



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI JEMBATAN CISOMANG DENGAN  
MENGUNAKAN SISTEM *BOX GIRDER PRESTRESSED  
CONCRETE SEGMENTAL BALANCE CANTILEVER***

AYU SHOLIKHAH

NRP: 3115 040 609

DOSEN PEMBIMBING I:

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

DOSEN PEMBIMBING II:

Ir. Chomaedhi, CES, GEO

PROGRAM DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL LANJUT JENJANG  
JURUSAN BANGUNAN TRANSPORTASI  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI JEMBATAN CISOMANG DENGAN  
MENGUNAKAN SISTEM *BOX GIRDER*  
*PRESTRESSED CONCRETE SEGMENTAL BALANCE*  
*CANTILEVER***

AYU SHOLIKHAH  
NRP: 3115 040 609

DOSEN PEMBIMBING I:  
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

DOSEN PEMBIMBING II:  
Ir. Chomaedhi, CES, GEO

PROGRAM DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL LANJUT JENJANG  
JURUSAN BANGUNAN TRANSPORTASI  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



FINAL PROJECT APPLIED - RC 146599

# **MODIFICATION OF CISOMANG BRIDGE USE BOX GIRDER PRESTRESSED CONCRETE SEGMENTAL BALANCE CANTILEVER**

**AYU SHOLIKHAH**  
**NRP: 3115 040 609**

**SUPERVISOR :**  
**Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.**

**CO SUPERVISOR:**  
**Ir. Chomaedhi, CES, GEO**

**DIPLOMA IV of CIVIL ENGINEERING EXTENSION**  
**Transportation Building Department**  
**FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING**  
**SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY**  
**SURABAYA 2017**

## HALAMAN PENGESAHAN

### MODIFIKASI JEMBATAN CISOMANG DENGAN MENGUNAKAN SISTEM *BOX GIRDER PRESTRESSED* *CONCRETE SEGMENTAL BALANCE CANTILEVER*

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan  
Pada  
Program Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**AYU SHOLIKHAH**  
**NRP. 3115 040 609**

Disetujui oleh :

25 JAN 2017

Pembimbing I

Pembimbing II

**Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS**

**Ir. Chomaedhi, CES, GEO**

**NIP. 19600105 198603 1 003**

**NIP. 19550319 198403 1 001**

SURABAYA, JANUARI 2017

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



**BERITA ACARA  
TUGAS AKHIR TERAPAN  
PROGRAM LANJUT JENJANG DIPLOMA IV  
TEKNIK SIPIL FTSP - ITS**

No. Agenda :  
080073/IT2.3.1.1.1/PP.05.01/2016

Tanggal : 12 Januari 2017

<b>Judul Tugas Akhir Terapan</b>	<b>Modifikasi Jembatan Cisomang dengan Sistem Box Girder Prestressed Segmental</b>		
<b>Nama Mahasiswa</b>	<b>Ayu Sholikhah</b>	<b>NRP</b>	<b>3115040609</b>
<b>Dosen Pembimbing 1</b>	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19550319 198403 1 001	<b>Tanda tangan</b>	
<b>Dosen Pembimbing 2</b>	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19600105 198603 1 003	<b>Tanda tangan</b>	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<ul style="list-style-type: none"> <li>o) Penomoran Jalur Tendon</li> <li>o) Segmen Box Girder mutai Hammer Head</li> <li>o) Urutan penarikan kabel pretelan</li> <li>o) Mutu ditambah: Balanced Cantilever</li> </ul>	 Nur Achmad Husin, ST., MT NIP 19720115 199802 1 001
          	Prof. Ir. M. Sigit D, M.EngSc., PhD NIP 19630726 198903 1 003
<ul style="list-style-type: none"> <li>o) Pembagian elemen (sudah dijelaskan)</li> </ul>	 Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001

PERSETUJUAN HASIL REVISI					
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
Nur Achmad Husin, ST., MT NIP 19720115 199802 1 001	Prof. Ir. M. Sigit D, M.EngSc., PhD NIP 19630726 198903 1 003	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001	- NIP -	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19550319 198403 1 001	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19600105 198603 1 003



**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN**

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL**

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1 AYU SHOLIKHAH 2  
**NRP** : 1 3115040609 2  
**Judul Tugas Akhir** : MODIFIKASI JEMBATAN CISOMANG DENGAN SISTEM BOX GIRDER PRESTRESSED CONCRETE SEGMENTAL  
**Dosen Pembimbing** : Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS  
 Ir. CHOMADHI, CE S. GEO

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan
1.	23-08-2016	Pemodelan pilar menyatu Tendon modelkan		<input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K
2.	19-09-2016	Shdl di div f <sub>c</sub> = 50 MPa		<input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K
3	21-10-2016	- Tidak memperhitungkan abutment, mencaantumkan beban 1/2 girder I - Pondasi Bore Pile		<input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K
4.	31-10-2016	- Jarak antar tendon - 25 cm - 30cm - Jacking 2 both		<input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K
5.	9-11-2016	- Beban temperatur tambahkan		<input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K
6.	29-11-2016	- Hitung tulangan box - Hitung bangunan bawah		<input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> K

**Ket.** :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

## KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan proyek akhir terapan dengan judul **“Modifikasi Jembatan Cisomang Dengan Menggunakan Sistem Box Girder *Prestressed Concrete Segmental Balance Cantilever*”** sebagai salah satu persyaratan guna memperoleh gelar Sarjana Sains Terapan (S.ST) pada program Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan proyek akhir terapan ini, penulis mendapatkan banyak doa, bantuan, dan dukungan moral serta materiil. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Allah SWT, Tuhan sekaligus pengatur kehidupan yang telah memberikan kesempatan bagi penulis untuk menyelesaikan tugas akhir ini hingga selesai
2. Kedua Orang Tua, dan adik yang tak henti-hentinya memberikan semangat dan dukungan kepada penulis
3. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS, dan Bapak Ir. Chomaedhi, CES, GEO selaku dosen pembimbing
4. Kontrakan minion dan teman-teman yang telah membantu dan mendukung penyelesaian tugas akhir ini

Penulis menyadari dalam penyusunan dan penulisan tugas akhir ini tak lepas dari berbagai kesalahan. Oleh karena itu penulis mengaharapkan kritik dan saran yang membangun guna untuk kesempurnaan penulisan selanjutnya.



Akhir kata, besar harapan penulis semoga laporan proyek akhir ini dapat memberikan faedah dan manfaat bagi pembaca.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

# **MODIFIKASI JEMBATAN CISOMANG DENGAN MENGUNAKAN SISTEM *BOX GIRDER PRESTRESSED CONCRETE SEGMENTAL BALANCE CANTILEVER***

Nama Mahasiswa : Ayu Sholikhah  
NRP : 3115 040 609  
Jurusan : Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang  
FTSP – ITS  
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Ibnu Pudji Raharjo, MS.  
2. Ir. Chomaedhi, CES, GEO

## **Abstrak**

*Proyek Jembatan Cisomang merupakan bagian dari proyek pembangunan Jalan Tol Cipularang. Jembatan Cisomang dibangun menggunakan sistem girder I pratekan. Oleh karena itu, dalam penulisan Tugas Akhir ini akan dibuat perencanaan baru sistem gelagar berbentuk box multi cells precast pratekan. Gelagar box dibuat segmental cast in situ dengan ketinggian penampang box bervariasi mulai dari 2,95 – 5 m. Perencanaan jembatan sesuai dengan peraturan SNI T-02-2005 dan RSNI T-12-2004.. Dari data-data perencanaan kemudian dilakukan preliminary desain dengan menentukan dimensi-dimensi utama jembatan. Memasuki tahap awal perencanaan adalah perhitungan unsur sekunder jembatan yaitu parapet. Analisa beban yang terjadi terdiri dari analisa berat sendiri, analisa beban mati tambahan, dan beban lalu lintas. Kemudian dilakukan perhitungan analisa gaya dalam akibat sistem balance cantilever dan sistem statis tak tentu.. Selanjutnya dilakukan perhitungan penulangan box, kontrol lendutan, perhitungan geser, perhitungan kekuatan dan stabilitas yang meliputi kontrol momen retak, kontrol momen batas, kontrol gaya membelah, dan kontrol torsi. Hasil perancangan struktur berupa dimensi box, penempatan tendon, penulangan dan pendetailan struktur yang dituangkan dalam bentuk tabel-tabel dan gambar-gambar.*

**Kata kunci :** *Modifikasi, Jembatan Cisomang, Multicells box girder, balance, cantilever*

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **MODIFICATION OF CISOMANG BRIDGE USE BOX GIRDER PRESTRESSED CONCRETE SEGMENTAL BALANCE CANTILEVER**

Student : Ayu Sholikhah  
NRP : 3115 040 609  
Department : Diploma IV Civil Engineering  
Extention FTSP-ITS  
Counsellor Lecture : 1. Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.  
2. Ir. Chomaedhi, CES, GEO

## **Abstract**

*Cisomang Bridge Project is the part of Road Cipulrang . Cisomang bridge was built by using precast . Therefore, the final project was made by using new modifications with the addition of one lane. It aims to wider the construction of bridges up by using girder system with multi box-shaped precast prestressed cells. Box girder was made by segmental cast in situ with the height of the box cross-section ranges from 2.95 to 5 m. The bridge design based on the regulations SNI T-02-2005 and RSNI T-12-2004. Moreover, preliminary design was processed by determining the main dimensions of the bridge using the planning data. The first stage of planning was calculation of the secondary element which is parapet. The Analysis of load consist of self weight, dead load and traffic load. Afterwards, the force analysis was calculated from the result of balance system cantilefer and statically indeterminate systems. Furthermore, the reinforcement boxes, deflection controls, shear calculations, calculation of strength and stability control included cracking moments, limit moment controls, splitting force controls, and torque controls was calculated. In the end, the results of structural design such box dimensions, the placement of tendon, reinforcement and structure detailing was showed in the form of tables and pictures.*

**Keywords** : Modifications, Cisomang bridge, Multicells girder box, balance, cantilever

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
KATA PENGANTAR.....	v
Abstrak .....	vii
Abstract .....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR .....	xv
DAFTAR TABEL .....	xxi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Tujuan.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Gaya Pretegang.....	7
2.2.1 Analisis Sistem Gaya Pretegang Pada Girder Box .....	8
2.2.2 Kehilangan Gaya Prategang .....	8
2.3 Segmental Prestressed Box Girder .....	9
2.4 Type Box Girder.....	10
2.5 Balok Pretekan Menerus Statis Tak Tentu .....	10
2.6 Metode Pelaksanaan Jembatan Box Girder .....	11
2.6.1 Pelaksanaan Pemasangan Box Girder.....	11
BAB III METODOLOGI.....	15

3.1	Pengumpulan Data dan Literatur .....	16
3.2	Preliminary Design .....	17
3.3	Perhitungan Gaya Prategang .....	18
3.4	Kehilangan Gaya Pretegang .....	19
3.4.1	Tahap Pertama.....	19
3.4.2	Tahap Kedua .....	22
3.5	Analisis Pembebanan Struktur Jembatan.....	26
3.5.1	Beban Mati .....	26
3.5.2	Beban Hidup.....	26
3.5.3	Beban Gempa .....	29
3.5.4	Beban Angin.....	35
3.5.5	Beban Temperatur .....	36
3.6	Analisa Struktur Utama .....	36
3.6.1	Analisa Momen Struktur Jembatan Statis Tak Tentu .....	36
3.7	Menuangkan Hasil Perhitungan Kedalam Gambar .....	37
<b><i>BAB IV STRUKTUR SEKUNDER .....</i></b>		<b>39</b>
4.1	Perencanaan pembatas jalan dari beton .....	39
4.1.1	Data Perencanaan : .....	40
4.1.2	Penulangan .....	41
4.2	Kontrol terhadap geser ponds .....	43
<b><i>BAB V STRUKTUR PRIMER.....</i></b>		<b>45</b>
5.1	Data Perencanaan .....	45
5.2	Tegangan Ijin Bahan.....	47
5.3	Preliminari Design.....	48
5.3.1	Tinggi Box Girder .....	48
5.3.2	Properti Girder.....	49
5.4	Analisa Pembebanan.....	54
5.4.1	Analisa Beban Mati .....	55
5.4.2	Analisa Beban Mati Tambahan .....	57

5.4.3	Analisa Beban Hidup.....	57
5.4.4	Analisa Beban Angin.....	58
5.5	Perencanaan Tendon Kantilever.....	58
5.5.1	Perhitungan Gaya Dalam.....	59
5.5.2	Perencanaan Tendon.....	60
5.5.3	Kehilangan Gaya Prategang Tahap Kantiliver .....	62
5.5.4	Kontrol Momen Crack dan Momen Batas .....	96
5.5.5	Kontrol Lendutan.....	108
5.6	Perencanaan Tendon Bentang Menerus .....	108
5.6.1	Perencanaan Tendon Bentang Menerus.....	109
5.6.2	Hasil SAP2000 Bentang Menerus .....	111
5.6.3	Kombinasi Beban Penuh Tahap Bentang Menerus .....	113
5.6.4	Kehilangan Prategang Tahap Service .....	117
5.6.5	Kontrol Momen Crack dan Momen Batas ...	120
5.6.6	Kontrol Lendutan.....	122
5.6.7	Kontrol Torsi .....	123
5.6.8	Penulangan Lentur.....	126
5.6.9	Penulangan Geser .....	127
5.6.10	Penulangan Blok Ujung (Bursting Steel).....	129

## ***BAB VI STRUKTUR BANGUNAN BAWAH .....*** 137

6.1	Data Umum Perencanaan Bangunan Bawah.....	137
6.1.1	Perencanaan P1.....	137
6.1.2	Analisis Pembebanan.....	138
6.1.3	Penulangan Pilehead.....	139
6.1.4	Penulangan Badan Pilar P1.....	141
6.1.5	Penulangan Poer (Pile Cap).....	142
6.1.6	Penulangan Pondasi.....	146
6.1.7	Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	149
6.2	Perencanaan P2.....	158
6.2.1	Analisis Pembebanan.....	159
6.2.2	Penulangan Badan Pilar P2.....	160
6.2.3	Penulangan Poer (Pile Cap).....	163
6.2.4	Penulangan Pondasi.....	166
6.2.5	Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	169



6.3	Perencanaan P3.....	179
6.3.1	Analisis Pembebanan .....	180
6.3.2	Penulangan Badan Pilar P3 .....	181
6.3.3	Penulangan Poer (Pile Cap).....	183
6.3.4	Penulangan Pondasi.....	187
6.3.5	Perhitungan Daya Dukung Tanah .....	190
6.4	Perencanaan P4.....	200
6.4.1	Analisis Pembebanan .....	201
6.4.2	Penulangan Pilehead .....	202
6.4.3	Penulangan Badan Pilar P4 .....	205
6.4.4	Penulangan Poer (Pile Cap).....	206
6.4.5	Penulangan Pondasi.....	210
6.4.6	Perhitungan Daya Dukung Tanah .....	213
<b><i>BAB VII KESIMPULAN.....</i></b>		<b>223</b>
7.1	Kesimpulan.....	223
<b><i>DAFTAR PUSTAKA.....</i></b>		<b>225</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1	Lokasi Jembatan Cisomang.....	2
Gambar 1. 2	Jembatan Cisomang .....	3
Gambar 2. 1	Segmen box girder Single Cell (Raina, 1994).....	10
Gambar 2. 2	Segmen box girder multi cell (Raina, 1994) .....	10
Gambar 2. 3	Tahapan Konstruksi untuk Konstruksi Kantilever Seimbang Cast-In-Place (Corven dan Moreton, 2013) .....	13
Gambar 3. 1	Diagram Alir Tugas Akhir .....	16
Gambar 3. 2	Denah <i>Existing</i> .....	17
Gambar 3. 3	Elevasi <i>Existing</i> .....	17
Gambar 3. 4	Modifikasi Jembatan Cisomang .....	17
Gambar 3. 5	Kedudukan beban lajur “D” .....	27
Gambar 3. 6	Pembebanan truk ”T” .....	28
Gambar 3. 7	Grafik Respons Spektrum Gempa.....	29
Gambar 3. 8	Percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun .....	31
Gambar 3.9	Peta Respons Spektra percepatan 0,2 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun .....	32
Gambar 3. 10	Peta Respons Spektra percepatan 1 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun .....	33
Gambar 4. 1	Penampang pembatas jalan .....	39
Gambar 4. 2	Gambar Pembebanan Geser Ponds .....	43
Gambar 5. 1	Potongan memanjang Jembatan Cisomang .....	45

Gambar 5. 2	Tinggi Rencana Bervariasi Jembatan Cisomang ..	48
Gambar 5. 3	Desain Rencana Potongan Melintang Box Girder	49
Gambar 5. 4	Potongan Melintang Box Girder As 1 .....	50
Gambar 5. 5	Kantilever simetris .....	58
Gambar 5. 6	Segmen A0 hingga A3 .....	59
Gambar 5. 7	Gambar Lampiran <i>Strand and Tendon Properties</i> .....	61
Gambar 5. 8	Contoh Hasil Output SAP2000 Pemasangan Segmen A1&A0 ditunjukkan pada As 0 .....	67
Gambar 5. 9	Segmen A2 .....	68
Gambar 5. 10	Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A2 .....	69
Gambar 5. 11	Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A2 .....	70
Gambar 5. 12	Segmen A3 .....	71
Gambar 5. 13	Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A3 .....	72
Gambar 5. 14	Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A3 .....	73
Gambar 5. 15	Segmen A4 .....	74
Gambar 5. 16	Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A4 .....	75
Gambar 5. 17	Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A4 .....	75
Gambar 5. 18	Segmen A5 .....	76
Gambar 5. 19	Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A5 .....	77
Gambar 5. 20	Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A5 .....	77
Gambar 5. 21	Segmen A6 .....	78
Gambar 5. 22	Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A6 .....	79
Gambar 5. 23	Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A6 .....	79
Gambar 5. 24	Segmen A7 .....	80

Gambar 5. 25 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A7.....	81
Gambar 5. 26 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A7 .....	81
Gambar 5. 27 Segmen A8 .....	82
Gambar 5. 28 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A8.....	83
Gambar 5. 29 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A8 .....	83
Gambar 5. 30 Segmen A9 .....	84
Gambar 5. 31 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A9.....	85
Gambar 5. 32 Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A9 .....	85
Gambar 5. 33 Segmen A10.....	86
Gambar 5. 34 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A10.....	87
Gambar 5. 35 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A10 .....	87
Gambar 5. 36 Segmen A11 .....	88
Gambar 5. 37 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A11 .....	89
Gambar 5. 38 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A11 .....	89
Gambar 5. 39 Segmen A12.....	90
Gambar 5. 40 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A12.....	91
Gambar 5. 41 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A12 .....	91
Gambar 5. 42 Segmen A13 .....	92
Gambar 5. 43 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A13.....	93
Gambar 5. 44 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A13 .....	93
Gambar 5. 45 Segmen A14.....	94
Gambar 5. 46 Hasil Output SAP $f_{top}$ Segmen A14.....	95
Gambar 5. 47 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Segmen A13 .....	95
Gambar 5. 48 Jembatan Cisomang <i>Balance Cantilefer</i> .....	96
Gambar 5. 49 Lendutan <i>Balance Cantilefer</i> .....	108

Gambar 5. 50 Hasil Output SAP $f_{top}$ Bentang Menerus .....	111
Gambar 5. 51 Hasil Output SAP $f_{bottom}$ Bentang Menerus.....	112
Gambar 5. 52 Lendutan Tahap <i>Service</i> .....	122
Gambar 6. 1 Rencana Penempatan Pier.....	137
Gambar 6. 2 Tampak Melintang Pilar P1 .....	138
Gambar 6. 3 Respons Spectrum .....	138
Gambar 6. 4 Hasil Output SAP2000 Pilehead P1 .....	139
Gambar 6. 5 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar.....	141
Gambar 6. 6 Momen pilecap pilar 1 <i>Output SAP2000</i> .....	143
Gambar 6. 7 Geser pilecap pada pilar 1 <i>Output SAP2000</i> .....	145
Gambar 6. 8 Pmax borepile kombinasi 1Layan .....	147
Gambar 6. 9 Pmax borepile kombinasi 2Layan .....	147
Gambar 6. 10 Pmax borepile kombinasi 3Layan.....	148
Gambar 6. 11 Pmax borepile kombinasi 4Layan.....	148
Gambar 6. 12 Pmax borepile kombinasi 5Layan.....	149
Gambar 6. 13 Hasil Output SAP2000 .....	157
Gambar 6. 14 Tampak Melintang Pilar P2 .....	159
Gambar 6. 15 Respons Spectrum .....	160
Gambar 6. 16 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar.....	161
Gambar 6. 17 Momen pilecap pilar 2 <i>Output SAP2000</i> .....	163
Gambar 6. 18 Geser pilecap pada pilar 2 <i>Output SAP2000</i> .....	165
Gambar 6. 19 Pmax borepile kombinasi 1Layan.....	167
Gambar 6. 20 Pmax borepile kombinasi 2Layan.....	167
Gambar 6. 21 Pmax borepile kombinasi 3Layan.....	168
Gambar 6. 22 Pmax borepile kombinasi 4Layan.....	168

Gambar 6. 23 Pmax borepile kombinasi 5Layan .....	169
Gambar 6. 24 Hasil Output SAP2000 .....	178
Gambar 6. 25 Tampak Melintang Pilar P3 .....	180
Gambar 6. 26 Respons Spectrum .....	181
Gambar 6. 27 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar.....	182
Gambar 6. 28 Momen pilecap pilar 3 <i>Output SAP2000</i> .....	184
Gambar 6. 29 Geser pilecap pada pilar 3 <i>Output SAP2000</i> .....	186
Gambar 6. 30 Pmax borepile kombinasi 1Layan .....	188
Gambar 6. 31 Pmax borepile kombinasi 2Layan .....	188
Gambar 6. 32 Pmax borepile kombinasi 3Layan .....	189
Gambar 6. 33 Pmax borepile kombinasi 4Layan .....	189
Gambar 6. 34 Pmax borepile kombinasi 5Layan .....	190
Gambar 6. 35 Hasil Output SAP2000 .....	199
Gambar 6. 36 Tampak Melintang Pilar P4.....	201
Gambar 6. 37 Respons Spectrum .....	202
Gambar 6. 38 Hasil Output SAP2000 Pilehead P1 .....	203
Gambar 6. 39 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar.....	205
Gambar 6. 40 Momen pilecap pilar 4 <i>Output SAP2000</i> .....	207
Gambar 6. 41 Geser pilecap pada pilar 4 <i>Output SAP2000</i> .....	209
Gambar 6. 42 Pmax borepile kombinasi 1Layan .....	211
Gambar 6. 43 Pmax borepile kombinasi 2Layan .....	211
Gambar 6. 44 Pmax borepile kombinasi 3Layan .....	212
Gambar 6. 45 Pmax borepile kombinasi 4Layan .....	212
Gambar 6. 46 Pmax borepile kombinasi 5Layan .....	213
Gambar 6. 47 Hasil Output SAP2000 .....	221

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1	Kerugian dan Kelebihan Menggunakan Sistem Segmental Prestressed Box Girder.....	9
Tabel 3. 1	Nilai Koefisien Kelengkungan.....	21
Tabel 3. 2	Nilai Ksh Untuk Komponen Pasca Tarik.....	23
Tabel 3. 3	Nilai Nilai KRE .....	24
Tabel 3. 4	Nilai C.....	25
Tabel 3. 5	Faktor Beban Dinamik Untuk "KEL" Lajur "D" ...	28
Tabel 3. 6	Besar Gaya Rem .....	29
Tabel 3. 7	Koefisien Seret Cw .....	35
Tabel 3. 8	Kecepatan Angin Rencana.....	35
Tabel 3. 9	Temperatur Jembatan.....	36
Tabel 5. 1	Perhitungan c.g.c Penampang Pada As 1 (1) .....	51
Tabel 5. 2	Perhitungan c.g.c Penampang Pada As 1 (1) .....	51
Tabel 5. 3	Rekap perhitungan penampang setiap segmen .....	54
Tabel 5. 4	Perhitungan beban akibat berat sendiri seluruh segmen .....	56
Tabel 5. 5	Preliminari Design A0&A1 .....	67
Tabel 5. 6	Preliminari design pemasangan segmen A2 dengan Form Traveller .....	68
Tabel 5. 7	Preliminari design pemasangan segmen A3 dengan Form Traveller .....	71
Tabel 5. 8	Preliminari design pemasangan segmen A dengan Form Traveller .....	74



Tabel 5. 9	Preliminari design pemasangan segmen A5 dengan Form Traveller .....	76
Tabel 5. 10	Preliminari design pemasangan segmen A6 dengan Form Traveller .....	78
Tabel 5. 11	Preliminari design pemasangan segmen A7 dengan Form Traveller .....	80
Tabel 5. 12	Preliminari design pemasangan segmen A8 dengan Form Traveller .....	82
Tabel 5. 13	Preliminari design pemasangan segmen A9 dengan Form Traveller .....	84
Tabel 5. 14	Preliminari design pemasangan segmen A10 dengan Form Traveller .....	86
Tabel 5. 15	Preliminari design pemasangan segmen A11 dengan Form Traveller .....	88
Tabel 5. 16	Preliminari design pemasangan segmen A12 dengan Form Traveller .....	90
Tabel 5. 17	Preliminari design pemasangan segmen A13 dengan Form Traveller .....	92
Tabel 5. 18	Preliminari design pemasangan segmen A14 dengan Form Traveller .....	94
Tabel 5. 19	Kontrol $M_{cr}$ dan $M_{Mu}$ pada saat pelaksanaan ( <i>kantilever balanced</i> ) .....	100
Tabel 5. 20	Kombinasi Beban.....	113
Tabel 5. 21	Karakteristik Tendon .....	113
Tabel 5. 22	Data Properties Bentang Menerus Jembatan.....	115

Tabel 5. 23	Data SAP .....	126
Tabel 6. 1	Data Tanah Jembatan Cisomang.....	138
Tabel 6. 2	Penulangan Pilehead .....	140
Tabel 6. 3	Penulangan badan pilar.....	142
Tabel 6. 4	Momen pada pilecap pilar 1 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	143
Tabel 6. 5	Geser pada pilecap pilar 1 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	145
Tabel 6. 6	Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan	146
Tabel 6. 7	Rekapitulasi <i>Output SAP2000</i> pada pile (kondisi layan) .....	149
Tabel 6. 8	Data Tanah Borepile 22m .....	150
Tabel 6. 9	Intensitas gaya geser dinding tiang (fi).....	151
Tabel 6. 10	Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang.....	152
Tabel 6. 11	Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm .....	153
Tabel 6. 12	Data Tanah Jembatan Cisomang.....	159
Tabel 6. 13	Penulangan badan pilar .....	162
Tabel 6. 14	Momen pada pilecap pilar 2 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	163
Tabel 6. 15	Geser pada pilecap pilar 2 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	165
Tabel 6. 16	Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan	166
Tabel 6. 17	Rekapitulasi <i>Output SAP2000</i> pada pile (kondisi layan) .....	169

Tabel 6. 18	Data Tanah Borepile 29m .....	170
Tabel 6. 19	Intensitas gaya geser dinding tiang (fi) .....	171
Tabel 6. 20	Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang .....	173
Tabel 6. 21	Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm .....	174
Tabel 6. 22	Penulangan P2 .....	179
Tabel 6. 23	Data Tanah Jembatan Cisomang .....	180
Tabel 6. 24	Penulangan badan pilar P3 .....	183
Tabel 6. 25	Momen pada pilecap pilar 3 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	184
Tabel 6. 26	Geser pada pilecap pilar 3 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	186
Tabel 6. 27	Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan	187
Tabel 6. 28	Rekapitulasi <i>Output SAP2000</i> pada pile (kondisi layan).....	190
Tabel 6. 29	Data Tanah Borepile 29m .....	191
Tabel 6. 30	Intensitas gaya geser dinding tiang (fi) .....	192
Tabel 6. 31	Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang .....	194
Tabel 6. 32	Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm .....	195
Tabel 6. 33	Penulangan pilar P3 .....	200
Tabel 6. 34	Data Tanah Jembatan Cisomang .....	201
Tabel 6. 35	Penulangan Pilehead .....	204
Tabel 6. 36	Penulangan badan pilar .....	206

Tabel 6. 37	Momen pada pilecap pilar 4 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	206
Tabel 6. 38	Geser pada pilecap pilar 4 kondisi ultimit ( <i>output SAP2000</i> ) .....	209
Tabel 6. 39	Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan	210
Tabel 6. 40	Rekapitulasi <i>Output SAP2000</i> pada pile (kondisi layan) .....	213
Tabel 6. 41	Data Tanah Borepile 22m .....	214
Tabel 6. 42	Intensitas gaya geser dinding tiang (fi).....	215
Tabel 6. 43	Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang.....	216
Tabel 6. 44	Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm .....	217
Tabel 6. 45	Penulangan pilar P4 .....	222



# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar Belakang

Jembatan Cisomang terdapat pada jalan tol Cipularang KM 101 dengan bentang 252 m. Keadaan lokasi jembatan ini pada daerah perbukitan antara Jakarta-Bandung. Jembatan ini menjadi salah satu aspek penting karena menunjang perekonomian dan mempersingkat jarak tempuh antara Jakarta-Bandung

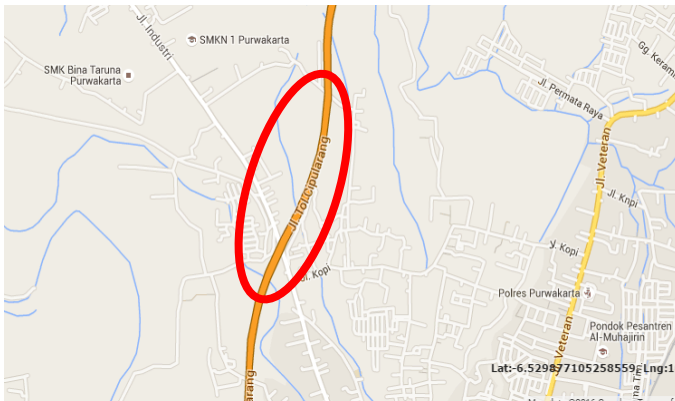
Saat ini telah dikenal beton pratekan, yakni beton yang diberi penekanan terlebih dahulu melalui proses *stressing* sebelum dibebani. Telah terbukti bahwa teknik beton pratekan sangat efektif karena selain beton dapat memikul beban yang lebih besar, juga dapat memperkecil berat sendiri dari dimensi penampang yang direncanakan. Hal ini jelas sangat menguntungkan, karena volume bahan dapat dikurangi sehingga beban struktur bagian atas jembatan yang dipikulkan ke pondasi menjadi lebih kecil (*Edward G. Navy, Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar Edisi Ketiga Jilid 1, 2001*).

