
20	0.000284	0.000284
20	0.000282	0.000282
20.85	-0.00036	-0.00036
23.58571	-0.00249	-0.00249
26.32143	-0.00447	-0.00447
29.05714	-0.00608	-0.00608
31.79286	-0.00727	-0.00727
34.52857	-0.00802	-0.00802
37.26429	-0.00838	-0.00838
40	-0.00855	-0.00855



Gambar L.47: Cek kekuatan terhadap *pier* Y dengan analisis CSI V17.