Di Indonesia, salah satu jembatan nasional Suramadu menggunakan profil *box girder prestressed* dengan metode pelaksanaan *balance cantilever* (hadi Prasetyo, Bappeprov, 2010). Karena memiliki cukup banyak keunggulan yang salah satunya memiliki tahanan torsi yang lebih besar dibanding profil lainnya dan material yang digunakan jauh lebih hemat (Zhongguo, 2004).

Jembatan Cisomang dapat dimodifikasi menggunakan banyak alternative, salah satunya adalah memakai desain struktur *box girder prestressed segmental* dengan menggunakan analisa struktur statis tak tentu. Kelebihan menggunakan struktur beton pratekan yakni lebih ekonomis terhadap bahan material, karena pada beban dan bentang yang sama dapat menggunakan profil girder yang lebih kecil, karena pada beton pratekan memanfaatkan momen sekunder dari gaya prategang untuk

mengimbangi momen yang ditimbulkan akibat beban luar (Ir. Bambang Supriyadi, Beton Prategang Edisi Kedua, 1986). Pada analisa statis tak tentu memiliki banyak kelebihan dibanding analisa statis tertentu, diantaranya adalah momen lentur yang dihasilkan lebih kecil dibandingkan sehingga defleksinya berkurang dan penampang juga dapat direncanakan jauh lebih kecil. Penggunaan profil *box girder* untuk mempermudah dalam proses produksi dan pelaksanaan di lapangan. Jadi pemilihan alternative struktur bagian atas pada jembatan Cisomang dengan menggunakan *box girder prestressed segmental* karena dianggap lebih efisien dan mudah dalam pelaksanaan di lapangan (T. Y Lin dan Ned H. Burn, desain beton prategang, 1981).

Penyusunan Tugas Akhir tentang perencanaan jembatan dengan struktur *box girder prestressed segmental* ini disusun dengan harapan memberikan sumbangan pemikiran untuk merencanakan jembatan pratekan dengan desain dan dimensi yang lain. Perencanaan yang disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang menjadi pedoman bidang perencanaan ini.



Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Cisomang



Gambar 1. 2 Jembatan Cisomang

## 1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang di tinjau dalam modifikasi Jembatan Cisomang Menggunakan *Box Girder Prestressed Segmental* adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan dimensi dan menganalisa kekuatan box girder?
2. Bagaimana menganalisa kehilangan gaya prategang yang terjadi pada *box girder prestressed*?
3. Bagaimana mengontrol desain box girder terhadap kekuatan dan kestabilan struktur jembatan?
4. Bagaimana merencanakan Struktur bagian bawah?
5. Bagaimana menyajikan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik?



### 1.3 Batasan Masalah

Mengingat keterbatasan waktu dalam penyusunan tugas akhir ini, maka ada batasan masalah pada penulisan tugas ini, antara lain:

1. Teknik pelaksanaan dibahas secara umum.
2. Tidak merencanakan perletakan.
3. Tidak merencanakan perkerasan dan desain jalan pendekat (orprit).
4. Tidak meninjau beban akibat aliran air, benda hanyutan dan tumbukan pada pilar jembatan.
5. Tidak meninjau scouring pada profil sungai.
6. Tidak meninjau permasalahan akibat temperature.
7. Tidak merencanakan *differential settlement*.
8. Tidak memperhitungkan analisa biaya konstruksi dan waktu pelaksanaan

### 1.4 Tujuan

Tujuan penulis melakukan proyek akhir secara umum adalah untuk memenuhi syarat kelulusan pendidikan dan khususnya untuk mengetahui lebih jauh aplikasi disiplin ilmu yang sudah didapat sebelumnya, sedangkan secara khususnya ialah memodifikasi jembatan Cisomang dengan metode *box girder prestressed* untuk mendapatkan dimensi balok yang ekonomis. Adapun tujuan penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menentukan dimensi dan analisa kekuatan profil box girder.
2. Menganalisa kehilangan gaya prategang pada desain *box girder prestressed*.
3. Mengontrol desain box girder terhadap kekuatan dan kestabilan struktur.
4. Mengetahui metode pelaksanaan dari *box girder prestressed segmental* dengan system kantilever.

5. Menentukan dimensi dan analisa kekuatan pada struktur bangunan bawah.
6. Menyajikan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

### **1.5 Manfaat**

Penyusunan tugas akhir ini diharapkan memberikan manfaat, antara lain:

1. Dapat memahami konsep dan merencanakan desain struktur jembatan dengan profil *box girder prestressed* yang sesuai dengan persyaratan struktur yang ditentukan.
2. Sebagai alternative lain dalam teknik perencanaan jembatan dengan bentang yang panjang dan medan yang cukup sulit.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 2.2 definisi beton pretegang adalah beton struktural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban. Konstruksi *segmental box girder cast in situ* adalah salah satu perkembangan penting dalam teknik jembatan beberapa tahun terakhir. Berbeda dengan sistem konstruksi monolit, sebuah jembatan *segmental box girder* terdiri dari elemen elemen pracetak yang diprtekan bersama-sama oleh tendon eksternal (Rombach, 2002). Konstruksi *segmental box girder cast in situ* relatif metode konstuksi yang lama, konstruksi ini di dukung cor di tempat dimana langsung berhubungan dengan cuaca. Waktu untuk berdeformasi sangat tergantung beton pada kondisi pembebanan awal dan umur beton. Metode ini membutuhkan sedikit perlatan, yaitu peralatan utamanya adalah travelers (Sauvageot, 2000).

#### **2.2 Gaya Pretegang**

Gaya batang merupakan gaya di dalam batang yang ditimbulkan oleh adanya gaya luar dengan garis kerja berhimpit dengan sumbu batangnya. Dengan demikian gaya batang adalah merupakan gaya normal terpusat yang dapat berupa gaya tarik ( - ) atau gaya tekan ( + ) dan tidak disertai oleh momen dan gaya lintang (Soemono, 1979).

### 2.2.1 Analisis Sistem Gaya Prategang Pada Girder Box

Analisis keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton prategang akan menyertakan pertimbangan gaya gaya efektif dari tendon prategang pada setiap tahapan yang berarti, bersama sama dengan sifat bahan yang berlaku pada saat berfungsinya struktur itu. Tahapan yang biasa diperiksa untuk mengetahui tegangan dan perilaku adalah sebagai berikut:

1. Segera setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku, pengecekan ini termasuk gaya terbesar pada tendon yang bekerja pada beton yang mungkin bekerja jauh di bawah kekuatannya pada umur 28 hari,  $f_c'$  (Ned & Burn, 1993).
2. Pada beban kerja setelah semua kehilangan gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang telah tercapai, tegangan tegangan di cek kembali sebagai tolak ukur perilaku dan kadang kadang juga sebagai tolak ukur kekuatan. Tegangan efektif pada baja,  $f_{se}$ , setelah terjadi kehilangan gaya, diasumsikan untuk tendon, sementara komponen struktur memikul beban hidup dan beban mati. Juga, kekuatan beton kemudian dianggap bertambah menjadi  $f_c'$  (Ned & Burn, 1993).

### 2.2.2 Kehilangan Gaya Prategang

Dalam menganalisis kehilangan, harus mempertimbangkan bahan bahan yang sebenarnya dan kondisi lingkungan masing masing bahan (waktu, kondisi pemaparan, dimensi dan ukuran komponen struktur, dan sebagainya) yang mempengaruhi jumlah dari kehilangan prategang (Ned & Burn, 1993). Kehilangan prategang disebabkan oleh beberapa hal yaitu :

1. Perendekan Elastis Beton
2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak Beton
3. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton
4. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja
5. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Pengangkuran

6. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Lenturan Komponen
7. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Gesekan

### 2.3 Segmental Prestressed Box Girder

Sebuah box girder terbentuk ketika dua lempeng badan atau lebih bergabung dengan sayap pada kedua bagian atas dan bawah. Sel tertutup yang terbentuk dari badan dan sayap tersebut memiliki kekakuan torsi jauh lebih besar dan memiliki kekuatan dalam memikul beban yang besar. Kelebihan ini yang merupakan alasan yang biasa untuk memilih box girder sebagai sistem struktur pada jembatan.

Segmental prestressed box girder adalah salah satu perkembangan baru di rekayasa jembatan dalam beberapa tahun terakhir. Beberapa keuntungan dan kelebihan menggunakan sistem Segmental prestressed box girder metode kantilever seperti pada tabel 2.1 (Rombach, 2002).

Tabel 2. 1 Kerugian dan Kelebihan Menggunakan Sistem Segmental Prestressed Box Girder

No	Kerugian	Kelebihan
1	Biaya Mahal	Pengerjaan yang cepat
2	Merupakan metode baru, sehingga di butuhkan metode baru pula	Tidak Mengganggu lalu lintas
3	Konstruksi dengan beban tinggi	Mereduksi penggunaan besi
4		Ketahanan cuaca
5		Beban mati lebih kecil
6		Segmen tidak terlalu besar
7		Daur ulang

## 2.4 Type Box Girder

Beberapa type yang sering digunakan dari box girder beton pratekan terlihat pada gambar 2.1 sampai 2.2. Pada gambar 2.1 terlihat penampang dengan 2 box girder single cell, sambungan hanya disediakan pada slab yang relatif fleksibel, penampang ini terlihat tipis dan sangat efisien untuk konstruksi segmental. Pada gambar 2.2 terlihat penampang multicell box dengan badan yang sama tipisnya, untuk type ini sangat cocok untuk konstruksi in situ dan memiliki kekuatan lekatan untuk melawan gaya torsi dan variasi moment. Type ini umumnya di buat solid untuk tumpuannya.



Gambar 2. 1 Segmen box girder Single Cell (Raina, 1994)



Gambar 2. 2 Segmen box girder multi cell (Raina, 1994)

## 2.5 Balok Pratekan Menerus Statis Tak Tentu

Dalam tugas akhir ini akan direncanakan jembatan dengan analisa sebagai jembatan dengan box girder statis tak tentu, sehingga gaya gaya dan lendutan akan lebih kecil dan lebih ekonomis daripada dengan balok sederhana (Ned & Burn, 1993). Kerugian penggunaan beton prategang menerus juga menimbulkan kerugian, yaitu :

1. Kehilangan Prategang akibat gesekan pada tendon menerus

2. Perpendekan balok menerus yang panjang akibat prategang
3. Tegangan tegangan sekunder
4. Momen dan geser maksimum terjadi secara bersamaan pada tumpuan
5. Pembalikan momen
6. Puncak momen
7. Kesukaran dalam mendapatkan kesinambungan untuk balok pracetak
8. Kesukaran dalam desain

## 2.6 Metode Pelaksanaan Jembatan Box Girder

Untuk Metode pelaksanaan jembatan box girder adalah kompleks dan bervariasi tergantung dari lingkungan pembangunan. Metode pelaksanaan yang umum digunakan adalah metode konvensional dengan perancah, kantilever bebas, overslung truss, dan underslung.

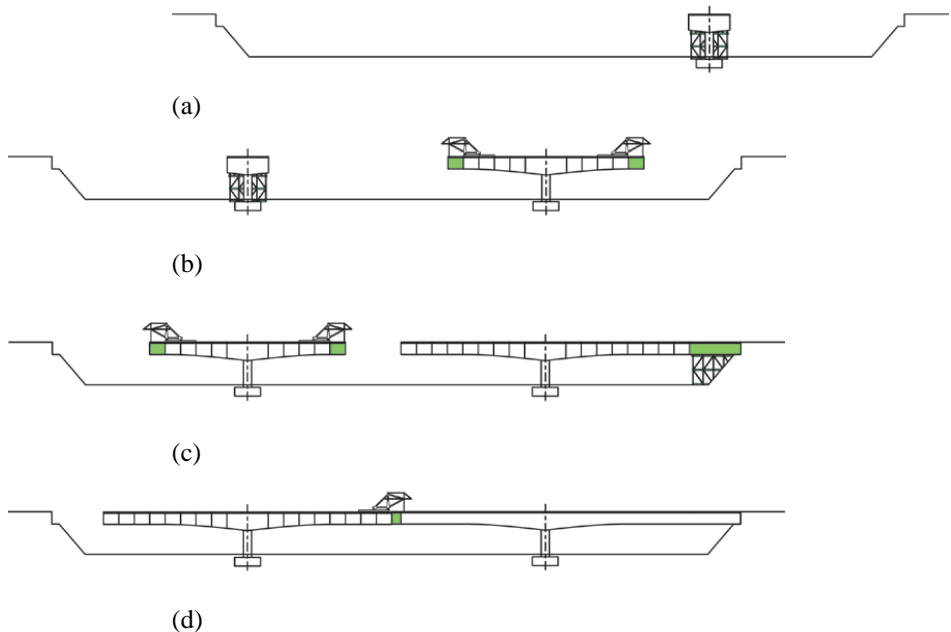
Dalam tugas akhir ini, akan digunakan metode kantilever bebas atau *balanced cantilever erection using Form Traveler*. Dalam metode ini merupakan metode dengan pemasangan yang jauh lebih fleksibel. Alasan digunakan metode ini adalah sangat cocok untuk jembatan bentang panjang dan kelengkungan yang tajam. Bentang hingga 400 ft dan kelengkungan jembatan dengan radius 500 ft telah berhasil dengan metode ini. Selain itu memiliki fleksibilitas dalam hal tata letak jembatan adalah bahwa selama bertahun-tahun metode tersebut telah dikembangkan yang memungkinkan pembangunan superstructure di berbagai medan.

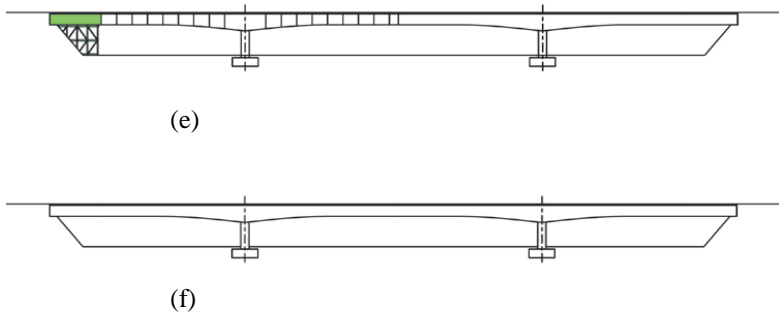
### 2.6.1 Pelaksanaan Pemasangan Box Girder

Pelaksanaan pemasangan box girder menggunakan *Form Traveler* seperti pada gambar 2.3. Dalam gambar 2.3(a) Konstruksi pembangunan jembatan dimulai pembangunan bangunan bawah dan pier sebagai tumpuan. Hal ini diikuti dengan



pemasangan segmen box pada pier lainnya dan dengan umur yang cukup akan diberikan tegangan pada beton melalui tendon prategang seperti terlihat pada gambar 2.3(b). Meskipun mungkin, jarang terjadi bahwa dua segmen, satu di setiap sisi pier, yang didirikan secara bersamaan. Biasanya hanya ada *Form Traveler* tersedia yang pertama akan menempatkan segmen di satu sisi dan kemudian segmen di sisi lain. karena ini biasanya ada ketidakseimbangan sementara. Tidak keseimbangan ini membutuhkan pengankuran yang cukup pada tumpuan (Pier), yang ditempatkan pada segment box untuk menyeimbangkan kantilever. Seperti terlihat pada gambar 2.3 (b,c,d) akan dilakukan hal yang sama hingga mencapai abudment. Untuk mengurangi susut beton, pada tengah bentang (antara tumpuan ke tumpuan) akan di dongkrak dengan gaya tertentu, kemudian di cor.

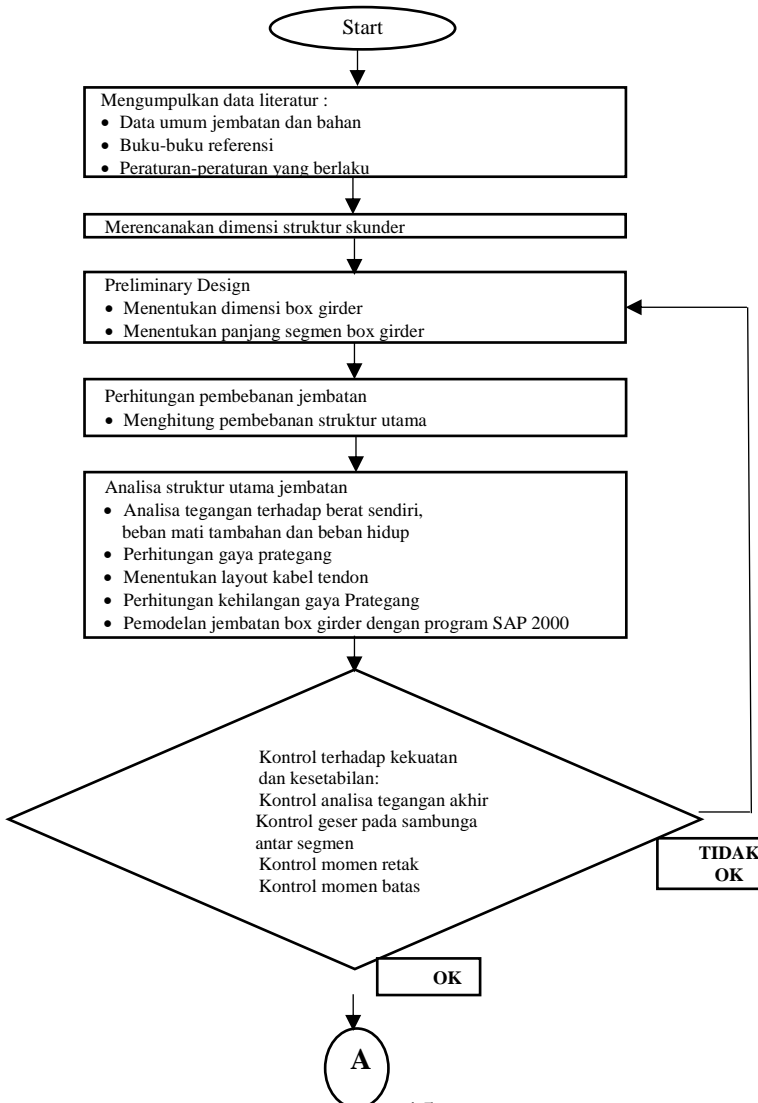


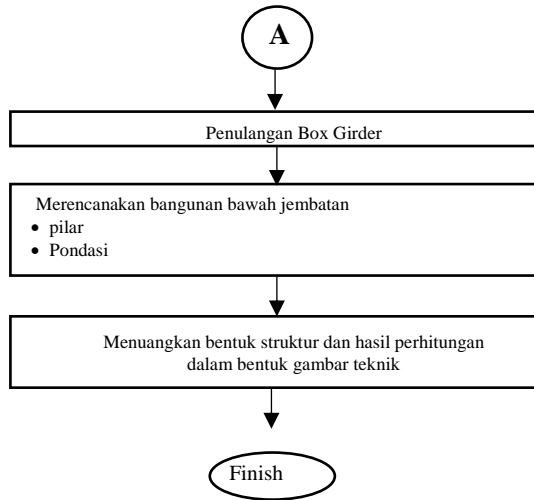


Gambar 2. 3 Tahapan Konstruksi untuk Konstruksi Kantilever Seimbang Cast-In-Place (Corven dan Moreton, 2013)

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# BAB III METODOLOGI





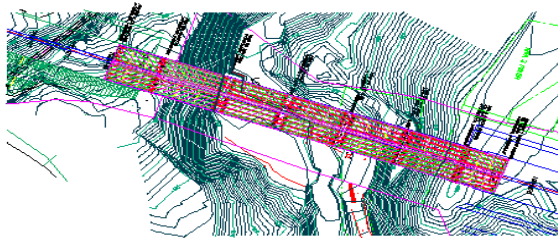
Gambar 3. 1 Diagram Alir Tugas Akhir

### 3.1 Pengumpulan Data dan Literatur

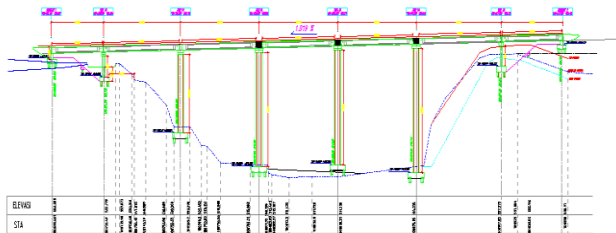
Data data yang diperoleh adalah jembatan Cisomang kota Purwakarta dengan bentang menerus. Dalam pengerjaan tugas akhir jembatan akan dimodifikasi menggunakan penampang box girder.

Adapun data data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut :

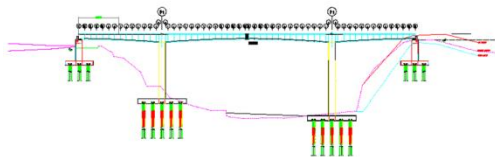
1. Panjang jembatan : 198 m terdiri dari 3 bentang
2. Lebar jembatan : 13 m
3. Lantai Kendaraan : 4 lajur 1 arah
4. Gelagar utama : Box girder



Gambar 3. 2 Denah *Existing*



Gambar 3. 3 Elevasi *Existing*



Gambar 3. 4 Modifikasi Jembatan Cisomang

### 3.2 Preliminary Design

- a. Taksiran tinggi box gider

Berdasarkan (AASHTO, 2012) Rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang meneus dapat digunakan:

$$h = 0,04 L$$

- b. Ketebalan minimum web box girder
- 300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan post tensioning tendon di badan box.
  - 350 mm jika terdapat angker tendon yang ditempatkan di badan box.
- c. Ketebalan minimum Top Flange Box Girder
- Untuk lebar antar badan box  $< 3$  m,  $t_f = 175$  mm
  - Untuk lebar antar badan box antara 3 - 4,5 m,  $t_f = 200$  mm
  - Untuk lebar antar badan box antara 4,5 - 7,5,  $t_f = 250$  mm

### 3.3 Perhitungan Gaya Prategang

- a. Tegangan ijin beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang :

Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang (Pasal 4.4.1.2) Pada Saat Transfer

Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer ( $f_{ci}'$ ), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$f_{ci}' = 0,65 \cdot f_c'$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,6 f_{ci}'$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui

$$\bar{\sigma}_{tarik} = 0,25 \sqrt{f_{ci}'}$$

b. Tegangan ijin beton sesaat setelah kehilangan gaya prategang

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,45 f_c'$$

c. Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2500 kg/m<sup>3</sup>, E<sub>c</sub> boleh diambil sebesar  $4700\sqrt{f_c'}$

d. Tegangan Prategang

$$\sigma = -\frac{F_0}{A} \pm \frac{F_0 \cdot e \cdot c}{I} \pm \frac{M_{g.c}}{I}$$

### 3.4 Kehilangan Gaya Prategang

Dalam perencanaan beton prategang, analisis gaya gaya efektif kehilangan prategang dari tendon harus diperhitungkan. Kehilangan prategang akan terjadi dalam dua tahap dan keduanya akan sangat mempengaruhi hasil akhir gaya gaya efektif tendon yang akan terjadi (Ned & Burn, 1993)

#### 3.4.1 Tahap Pertama

Pada saat setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku elemen struktur. Pada tahap ini kehilangan gaya prategang meliputi :

**a. Perpendekan elastis beton (ES)**

Pada saat gaya pratekan dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja akan ikut memendek bersamanya yang menyebabkan kehilangan prategang pada baja pula. Untuk memperhitungkan gaya prategang adalah dengan persamaan berikut :



$$ES = K_{Es} E_s \frac{F_{cir}}{E_{ci}}$$

Dengan nilai  $F_{cir}$  sebagai berikut :

$$F_{cir} = \frac{F_0}{A} \pm \frac{F_0 \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Dimana :

$F_{cir}$  = Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton

$M_g$  = Momen akibat beban yang ditinjau

$K_{es}$  = 1 untuk komponen struktur pratarik

$K_{es}$  = 0,5 untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama

$E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang

$E_{ci}$  = Modulus elastisitas beton pada saat pengangkutan

### **b. Gesekan Friksi**

Selama terjadi pengalihan gaya pratekan pada sistem pasca tarik, kabel yang ditarik sedikit demi sedikit akan mengalami kehilangan tegangannya pada saat tendon melengkung. Kehilangan akibat gesekan friksi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

Dimana :

$K$  = Koefisien wobble (tabel 3.1)

$L$  = Panjang Bersih Balok (m)

$F_{1,2}$  = Fokus tendon (c.g.s)

$\mu$  = Koefisien kelengkungan (tabel 3.1)

$\alpha$  = Sudut pusat tendon (L/R)

Tabel 3. 1 Nilai Koefisien Kelengkungan

Tipe Tendon	K tiap Meter	$\mu$
Tendon pada selubung logam fleksibel :		
-Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
-Strand dengan untaian 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
-Baja Mutu Tinggi	0,0003-0,0020	0,08-0,3
Tendon pada selubung logam kaku		
-Strand dengan untaian 7 kawat	0,0007	0,15-0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
-Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,001-0,0066	0,05-0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		
-Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0033-0,0066	0,05-0,15

### c. Slip Angkur

Pada sistem pasca tarik, saat tendon tendon ditarik sampai nilai penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Peralatan angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Besarnya gelincir tergantung dari jenis baji dan tegangan pada kawat, nilai rata rata sekitar 2,5 mm. Persamaan yang digunakan untuk menghitung prategang akibat slip angkur adalah sebagai berikut.

$$ANC = \Delta_{fs} = \frac{\Delta_a E_s}{L}$$

Dimana :

$\Delta_a$  = Deformasi pengangukuran (mm)

$E_s$  = 195.000 MPa

L = panjang total kabel (mm)

### 3.4.2 Tahap Kedua

Pada saat beban bekerja setelah semua gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang tercapai. Akibat waktu yang lama akan terjadi kehilangan prategang sebagai berikut :

#### b. Rangkak Beton

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dihitung menggunakan persamaan :

$$CR = K_{es} \cdot \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana

$K_{cr}$  = 1,6 untuk komponen struktur pasca tarik

$F_{cds}$  = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang

$E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

### c. Susut

Besarnya kehilangan akibat susut yang terjadi pada beton prategang dapat menggunakan persamaan berikut :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left( 1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Dimana :

$K_{SH}$  = Koefisien faktor susut (tabel 3.2)

$RH$  = Kelembaban relatif

$V/S$  = Perbandingan volume terhadap permukaan

Tabel 3. 2 Nilai Ksh Untuk Komponen Pasca Tarik

waktu setelah perawatan s/d penerapan prategang (hari)	1	2	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92		0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

### d. Relaksasi Baja

Percobaan pada baja pratekan dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu tertentu. Memperlihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara perlahan. Kehilangan gaya prategang ini dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$RE = \left[ K_{RE} - J (SH + CR + ES) \right] C$$

Dimana  $K_{RE}$ ,  $J$ , dan  $C$  berdasarkan pada tabel 3.3 dan 3.4

Tabel 3. 3 Nilai Nilai KRE

Tipe Tendon	Kre	J
Strand atau kawat stress relieved derajat 1860 Mpa	138	0,15
Strand atau kawat stress relieved derajat 1720 Mpa	128	0,14
Kawat stress relieved derajat 1655 Mpa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand Relaksasi rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat Relaksasi rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat Relaksasi rendah derajat 1655 Mpa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang stress relieved derajat 1000 Mpa atau 1100 MPa	41	0,05

Tabel 3. 4 Nilai C

Fpi/fpu	Strang atau kawat stress relieved	Batang stress relieved atau Strang atau Kawat relaksasi rendah
0,8	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,70	1	0,75
0,69	0,94	0,7
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

### 3.5 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyak tulangan yang digunakan. Pada peraturan teknik jembatan aksi-aksi (beban) digolongkan berdasarkan sumbernya yaitu:

#### 3.5.1 Beban Mati

Beban mati struktur jembatan adalah berat sendiri dari masing-masing bagian struktural jembatan dan berat mati tambahan yang berupa berat perkerasan. Masing-masing berat bagian tersebut harus dianggap sebagai aksi yang saling terkait.

#### 3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup pada jembatan meliputi :

##### 1. Beban Lalu - Lintas

Beban lalu – lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur "D" dan beban truk "T" :

##### a. Beban Lajur "D"

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis seperti pada gambar 3.1. Beban tersebar merata (UDL =  $q$ ). Besarnya beban tersebar merata  $q$  menurut RSNI T-02 (2005) rumus 2.1a dan 2.1b adalah :

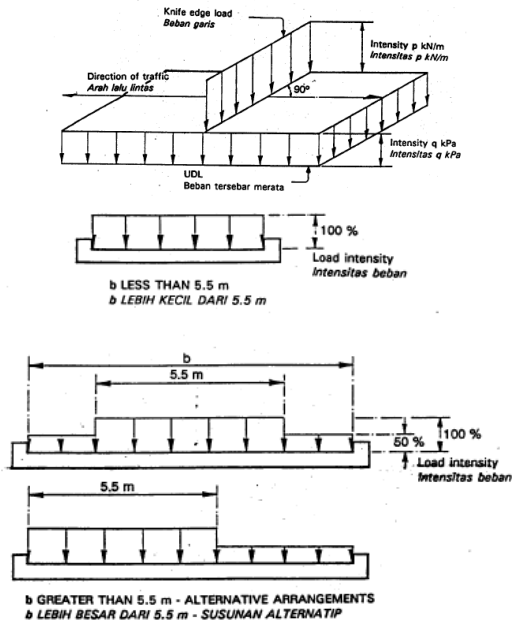
$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (untuk } L < 30 \text{ m), digunakan dalam desain}$$

$$q = 9,0 ( 0,5 + 15/L ) \text{ kN/m}^2 \text{ (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

dimana,

$L$  = bentang girder menerus.

Beban garis (KEL). Besarnya beban garis "P" ditetapkan sebesar 49 kN/m.

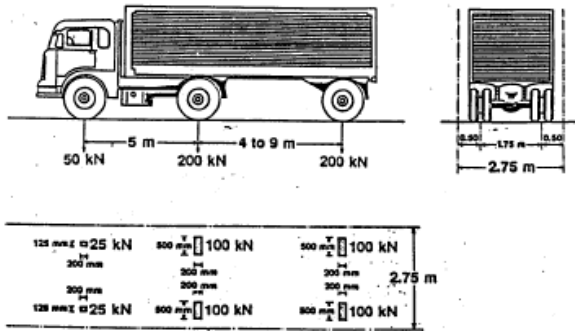


Gambar 3. 5 Kedudukan beban lajur "D"

### b. Beban Truk "T"

Beban truk "T" adalah berat satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu-lintas seperti terlihat pada gambar 3.2. Besar beban T = 112,5 kN.





Gambar 3. 6 Pembebanan truk "T"

**c. Faktor Pembesaran Dinamis**

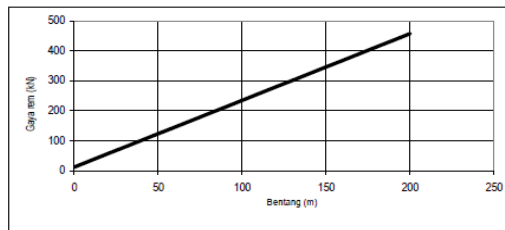
Faktor pembesaran dinamis (DLA) berlaku pada "KEL" lajur "D" dan truk "T" sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Untuk Truk "T" nilai DLA adalah 0,3 sedangkan untuk "KEL" lajur "D" nilai dapat dilihat pada tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Faktor Beban Dinamik Untuk "KEL" Lajur "D"

Bentang Ekuivalen $L_e$ (m)	DLA (untuk kedua keadaan batas)
$L_e \leq 50$	0.4
$50 < L_e < 90$	$0.525 - 0.0025 L_e$
$L_e \geq 90$	0.3

**d. Gaya Rem**

Pengaruh pengereman kendaraan diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang.

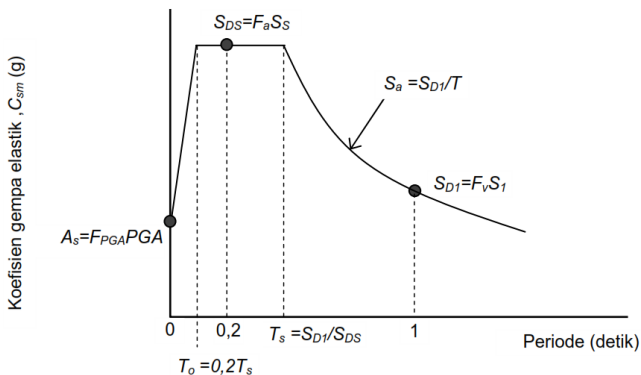


Gambar 9 Gaya rem per lajur 2,75 m (KBU)

Tabel 3. 6 Besar Gaya Rem

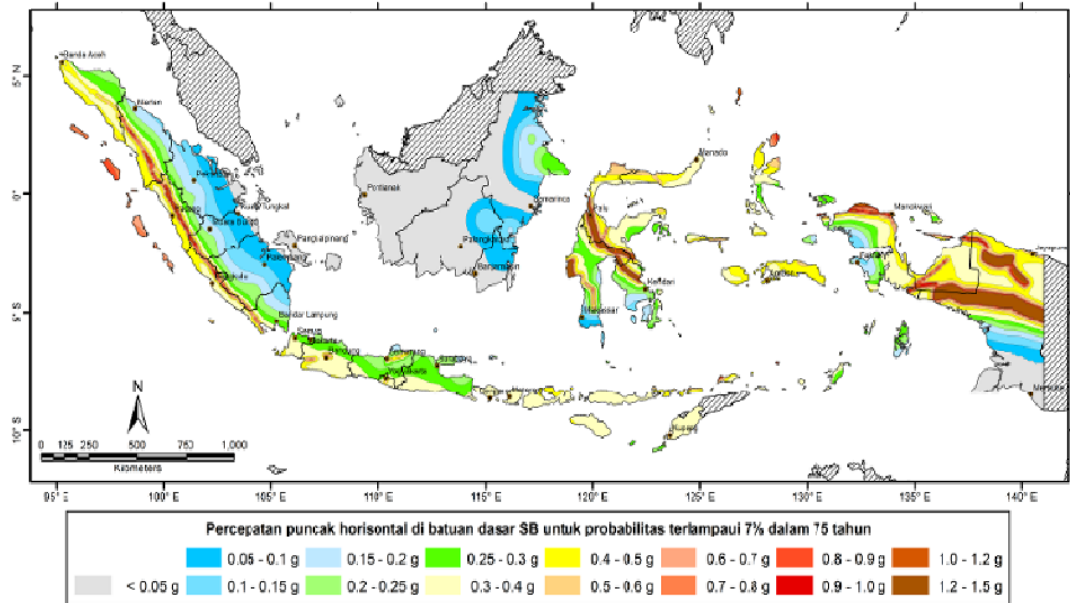
### 3.5.3 Beban Gempa

Pada perencanaan jembatan ini, beban gempa menggunakan fungsi *respon spectrum* yang di input pada program SAP 2000. Metode gempa ini menggunakan metode gempa dinamis. Untuk menginput fungsi respon spectrum gempa pada SAP 2000 diperlukan grafik respon spektrum. Menurut **RSNI 2833-2013 Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa 2013**, grafik respon spektrum dapat dihitung sebagai berikut :

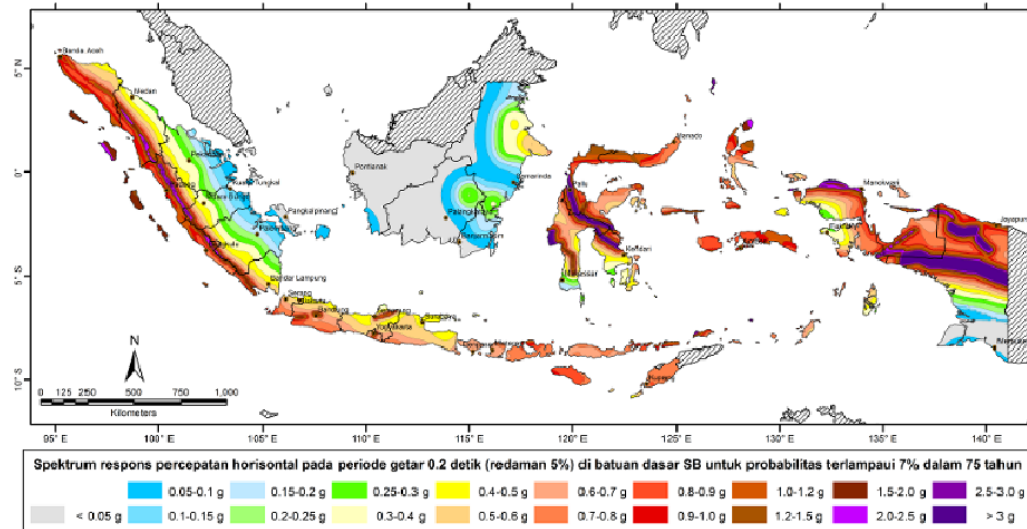


Gambar 3. 7 Grafik Respon Spektrum Gempa

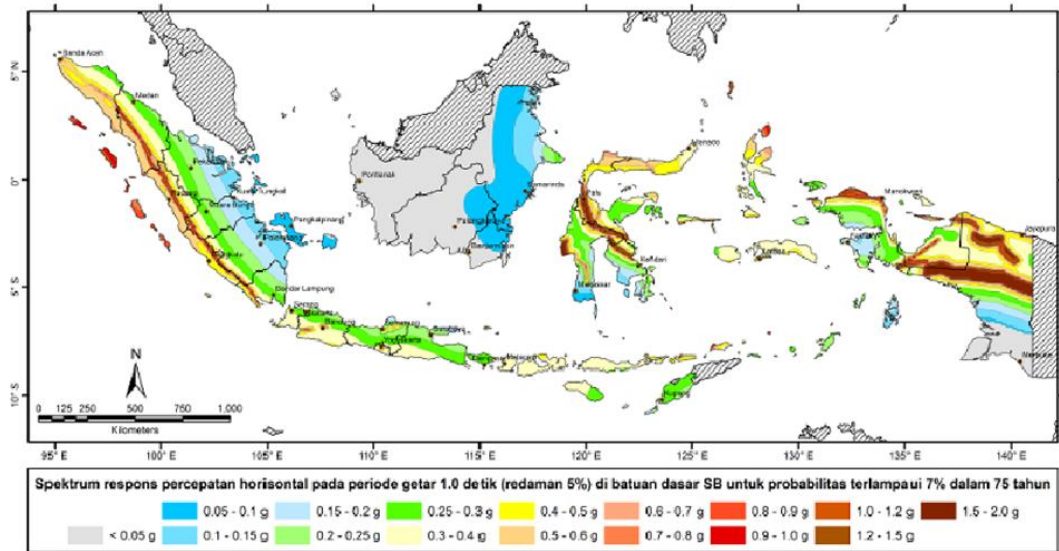
Semua variabel yang dicantumkan harus sesuai peta gempa yang di cantumkan pada gambar 3.4 – 3.6. Gambar tersebut menjelaskan nilai koefisien elastik gempa berdasarkan wilayah gempa dan batuan dasar serta batuan dasar pada wilayah tersebut.



Gambar 3. 8 Percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 3. 9 Peta Respons Spektra percepatan 0,2 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 3. 10 Peta Respons Spektra percepatan 1 detik probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Untuk mencari koefisien respons gempa elastic mempunyai 3 variable yang harus diperhatikan, yaitu :

• Untuk  $T < T_0$

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

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

Dimana:

$C_{sm}$  = Koefisien gempa elastic

$S_{DS}$  = Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek (  $T=0.2$  detik )

$F_{PGA}$  = Faktor Amplikasi periode pendek

$PGA$  = Percepatan puncak batuan dasar

•  $T_0 < T < T_s$

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Dimana :

$C_{SM}$  = Koefisien gempa elastic

$S_{DS}$  = Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek ( $T = 0,2$  detik)

• Untuk  $T > T_s$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dimana :

$C_{sm}$  = Koefisien gempa elastic

$S_{D1}$  = Nilai spectra permukaan tanah pada periode 1 detik

### 3.5.4 Beban Angin

Gaya angin nominal ultimate pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 C_w (V_w)^2 A_b$$

Dengan :

$V_w$  = kecepatan angin rencana (m/dt)

$C_w$  = koefisien seret ( lihat tabel 2.5)

$A_b$  = luas ekivalen bagian samping jembatan ( $m^2$ )

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan dalam tabel 3.5.

Tabel 3. 7 Koefisien Seret  $C_w$

Bridge Type	Tipe Jembatan	$C_w$
Solid superstructure (1), (2)	Bangunan atas masif:	2.1 (3)
		1.5 (3)
		1.25 (3)
Truss superstructure	Bangunan atas rangka	1.2

Tabel 3. 8 Kecepatan Angin Rencana

Limit State Keadaan Batas	Location Lokasi	
	Within 5 km of the coast Sampai 5 km dari pantai	> 5 km from the coast > 5 km dari pantai
Serviceability Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Catatan :

- 1)  $B$  = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran  
 $d$  = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif.
- 2) Untuk harga antara dari  $B/d$  bisa diinterpolasi linier.



### 3.5.5 Beban Temperatur

Tabel 3. 9 Temperatur Jembatan

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

### 3.6 Analisa Struktur Utama

Dalam tugas akhir ini, akan dirancang jembatan box girder yang sebelumnya (*existing*) menggunakan girder I.

#### 3.6.1 Analisa Momen Struktur Jembatan Statis Tak Tentu

Dalam perhitungan momen statis tak tentu, beban yang digunakan meliputi :

1. Beban sendiri
2. Beban mati tambahan (aspal dan air hujan)
3. Beban hidup lalu lintas
4. Beban Gempa
5. Beban Angin
6. Beban Temperatur

Untuk perhitungan momen statis tak tentu pada struktur di gunakan program bantu SAP 2000 dan digunakan beberapa cara meletakkan pembebanan memanjang jembatan (Truck, KEL, dan UDL) sehingga didapatkan pembebanan yang paling menentukan.

### **3.7 Menuangkan Hasil Perhitungan Kedalam Gambar**

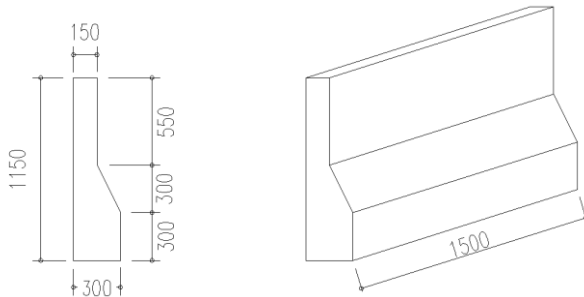
Dalam menggambar sesuai dengan perhitungan akan menggunakan program bantu Autocad.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB IV STRUKTUR SEKUNDER

### 4.1 Perencanaan pembatas jalan dari beton

Pembatas jalan direncanakan setinggi 115 cm terhitung dari permukaan box girder, lebar bawah 30 cm dan lebar atas 15 cm. Berdasarkan RSNI T-02-2005 penghalang lalu lintas harus direncanakan untuk menahan beban tumbukan rencana ultimit arah menyilang sebesar  $P = 100 \text{ kN}$  untuk  $h \leq 800 \text{ mm}$ . Penyebaran menyilang rencana harus direntangkan dengan jarak memanjang 1500 mm pada bagian atas penghalang dan disebar dengan sudut  $45^\circ$  kebawah pada lantai yang memikulnya.



Gambar 4. 1 Penampang pembatas jalan

Selain pembatas jalan menerima beban tumbukan, pembatas juga menerima beban angin sebesar :

$$H_w = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \rightarrow \text{kN}$$

Dimana :

$H_w$  = Kecepatan angin rencana

$V_w$  = Kecepatan angin rencana untuk keadaan batas yang ditinjau (m/det).

$C_w$  = Koefisien seret

$A_b$  = Luas koefisien bagian samping jembatan ( $\text{m}^2$ )

#### 4.1.1 Data Perencanaan :

1. Panjang total jembatan= 198 m
2. Mutu beton  $f_c' = 30$  Mpa
3. Mutu baja  $f_y = 240$  Mpa
4. Beban angin yang diterima oleh pembatas jalan :

Tinggi rencana box girder diperoleh oleh rasio tinggi terhadap bentang yang disebutkan pada pembahasan sebelumnya, diperoleh tinggi box girder diarea tumpuan sebesar  $H_{\text{tafsiran}} = 5$  m.

$$\frac{b}{d} = \frac{12500}{6150} = 2,03$$

Dimana :

$$\begin{aligned} d &= \text{tinggi box girder} + \text{tinggi pembatas} \\ &= 5 \text{ m} + 1,15 \text{ m} \\ &= 6,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan :

$b$  = Lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi terluar box girder

$d$  = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi pembatas jalan.

Dari nilai  $b/d$  diperoleh nilai  $C_w$  dengan cara menginterpolasi yang terdapat pada tabel 27 RSNI T-02-2005. Dengan nilai  $b/d$  sebesar 2,03 diperoleh :

Nilai koefisien  $C_w = 1,49$

Nilai  $V_w = 30$  m/s karena letak jembatan jauh dari pantai.

Nilai  $A_s = \text{tinggi pembatas jalan} \times \text{lebar terbebani}$

$$\begin{aligned} &= 1,15 \times 1,5 \\ &= 1,725 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga,  $H_w$  diperoleh sebesar :

Nilai  $H_w = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b$

$$= 0,0006 \times 1,48 \times 30^2 \times 1,725$$

$$= 1,38 \text{ kN}$$

Jadi momen ultimate yang dipikul oleh pembatas jalan sebesar :

$$\begin{aligned} M_u &= (\text{beban tumbukan} - \text{beban angin Tew}) \times \text{tinggi pembatas} \\ &\quad \text{jalan} \\ &= ((\cos 45^\circ \times 100) - 1,38 \text{ kN}) \times 1,15 \text{ m} \\ &= 79,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{79,73}{0,8} \\ &= 99,66 \text{ kNm} \\ &= 99,73 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

#### 4.1.2 Penulangan

Dimensi pembatas jalan : 1,5 m x 0,3 m.

Beton decking : 40 mm.

Direncanakan menggunakan tulangan utama D13.

Direncanakan menggunakan tulangan sengkang Ø10.

$$M_n = 99,73 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d &= 300 - 40 - (0,5 \times \text{tulangan utama}) \\ &= 300 - 40 - (0,5 \times 13) \\ &= 253,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{99,22 \times 10^6}{1500 \times 253,5^2} \\ &= 1,04 \text{ N/mm}^2 = 1,04 \text{ MPa} \\ m &= \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \left( \frac{600}{600 + 300} \right) \\ &= 0,06 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,06 = 0,045$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 1,04}{240}} \right) \\ &= 0,0044 \end{aligned}$$

**Syarat :  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$**

Dipakai  $\rho_{\min} = 0,0058$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0058 \times 1500 \times 253,5 \\ &= 2205,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan utama **18D13**

$$\begin{aligned} \text{Tulangan sengkang} &= 20\% \times A_s \text{ tulangan utama} \\ &= 20\% \times 2218,125 \\ &= 443,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan sengkang **Ø10 – 200**

## 4.2 Kontrol terhadap geser ponds

Berdasarkan peraturan SNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan

$$V_n = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{\frac{f'c}{6}} \times U \times d$$

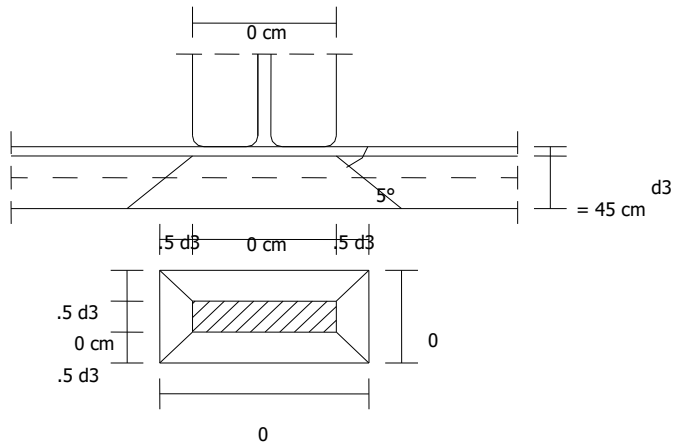
Dimana :

U = keliling kritis

d = tinggi efektif diambil dari rata-rata di sekeliling garis keliling geser kritis

$\beta$  = perbandingan antara dimensi terpanjang dari luas efektif yang dibebani "y" dengan dimensi "x" (y/x)

Muatan "T" = 112,5 kN dengan luas bidang kontak roda 500 mm x 200 mm



Gambar 4. 2 Gambar Pembebanan Geser Ponds

Keliling kritis :

$$\begin{aligned} U &= 2 \times (b_0 + d_0) \\ &= 2 \times (90 + 60) \\ &= 300 \text{ cm} = 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\beta = \frac{50}{20} = 2,5$$

Gaya geser ultimate

$$\begin{aligned} V_u &= KU^{TT} \times 112500 \times (1 + FDB) \\ &= 1,8 \times 112500 \times (1 + 0,3) \\ &= 263250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{nc} &= \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{\frac{f'c}{6}} \times U \times d \\ &= \left(1 + \frac{2}{2,5}\right) \sqrt{\frac{60}{6}} \times 3000 \times 450 \\ &= 7684334,714 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \sqrt{\frac{f'c}{3}} \times U \times d \\ &= \sqrt{\frac{60}{3}} \times 3000 \times 450 \\ &= 6037383,539 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat penampang pada geser harus memenuhi :

$$\begin{array}{rcl} V_u & & \leq \phi V_{nc} \\ 263250 \text{ N} & \leq & 0,6 \times 7684334,714 \text{ N} \\ 263250 \text{ N} & \leq & 4610600,828 \dots \text{ (OK!!)} \\ V_c & & > \phi V_{nc} \\ 6037383,539 \text{ N} & > & 4610600,828 \dots \text{ (OK!!)} \end{array}$$

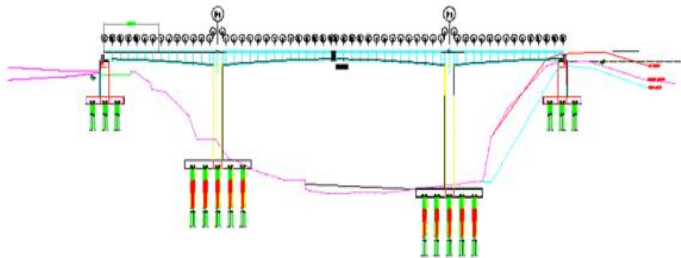
## **BAB V**

### **STRUKTUR PRIMER**

#### **5.1 Data Perencanaan**

Dalam Tugas Akhir ini akan direncanakan Jembatan Cisomang, Purwakarta, dengan konstruksi box girder pratekan struktur statis tak tentu seperti terlihat pada gambar 4.1. Jembatan Cisomang ini menghubungkan Bandung - Jakarta yang memiliki bentang total 252 m. Pada pembahasan sebelumnya telah disebutkan bahwa jembatan Cisomang ini dimodifikasi menggunakan box girder.

Sebagai hasil akhir dari Tugas Akhir ini nantinya dimensi penampang struktur jembatan akan dituangkan ke dalam bentuk gambar teknik.



Gambar 5. 1 Potongan memanjang Jembatan Cisomang

Nama jembatan	: Jembatan Cisomang
Lokasi jembatan	: Jalan Tol Cipularang Bandung-Jakarta.
Tipe jembatan	: <i>Prestressed Box Girder</i>
Panjang	: 198 m, terdiri dari 3 bentang dengan panjang bentang utama 100m dan dan bentang samping 49 m
Metode pelaksanaan	: Dengan metode <i>Balance Cantilever Using Traveler</i>
Lebar total jembatan	: 13 m.
Lebar lantai kendaraan	: 11 m.
Jumlah lajur	: 4 lajur, 1 arah (UD)
Lebar tiap lajur	: 2,75 m.

Data-data bahan untuk perencanaan

Beton

1. Kuat tekan beton prategang ( $f_c'$ ) = 50 Mpa
2. Kuat tekan beton untuk struktur pilar ( $f_c'$ ) = 40 MPa
3. Kuat tekan beton untuk struktur borepile ( $f_c'$ ) = 30 MPa

Baja

Untuk tulangan beton

( $f_y$ ) = 400 Mpa ( $D \geq 13$  mm)

( $f_y$ ) = 240 Mpa ( $\emptyset < 13$  mm)

Untuk kabel prategang

Dalam perencanaan ini akan digunakan jenis kabel tendon VSL.

## 5.2 Tegangan Ijin Bahan

### 1. Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang (Pasal 4.4.1.2) Pada Saat Transfer

Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer ( $f_{ci}'$ ), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$f_{ci}' = 83\% f_c'$$

$$f_{ci}' = 83\% \cdot 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ci}' = 41,5 \text{ MPa}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\sigma_{tekan} = 0,6 f_{ci}'$$

$$\sigma_{tekan} = 0,6 \cdot 41,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tekan} = 24,9 \text{ MPa}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui

$$\sigma_{tarik} = 0,25 \sqrt{f_{ci}'}$$

$$\sigma_{tarik} = 0,25 \sqrt{41,5}$$

$$\sigma_{tarik} = 1,61 \text{ MPa}$$

### 2. Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang Pada Saat Layan

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\sigma_{tekan} = 0,45 f_c'$$

$$\sigma_{tekan} = 0,45 \cdot 50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tekan} = 22,5 \text{ MPa}$$

### 3. Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar  $2500 \text{ kg/m}^3$ ,  $E_c$  boleh diambil sebesar  $4700\sqrt{f_{c'}}$

$$E_c = 4700\sqrt{f_{c'}}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{50}$$

$$E_c = 33234,019 \text{ MPa}$$

## 5.3 Preliminari Design

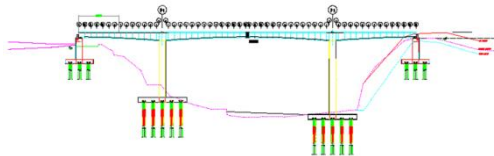
### 5.3.1 Tinggi Box Girder

Langkah awal dalam menentukan dimensi box girder adalah dengan menentukan tinggi rencana ( $h_{rencana}$ ) penampang box girder.  $h_{rencana}$  diperoleh dari rasio tinggi (h) terhadap bentang (L) yang telah disebutkan pada pembahasan sebelumnya yaitu  $1/25 L$  (Chen dan Duan, 2000).

Pada perencanaan jembatan menerus ini penampang box girder dibuat sama untuk mempermudah dalam pelaksanaannya. Mengingat metode pelaksanaannya adalah metode *Balance cantilever* sehingga memerlukan keseimbangan pada setiap pemasangan box girder. Untuk yang pertama yaitu menentukan acuan awal tinggi penampang pada area tumpuan dan area lapangan jembatan.

$$h_{\text{tumpuan}} = 0.04 L = 0.04 \times 100 = 5 \text{ m}$$

$$h_{\text{tengah bentang}} = 2,95 \text{ m}$$



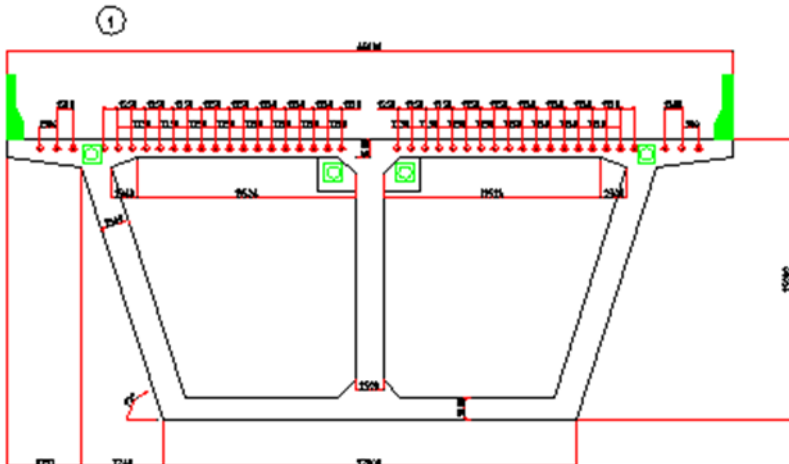
Gambar 5. 2 Tinggi Rencana Bervariasi Jembatan Cisomang

### 5.3.2 Properti Girder

Di rencanakan seperti pada gambar 4.3

- Ketebalan deck atas minimal 9 in (228,6 mm) digunakan 300 mm
- Ketebalan deck bawah digunakan 400 mm
- Ketebalan badan minimal 12 in (304,8 mm) digunakan 500 mm
- Panjang sayap kantiliver didesain 1,35 m

(Sumber: *Pos-Tensioned Box Girder Design Manual*)



Gambar 5. 3 Desain Rencana Potongan Melintang Box Girder

Selanjutnya perhitungan inersia penampang ditentukan berdasarkan :

1. Menghitung luas penampang box girder
2. Menghitung garis netral penampang box girder

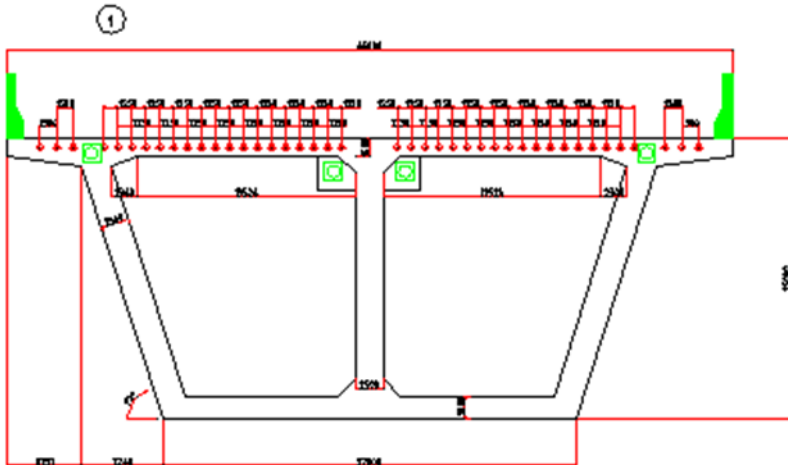
Untuk mendapatkan garis netral penampang, rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$y = \frac{\sum(A_i y_i)}{\sum A_i}$$

Dimana :

$A_i$  = Juas tiap bagian penampang box (mm<sup>2</sup>)

$Y_i$  = Jarak garis berat tiap bagian penampang terhadap serat bawah penampang (mm)



Gambar 5. 4 Potongan Melintang Box Girder As 1

Meghitung inersia  $I_o$  penampang box

Untuk penampang persegi :

$$I_o = \frac{1}{12}bh^3$$

Untuk penampang segitiga :

$$I_o = \frac{1}{36}bh^3$$

Menghitung jarak garis berat masing-masing bagian penampang ke garis netral penampang ( $d_i$ ).

Menghitung inersia penampang :

$$I = \sum \left( I_o + (A_i \cdot d_i)^2 \right)$$

Dimana :

$I_o$  = Inersia ( $m^4$ )

$A_i$  = Luas tiap bagian penampang ( m )

$d_i$  = Jarak dari garis berat tiap bagian ke garis netral ( m )

Perhitungan letak garis berat (c.g.c) box girder :

Dalam perhitungannya penampang box girder dibagi dalam beberapa pias. Contoh perhitungan penampang box girder pada tengah bentang dengan tinggi  $H = 5$  m (As 1) seperti pada gambar 4.4 akan disajikan dengan tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Perhitungan c.g.c Penampang Pada As 1 (1)

Dimensi		Shape Factor	$\Sigma$	Luas Tampang A ( $m^2$ )	Jarak terhadap alas (y) m	Statis Momen (A.y) $m^3$	Inersia Momen (A.y <sup>2</sup> ) $m^4$	Inersia Momen (Io) $m^4$
Lebar (m)	Tinggi (m)							
13	0.3	1	1	3.9	4.85	18.915	91.73775	0.02925
0.5	4.3	1	1	2.15	2.55	5.4825	13.980375	3.312791
1.35	0.2	0.5	2	0.27	4.633	1.251	5.7963	0.0003
0.525	0.2	1	2	0.21	4.60	0.966	4.4436	0.00035
0.435	0.2	0.5	2	0.087	4.633	0.4031	1.86769667	9.67E-05

Tabel 5. 2 Perhitungan c.g.c Penampang Pada As 1 (1)

Dimensi		Shape Factor	$\Sigma$	Luas Tampang A ( $m^2$ )	Jarak terhadap alas (y) m	Statis Momen (A.y) $m^3$	Inersia Momen (A.y <sup>2</sup> ) $m^4$	Inersia Momen (Io) $m^4$
Lebar (m)	Tinggi (m)							
0.525	1.629	0.5	2	0.855225	3.96	3.38412	13.3909839	0.063040
0.525	1.629	0.5	2	0.855225	3.414	2.919738	9.96798604	0.063040
0.525	1.629	0.5	2	0.855225	2.328	1.990963	4.63496373	0.063040



0.525	1.629	0.5	2	0.855225	1.785	1.526576	2.72493928	0.063040
0.525	1.243	0.5	2	0.652575	0.828	0.540767	0.44811571	0.028007
0.272	0.843	0.5	2	0.229296	0.681	0.156150	0.10633854	0.004526
0.124	1.243	1	2	0.308264	0.6215	0.191586	0.11907075	0.019845
7.147	0.4	1	1	2.8588	0.2	0.57176	0.114352	0.038117
Total				14.086835		38.29926	149.332472	3.685446

H box = 5 M

$$\begin{aligned}
 \text{Letak titik berat: } Y_b &= \frac{\sum Axy}{\sum A} \\
 &= \frac{38,29926}{14,086835} \\
 &= 2,719 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_a &= H - Y_b \\
 &= 5 - 2,719 \\
 &= 2,2812 \text{ m}
 \end{aligned}$$

•Inersia terhadap alas balok :

$$\begin{aligned}
 I_b &= \sum Axy^2 + \sum I_0 \\
 &= 149,332 + 3,6854 \\
 &= 153,0179 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

•Inersia terhadap titik berat balok :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_b - A \cdot y_b^2 \\
 &= 153,0179 - 14,0868 \times 2,719^2 \\
 &= 48,8899 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

•Tahanan momen sisi atas:

$$\begin{aligned}
 W_a &= \frac{I_x}{y_a} \\
 &= \frac{48,8899}{2,2812} \\
 &= 21,431655 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

•Tahanan momen sisi bawah :

$$\begin{aligned}
 W_b &= \frac{I_x}{y_b} \\
 &= \frac{48,8899}{2,719} \\
 &= 17,982178 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

•Kern sisi atas:

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{W_b}{\sum A} \\
 &= \frac{17,982178}{14,0868} \\
 &= 1,27652367 \text{ m}
 \end{aligned}$$

•Kern sisi bawah :

$$\begin{aligned}
 K_b &= \frac{W_a}{\sum A} \\
 &= \frac{21,431655}{14,0868} \\
 &= 1,521396 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dimana :

I = momen inersia

Bentuk segitiga=  $1/36 \times b \times h^3$

Bentuk persegi=  $1/12 \times b \times h^3$

$$r^2 = \frac{I_x}{A} = \frac{48,889922}{14,0868} = 3,470618$$

Tabel 5. 3 Rekap perhitungan penampang setiap segmen

As	H	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	W <sub>a</sub>	W <sub>b</sub>	K <sub>a</sub>	K <sub>b</sub>
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)
13	2.95	11.29	1.58	1.37	14.20	10.34	9.01	0.80	0.92
12	2.95	11.29	1.58	1.37	14.20	10.34	9.01	0.80	0.92
11	3.00	11.36	1.60	1.40	14.79	10.59	9.23	0.81	0.93
10	3.06	11.43	1.64	1.42	15.46	10.88	9.43	0.83	0.95
9	3.14	11.61	1.68	1.46	16.48	11.27	9.82	0.85	0.97
8	3.25	11.67	1.74	1.51	17.81	11.83	10.21	0.87	1.01
7	3.38	11.84	1.82	1.56	19.51	12.49	10.74	0.91	1.05
6	3.53	12.03	1.90	1.63	21.58	13.26	11.35	0.94	1.10
5	3.71	12.27	2.00	1.71	24.21	14.19	12.09	0.99	1.16
4	3.91	12.55	2.12	1.79	27.51	15.36	12.98	1.03	1.22
3	4.13	12.65	2.27	1.86	30.56	16.43	13.46	1.06	1.30
2	4.38	12.93	2.42	1.96	34.83	17.76	14.40	1.11	1.37
1	4.65	13.30	2.57	2.08	40.16	19.29	15.63	1.18	1.45
0	5.00	14.09	2.72	2.28	48.89	21.43	17.98	1.28	1.52
CL	5.00	40.05	2.70	2.30	60.86	26.41	22.58	0.56	0.66

## 5.4 Analisa Pembebanan

Berdasarkan sumbernya, aksi-aksi (beban, perpindahan, dan pengaruh lainnya) dikelompokkan menjadi beberapa kelompok yaitu sebagai berikut :

1. Aksi tetap yang terdiri dari :
  - Beban sendiri
  - Beban mati tambahan
  - Beban Traveler
  
2. Beban hidup lalu lintas, terdiri dari :
  - Beban lajur "D" : UDL dan KEL
  - Beban truk "T"

### 3. Beban Angin

#### 5.4.1 Analisa Beban Mati

Beban mati jembatan terdiri dari beban akibat berat sendiri dan beban mati tambahan. Pada perhitungan tugas akhir ini, untuk beban mati dibedakan menjadi dua bagian yaitu berat sendiri profil box girder dan berat beban mati tambahan yang berada di atas box girder pada saat finishing (aspal, air hujan, dan separator)

##### 1. Analisa berat sendiri

Berat sendiri ( $q$ ) didapatkan dari luas penampang melintang rata rata box girder dikali berat jenis beton.

Perhitungan beban akibat berat sendiri segmen A0

$$\text{Luas Penampang (A0)} = 40,046 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} q &= A \times B_j.\text{beton} \\ &= 40,046 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1001,15 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= q \times K_{MS}^U \\ &= 1001,15 \times 1,3 \\ &= 1301,5 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan akibat berat sendiri yang selanjutnya disajikan dalam bentuk tabel 5.4.

Tabel 5. 4 Perhitungan beban akibat berat sendiri seluruh segmen

Seg	A	Q	qu	x	P Seg
	(m <sup>2</sup> )	(KN/m)	(KN/m)	m	m
A14	11.29	282.17	366.82	1.75	3.5
A13	11.29	282.17	366.82	1.75	3.5
A12	11.36	284.08	369.31	1.75	3.5
A11	11.43	285.64	371.34	1.75	3.5
A10	11.61	290.23	377.30	1.75	3.5
A9	11.67	291.83	379.38	1.75	3.5
A8	11.84	296.03	384.84	1.75	3.5
A7	12.03	300.79	391.03	1.75	3.5
A6	12.27	306.63	398.62	1.75	3.5
A5	12.55	313.79	407.93	1.75	3.5
A4	12.65	316.22	411.08	1.75	3.5
A3	12.93	323.25	420.22	1.75	3.5
A2	13.30	332.53	432.28	1.75	3.5
A1	14.09	352.17	457.82	0.75	1.5
A0	40.05	1001.15	1301.50	1.00	2

## 2. Berat Form Traveler

*Traveler formwork* berarti bekisting berjalan, bekisting yang difungsikan berulang kali pada pekerjaan segmental, difungsikan sebagai penggantung atau penopang bekisting serta penggerak bekisting untuk pengecoran segmen berikutnya, Berat traveler formwork sebesar 425 KN (Ardyansyah, 2009).

$$\begin{aligned}
 P_u &= P \times K_{MS}^U \\
 &= 425 \times 1,25 \\
 &= 531,25 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

### 5.4.2 Analisa Beban Mati Tambahan

Berat Aspal

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal lapisan} \times B_j.\text{aspal} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1,1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat Overlay

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal lapisan} \times B_j.\text{aspal} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1,1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Air hujan dengan tinggi 5 cm

$$\begin{aligned} q_u &= \text{tebal} \times B_j.\text{air} \\ &= 0,05 \times 9,8 \\ &= 0,049 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

### 5.4.3 Analisa Beban Hidup

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”, Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja pada jembatan tergantung pada lebar jalur itu sendiri, Sedangkan untuk beban truk “T” hanya satu truk yang diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

#### 1. Beban lajur “D”

Beban terbagi rata (UDL), untuk bentang 49 m

$$\begin{aligned} q &= 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{KPa} \\ q &= 7,255 \text{ KPa} \\ q &= 7,255 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban terbagi rata (UDL), untuk bentang 100 m

$$\begin{aligned} q &= 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{KPa} \\ q &= 5,85 \text{ KPa} \end{aligned}$$

$$q = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

## 2. Beban garis (KEL)

$$q = 49 \text{ KN/m}$$

$$q = 49 \text{ KN/m} \times \text{lebar lajur (2,75 m)}$$

$$q = 134,75 \text{ kN/lajur}$$

## 3. Beban Truk “T”

Beban roda truk belakang = 112,5 KN

Beban roda truk depan = 25 KN

### 5.4.4 Analisa Beban Angin

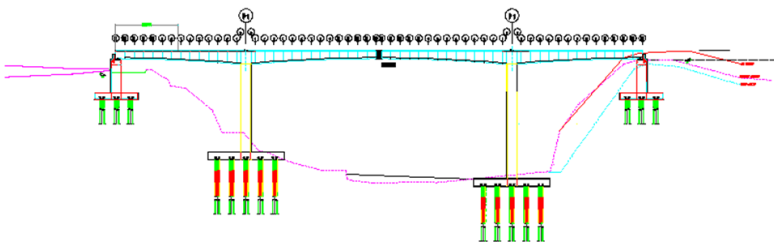
$$H_w = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$= 0,0006 \times 1,48 \times 30^2$$

$$= 0,806625 \text{ kN/m}^2$$

## 5.5 Perencanaan Tendon Kantilever

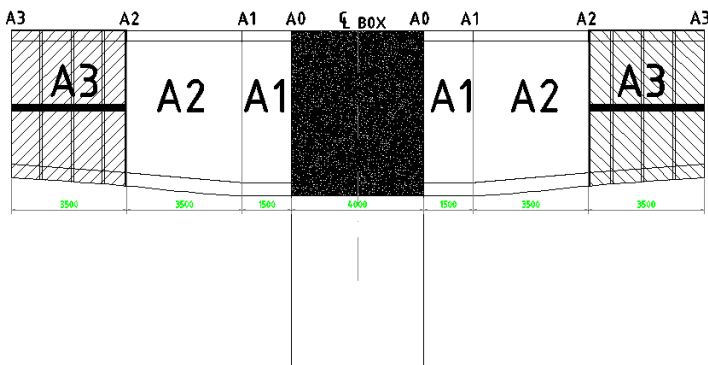
Tendon kantilever dihitung berdasarkan momen yang didapat akibat berat sendiri box girder dan akibat alat *form traveler*.



Gambar 5. 5 Kantilever simetris

Pada Sisi Kantilever beban akibat berat sendiri box girder dan form traveler antara lengan kiri dan lengan kanan seimbang, Hal ini dimaksudkan agar pada saat pelaksanaan tahap kantilever, beban vertikal akan tetap seimbang antara lengan kiri dan kanan.

Berikut merupakan perhitungan pada saat pemasangan segmen A2 seperti terlihat pada gambar 4.6 dimana akan di cek tegangan pada As CL, As 0, As 1, As 2, dan As 3.



Gambar 5. 6 Segmen A0 hingga A3

### 5.5.1 Perhitungan Gaya Dalam

Dalam perhitungan gaya dalam, pembeban dihitung dalam dua kondisi yaitu sebagai berikut

Pembebanan : B Sendiri + B Traveler

Berat dan jarak terhadap As CL

B A0	= 1301,5 KN/m x 2 m = 2602,99 KN	,L= 1 m
B A1	= 457,82 KN/m x 1,5 m = 686,73 KN	,L= 2,75 m
B A2	= 432,28 KN/m x 3,5 m = 1513 KN	,L= 5,25 m
B A3	= 420,22 KN/m x 3,5 m = 1470,77 KN	,L= 8,75 m
B Trav	= 531,25 KN	,L= 8,75 m

Momen terhadap As CL:



$$M_{ucl} = B A0.1m + B A1.2,75m + B A2.5,25m + B A3.8,75m + B Trav.8,75m$$

$$M_{ucl} = 2602,99 \cdot 1 + 686,73 \cdot 2,75 + 1513 \cdot 5,25 + 1470,77 \cdot 8,75 + 531,25 \cdot 8,75$$

$$M_{ucl} = 29954,58 \text{ KNm}$$

Momen terhadap As 0:

$$M_{ucl} = B A1.0,75 m + B A2.3,25m + B A3.6,75m + B Trav.6,75m$$

$$M_{ucl} = 686,73 \cdot 0,75 + 1513 \cdot 5,25 + 1470,77 \cdot 6,75 + 531,25 \cdot 6,75$$

$$M_{ucl} = 18947,60 \text{ KNm}$$

Momen terhadap As 1:

$$M_{ucl} = B A2. 1,75 m + B A3.5,25m + B Trav.5,25m$$

$$M_{ucl} = 1513 \cdot 1,75 + 1470,77 \cdot 5,25 + 531,25 \cdot 5,25$$

$$M_{ucl} = 13159,65 \text{ KNm}$$

Perhitungan selanjutnya akan disajikan dalam bentuk table.

### 5.5.2 Perencanaan Tendon

Direncanakan menggunakan tendon / kabel jenis strand seven wires stress relieved (7 kawat untaian), dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter = 15,2 mm
- Luas nominal ( $A_{ps}$ ) = 143,3 mm<sup>2</sup>
- Minimum breaking load = 250 KN
- Modulus elastisitas ( $E_s$ ) = 195.000 MPa

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar 0,8  $F_{pu}$

Untuk 1 strand diameter 15,2 mm

$$F_0 = 0.8x F_{pu}$$

$$F_0 = 0.8 \times 250 \text{ KN}$$

$$F_0 = 200 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 strand diameter 15,2 mm

$$f_s = F_0 / A_{ps}$$

$$f_s = 2.10^5 \text{ N} / 143,3 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1395,67 \text{ N} / \text{mm}^2$$

#### STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modulus of Elasticity
mm	mm <sup>2</sup>	kg/m	kN	kN	%		MPa
12.7	100.1	0.786	184	196.4	3.5	2.5	190-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	190-205

#### TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm				STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm	TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
S-3	2	368	39	0-3	2	500	39
	3	552	39		3	750	39
	4	736	51		4	1000	51
S-7	4	920	51	6-4	4	1000	51
	6	1100	51	6-7	5	1250	69
	7	1280	51	6	1500	69	
	8	1470	69	7	1750	69	
S-12	9	1660	69	6-12	8	2000	84
	10	1840	69	9	2250	84	
	11	2020	69	10	2500	84	
	12	2210	69	11	2750	84	
	13	2390	84	12	3000	84	
S-19	14	2580	84	6-19	13	3250	96
	15	2760	84	14	3500	96	
	16	2940	84	15	3750	96	
	17	3130	84	16	4000	96	
	18	3310	84	17	4250	96	
	19	3500	84	18	4500	96	
	20	3680	90	19	4750	96	
S-22	21	3860	90	6-22	20	5000	105
	22	4050	90	21	5250	105	
	23	4230	96	22	5500	105	
S-27	24	4420	96	6-27	23	5750	115
	25	4600	96	24	6000	115	
	26	4780	96	25	6250	115	
	27	4970	96	26	6500	115	
	28	5150	105	27	6750	115	
S-31	29	5340	105	6-31	28	7000	118
	30	5520	105	29	7250	118	
	31	5700	105	30	7500	118	
	32	5890	115	31	7750	118	
	33	6070	115	6-37	32	8000	127
S-37	34	6260	115	33	8250	127	
	35	6440	115	34	8500	127	
	36	6620	115	35	8750	127	
	37	6810	115	6-42	36	9000	135
	38	6990	118	37	9250	135	
	39	7180	118	38	9500	135	
S-42	40	7360	118	39	9750	135	
	41	7540	118	40	10000	135	
	42	7730	118	41	10250	135	
	43	7910	127	42	10500	135	
	44	8100	127	6-48	43	10750	144
	45	8280	127	44	11000	144	
S-48	46	8460	127	45	11250	144	
	47	8650	127	46	11500	144	
	48	8830	127	47	11750	144	
	49	9020	135	48	12000	144	
	50	9200	135	6-55	49	12250	154
	51	9380	135	50	12500	154	
	52	9570	135	51	12750	154	
	53	9760	135	52	13000	154	
54	9940	135	53	13250	154		
55	10120	135	54	13500	154		
				55	13750	154	

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.  
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.  
 3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal  
 4. Corrugated polyethylene PE-Plus<sup>SM</sup> duct is also available, refer page 14.  
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.

Gambar 5. 7 Gambar Lampiran *Strand and Tendon Properties*

### 5.5.3 Kehilangan Gaya Prategang Tahap Kantiliver

Contoh perhitungan kehilangan gaya prategang pada pemasangan segmen 2.

Kontrol penampang box girder pada As CL :

$$\begin{aligned}
 H &= 5000 \text{ mm} \\
 A &= 40,05 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \\
 Y_a &= 2300 \text{ mm} \\
 Y_b &= 2700 \text{ mm} \\
 I &= 60,86 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \\
 M_{\text{tot}} &= 29954,58 \cdot 10^6 \text{ KNm} \\
 k_b &= 660 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan letak tendon untuk metode pelaksanaan konstruksi jembatan mendatar dengan meletakkan tendon pada flens atas box girder, untuk menghindari kesulitan pemasangan tendon untuk beban kerja, Dengan mengambil nilai  $e$  pada joint berikut :

$$e = y_a - 150 \text{ mm}$$

$$e = 2300 \text{ mm} - 150 \text{ mm}$$

$$e = 2150 \text{ mm}$$

Dengan menempatkan tendon pada masing masing web box girder maka gaya prategang yang diperlukan adalah

$$F_{\text{perlu}} = \frac{M}{e + K_b} = \frac{29954,58 \times 10^6}{2150 + 660} = 3181411,975 \text{ N}$$

Dengan menggunakan 8 tendon dan di tarik sebesar 32000 KN, maka kekuatan batas akan melebihi yang diperlukan, namun diperlukan kontrol tegangan, momen batas, dan momen crack.

$$f_{ci} = -\frac{F}{A_g} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Serat atas

$$f_c = - \frac{32 \times 10^6}{40 \times 10^6} - \frac{32 \times 10^6 \times 2150 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}} + \frac{29954,58 \times 10^6 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}}$$

$$= - 2,2276 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{tekan}} = -24,9 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{OK})$$

Serat bawah

$$f_{ci} = - \frac{32 \times 10^6}{40 \times 10^6} + \frac{32 \times 10^6 \times 2150 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}} - \frac{29954,58 \times 10^6 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}}$$

$$= 0,928 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{tarik}} = 1,61 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{OK})$$

#### a) Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton ( $\Delta_{ES}$ )

Untuk sistem pascatarik beton memendek saat tendon diangkurkan terhadap beton, karena gaya pada kabel dihitung setelah perpendekan elastic terhadap beton terjadi. Jika tendon yang dimiliki lebih dari satu tendon-tendon tersebut ditarik secara berurutan, maka gaya prategang secara bertahap bekerja pada tendon, perpendekan beton akan bertambah apabila setiap kabel diikatkan padanya, dan kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis.

$E_s$  = Kehilangan Gaya akibat Perpendekan Elastis Beton ( $N$ )

$K_{es}$  = Koefisien untuk komponen Struktur Pascatarik (0,5)

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja (196500 MPa)

$f_{cir}$  = Tegangan Beton yang melalui titik berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

$E_{ci}$  = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

$A_{ps}$  = Luas Penampang Kabel Baja Prategang ( $\text{mm}^2$ )

Modulus Elastisitas Eci

$$E_c = 4700\sqrt{fc'}$$

$$E_c = 4700\sqrt{50}$$

$$E_c = 33234,019 \text{ MPa}$$

Rasio Modulus Elastisitas n

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{196500}{33234,019} = 5,91261628$$

Kehilangan prategang

$$\Delta_{ES} = K_{es} n f_{cir}$$

$$\Delta_{ES} = 0,5 \cdot 5,867482 \cdot 2,2276$$

$$\Delta_{ES} = 6,73 \text{ MPa}$$

#### b) Kehilangan prategang akibat gesekan ( $\Delta_{fs1}$ )

Pada saat dilakukan stressing (Penarikan Kabel Prategang) dengan menggunakan Dongkrak Jack Hidrolic. Kabel Prategang mengalami kehilangan sebagian gaya Prategang yang diakibatkan oleh gesekan kabel dan efek kelengkungan Tendon, sehingga tegangan yang ada pada tendon atau kabel prategang menjadi lebih kecil dari pada bacaan pada alat *pressure gauge*. Sehingga perlu dihitung besar kehilangan Gaya Prategangnya. Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan kelengkungan sehingga dapat dijelaskan sebagai pengaruh naik turunnya kabel (*wobbling effect*) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon serta koefisien gesekan antara bahan yang bersentuhan. Gesekan antara kabel dengan duck yang menyebabkan besarnya tarikan pada bahan ujung.

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

Dimana :

K = Koefisien wobble (tabel 3.1)

L = Panjang Bersih Balok (m)

$\mu$  = Koefisien kelengkungan (tabel 3.1)

$\alpha$  = Sudut pusat tendon (L/R)

Panjang tendon,  $L = 3,5\Delta$  m

Sudut kelengkungan,  $\alpha \approx 0$

Dengan mengambil nilai rata rata tabel 3.1 untuk strand dengan untaian 7 kawat, didapat nilai  $k = 0,0041$  dan nilai  $\mu = 0,2$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0041 \cdot 3,5 - 0,2$$

$$\Delta_{fs1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs1} = -0,0185 \cdot 1395,67 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{fs1} = 20,03 \text{ MPa}$$

### c) Kehilangan prategang slip angkur ( $\Delta_{fs2}$ )

Pada sistem pascatarik setelah kabel ditarik kemudian dilepas, panjang tarikan akan lebih kecil, karena terjadi slip pada angkur saat Hydraulic dilepaskan, artinya ada kehilangan gaya pratekan akibat slip yang terjadi pada angkur. Besarnya slip tergantung pada jenis angkur yang terbentuk baji (wedge) dan tegangan pada kabel. Rata-rata slip yang terjadi sebesar 2,5mm (*TY. Lin*).

Panjang tendon,  $L = 14$  m

Tegangan tendon

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta a \cdot ES}{L}$$

$$ANC = \Delta f_s = \frac{2,5 \cdot 196500}{14}$$

$$ANC = 35,09 \text{ MPa}$$

Tegangan efektif pada tendon

$$f_{se} = f_s - \Delta_{ES} - \Delta_{fs1} - \Delta_{fs2}$$

$$f_{se} = 1395,67 - 6,73 - 72,54 - 35,09$$

$$f_{se} = 1281,32 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon

$$F_{se} = 8 \cdot A_{ps} \cdot f_{se}$$

$$F_{se} = (4.15.143,3\text{mm}^2 \cdot 1281,32\text{MPa}) + (4.25.143,3 \cdot 1281,32\text{MPa})$$

$$F_{se} = 29378,07 \text{ KN}$$

Serat atas

$$f_{ci} = \frac{29,37 \times 10^6}{40 \times 10^6} - \frac{29,37 \times 10^6 \times 2150 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}} + \frac{29954,58 \times 10^6 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}}$$

$$= -1,997 \text{ Mpa} < \sigma_{tekan} = -24,9 \text{ Mpa} \dots (\text{OK})$$

Serat bawah

$$f_{ci} = - \frac{29,37 \times 10^6}{40 \times 10^6} + \frac{29,37 \times 10^6 \times 2150 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}} - \frac{29954,58 \times 10^6 \times 2300}{60,86 \times 10^{12}}$$

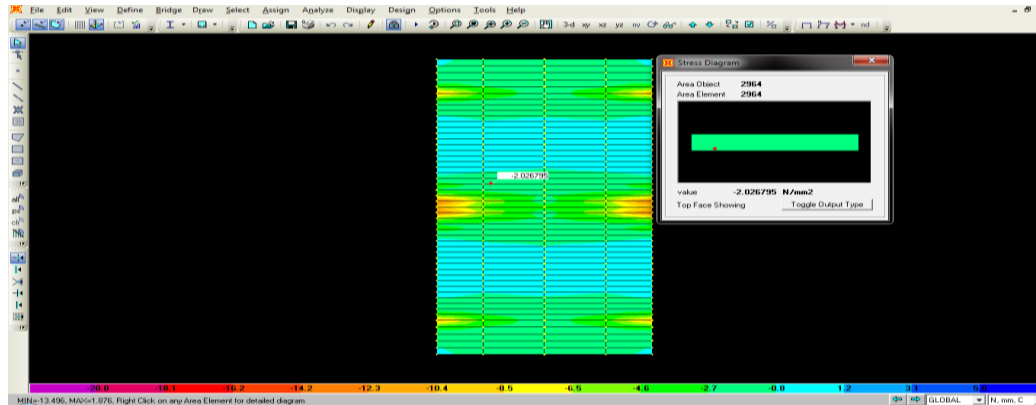
$$= 0,743 \text{ Mpa} < \sigma_{tarik} = 1,61 \text{ Mpa} \dots (\text{OK})$$

Hasil perencanaan tendon kantilever terhadap bentang jembatan saat pemasangan segmen menunjukkan bahwa penampang masih mampu memikul momen crack dan momen batas yang terjadi akibat pelaksanaan. Perhitungan perencanaan tendon beserta hasil output SAP2000 saat pelaksanaan (kantilever) akan disajikan dibawah ini dalam bentuk tabel.

# 1. Segmen A0 dan A1

Tabel 5. 5 Preliminari Design A0&A1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			14		15		16	17	18	19	20	21		22	23
As	A	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	I	k <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	e	F <sub>pus</sub>	Σendon	F <sub>1/10</sub>	F/A	F.c.c(I (Mpa)		M.c(I (Mpa)		f <sub>c</sub> (Mpa)		Δ <sub>1s</sub>	Δ <sub>1t</sub>	Δ <sub>1c</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>c</sub> (Mpa)		Kontrol		
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m)	KNm	m	KN		KN	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	KN	Atas	Bawah	Atas	Bawah	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	15225.11	2.15	5409.92	4	12000	-0.300	-0.979	1.145	0.577	-0.674	-0.702	0.171	2.08	20.03	70.18	1303.39	11206.55	-0.618	0.115	OK	OK	
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	515.05	2.13	141.01	4	12000	-0.852	-1.193	1.422	0.024	-0.029	-2.021	0.542	5.98	20.03	70.18	1299.49	11173.03	-1.880	0.502	OK	OK	
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	0.00	2.12	0.00	4	12000	-0.902	-1.316	1.624	0.000	0.000	-2.219	0.722	6.56	20.03	70.18	1298.91	11168.01	-2.065	0.672	OK	OK	



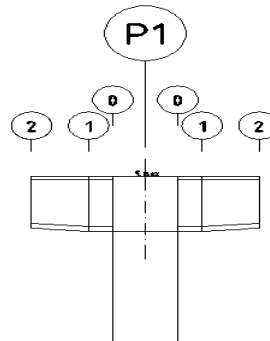
Gambar 5. 8 Contoh Hasil Output SAP2000 Pemasangan Segmen A1&A0 ditunjukkan pada As 0



## 2. Segmen A2

Tabel 5. 6 Preliminari design pemasangan segmen A2 dengan Form Traveller

As	A	$y_b$	$y_s$	I	$k_b$	$M_t$	e	$F_{rech}$	$\Sigma_{\text{pasak}}$	$F_{\text{fit}}$	F/A	F.eol(Mpa)			$f_{ci}$ (Mpa)		$\Delta_{cs}$	$\Delta_{cl}$	$\Delta_{ic2}$	$f_w$	$F_w$	$f_{ci}$ (Mpa)			Kontrol	
												Atas	Bawah		Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa		Mpa
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	29954.58	2.15	10643.72	8	32000	-0.799	-2.611	3.054	1.134	-1.326	-2.276	0.928	6.73	72.54	35.09	1281.32	29378.07	-1.997	0.743	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	18947.60	2.13	5187.43	8	32000	-2.272	-3.182	3.793	0.884	-1.054	-4.570	0.467	13.51	72.54	35.09	1274.54	29222.61	-4.096	0.335	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	13159.65	2.11	3699.68	8	32000	-2.406	-3.494	4.311	0.682	-0.842	-5.218	1.064	15.42	72.54	35.09	1272.62	29178.70	-4.697	0.896	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	0.00	1.92	0.00	4	20000	-1.547	-2.157	2.661	0.000	0.000	-3.704	1.115	10.95	72.54	35.09	1277.10	18300.82	-3.389	1.020	OK	OK

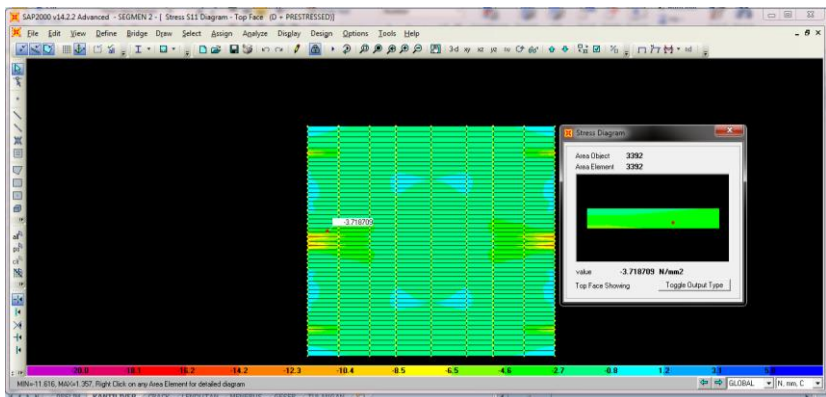


Gambar 5. 9 Segmen A2

Hasil Output SAP Segmen A2 terpasang

- Top Face

Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

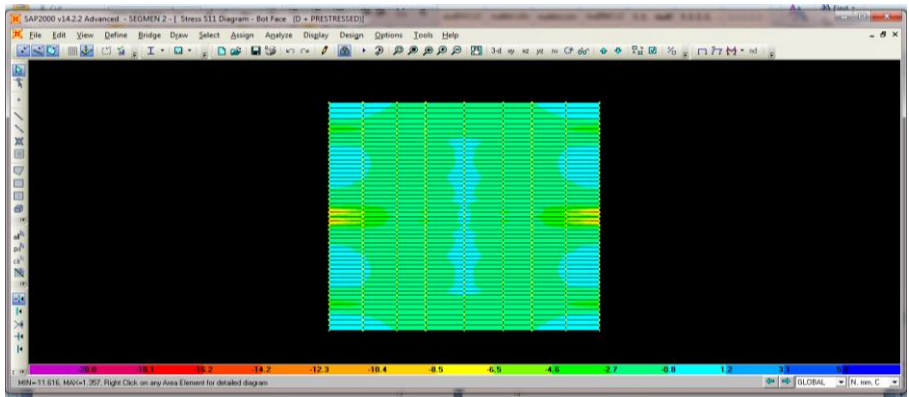


Gambar 5. 10 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A2

Hasil Output SAP Segmen A2 terpasang

- Bottom Face

Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

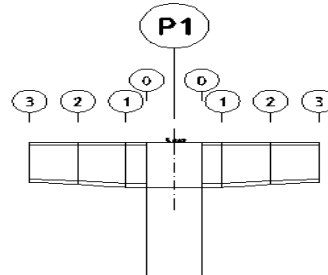


Gambar 5. 11 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A2

### 3. Segmen A3

Tabel 5. 7 Preliminari design pemasangan segmen A3 dengan Form Traveller

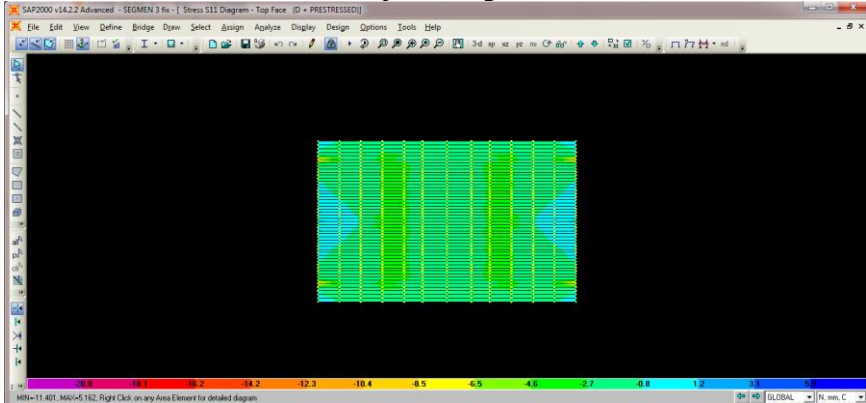
As	A (m <sup>2</sup> )	y <sub>b</sub> (m)	y <sub>s</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	k <sub>b</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KNm)	e (m)	F <sub>perb</sub> (KN)	Σ <sub>manah</sub> (n)	F <sub>pas</sub> (KN)	F/A	F.e.oI (Mpa)		M.e.I (Mpa)		f <sub>ei</sub> (Mpa)		Δ <sub>s1</sub> (Mpa)	Δ <sub>s1</sub> (Mpa)	Δ <sub>s2</sub> (Mpa)	f <sub>se</sub> (Mpa)	F <sub>se</sub> (KN)	f <sub>ei</sub> (Mpa)			Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Atas
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	49440.07	2.15	17567.47	10	42000	-1.049	-3.428	4.008	1.872	-2.189	-2.604	0.770	7.70	67.66	23.39	1296.92	39028.14	-2.287	0.560	OK	OK	
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	35555.49	2.13	9734.30	10	42000	-2.982	-4.177	4.978	1.659	-1.977	-5.499	0.019	16.26	67.66	23.39	1288.36	38770.58	-4.949	-0.135	OK	OK	
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	27609.36	2.14	7699.26	10	42000	-3.158	-4.649	5.757	1.431	-1.766	-6.375	0.813	18.85	67.66	23.39	1285.77	38692.63	-5.761	0.610	OK	OK	
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	12917.89	1.84	4022.80	6	30000	-2.320	-3.103	3.829	0.727	-0.897	-4.696	0.611	13.88	67.66	23.39	1290.73	27744.31	-4.288	0.498	OK	OK	
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	0.00	1.79	0.00	2	10000	-0.791	-1.092	1.333	0.000	0.000	-1.883	0.543	5.57	67.66	23.39	1299.05	9307.69	-1.752	0.505	OK	OK	



Gambar 5. 12Segmen A3

### Hasil Output SAP Segmen A3 terpasang

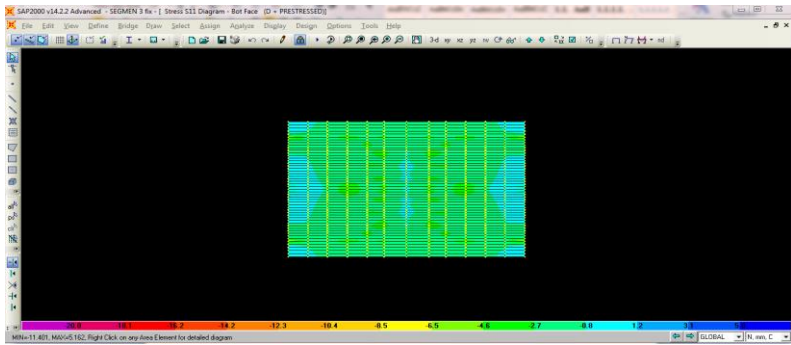
- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 13 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A3

### Hasil Output SAP Segmen A3 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

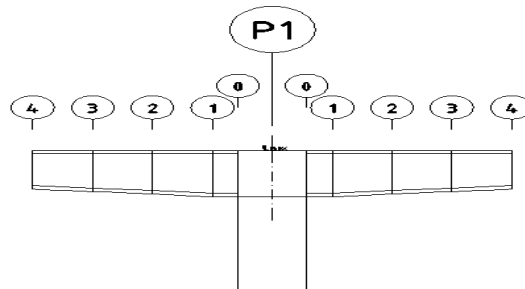


Gambar 5. 14 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A3

## 4. Segmen A4

Tabel 5. 8 Preliminari design pemasangan segmen A dengan Form Traveller

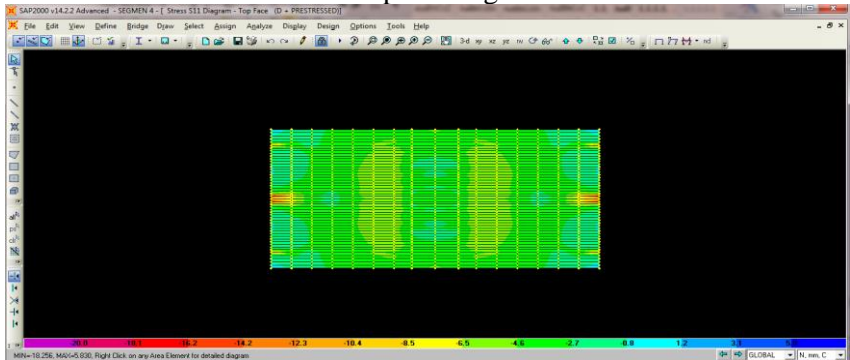
As	A	y <sub>s</sub>	y <sub>a</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>grib</sub>	Σ <sub>grib</sub>	F <sub>isa</sub>	F/A	F.c.cI (Mpa)		M.cI (Mpa)		f <sub>ci</sub> (Mpa)		Δ <sub>is</sub>	Δ <sub>is1</sub>	Δ <sub>is2</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>se</sub>	f <sub>ca</sub> (Mpa)			Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	73787.61	2.15	26218.86	14	62000	-1.548	-5.060	5.916	2.794	-3.267	-3.814	1.101	11.27	67.66	17.54	1299.19	57713.92	-3.357	0.799	OK	OK	
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	57047.51	2.13	15618.34	14	62000	-4.401	-6.165	7.348	2.662	-3.172	-7.905	-0.226	23.37	67.66	17.54	1287.09	57176.61	-7.083	-0.455	OK	OK	
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	46959.72	2.18	12944.81	14	62000	-4.661	-6.996	8.634	2.434	-3.004	-9.224	0.969	27.27	67.66	17.54	1283.20	57003.41	-8.284	0.649	OK	OK	
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	27271.08	1.93	8242.72	10	50000	-3.867	-5.445	6.719	1.535	-1.894	-7.777	0.958	22.99	67.66	17.54	1287.47	46123.68	-7.055	0.737	OK	OK	
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	12804.03	1.84	4081.16	6	30000	-2.372	-3.356	4.096	0.779	-0.951	-4.948	0.773	14.63	67.66	17.54	1295.83	27853.97	-4.539	0.650	OK	OK	
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	0.00	1.70	0.00	4	20000	-1.593	-2.209	2.613	0.000	0.000	-3.802	1.019	11.24	67.66	17.54	1299.22	18617.88	-3.539	0.949	OK	OK	



Gambar 5. 15 Segmen A4

Hasil Output SAP Segmen A4 terpasang

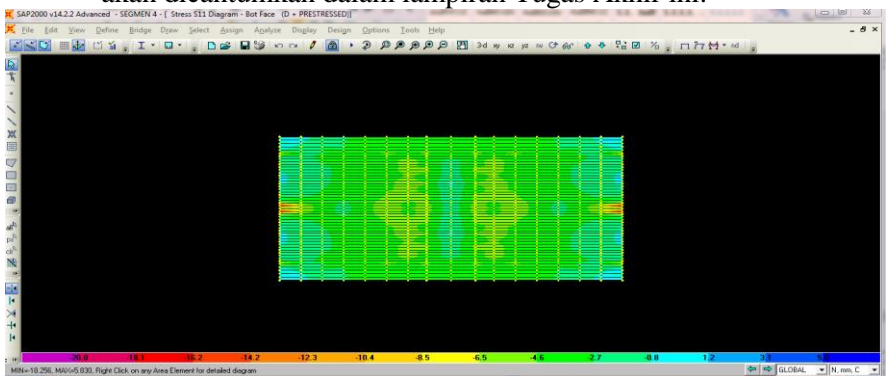
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 16 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A4

Hasil Output SAP Segmen A4 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



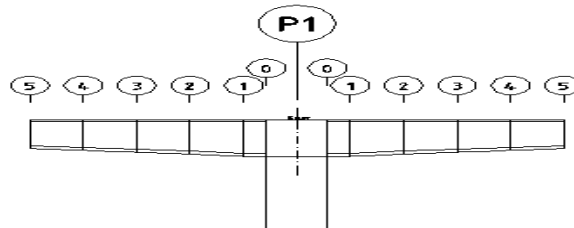
Gambar 5. 17 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A4



## 5. Segmen A5

Tabel 5. 9Preliminari design pemasangan segmen A5 dengan Form Traveller

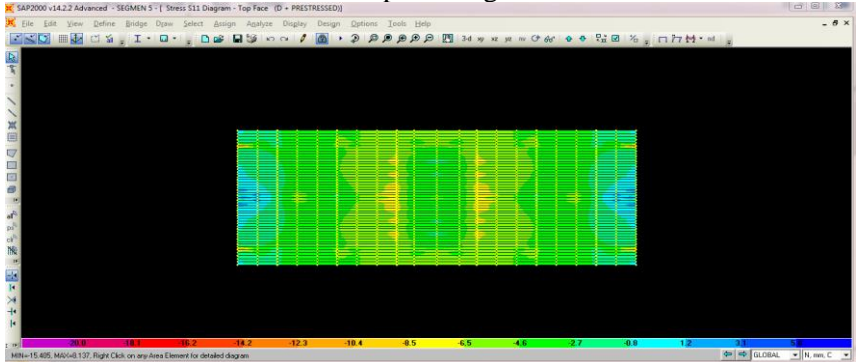
As	A	$y_b$	$y_a$	I	$k_b$	$M_i$	e	$F_{prek}$	$\Sigma_{trans}$	$F_{pin}$	F/A	F.e.cI (Mpa)		M.cI (Mpa)		$f_c$ (Mpa)		$\Delta_{sh}$	$\Delta_{sl}$	$\Delta_{cl}$	$f_w$	$F_w$	$f_c$ (Mpa)				Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	102505.15	2.15	36423.02	16	72000	-1.798	-5.876	6.870	3.882	-4.539	-3.792	0.533	11.21	67.66	14.04	1302.76	67206.95	-3.281	0.196	OK	OK		
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	82974.68	2.13	22716.62	16	72000	-5.111	-7.160	8.533	3.872	-4.614	-8.399	-1.192	24.83	67.66	14.04	1289.14	66504.24	-7.463	-1.453	OK	OK		
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	70794.12	2.19	19445.07	16	72000	-5.413	-8.174	10.086	3.669	-4.528	-9.917	0.145	29.32	67.66	14.04	1284.65	66272.75	-8.837	-0.227	OK	OK		
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	46222.33	1.96	13868.76	12	60000	-4.640	-6.617	8.165	2.602	-3.211	-8.655	0.314	25.59	67.66	14.04	1288.39	55387.70	-7.790	0.043	OK	OK		
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	26872.14	1.87	8482.99	8	40000	-3.162	-4.549	5.552	1.635	-1.996	-6.076	0.394	17.96	67.66	14.04	1296.01	37143.69	-5.525	0.223	OK	OK		
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	12613.68	1.62	4439.02	6	30000	-2.390	-3.160	3.738	0.821	-0.971	-4.729	0.576	13.98	67.66	14.04	1299.99	27943.35	-4.348	0.284	OK	OK		
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	0.00	1.59	0.00	2	10000	-0.815	-1.122	1.317	0.000	0.000	-1.938	0.502	5.73	67.66	14.04	1308.24	9373.57	-1.816	0.470	OK	OK		



Gambar 5. 18 Segmen A5

Hasil Output SAP Segmen A5 terpasang

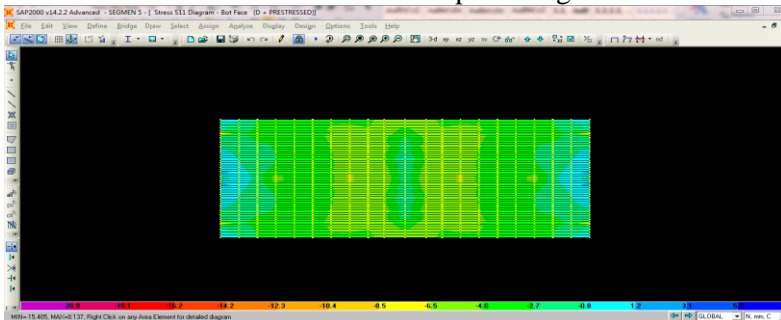
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 19 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A5

Hasil Output SAP Segmen A5 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

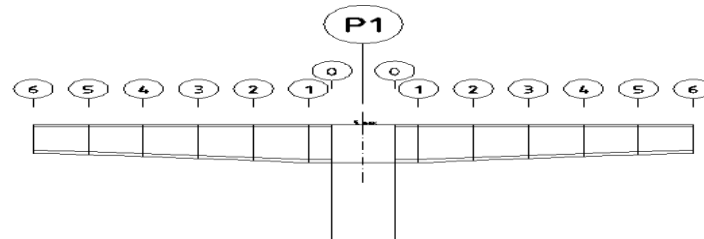


Gambar 5. 20 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A5

## 6. Segmen A6

Tabel 5. 10 Preliminari design pemasangan segmen A6 dengan Form Traveller

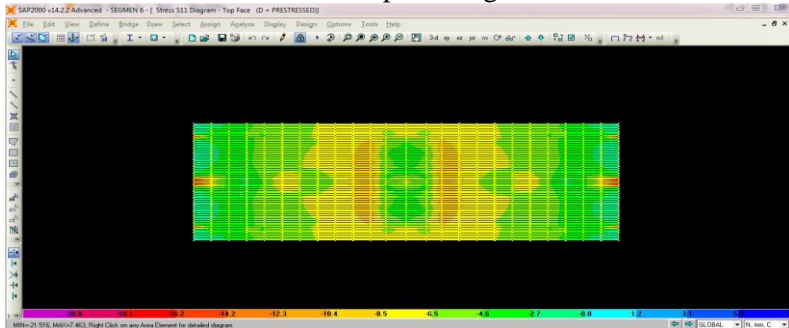
As	A	$y_b$	$y_a$	I	$k_b$	$M_t$	e	$F_{\text{gali}}$	$\Sigma_{\text{maks}}$	$F_{\text{min}}$	F/A	F.e.c1 (Mpa)		M.c1 (Mpa)		$f_{c1}$ (Mpa)		$\Delta_{20}$	$\Delta_{60}$	$\Delta_{90}$	$f_{\text{se}}$	$F_{\text{se}}$	$f_{c1}$ (Mpa)		Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	135501.36	2.15	48147.52	20	92000	-2.297	-7.508	8.779	5.132	-6.000	-4.674	0.481	13.82	23.82	11.70	1346.34	88748.14	-4.327	0.252	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	113233.66	2.13	31000.86	20	92000	-6.531	-9.149	10.904	5.283	-6.297	-10.296	-1.924	30.73	23.82	11.70	1329.42	87633.00	-9.652	-2.132	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	99000.18	2.21	27056.82	20	92000	-6.917	-10.531	12.995	5.131	-6.332	-12.316	-0.253	36.41	23.82	11.70	1323.75	87258.78	-11.417	-0.567	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	69638.25	1.99	20705.61	16	80000	-6.187	-8.959	11.055	3.920	-4.837	-11.226	0.031	33.19	23.82	11.70	1326.97	76061.92	-10.481	-0.209	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	45497.91	1.90	14226.17	12	60000	-4.744	-6.934	8.463	2.769	-3.380	-8.909	0.340	26.34	23.82	11.70	1333.82	57341.00	-8.391	0.176	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	26449.30	1.72	8999.79	10	50000	-3.983	-5.583	6.605	1.722	-2.037	-7.845	0.584	23.19	23.82	11.70	1336.97	47896.82	-7.443	0.474	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	12417.17	1.64	4447.72	6	30000	-2.446	-3.458	4.058	0.875	-1.027	-5.029	0.585	14.87	23.82	11.70	1345.29	28917.04	-4.816	0.527	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	0.00	1.49	0.00	4	20000	-1.662	-2.253	2.632	0.000	0.000	-3.915	0.969	11.57	23.82	11.70	1348.58	19325.22	-3.783	0.937	OK	OK



Gambar 5. 21 Segmen A6

### Hasil Output SAP Segmen A6 terpasang

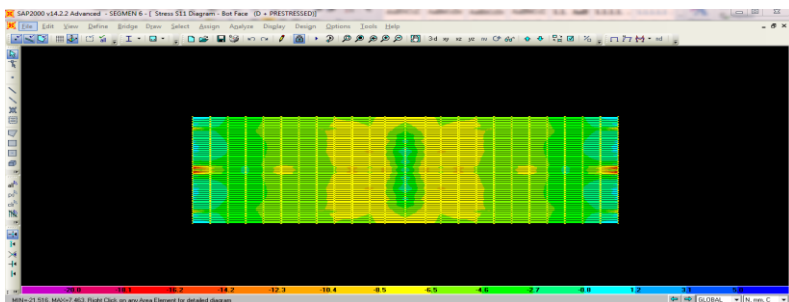
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 22 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A6

### Hasil Output SAP Segmen A6 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

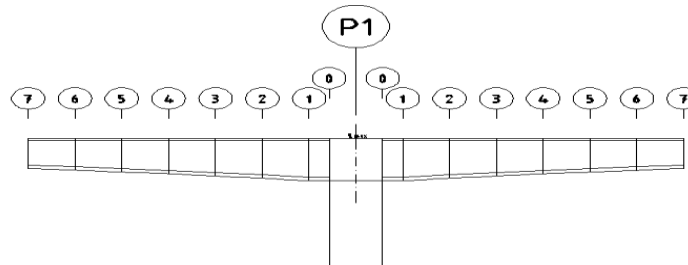


Gambar 5. 23 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A6

7. Segmen A7

Tabel 5. 11 Preliminari design pemasangan segmen A7 dengan Form Traveller

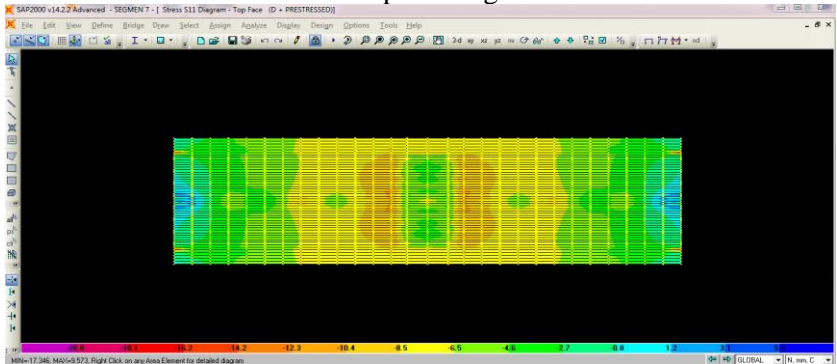
As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>s</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>g<sub>1</sub>g<sub>2</sub></sub>	Σ <sub>g<sub>1</sub>g<sub>2</sub></sub>	F <sub>g<sub>1</sub></sub>	F/A	F.e.cI (Mpa)		M.cI (Mpa)		f <sub>cI</sub> (Mpa)		Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>sl</sub>	Δ <sub>sc</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>ci</sub> (Mpa)		Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Atas	Bawah	Atas	Bawah
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	172719.06	2.15	61372.04	22	102000	-2.547	-8.324	9.733	6.541	-7.648	-4.330	-0.462	12.80	23.82	10.03	1349.03	98591.04	-3.967	-0.702	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	147757.46	2.13	40452.71	22	102000	-7.241	-10.143	12.089	6.894	-8.217	-10.490	-3.369	31.01	23.82	10.03	1330.82	97260.26	-9.682	-3.594	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	131503.56	2.22	35874.95	22	102000	-7.669	-11.711	14.451	6.816	-8.411	-12.563	-1.628	37.14	23.82	10.03	1324.69	96812.21	-11.578	-1.973	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	97427.30	2.00	28881.08	18	90000	-6.961	-10.131	12.501	5.485	-6.768	-11.607	-1.228	34.31	23.82	10.03	1327.52	85604.91	-10.772	-1.498	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	68372.63	1.91	21383.01	14	70000	-5.534	-8.127	9.919	4.173	-5.093	-9.488	-0.708	28.05	23.82	10.03	1333.78	66895.77	-8.882	-0.903	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	44809.69	1.74	15122.00	12	60000	-4.780	-6.795	8.038	2.917	-3.451	-8.658	-0.193	25.60	23.82	10.03	1336.23	57444.68	-8.165	-0.332	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	26063.24	1.67	9235.01	8	40000	-3.261	-4.697	5.512	1.837	-2.156	-6.121	0.094	18.09	23.82	10.03	1343.73	38511.43	-5.825	0.011	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	12256.94	1.41	4870.82	6	30000	-2.493	-3.202	3.740	0.925	-1.080	-4.770	0.167	14.10	23.82	10.03	1347.73	28069.39	-4.575	0.124	OK	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	0.00	1.40	0.00	2	10000	-0.845	-1.119	1.302	0.000	0.000	-1.963	0.457	5.80	23.82	10.03	1356.03	9715.92	-1.908	0.444	OK	OK



Gambar 5. 24 Segmen A7

Hasil Output SAP Segmen A7 terpasang

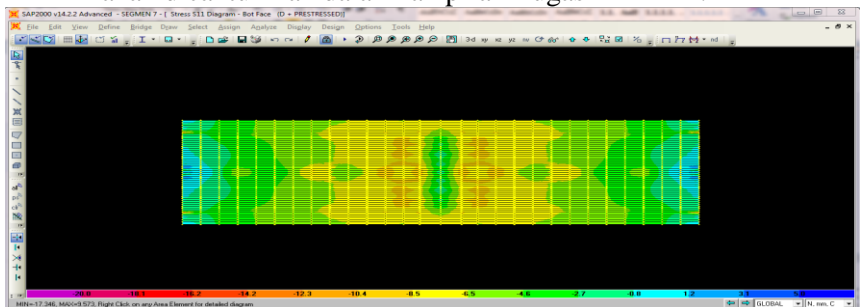
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 25 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A7

Hasil Output SAP Segmen A7 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

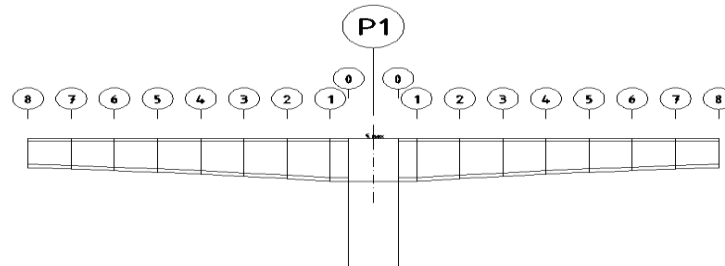


Gambar 5. 26 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A7

## 8. Segmen A8

Tabel 5. 12 Preliminari design pemasangan segmen A8 dengan Form Traveller

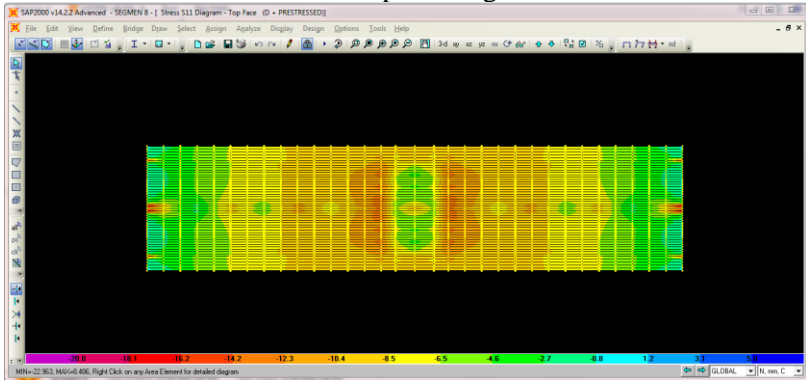
As	A	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>tarik</sub>	Σ <sub>trans</sub>	F <sub>120</sub>	F/A	FecI (Mpa)			M.cI (Mpa)			f <sub>ci</sub> (Mpa)		Δ <sub>11</sub>	Δ <sub>10</sub>	Δ <sub>12</sub>	f <sub>se</sub>	F <sub>se</sub>	f <sub>ci</sub> (Mpa)				Kontrol	
												Atas	Bawah		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas						Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	214081.92	2.15	76089.45	26	122000	-3.046	-9.956	11.642	8.107	-9.480	-4.895	-0.885	14.47	23.82	8.77	1348.61	117886.12	-4.457	-1.175	OK	OK				
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	186464.69	2.13	51049.89	26	122000	-8.661	-12.132	14.459	8.700	-10.369	-12.092	-4.571	35.75	23.82	8.77	1327.33	116026.32	-11.074	-4.855	OK	OK				
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	168219.05	2.22	45891.15	26	122000	-9.172	-14.007	17.285	8.719	-10.759	-14.460	-2.647	42.75	23.82	8.77	1320.33	115414.35	-13.209	-3.085	OK	OK				
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	129495.43	2.00	38387.27	22	110000	-8.507	-12.382	15.279	7.290	-8.995	-13.599	-2.224	40.20	23.82	8.77	1322.88	104262.67	-12.510	-2.577	OK	OK				
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	95993.39	1.91	29933.63	18	90000	-7.115	-10.448	12.753	5.842	-7.130	-11.722	-1.492	34.65	23.82	8.77	1328.43	85663.71	-10.876	-1.764	OK	OK				
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	67583.09	1.74	22807.38	16	80000	-6.374	-9.060	10.718	4.400	-5.205	-11.034	-0.861	32.62	23.82	8.77	1330.46	76262.16	-10.313	-1.064	OK	OK				
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	44189.27	1.67	15657.63	12	60000	-4.892	-7.045	8.268	3.115	-3.656	-8.822	-0.280	26.08	23.82	8.77	1337.00	57477.71	-8.320	-0.422	OK	OK				
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	25735.60	1.41	10227.13	10	50000	-4.156	-5.336	6.234	1.941	-2.268	-7.550	-0.190	22.32	23.82	8.77	1340.76	48032.79	-7.177	-0.272	OK	OK				
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	12118.59	1.40	4941.95	6	30000	-2.534	-3.357	3.905	0.970	-1.129	-4.920	0.243	14.54	23.82	8.77	1348.54	28986.83	-4.721	0.196	OK	OK				
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	0.00	1.25	0.00	4	20000	-1.713	-2.105	2.440	0.000	0.000	-3.818	0.727	11.29	23.82	8.77	1351.80	19371.23	-3.698	0.704	OK	OK				



Gambar 5. 27 Segmen A8

Hasil Output SAP Segmen A8 terpasang

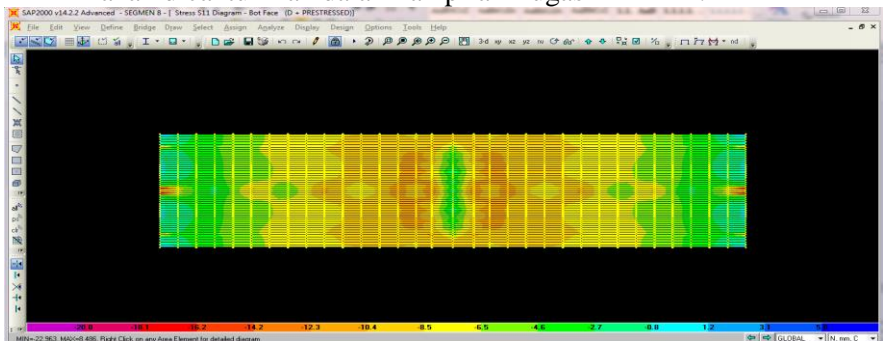
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 28 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A8

Hasil Output SAP Segmen A8 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



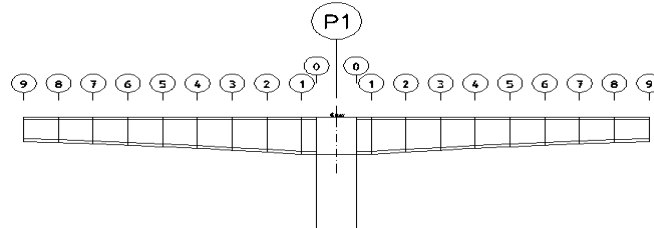
Gambar 5. 29 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A8



9. Segmen A9

Tabel 5. 13 Preliminari design pemasangan segmen A9 dengan Form Traveller

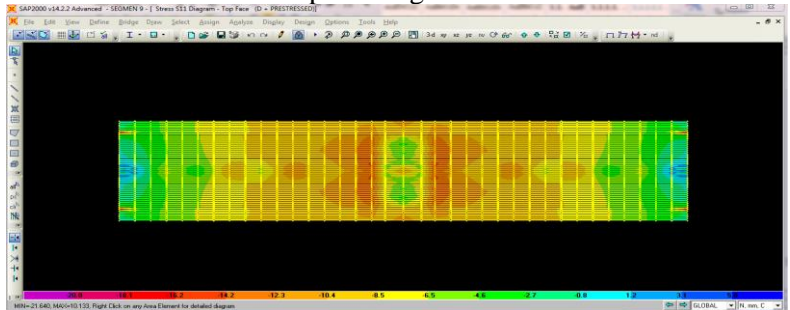
As	A	y <sub>s</sub>	y <sub>a</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>1</sub>	e	F <sub>perm</sub>	Σ <sub>rand</sub>	F <sub>jin</sub>	F/A	F.c.c.l (Mpa)		M.c.l (Mpa)		f <sub>c</sub> (Mpa)		Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>s1</sub>	Δ <sub>s2</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>s</sub> (Mpa)		Kontrol	
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m)	KNm	m	KN	n	KN	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	KN	Atas	Bawah	Atas	Bawah
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	259850.18	2.15	92332.22	28	134000	-3.346	-10.935	12.787	9.841	-11.507	-4.441	-2.066	13.13	23.82	7.80	1350.93	129704.01	-3.983	-2.369	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	228911.86	2.13	62857.15	28	134000	-9.512	-13.325	15.881	10.713	-12.768	-12.125	-6.399	35.84	23.82	7.80	1328.21	127523.01	-11.021	-6.707	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	209365.42	2.23	56895.40	28	134000	-10.074	-15.483	19.107	10.852	-13.391	-14.706	-4.359	43.48	23.82	7.80	1320.58	126790.34	-13.331	-4.845	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	166019.90	2.02	48920.42	24	122000	-9.436	-13.872	17.117	9.346	-11.533	-13.961	-3.851	41.27	23.82	7.80	1322.78	106150.69	-10.934	-4.849	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	127895.96	1.92	39688.22	20	102000	-8.064	-11.939	14.572	7.783	-9.500	-12.220	-2.992	36.12	23.82	7.80	1327.93	97049.28	-11.249	-3.308	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	94863.77	1.78	31581.60	18	92000	-7.330	-10.662	12.612	6.176	-7.306	-11.816	-2.023	34.93	23.82	7.80	1329.13	78090.17	-9.095	-2.822	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	68848.05	1.70	23362.60	14	72000	-5.870	-8.653	10.154	4.712	-5.530	-9.811	-1.246	29.00	23.82	7.80	1335.05	59307.11	-7.259	-2.001	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	43772.49	1.54	16592.61	12	62000	-5.153	-7.186	8.395	3.302	-3.858	-9.057	-0.616	26.72	23.82	7.80	1337.34	40244.64	-4.707	-1.753	OK	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	25333.58	1.47	10108.56	8	42000	-3.547	-4.947	5.755	2.044	-2.378	-6.450	-0.170	19.07	23.82	7.80	1344.99	40474.78	-6.141	-0.250	OK	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	12046.90	1.24	5341.29	6	32000	-2.741	-3.559	3.893	1.018	-1.180	-5.082	-0.028	15.02	23.82	7.80	1349.03	30930.66	-4.878	-0.067	OK	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	0.00	1.26	0.00	2	12000	-1.034	-1.338	1.536	0.000	0.000	-2.372	0.502	7.01	23.82	7.80	1357.05	11667.88	-2.306	0.489	OK	OK



Gambar 5. 30 Segmen A9

Hasil Output SAP Segmen A9 terpasang

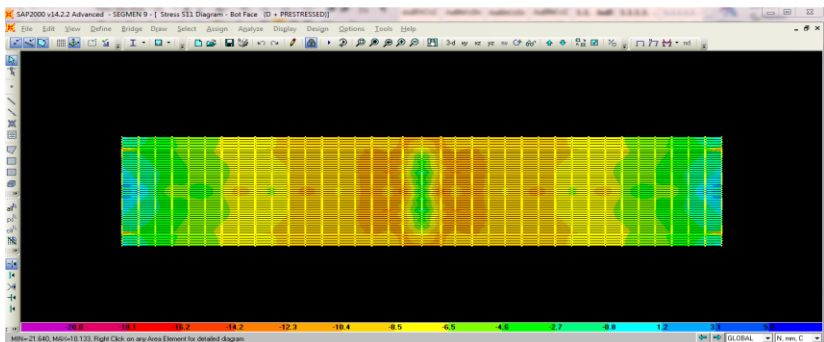
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 31 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A9

Hasil Output SAP Segmen A9 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

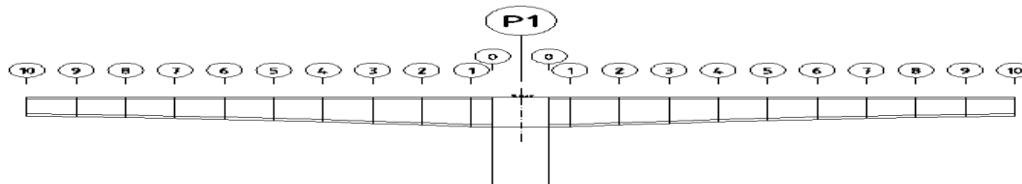


Gambar 5. 32 Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A9

10. Segmen A10

Tabel 5. 14 Preliminari design pemasangan segmen A10 dengan Form Traveller

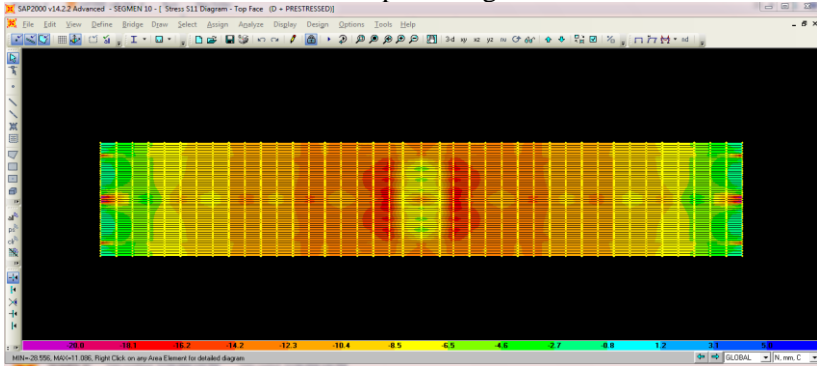
As	A	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>1</sub>	e	F <sub>tarik</sub>	Σ <sub>gantung</sub>	F <sub>tan</sub>	F/A	F.c.c (Mpa)		M.c (Mpa)		f <sub>c</sub> (Mpa)		Δ <sub>1</sub>	Δ <sub>01</sub>	Δ <sub>02</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>g</sub>	f <sub>a</sub> (Mpa)		Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	309473.43	2.15	109964.79	32	158000	-3.945	-12.894	15.077	11.720	-13.704	-5.120	-2.573	15.13	23.82	7.02	1349.70	152795.73	-4.565	-2.939	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	276615.77	2.13	75731.25	32	158000	-11.216	-15.712	18.726	12.907	-15.383	-14.021	-7.873	41.45	23.82	7.02	1323.39	149816.62	-12.626	-8.262	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	254439.81	2.24	69022.18	32	158000	-11.879	-18.310	22.595	13.188	-16.274	-17.001	-5.558	50.26	23.82	7.02	1314.58	148819.37	-15.247	-6.181	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	206545.43	2.03	60706.47	28	146000	-11.292	-16.672	20.573	11.627	-14.348	-16.337	-5.067	48.30	23.82	7.02	1316.54	137722.06	-14.751	-5.593	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	163872.64	1.93	50756.56	24	126000	-9.961	-14.794	18.058	9.972	-12.172	-14.783	-4.076	43.70	23.82	7.02	1321.13	128736.45	-15.321	-3.900	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	126291.59	1.79	41838.99	22	116000	-9.242	-13.555	16.034	8.222	-9.726	-14.574	-2.934	43.09	23.82	7.02	1321.75	109855.98	-13.367	-3.293	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	93727.01	1.71	32696.91	18	96000	-7.827	-11.572	13.580	6.607	-7.754	-12.792	-2.000	37.82	23.82	7.02	1327.02	91277.72	-11.838	-2.283	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	66102.60	1.57	24771.56	16	86000	-7.148	-10.165	11.875	4.987	-5.826	-12.326	-1.098	36.44	23.82	7.02	1328.40	81854.58	-11.491	-1.326	OK	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	43314.83	1.50	16943.99	12	66000	-5.574	-7.935	9.231	3.468	-4.034	-10.041	-0.377	29.68	23.82	7.02	1335.15	63138.08	-9.455	-0.536	OK	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	25279.29	1.34	10744.51	10	56000	-4.797	-6.338	7.347	2.137	-2.477	-8.999	0.073	26.60	23.82	7.02	1338.23	53695.28	-8.541	-0.032	OK	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	11924.61	1.30	5250.68	6	36000	-3.101	-4.153	4.767	1.058	-1.215	-6.196	0.452	18.32	23.82	7.02	1346.52	34732.13	-5.941	0.393	OK	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	0.95	0.00	1.19	0.00	4	24000	-2.101	-2.616	3.017	0.000	0.000	-4.716	0.917	13.94	23.82	7.02	1350.89	23229.98	-4.565	0.887	OK	OK



Gambar 5. 33 Segmen A10

Hasil Output SAP Segmen A10 terpasang

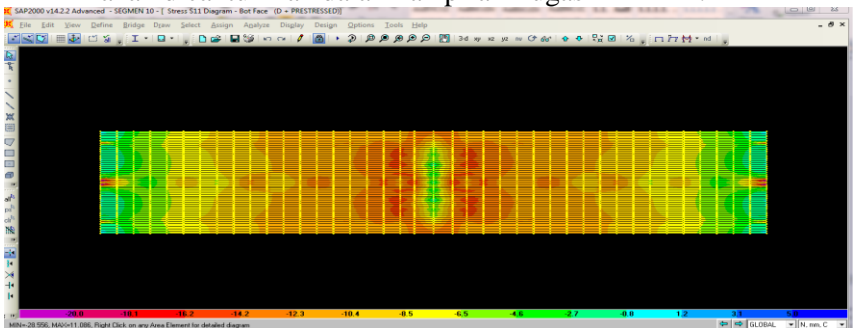
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 34 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A10

Hasil Output SAP Segmen A10 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

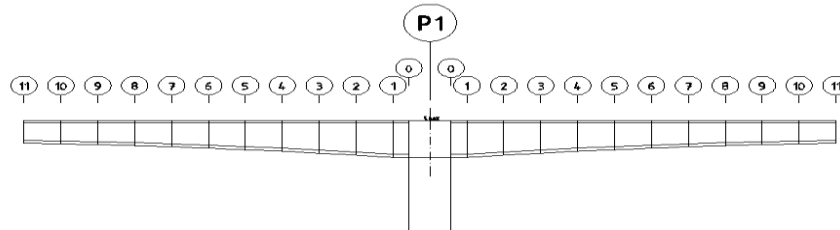


Gambar 5. 35 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A10

11. Segmen A11

Tabel 5. 15 Preliminari design pemasangan segmen A11 dengan Form Traveller

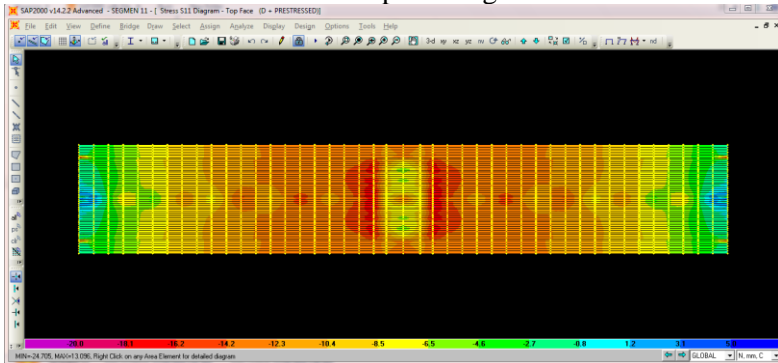
As	A	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>i</sub>	e	F <sub>g<sub>1</sub></sub>	Σ <sub>g<sub>1</sub></sub>	F <sub>g<sub>2</sub></sub>	P/A	F.c.cI (Mpa)		M.cI (Mpa)		f <sub>ci</sub> (Mpa)		Δ <sub>10</sub>	Δ <sub>10</sub>	Δ <sub>10</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>ci</sub> (Mpa)				Control	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	363359.57	2.15	129112.08	34	172000	-4.295	-14.036	16.413	13.761	-16.090	-4.571	-3.972	13.51	0.54	6.38	1375.24	169481.80	-4.303	-4.150	OK	OK		
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	327916.77	2.13	89776.32	34	172000	-12.210	-17.104	20.385	15.301	-18.236	-14.013	-10.061	41.43	0.54	6.38	1347.33	166041.64	-12.998	-10.344	OK	OK		
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	303801.96	2.24	82352.75	34	172000	-12.931	-19.956	24.626	15.746	-19.431	-17.141	-7.736	50.67	0.54	6.38	1338.08	164902.09	-15.784	-8.219	OK	OK		
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	251383.59	2.03	73809.59	30	160000	-12.374	-18.302	22.584	14.151	-17.462	-16.625	-7.253	48.85	0.54	6.38	1339.90	153606.05	-15.299	-7.661	OK	OK		
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	204186.81	1.93	63197.34	26	140000	-11.068	-16.458	20.089	12.426	-15.167	-15.101	-6.146	44.64	0.54	6.38	1344.11	134827.73	-14.084	-6.480	OK	OK		
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	162081.76	1.80	53597.68	24	130000	-10.357	-15.238	18.025	10.553	-12.483	-15.042	-4.815	44.47	0.54	6.38	1344.28	125213.23	-14.100	-5.097	OK	OK		
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	124993.20	1.72	43446.12	20	110000	-8.968	-13.341	15.656	8.811	-10.340	-13.498	-3.653	39.90	0.54	6.38	1348.85	106709.52	-12.749	-3.877	OK	OK		
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	92844.79	1.58	34661.35	18	100000	-8.311	-11.896	13.898	7.004	-8.183	-13.203	-2.596	39.03	0.54	6.38	1349.72	96707.47	-12.538	-2.780	OK	OK		
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	65533.03	1.51	25548.50	14	80000	-6.756	-9.674	11.254	5.247	-6.104	-11.183	-1.606	33.06	0.54	6.38	1355.69	77708.31	-10.712	-1.735	OK	OK		
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	42973.51	1.36	18078.14	12	70000	-5.997	-8.067	9.351	3.632	-4.210	-10.431	-0.856	30.84	0.54	6.38	1357.91	48647.29	-6.141	-1.879	OK	OK		
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	25094.83	1.33	10903.80	8	50000	-4.307	-5.903	6.716	2.227	-2.556	-7.983	-0.087	23.60	0.54	6.38	1365.15	48996.55	-7.760	-0.141	OK	OK		
10	11.43	1.64	1.42	15.46	0.95	11850.79	1.11	5752.69	6	38000	-3.326	-3.868	4.462	1.089	-1.256	-6.105	-0.120	18.05	0.54	6.38	1370.70	37320.18	-5.976	-0.141	OK	OK		
11	11.36	1.60	1.40	14.79	0.93	0.00	1.14	0.00	2	14000	-1.232	-1.509	1.732	0.000	0.000	-2.741	0.500	8.10	0.54	6.38	1380.65	13849.30	-2.711	0.495	OK	OK		



Gambar 5. 36 Segmen A11

Hasil Output SAP Segmen A11 terpasang

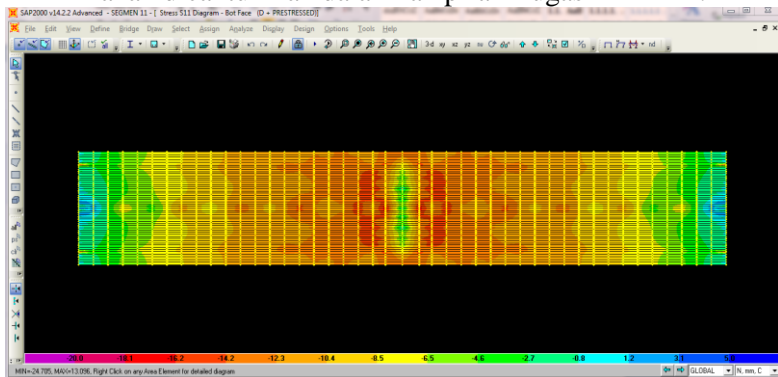
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 37 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A11

Hasil Output SAP Segmen A11 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

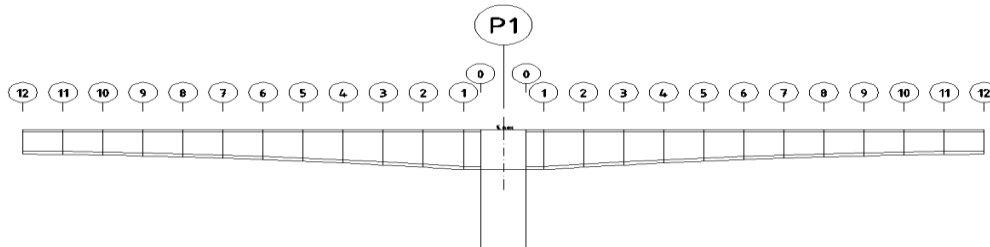


Gambar 5. 38 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A11

12. Segmen A12

Tabel 5. 16 Preliminari design pemasangan segmen A12 dengan Form Traveller

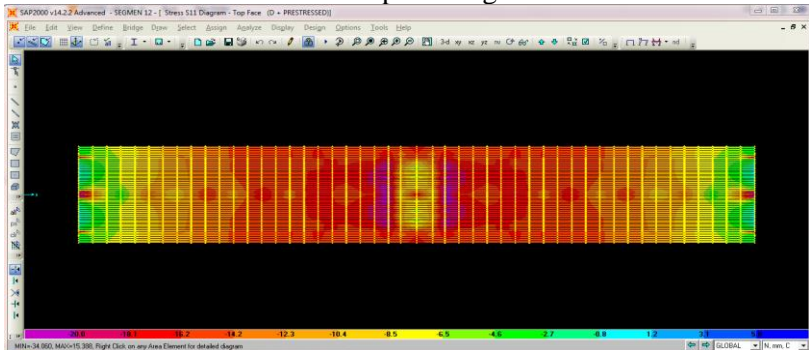
As	A	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>amb</sub>	Σ <sub>amb</sub>	F <sub>in</sub>	F/A	F.e.c.l (Mpa)		M.c.l (Mpa)		f <sub>cl</sub> (Mpa)		Δ <sub>0</sub>	Δ <sub>01</sub>	Δ <sub>02</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>d</sub> (Mpa)		Kontrol	
												Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah						Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	421388.67	2.15	149731.48	38	200000	-4.994	-16.321	19.084	15.958	-18.660	-5.358	-4.569	15.84	4.33	5.85	1369.66	196271.62	-4.960	-4.832	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	383378.14	2.13	104960.42	38	200000	-14.198	-19.888	23.705	17.888	-21.320	-16.198	-11.814	47.89	4.33	5.85	1337.61	191679.36	-14.780	-12.210	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	357337.54	2.24	96746.51	38	200000	-15.036	-23.252	28.693	18.521	-22.855	-19.767	-9.199	58.44	4.33	5.85	1327.06	190167.21	-17.885	-9.870	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	300425.67	2.04	88060.96	34	188000	-14.540	-21.566	26.611	16.912	-20.869	-19.193	-8.798	56.74	4.33	5.85	1328.75	178985.59	-17.462	-9.377	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	248735.38	1.94	76896.36	30	168000	-13.282	-19.788	24.153	15.137	-18.476	-17.933	-7.605	53.02	4.33	5.85	1332.48	160393.00	-16.436	-8.097	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	202136.83	1.81	66651.66	28	158000	-12.588	-18.609	22.013	13.160	-15.568	-18.037	-6.142	53.32	4.33	5.85	1332.17	150811.18	-16.617	-6.571	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	160554.76	1.73	55689.14	24	138000	-11.251	-16.796	19.710	11.318	-13.282	-16.729	-4.823	49.46	4.33	5.85	1336.04	132103.43	-15.531	-5.185	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	123912.84	1.59	46006.55	22	128000	-10.639	-15.369	17.956	9.348	-10.921	-16.660	-3.604	49.25	4.33	5.85	1336.24	122549.47	-15.552	-3.915	OK	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	92107.57	1.52	35747.29	18	108000	-9.121	-13.160	15.509	7.575	-8.579	-14.906	-2.391	44.07	4.33	5.85	1341.43	103802.36	-14.040	-2.631	OK	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	65054.54	1.39	27021.46	16	98000	-8.395	-11.545	13.384	5.498	-6.374	-14.442	-1.385	42.70	4.33	5.85	1342.80	75044.95	-9.772	-2.554	OK	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	42682.36	1.36	18299.17	12	78000	-6.719	-9.423	10.817	3.787	-4.347	-12.355	-0.249	36.53	4.33	5.85	1348.97	75389.80	-11.815	-0.388	OK	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	0.95	24944.81	1.21	11562.56	10	66000	-5.776	-7.309	8.430	2.292	-2.644	-10.793	0.009	31.91	4.33	5.85	1353.59	64009.79	-10.398	-0.071	OK	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	0.93	11792.63	1.18	5569.91	6	42000	-3.696	-4.698	5.394	1.113	-1.278	-7.281	0.419	21.52	4.33	5.85	1363.97	41043.93	-7.090	0.381	OK	OK
12	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	0.00	1.11	0.00	4	28000	-2.481	-3.000	3.445	0.000	0.000	-5.480	0.964	16.20	4.33	5.85	1369.29	27470.74	-5.377	0.946	OK	OK



Gambar 5. 39 Segmen A12

Hasil Output SAP Segmen A12 terpasang

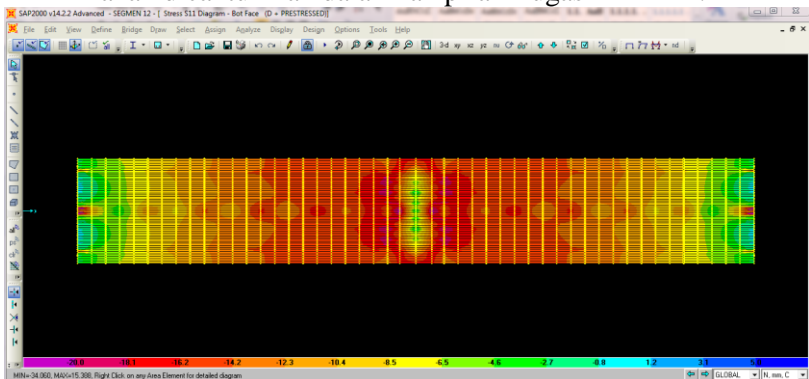
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 40 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A12

Hasil Output SAP Segmen A12 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



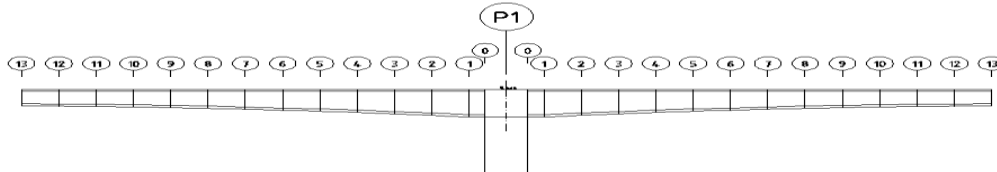
Gambar 5. 41 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A12



### 13. Segmen A13

Tabel 5. 17 Preliminari design pemasangan segmen A13 dengan Form Traveller

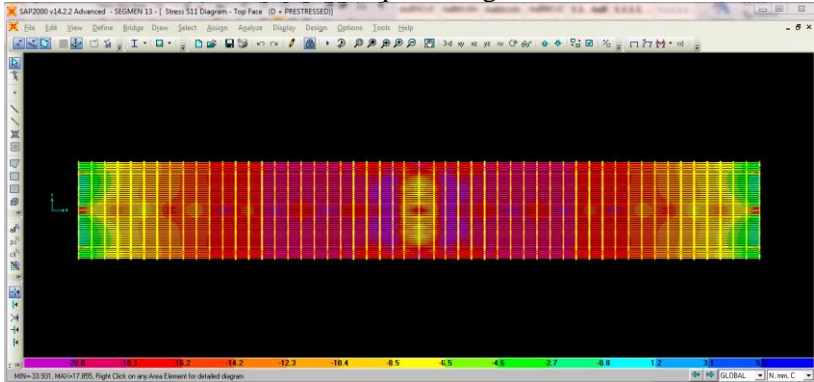
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m)	KNm	m	KN	n	KN	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	KN	Atas	Bawah	Atas	Bawah
C1	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	483911.27	2.15	171947.56	42	232000	-5.793	-18.933	22.138	18.326	-21.428	-6.400	-5.084	18.92	4.33	5.40	1367.02	227237.43	-5.893	-5.419	OK	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	443333.03	2.13	121374.73	42	232000	-16.469	-23.070	27.496	20.686	-24.654	-18.854	-13.627	55.74	4.33	5.40	1330.21	221117.49	-16.999	-14.144	OK	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	415366.64	2.25	112345.92	42	232000	-17.442	-27.016	33.338	21.529	-26.567	-22.929	-10.671	67.79	4.33	5.40	1318.16	219114.67	-20.460	-11.554	OK	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	353961.25	2.04	103616.06	38	220000	-17.015	-25.292	31.210	19.926	-24.588	-22.381	-10.393	66.17	4.33	5.40	1319.78	208036.57	-20.081	-11.165	OK	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	297777.46	1.94	91976.28	34	200000	-15.812	-23.592	28.796	18.121	-22.118	-21.283	-9.134	62.92	4.33	5.40	1323.03	189589.56	-19.232	-9.810	OK	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	246685.40	1.82	81166.46	32	190000	-15.137	-22.459	26.567	16.061	-18.998	-21.535	-7.569	63.67	4.33	5.40	1322.28	180008.41	-19.558	-8.170	OK	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	200609.82	1.73	69477.70	28	170000	-13.860	-20.743	24.342	14.142	-16.596	-20.461	-6.114	60.49	4.33	5.40	1325.45	161447.00	-18.720	-6.641	OK	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	159474.40	1.60	58986.30	26	160000	-13.298	-19.335	22.589	12.031	-14.055	-20.602	-4.765	60.91	4.33	5.40	1325.04	151902.28	-18.951	-5.235	OK	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	123175.62	1.53	47668.49	22	140000	-11.823	-17.142	19.941	9.862	-11.473	-19.103	-3.355	56.47	4.33	5.40	1329.47	133359.19	-17.729	-3.740	OK	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	91629.09	1.41	37773.29	20	130000	-11.137	-15.516	17.986	7.744	-8.977	-18.908	-2.128	55.90	4.33	5.40	1330.05	104827.56	-13.747	-3.454	OK	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	64763.39	1.38	27592.94	16	110000	-9.475	-13.432	15.419	5.746	-6.596	-17.161	-0.653	50.73	4.33	5.40	1335.21	105234.59	-16.169	-0.910	OK	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	0.95	42532.33	1.25	19340.87	14	98000	-8.577	-11.228	12.951	3.909	-4.508	-15.897	-0.135	46.99	4.33	5.40	1338.95	94016.97	-15.092	-0.313	OK	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	0.93	24886.65	1.23	11490.38	10	74000	-6.512	-8.617	9.893	2.349	-2.697	-12.780	0.684	37.78	4.33	5.40	1348.16	71480.87	-12.265	0.569	OK	OK
12	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	11777.39	1.10	5840.83	8	60000	-5.316	-6.381	7.329	1.139	-1.308	-10.558	0.705	31.21	4.33	5.40	1354.73	58239.84	-10.215	0.646	OK	OK
13	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	0.00	1.06	0.00	4	32000	-2.835	-3.273	3.760	0.000	0.000	-6.109	0.924	18.06	4.33	5.40	1367.88	31362.86	-5.987	0.906	OK	OK



Gambar 5. 42 Segmen A13

Hasil Output SAP Segmen A13 terpasang

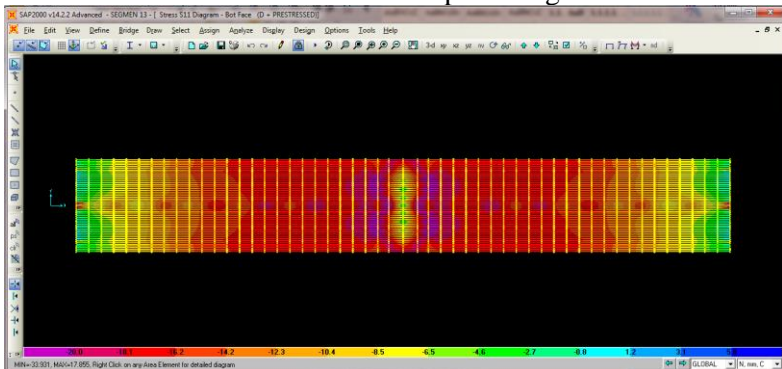
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 43 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A13

Hasil Output SAP Segmen A13 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.

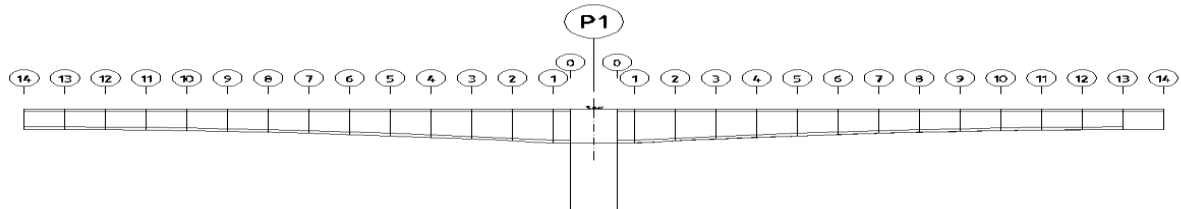


Gambar 5. 44 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A13

14. Segmen A14

Tabel 5. 18 Preliminari design pemasangan segmen A14 dengan Form Traveller

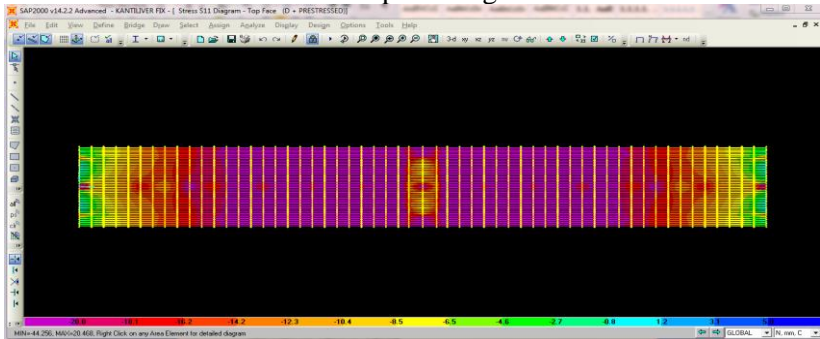
As	A	y <sub>s</sub>	y <sub>z</sub>	I	k <sub>s</sub>	M <sub>i</sub>	e	F <sub>g<sub>min</sub></sub>	Σ <sub>g<sub>max</sub></sub>	F <sub>g<sub>in</sub></sub>	F/A	F.e.c.l (Mpa)		M.c.l (Mpa)		f <sub>ci</sub> (Mpa)		Δ <sub>cs</sub>	Δ <sub>cs1</sub>	Δ <sub>cs2</sub>	f <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	f <sub>ci</sub> (Mpa)				Kontrol					
(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m)	(m)	KNm	m	KN	n	KN	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	KN	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	0.66	483911.27	2.15	171947.56	46	264000	-6.592	-21.544	25.191	18.326	-21.428	-9.811	-2.829	29.000	4.33	5.01	1357.33	256746.29	-9.038	-3.340	OK	OK						
0	14.09	2.72	2.28	48.89	1.52	443333.03	2.13	121374.73	46	264000	-18.741	-26.253	31.289	20.686	-24.654	-24.308	-12.106	71.86	4.33	5.01	1314.47	246659.63	-21.690	-12.836	OK	OK						
1	13.30	2.57	2.08	40.16	1.45	415366.64	2.00	120378.17	46	264000	-19.848	-27.367	33.771	21.529	-26.567	-25.686	-12.644	75.94	4.33	5.01	1310.39	247868.86	-22.801	-13.495	OK	OK						
2	12.93	2.42	1.96	34.83	1.37	353961.25	2.04	103616.06	42	252000	-19.490	-28.971	35.749	19.926	-24.588	-28.535	-8.328	84.36	4.33	5.01	1301.97	235081.26	-25.282	-9.420	OK	OK						
3	12.65	2.27	1.86	30.56	1.30	297777.46	1.94	91916.28	38	232000	-18.342	-27.367	33.404	18.121	-22.118	-27.587	-7.057	81.56	4.33	5.01	1304.77	216889.76	-24.610	-8.038	OK	OK						
4	12.55	2.12	1.79	27.51	1.22	246685.40	1.82	81166.46	36	222000	-17.687	-26.241	31.041	16.061	-18.998	-27.867	-5.644	82.38	4.33	5.01	1303.94	207409.40	-24.980	-6.522	OK	OK						
5	12.27	2.00	1.71	24.21	1.16	200609.82	1.73	69477.70	32	202000	-16.469	-24.647	28.924	14.142	-16.596	-26.975	-4.141	79.75	4.33	5.01	1306.58	189105.86	-24.350	-4.936	OK	OK						
6	12.03	1.90	1.63	21.58	1.10	159474.40	1.60	58986.30	30	192000	-15.958	-23.202	27.106	12.031	-14.055	-27.129	-2.907	80.20	4.33	5.01	1306.13	179681.48	-24.616	-3.622	OK	OK						
7	11.84	1.82	1.56	19.51	1.05	123175.62	1.53	47668.49	26	172000	-14.525	-21.060	24.499	9.862	-11.473	-25.723	-1.499	76.05	4.33	5.01	1310.28	161476.75	-23.546	-2.109	OK	OK						
8	11.67	1.74	1.51	17.81	1.01	91629.09	1.41	37773.29	24	162000	-13.878	-19.335	22.414	7.744	-8.977	-25.469	-0.442	75.29	4.33	5.01	1311.04	133388.77	-19.603	-1.949	OK	OK						
9	11.61	1.68	1.46	16.48	0.97	64763.39	1.38	2792.94	20	142000	-12.232	-17.340	19.904	5.746	-6.596	-23.825	1.076	70.43	4.33	5.01	1315.90	133883.12	-22.135	0.638	OK	OK						
10	11.43	1.64	1.42	15.46	0.95	42532.33	1.25	19340.87	18	130000	-11.378	-14.894	17.179	3.909	-4.508	-22.364	1.293	66.11	4.33	5.01	1320.22	122971.53	-20.943	0.970	OK	OK						
11	11.36	1.60	1.40	14.79	0.93	24886.65	1.20	11671.49	14	106000	-9.328	-12.007	13.785	2.349	-2.697	-18.986	1.760	56.13	4.33	5.01	1330.20	101027.33	-17.986	1.551	OK	OK						
12	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	11777.39	1.09	5868.35	12	92000	-8.151	-9.700	11.141	1.139	-1.308	-16.713	1.682	49.41	4.33	5.01	1336.92	88127.17	-15.961	1.536	OK	OK						
13	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	2246.75	1.06	1137.92	8	64000	-5.670	-6.547	7.519	0.217	-0.249	-12.000	1.599	35.48	4.33	5.01	1350.85	61944.74	-11.608	1.540	OK	OK						
14	11.29	1.58	1.37	14.20	0.92	0.00	1.06	0.00	4	32000	-2.835	-3.273	3.760	0.000	0.000	-6.109	0.924	18.06	4.33	5.01	1368.27	31371.70	-5.989	0.906	OK	OK						



Gambar 5. 45 Segmen A14

Hasil Output SAP Segmen A14 terpasang

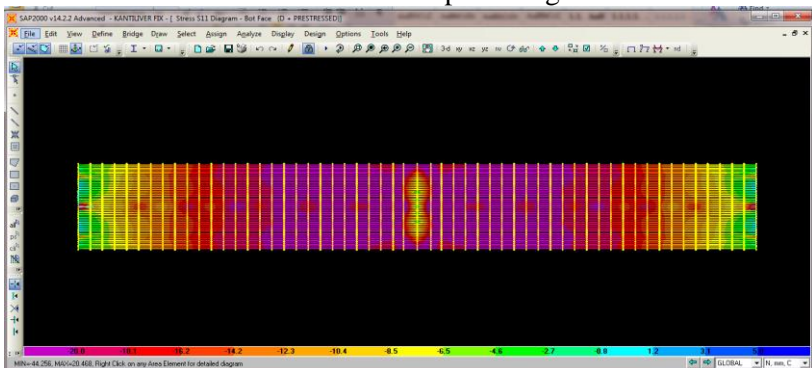
- Top Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat atas ( $f_{top}$ ) memenuhi tegangan ijin tekan, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



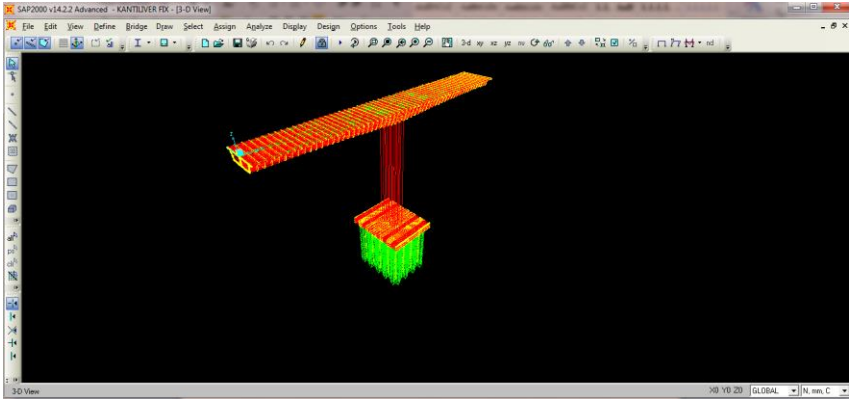
Gambar 5. 46 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Segmen A14

Hasil Output SAP Segmen A14 terpasang

- Bottom Face  
Dari hasil diagram SAP2000 tegangan serat bawah ( $f_{bottom}$ ) memenuhi tegangan ijin tarik, hasil SAP2000 akan dicantumkan dalam lampiran Tugas Akhir ini.



Gambar 5. 47 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Segmen A13



Gambar 5. 48 Jembatan Cisomang *Balance Cantilefer*

## 5.5.4 Kontrol Momen Crack dan Momen Batas

### 1. Kontrol momen retak

Momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok beton prategang dihitung dengan teori elastik, dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya. Modulus keruntuhan merupakan ukuran permulaan retak-retak rambut yang seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Tegangan tarik yang lebih besar dari modulus diperlukan untuk menghasilkan retak-retak yang terlihat. Pada kondisi beton telah mengalami retak akibat beban berlebihan, susut atau sebab-sebab lainnya, maka retak-retak dapat terlihat pada tegangan tarik yang terkecil (Lin & Burns, 1982)

Dengan menggunakan analisa elastik beton prategang, perumusan momen retak adalah sebagai berikut:

$$M_{cr} = F \left( e + \frac{r^2}{y} \right) + \frac{f_r I}{y}$$

Keterangan:

$M_{cr}$  = Momen Retak (KNm)

- $e$  = Eksentrisitas c.g.s terhadap c.g.c (m)  
 $r^2$  = Rasio perbandingan Inersia terhadap luas penampang yang ditinjau ( $m^2$ )  
 $y$  = jarak c.g.c terhadap serat terluar (m)  
 $f_r$  = Modulus keruntuhan (KPa)

Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok. Perhitungan kontrol momen retak tahanan balok dilakukan pada saat pelaksanaan pada daerah tumpuan dan lapangan.

### **Kontrol momen retak akibat pelaksanaan (*balance cantilefer*)**

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen retak pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 3 pada As CL (Tumpuan). Berikut adalah perhitungan  $M_{cr}$  akibat pemasangan segmen 3 pada As CL (Tumpuan):

Penampang box girder pada As CL :

$$\begin{aligned}
 f_r &= 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \times \sqrt{50} = 4,38 \text{ Mpa} = 4380 \text{ kN/m}^2 \\
 F_{se} &= 29378,07 \text{ Kn} \\
 e &= 2,15 \text{ m} \\
 r^2 &= 1,52 \text{ m}^2 \\
 y_a &= 2,3 \text{ m} \\
 I &= 60,86 \text{ m}^4 \\
 M_{tot} &= 29954,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Momen Crack

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= 29378,07 \left( 2,15 + \frac{1,52}{2,3} \right) + \frac{4380 \cdot 60,86}{2,3} \\
 M_{cr} &= 198443,19 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{cr \text{ as-CL}}$$

$$198443,19 \text{ KNm} \leq 201851,97 \text{ KNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Perhitungan pada segmen yang lain akan disajikan dalam bentuk tabel.

## 2. Kontrol momen batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton (C) bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya C dan T maka akan didapatkan nilai momen batas, ( $M_u$ ), SNI T-12-2004 Pasal 4.5.1 faktor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0,8. Berikut persamaan yang digunakan untuk perhitungan momen batas.

$$M_u = \phi \left( T \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Dengan

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w}$$

Keterangan:

$M_u$  = Momen batas/ultimate (KNm)

T = Gaya Prategang efektif (KN)

d = Tinggi efektif penampang (m)

$\phi$  = Faktor reduksi lentur (0,8)

$b_w$  = Lebar serat tekan pada penampang (m)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen batas pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 3. Berikut adalah perhitungan  $M_u$  akibat pemasangan segmen 3

Penampang box girder pada As CL :

$$f_{ci}' = 41,5 \text{ MPa} = 41500 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 29378,07 \text{ KN}$$

$$b_w = 7,396 \text{ m}$$

$$d = 4,85 \text{ m}$$

$$M_{\text{tot}} = 29954,58 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{29378,07}{0,85 \cdot 41500,7396}$$

$$a = 0,11 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penmpang

$$M_{Mu \text{ as-CL}} = 0,8 (29378,07 (4,8 - \frac{0,11}{2}))$$

$$M_{Mu \text{ as-CL}} = 112663,67 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{\text{tot}} \leq M_{Mu \text{ as-CL}}$$

$$29954,58 \text{ KNm} \leq 112663,67 \text{ KNm (Memenuhi Syarat)}$$

Perhitungan pada segmen yang lain akan disajikan dalam bentuk tabel dibawah ini.



Tabel 5. 19 Kontrol  $M_{cr}$  dan  $M_{Mu}$  pada saat pelaksanaan (*kantilever balanced*)

## Segmen A0 &amp; A1

As	A	$y_b$	$y_a$	I	$\Sigma_{tendon}$	$M_t$	e	$F_{perlu}$	$F_{se}$	b	d	a	$M_u$	Kontrol	$r^2$	$M_{cr}$	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	4	15225.11	2.15	5409.92	11206.55	7.396	4.85	0.04	43288.87	OK	1.52	147303.16	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	4	515.05	2.13	141.01	11173.03	7.396	4.85	0.04	43159.96	OK	3.47	134768.29	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	4	0.00	2.12	0.00	11168.01	7.396	4.69	0.04	41666.48	OK	3.02	124419.39	OK

## Segmen A2

As	A	$y_b$	$y_a$	I	$\Sigma_{tendon}$	$M_t$	e	$F_{perlu}$	$F_{se}$	b	d	a	$M_u$	Kontrol	$r^2$	$M_{cr}$	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	8	29954.58	2.15	10643.72	29378.07	7.396	4.85	0.11	112663.67	OK	1.52	198443.19	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	8	18947.60	2.13	5187.43	29222.61	7.396	4.85	0.11	112074.44	OK	3.47	200696.14	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	8	13159.65	2.11	3699.68	29178.70	7.396	4.675	0.11	107822.98	OK	3.02	188371.24	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	4	0.00	1.92	0.00	18300.82	7.622	4.34	0.07	62968.98	OK	2.69	138078.28	OK

## Segmen A3

As	A	$y_b$	$y_a$	I	$\Sigma_{tendon}$	$M_t$	e	$F_{perlu}$	$F_{se}$	b	d	a	$M_u$	Kontrol	$r^2$	$M_{cr}$	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	10.00	49440.07	2.15	17567.47	39028.14	7.396	4.85	0.15	149093.83	OK	1.52	225601.33	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	10.00	35555.49	2.13	9734.30	38770.58	7.396	4.85	0.15	148125.23	OK	3.47	235571.04	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	10.00	27609.36	2.14	7699.26	38692.63	7.396	4.704	0.15	143312.72	OK	3.02	223334.12	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	6.00	12917.89	1.84	4022.80	27744.31	7.622	4.257	0.10	93333.45	OK	2.69	166969.39	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	2.00	0.00	1.79	0.00	9307.69	7.796	4.065	0.03	30142.60	OK	2.42	100839.88	OK

### Segmen A4

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	r <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	14	73787.61	2.15	26218.86	57713.92	7.396	4.85	0.22	218823.11	OK	1.52	278188.64	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	14	57047.51	2.13	15618.34	57176.61	7.396	4.85	0.22	216833.01	OK	3.47	302800.86	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	14	46959.72	2.18	12944.81	57003.41	7.396	4.746	0.22	211435.57	OK	3.02	291373.94	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	10	27271.08	1.93	8242.72	46123.68	7.622	4.354	0.17	157493.02	OK	2.69	230478.09	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	6	12804.03	1.84	4081.16	27853.97	7.796	4.108	0.10	90418.22	OK	2.42	159429.38	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	4	0.00	1.70	0.00	18617.88	7.958	3.815	0.07	56327.85	OK	2.19	121698.95	OK

### Segmen A5

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	r <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	16	102505.15	2.15	36423.02	67206.95	7.396	4.85	0.26	253837.90	OK	1.52	304904.84	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	16	82974.68	2.13	22716.62	66504.24	7.396	4.85	0.25	251255.45	OK	3.47	336870.94	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	16	70794.12	2.19	19445.07	66272.75	7.396	4.759	0.25	245566.46	OK	3.02	325864.13	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	12	46222.33	1.96	13868.76	55387.70	7.622	4.378	0.21	189440.59	OK	2.69	262475.92	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	8	26872.14	1.87	8482.99	37143.69	7.796	4.139	0.14	120976.01	OK	2.42	189704.27	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	6	12613.68	1.62	4439.02	27943.35	7.958	3.737	0.10	82419.37	OK	2.19	146739.29	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	2	0.00	1.59	0.00	9373.57	8.1	3.595	0.03	26835.40	OK	1.97	87952.56	OK

## Segmen A6

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	γ <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	20	135501.36	2.15	48147.52	88748.14	7.396	4.85	0.34	332267.02	OK	1.52	365528.11	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	20	113233.66	2.13	31000.86	87633.00	7.396	4.85	0.34	328241.85	OK	3.47	414045.79	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	20	99000.18	2.21	27056.82	87258.78	7.396	4.777	0.33	321794.30	OK	3.02	403860.95	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	16	69638.25	1.99	20705.61	76061.92	7.622	4.409	0.28	259663.27	OK	2.69	333693.34	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	12	45497.91	1.90	14226.17	57341.00	7.796	4.169	0.21	186468.87	OK	2.42	255428.76	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	10	26449.30	1.72	8999.79	47896.82	7.958	3.834	0.17	143640.23	OK	2.19	208099.93	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	6	12417.17	1.64	4447.72	28917.04	8.1	3.638	0.10	82997.25	OK	1.97	142920.26	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	4	0.00	1.49	0.00	19325.22	8.229	3.395	0.07	51972.67	OK	1.79	108258.13	OK

## Segmen A7

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	γ <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	22	172719.06	2.15	61372.04	98591.04	7.396	4.85	0.38	367630.34	OK	1.52	393228.95	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	22	147757.46	2.13	40452.71	97260.26	7.396	4.85	0.37	362866.51	OK	3.47	449210.29	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	22	131503.56	2.22	35874.95	96812.21	7.396	4.784	0.37	356121.53	OK	3.02	439459.15	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	18	97427.30	2.00	28881.08	85604.91	7.622	4.419	0.32	291720.48	OK	2.69	366656.78	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	14	68572.63	1.91	21383.01	66895.77	7.796	4.178	0.24	217075.73	OK	2.42	286568.05	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	12	44809.69	1.74	15122.00	57444.68	7.958	3.858	0.20	172610.53	OK	2.19	237557.76	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	8	26063.24	1.67	9235.01	38511.43	8.1	3.669	0.13	110954.77	OK	1.97	170877.30	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	6	12256.94	1.41	4870.82	28969.39	8.229	3.317	0.10	75708.99	OK	1.79	131012.94	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	2	0.00	1.40	0.00	9715.92	8.345	3.215	0.03	24861.07	OK	1.65	78580.56	OK

## Segmen A8

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	r <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	26	214081.92	2.15	76069.45	117886.12	7.396	4.85	0.45	436091.19	OK	1.52	447531.01	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	26	186464.69	2.13	51049.89	116026.32	7.396	4.85	0.44	429542.16	OK	3.47	517755.16	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	26	168219.05	2.22	45891.15	115414.35	7.396	4.78	0.44	421257.41	OK	3.02	507647.36	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	22	129495.43	2.00	38387.27	104262.67	7.622	4.42	0.39	352407.44	OK	2.69	429596.76	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	18	95993.39	1.91	29933.63	85663.71	7.796	4.18	0.31	275638.89	OK	2.42	346754.45	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	16	67583.09	1.74	22807.38	76262.16	7.958	3.86	0.27	227108.67	OK	2.19	293317.90	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	12	44189.27	1.67	15657.63	57477.71	8.1	3.67	0.20	164072.14	OK	1.97	224404.33	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	10	25735.60	1.41	10227.13	48032.79	8.229	3.32	0.17	124267.78	OK	1.79	178984.17	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	6	12118.59	1.40	4941.95	28986.83	8.345	3.22	0.10	73412.37	OK	1.65	125836.41	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	4	0.00	1.25	0.00	19371.23	8.441	2.99	0.07	45831.88	OK	1.53	95627.20	OK

## Segmen A9

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	r <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	28	259850.18	2.15	92332.22	129704.01	7.396	4.85	0.50	477458.51	OK	1.52	480790.05	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	28	229591.86	2.13	62857.15	127523.01	7.396	4.85	0.49	469856.34	OK	3.47	559747.91	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	28	209365.42	2.23	56895.40	126790.34	7.396	4.78	0.49	462010.29	OK	3.02	551150.34	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	24	166019.90	2.02	48920.42	106150.69	7.622	4.439	0.39	360212.80	OK	2.69	438118.32	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	20	127895.96	1.92	39688.22	97049.28	7.796	4.194	0.35	311881.39	OK	2.42	384784.67	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	18	94863.77	1.78	31581.60	78090.17	7.958	3.899	0.28	234882.69	OK	2.19	301901.70	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	14	66848.05	1.70	23362.60	59307.11	8.1	3.708	0.21	170997.79	OK	1.97	231886.61	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	12	43772.49	1.54	16592.61	40244.64	8.229	3.438	0.14	108467.76	OK	1.79	164282.46	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	8	25533.58	1.47	10108.56	40474.78	8.345	3.289	0.14	104263.08	OK	1.65	156992.03	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	6	12046.90	1.24	5341.29	30930.66	8.441	2.987	0.10	72618.43	OK	1.53	121634.12	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	2	0.00	1.26	0.00	11667.88	8.525	2.935	0.04	27215.09	OK	1.42	75404.14	OK

## Segmen A10

As	A (m <sup>2</sup> )	y <sub>b</sub> (m)	y <sub>a</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub> KNm	e m	F <sub>perlu</sub> KN	F <sub>se</sub> KN	b m	d m	a m	M <sub>u</sub> KNm	Kontrol	r <sup>2</sup> m <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub> KNm	Kontrol
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	32	309473.43	2.15	109964.79	152795.73	7.396	4.85	0.59	557052.77	OK	1.52	545776.99	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	32	276615.77	2.13	75731.25	149816.62	7.396	4.85	0.57	546875.99	OK	3.47	641177.50	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	32	254439.81	2.24	69022.18	148819.37	7.396	4.804	0.57	538031.37	OK	3.02	633183.43	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	28	206545.43	2.03	60706.47	137722.06	7.622	4.448	0.51	461836.11	OK	2.69	546458.06	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	24	163872.64	1.93	50756.56	128736.45	7.796	4.2	0.47	408405.63	OK	2.42	487680.27	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	22	126291.59	1.79	41838.99	109855.98	7.958	3.914	0.39	326752.72	OK	2.19	398938.86	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	18	93727.01	1.71	32696.91	91277.72	8.1	3.719	0.32	259938.20	OK	1.97	323840.85	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	16	66102.60	1.57	24771.56	81854.58	8.229	3.469	0.28	217913.70	OK	1.79	276542.19	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	12	43314.83	1.50	16943.99	63138.08	8.345	3.319	0.21	162235.78	OK	1.65	216158.56	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	10	25279.29	1.34	10744.51	53695.28	8.441	3.084	0.18	128603.78	OK	1.53	178204.49	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	6	11924.61	1.30	5250.68	34732.13	8.525	2.978	0.12	81150.51	OK	1.42	128290.03	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	4	0.00	1.19	0.00	23229.98	8.596	2.825	0.08	51787.89	OK	1.35	97379.83	OK

## Segmen A11

As	A (m <sup>2</sup> )	y <sub>b</sub> (m)	y <sub>a</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub> KNm	e m	F <sub>perlu</sub> KN	F <sub>se</sub> KN	b m	d m	a m	M <sub>u</sub> KNm	Kontrol	r <sup>2</sup> m <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub> KNm	Kontrol
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	34	363359.57	2.15	129112.08	169481.80	7.396	4.85	0.65	613549.91	OK	1.52	592736.51	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	34	327916.77	2.13	89776.32	166041.64	7.396	4.85	0.64	601971.78	OK	3.47	700440.98	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	34	303801.96	2.24	82352.75	164902.09	7.396	4.807	0.63	592463.65	OK	3.02	692912.51	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	30	251383.59	2.03	73809.59	153606.05	7.622	4.451	0.57	511898.68	OK	2.69	601035.15	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	26	204186.81	1.93	63197.34	134827.73	7.796	4.202	0.49	426787.48	OK	2.42	507662.01	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	24	162081.76	1.80	53597.68	125213.23	7.958	3.919	0.45	370244.89	OK	2.19	445987.42	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	20	124993.20	1.72	43446.12	106309.52	8.1	3.724	0.37	300853.13	OK	1.97	368038.87	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	18	92844.79	1.58	34661.35	96707.47	8.229	3.479	0.33	256260.21	OK	1.79	317157.43	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	14	65533.03	1.51	25548.50	77708.31	8.345	3.328	0.26	198676.29	OK	1.65	254080.53	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	12	42973.51	1.36	18078.14	48647.29	8.441	3.108	0.16	117790.41	OK	1.53	167511.53	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	8	25094.83	1.33	10903.80	48906.55	8.525	3.009	0.16	114536.55	OK	1.42	161968.54	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	6	11850.79	1.11	5752.69	37320.18	8.596	2.747	0.12	80167.56	OK	1.35	124586.59	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	2	0.00	1.14	0.00	13849.30	8.648	2.745	0.05	30161.57	OK	1.30	75164.18	OK

## Segmen A12

As	A	y <sub>b</sub>	y <sub>a</sub>	I	Σ <sub>tendon</sub>	M <sub>t</sub>	e	F <sub>perlu</sub>	F <sub>se</sub>	b	d	a	M <sub>u</sub>	Kontrol	Γ <sup>2</sup>	M <sub>cr</sub>	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	38	421388.67	2.15	149731.48	196271.62	7.396	4.85	0.75	702471.50	OK	1.52	668130.99	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	38	383378.14	2.13	104960.42	191679.36	7.396	4.85	0.73	687385.00	OK	3.47	794085.24	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	38	357337.54	2.24	96746.31	190167.21	7.396	4.812	0.73	676558.00	OK	3.02	786975.92	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	34	300425.67	2.04	88060.96	178985.59	7.622	4.457	0.67	590538.78	OK	2.69	688498.55	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	30	248735.38	1.94	76896.36	160393.00	7.796	4.206	0.58	502228.62	OK	2.42	590862.33	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	28	202136.83	1.81	66651.66	150811.18	7.958	3.928	0.54	441483.53	OK	2.19	524707.38	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	24	160554.76	1.73	55689.14	132103.43	8.1	3.73	0.46	369721.90	OK	1.97	443050.83	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	22	123912.84	1.59	46006.55	122549.47	8.229	3.494	0.42	321819.48	OK	1.79	388185.80	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	18	92107.57	1.52	35747.29	103802.36	8.345	3.339	0.35	262672.42	OK	1.65	322215.70	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	16	65054.54	1.39	27021.46	75044.95	8.441	3.139	0.25	180872.29	OK	1.53	232543.94	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	12	42682.36	1.36	18299.17	75389.80	8.525	3.04	0.25	175772.88	OK	1.42	225256.17	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	10	24944.81	1.21	11562.56	64009.79	8.596	2.844	0.21	140230.15	OK	1.35	185798.63	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	6	11792.63	1.18	5569.91	41045.93	8.648	2.788	0.13	89350.69	OK	1.30	133345.07	OK
12	11.29	1.58	1.37	14.20	4	0.00	1.11	0.00	27470.74	8.687	2.685	0.09	58022.08	OK	1.26	100956.93	OK

## Segmen A13

As	A	$y_b$	$y_a$	I	$\Sigma_{endon}$	$M_t$	e	$F_{perlu}$	$F_{se}$	b	d	a	$M_u$	Kontrol	$\Gamma^2$	$M_{cr}$	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	42	483911.27	2.15	171947.56	227237.43	7.396	4.85	0.87	802512.11	OK	1.52	755277.93	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	42	443333.03	2.13	121374.73	221117.49	7.396	4.85	0.85	782973.67	OK	3.47	901610.88	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	42	415366.64	2.25	112345.92	219114.67	7.396	4.815	0.84	770461.07	OK	3.02	894696.65	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	38	353961.25	2.04	103616.06	208036.57	7.622	4.462	0.77	678149.51	OK	2.69	788548.21	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	34	297777.46	1.94	91976.28	189589.56	7.796	4.209	0.69	586032.85	OK	2.42	685846.69	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	32	246685.40	1.82	81166.46	180008.41	7.958	3.934	0.64	520404.90	OK	2.19	614428.11	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	28	200609.82	1.73	69477.70	161447.00	8.1	3.734	0.57	445775.76	OK	1.97	528351.43	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	26	159474.40	1.60	58986.30	151902.28	8.229	3.504	0.52	393997.63	OK	1.79	468794.78	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	22	123175.62	1.53	47668.49	133359.19	8.345	3.347	0.45	332896.74	OK	1.65	399356.11	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	20	91629.09	1.41	3773.29	104827.56	8.441	3.157	0.35	249990.31	OK	1.53	306159.09	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	16	64763.39	1.38	27592.94	105234.59	8.525	3.054	0.35	242410.29	OK	1.42	296407.48	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	14	42532.33	1.25	19340.87	94016.97	8.596	2.886	0.31	205384.62	OK	1.35	254457.30	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	10	24886.65	1.23	11490.38	71480.87	8.648	2.837	0.23	155533.26	OK	1.30	201260.70	OK
12	11.29	1.58	1.37	14.20	8	11777.39	1.10	5840.83	58239.84	8.687	2.668	0.19	119856.26	OK	1.26	162778.41	OK
13	11.29	1.58	1.37	14.20	4	0.00	1.06	0.00	31362.86	8.719	2.635	0.10	64833.66	OK	1.26	107268.13	OK

## Segmen A14

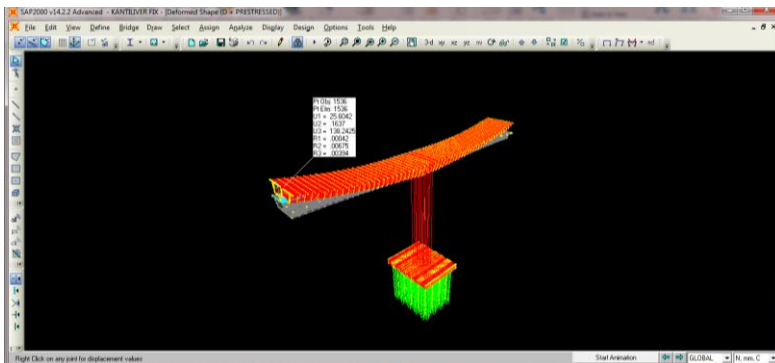
As	A	$y_b$	$y_a$	I	$\Sigma_{tendon}$	$M_t$	e	$F_{perlu}$	$F_{se}$	b	d	a	$M_u$	Kontrol	$\Gamma^2$	$M_{cr}$	Kontrol
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		KNm	m	KN	KN	m	m	m	KNm		m <sup>2</sup>	KNm	
Cl	40.05	2.70	2.30	60.86	46	458797.89	2.15	163024.05	256746.29	7.396	4.85	0.98	895109.75	OK	1.52	838324.58	OK
0	14.09	2.72	2.28	48.89	46	419282.65	2.13	114790.27	248639.63	7.396	4.85	0.95	869937.38	OK	3.47	1002138.18	OK
1	13.30	2.57	2.08	40.16	46	392113.51	2.00	113639.14	247868.86	7.396	4.815	0.95	860640.41	OK	3.02	939858.53	OK
2	12.93	2.42	1.96	34.83	42	332568.38	2.04	97353.67	235081.26	7.622	4.462	0.87	756850.19	OK	2.69	880935.16	OK
3	12.65	2.27	1.86	30.56	38	278244.83	1.94	85943.12	216889.76	7.796	4.209	0.79	661807.01	OK	2.42	774232.37	OK
4	12.55	2.12	1.79	27.51	36	229013.02	1.82	75351.75	207409.40	7.958	3.934	0.74	591523.15	OK	2.19	697706.66	OK
5	12.27	2.00	1.71	24.21	32	184797.69	1.73	64001.45	189105.86	8.1	3.734	0.66	514823.10	OK	1.97	608213.58	OK
6	12.03	1.90	1.63	21.58	30	145522.52	1.60	53825.79	179681.48	8.229	3.504	0.62	459172.02	OK	1.79	543898.16	OK
7	11.84	1.82	1.56	19.51	26	111084.00	1.53	42989.08	161476.75	8.345	3.347	0.55	396915.40	OK	1.65	472012.02	OK
8	11.67	1.74	1.51	17.81	24	81397.71	1.41	33555.49	133388.77	8.441	3.157	0.45	312984.49	OK	1.53	375441.85	OK
9	11.61	1.68	1.46	16.48	20	56392.27	1.38	24026.36	133883.12	8.525	3.054	0.45	303300.99	OK	1.42	363648.45	OK
10	11.43	1.64	1.42	15.46	18	36021.46	1.25	16380.16	122971.53	8.596	2.886	0.41	263940.26	OK	1.35	318131.01	OK
11	11.36	1.60	1.40	14.79	14	20236.03	1.20	9490.41	101027.33	8.648	2.837	0.33	215908.59	OK	1.30	261859.09	OK
12	11.29	1.58	1.37	14.20	12	8987.01	1.09	4477.99	88127.17	8.687	2.668	0.29	177925.61	OK	1.26	222209.57	OK
13	11.29	1.58	1.37	14.20	8	2246.75	1.06	1137.92	61944.74	8.719	2.635	0.20	125589.11	OK	1.26	167649.98	OK
14	11.29	1.58	1.37	14.20	4	0.00	1.06	0.00	31371.70	8.719	2.635	0.10	64851.57	OK	1.26	107285.59	OK



### 5.5.5 Kontrol Lendutan

Lendutan pada saat pelaksanaan adalah lendutan sementara akibat kombinasi beban ijin baik beban prategang atau beban pelaksanaan pada jembatan tidak boleh melampaui lendutan yang di ijin. Berdasarkan RSNI T-12-2004 lendutan tidak boleh melampaui  $L/400$  untuk kantilever. Lendutan pada kondisi pemasangan segmen terakhir.

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{400} = \frac{98000}{400} = 245 \text{ mm}$$



Gambar 5. 49 Lendutan *Balance Cantilever*

Lendutan yang terjadi akibat tendon prategang adalah 138 mm.

$$\Delta_{kantiliver} < \Delta_{ijin}$$

$$138 \text{ mm} < 245 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

## 5.6 Perencanaan Tendon Bentang Menerus

Pada tahap ini yang pertama harus dilakukan adalah mengerjakan box girder segmen tengah sebagai penyambung antar kantilever dengan cara cor di tempat (*cast in situ*),

Kemudian dilanjutkan dengan pemasangan komponen-komponen non-struktural jembatan seperti aspal, parapet, dll.

Dengan mengetahui metode pelaksanaan tersebut maka akan didapat pembebanan yang sesuai untuk dapat mengetahui momen yang terjadi di tiap tahap, Berikut adalah perhitungan gaya pratekan dan analisa tegangan yang terjadi di tiap tahap.

### 5.6.1 Perencanaan Tendon Bentang Menerus

Perencanaan tendon untuk pembebanan penuh mempertimbangkan tendon pada pembebanan pelaksanaan yang sudah diberikan, kekurangan gaya prategang akan diberikan untuk menahan beban penuh, khususnya pada daerah lapangan. Menentukan tendon daerah tumpuan maupun lapangan akan di gunakan program bantu SAP dengan mempertimbangkan kondisi pembebanan yang paling kritis, berikut

Berat Aspal

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal lapisan} \times B_j.\text{aspal} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1,1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat Overlay

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal lapisan} \times B_j.\text{aspal} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1,1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Air hujan dengan tinggi 5 cm

$$\begin{aligned} q_u &= \text{tebal} \times B_j.\text{air} \\ &= 0,05 \times 9,8 \\ &= 0,049 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

### Beban Hidup

Beban terbagi rata (UDL), untuk bentang 49 m

$$q = 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ KPa}$$

$$q = 7,255 \text{ KPa}$$

$$q = 7,255 \text{ KN/m}^2$$

Beban terbagi rata (UDL), untuk bentang 100 m

$$q = 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ KPa}$$

$$q = 5,85 \text{ KPa}$$

$$q = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

Beban garis (BGT)

$$q = 49 \text{ KN/m}$$

$$q = 49 \text{ KN/m} \times \text{lebar lajur (2,75 m)}$$

$$q = 134,75 \text{ kN/lajur}$$

Beban roda truk belakang = 112,5 KN

Beban roda truk depan = 25 KN

Beban Angin

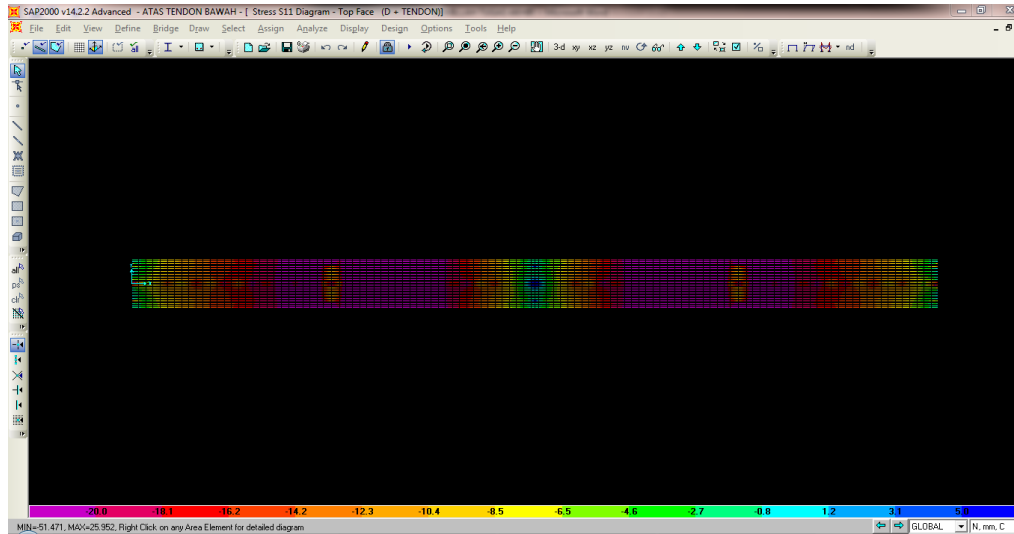
$$H_w = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$= 0,0006 \times 1,48 \times 30^2$$

$$= 0,806625 \text{ kN/m}^2$$

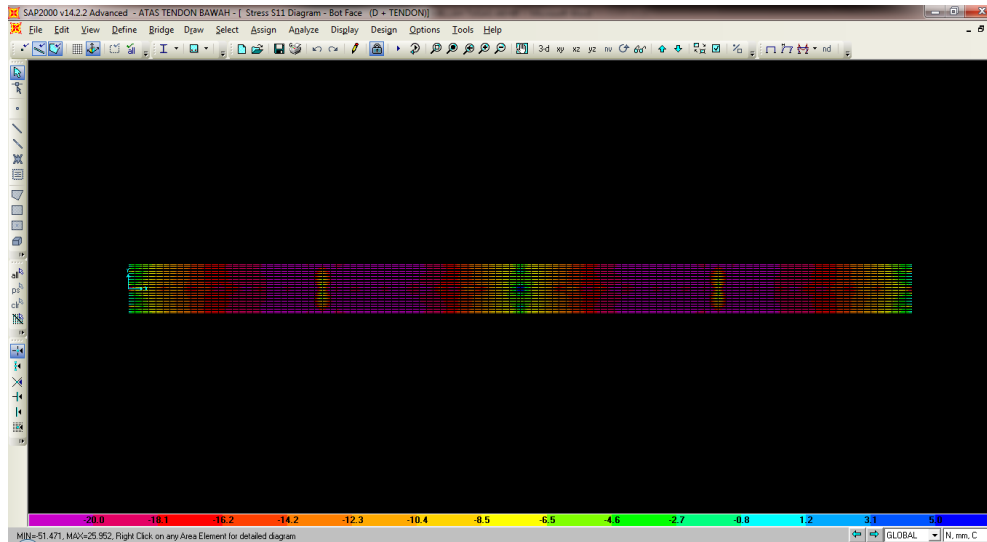
## 5.6.2 Hasil SAP2000 Bentang Menerus

### ➤ Tegangan Serat Atas Beban Girder dan *Prestressed*



Gambar 5. 50 Hasil Output SAP  $f_{top}$  Bentang Menerus

➤ Tegangan Serat Atas Beban Girder dan *Prestressed*



Gambar 5. 51 Hasil Output SAP  $f_{bottom}$  Bentang Menerus

### 5.6.3 Kombinasi Beban Penuh Tahap Bentang Menerus

Tabel 5. 20 Kombinasi Beban

Kombinasi Beban SAP	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Dead + <i>Prestressed</i></li> <li>➤ Dead + <i>Prestressed</i> + Truck</li> <li>➤ Dead + <i>Prestressed</i> + Angin + Temperatur</li> <li>➤ Dead + <i>Prestressed</i> + UDL + KEL</li> </ul> <p>Keterangan:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Beban Dead terdiri dari beban <i>box girder</i>, beban hujan, beban overlay, beban aspal, beban separator.</li> </ul>
---------------------	---

Akibat beberapa kombinasi pembebanan yang dipakai sebagai acuan perhitungan, maka pada tahap service direncanakan tendon bawah dimana jembatan dibebani penuh. Direncanakan menggunakan tendon / kabel jenis strand seven wires stress relieved (7 kawat untaian). Dengan mengacu pada tabel VSL.

Tabel 5. 21 Karakteristik Tendon

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diameter</li> <li>• Luas Nominal (<math>A_{ps}</math>)</li> <li>• Minimum breaking load</li> <li>• Modulus Elastisitas (<math>E_s</math>)</li> <li>• Tendon unit</li> <li>• Steel Duct Internal diameter</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>15,2 mm</li> <li>143,3 mm<sup>2</sup></li> <li>250 KN</li> <li>195000 MPa</li> <li>6-48-45</li> <li>145 mm</li> </ul>
--	--

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan  $0,8 F_{pu}$ . Untuk 1 strand diameter 15,2 mm :

$$F_0 = 0,8 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0,8 \times 250 \text{ KN}$$

$$F_0 = 200 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 strand diameter 15,2 mm:

$$f_s = F_0 / A_{ps}$$

$$f_s = 2.10^5 \text{ N} / 143,3 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1395,67 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Untuk tendon unit 6-48-45

$$F_o = 0,8 \times F_{pu}$$

$$F_o = 0,8 \times 11250 \text{ KN}$$

$$F_o = 9000 \text{ KN}$$

Sehingga untuk tendon bawah menggunakan tambahan tendon dengan besar gaya penarikan setiap tendonnya sebesar 9000 KN dan berjumlah 24 tendon pada setiap bentangnya.

Hasil tegangan serat atas dan serat bawah dari output SAP2000 pada saat beban penuh akan disajikan dalam tabel.

Tabel 5. 22 Data Properties Bentang Menerus Jembatan

$A_s$	A	I	h	$y_a$	$y_b$	$e_1$	$e_2$
	$m^2$	$m^4$	m	m	M	m	m
14	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	1.38
13	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	0.88
12	11.29	14.20	3.00	1.42	1.58	1.27	0.88
11	11.36	14.79	3.06	1.46	1.60	1.31	0.90
10	11.43	15.46	3.14	1.50	1.64	1.35	0.94
9	11.61	16.48	3.25	1.57	1.68	1.42	0.98
8	11.67	17.81	3.38	1.64	1.74	1.49	1.04
7	11.84	19.51	3.53	1.71	1.82	1.56	1.12
6	12.03	21.58	3.71	1.81	1.90	1.66	1.20
5	12.27	24.21	3.91	1.91	2.00	1.76	1.30
4	12.55	27.51	4.13	2.01	2.12	1.86	1.42
3	12.65	30.56	4.38	2.11	2.27	1.96	1.57
2	12.93	34.83	4.65	2.23	2.42	2.08	1.72
1	13.30	40.16	5.00	2.43	2.57	2.28	1.87
0	14.09	48.89	5.00	2.28	2.72	2.13	2.02
CL'	40.05	60.86	5.00	2.30	2.70	2.15	2.00
0	14.09	48.89	5.00	2.28	2.72	2.13	2.02
1	13.30	40.16	5.00	2.43	2.57	2.28	1.87
2	12.93	34.83	4.65	2.23	2.42	2.08	1.72
3	12.65	30.56	4.38	2.11	2.27	1.96	1.57
4	12.55	27.51	4.13	2.01	2.12	1.86	1.42
5	12.27	24.21	3.91	1.91	2.00	1.76	1.30
6	12.03	21.58	3.71	1.81	1.90	1.66	1.20
7	11.84	19.51	3.53	1.71	1.82	1.56	1.12
8	11.67	17.81	3.38	1.64	1.74	1.49	1.04
9	11.61	16.48	3.25	1.57	1.68	1.42	0.98
10	11.43	15.46	3.14	1.50	1.64	1.35	0.94
11	11.36	14.79	3.06	1.46	1.60	1.31	0.90
12	11.29	14.20	3.00	1.42	1.58	1.27	0.88
13	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	0.88
14	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	0.88



$A_s$	A	I	h	$y_a$	$y_b$	$e_1$	$e_2$
	$m^2$	$m^4$	m	m	m	m	m
13	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	0.88
12	11.29	14.20	3.00	1.42	1.58	1.27	0.88
11	11.36	14.79	3.06	1.46	1.60	1.31	0.90
10	11.43	15.46	3.14	1.50	1.64	1.35	0.94
9	11.61	16.48	3.25	1.57	1.68	1.42	0.98
8	11.67	17.81	3.38	1.64	1.74	1.49	1.04
7	11.84	19.51	3.53	1.71	1.82	1.56	1.12
6	12.03	21.58	3.71	1.81	1.90	1.66	1.20
5	12.27	24.21	3.91	1.91	2.00	1.76	1.30
4	12.55	27.51	4.13	2.01	2.12	1.86	1.42
3	12.65	30.56	4.38	2.11	2.27	1.96	1.57
2	12.93	34.83	4.65	2.23	2.42	2.08	1.72
1	13.30	40.16	5.00	2.43	2.57	2.28	1.87
0	14.09	48.89	5.00	2.28	2.72	2.13	2.02
CL'	40.05	60.86	5.00	2.30	2.70	2.15	2.00
0	14.09	48.89	5.00	2.28	2.72	2.13	2.02
1	13.30	40.16	5.00	2.43	2.57	2.28	1.87
2	12.93	34.83	4.65	2.23	2.42	2.08	1.72
3	12.65	30.56	4.38	2.11	2.27	1.96	1.57
4	12.55	27.51	4.13	2.01	2.12	1.86	1.42
5	12.27	24.21	3.91	1.91	2.00	1.76	1.30
6	12.03	21.58	3.71	1.81	1.90	1.66	1.20
7	11.84	19.51	3.53	1.71	1.82	1.56	1.12
8	11.67	17.81	3.38	1.64	1.74	1.49	1.04
9	11.61	16.48	3.25	1.57	1.68	1.42	0.98
10	11.43	15.46	3.14	1.50	1.64	1.35	0.94
11	11.36	14.79	3.06	1.46	1.60	1.31	0.90
12	11.29	14.20	3.00	1.42	1.58	1.27	0.88
13	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	0.88
14	11.29	14.20	2.95	1.37	1.58	1.22	1.38

## 5.6.4 Kehilangan Prategang Tahap Service

### 1. Kehilangan prategang akibat rangkai

Salah satu sifat beton adalah dapat mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) seiring dengan semakin bertambahnya waktu. Metode umum untuk memperhitungkan rangkai pada beton adalah dengan memasukkan kedalam perhitungan hal-hal berikut ini : Perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton pada saat prategang, kelembaban relatif dan jenis beton (beton ringan atau normal). Kehilangan gaya prategang akibat rangkai untuk komponen struktur dengan tendon terekat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut (untuk beton dengan berat normal) :

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana

$K_{cr} = 2,0$  untuk komponen struktur pratarik

$K_{cr} = 1,6$  untuk komponen struktur pasca tarik

$f_{cds}$  = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh

beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang

$E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

Dalam tugas akhir ini akan dihitung pada As 13 pada tahap bentang menerus :

Pada tugas akhir ini  $f_{cir}$  dan  $f_{cdc}$  diperoleh dari output SAP.

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

$$CR = 1,6 \cdot 6,44 (-5 - (6,73))$$

$$CR = 17,97 \text{ MPa}$$

Perhitungan segmen lain akan disajikan dalam tabel.

## 2. Kehilangan prategang akibat susut

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif, dan waktu dari akhir perawatan sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Persamaan yang dipakai dalam memperhitungkan kehilangan prategang akibat susut pada beton adalah :

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Dimana :

$K_{sh}=0,77$  (tabel 4-4 T.Y.Lin hal 88 dengan asumsi dilakukan 7 hari setelah selesainya perawatan basah)

$V =$  Volume  $m^3$

$S =$  Luas Permukaan  $m^2$

$RH=$  Kelembaban udara rata-rata diambil 80 %

Dalam tugas akhir ini akan dihitung pada As 13 pada tahap bentang menerus :

$V = 39,5 m^3$

$S = 0,71 m^2$

$E_s = 195000 MPa$

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times 0,77 \times 196500 \times \left(1 - 0,06 \times \frac{39,5}{0,71}\right) \times (100 - 80)$$

$$SH = 13,11 MPa$$

Perhitungan segmen lain akan disajikan dalam tabel.

### 3. Kehilangan prategang akibat relaksasi

Sebenarnya balok pratekan mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada waktu. Akibat perpendekan elastis (ES), serta kehilangan gaya pratekan yang tergantung pada waktu yaitu CR dan SH, maka akan mengakibatkan terjadi pengurangan yang kontinu pada tegangan tendon. Oleh karena itu untuk memperkirakan kehilangan gaya pratekan akibat pengaruh tersebut digunakan perumusan sebagai berikut :

$$RE = (K_{re} - J(SH + CR + ES)) \times C$$

Dimana : tendon yang dipakai adalah tipe strand atau kawat *stress relieved* derajat 1395,67 MPa. Sehingga didapat :

$$K_{re} = 138 \text{ Mpa (tabel 4-5 T.Y.Lin)}$$

$$J = 0,15 \text{ (tabel 4-5 T.Y.Lin)}$$

Dalam tugas akhir ini akan dihitung pada As 13 pada tahap bentang menerus :

$$RE = (138 - 0,15 (13,1 + 5,97 + 6,79)) \times 1$$

$$RE = 130,9 \text{ MPa}$$

Perhitungan segmen lain akan disajikan pada lampiran.

## 5.6.5 Kontrol Momen Crack dan Momen Batas

### 1. Kontrol Momen Retak

Kontrol momen crack dilakukan pada daerah tumpuan yang menghasilkan momen terbesar. Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok.

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{50} = 4,38 \text{ MPa} = 4380 \text{ KN/m}^2$$

$$F = 256746 \text{ KN}$$

$$E = 2,15 \text{ m}$$

$$r^2 = 1,52 \text{ m}^2$$

$$y_a = 2,30 \text{ m}$$

$$I = 60,86 \text{ m}^4$$

$$M_{tot} = \text{KNm}$$

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = 256746 \left( 2,15 + \frac{1,52}{2,3} \right) + \frac{4380 \cdot 60,86}{2,3}$$

$$M_{cr} = 830106,80 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{cr \text{ as-CL}}$$

$$3130,557 \text{ KNm} \leq 838324,58 \text{ KNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

### 2. Kontrol momen batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton (C) bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya gaya C dan T maka akan didapatkan nilai momen batas, (Mu), SNI T-12-2004 Pasal 4.5.1 faktor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0,8.

$$M_u = \phi \left( T \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Dengan

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w}$$

Keterangan:

$M_u$  = Momen batas/ultimate (KNm)

$T$  = Gaya Prategang efektif (KN)

$d$  = Tinggi efektif penampang (m)

$\phi$  = Faktor reduksi lentur (0,8)

$b_w$  = Lebar serat tekan pada penampang (m)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen batas pada pelaksanaan akan di hitung pada tumpuan.

Penampang box girder pada As CL :

$$f_{ci}' = 41,5 \text{ MPa} = 41500 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 253826 \text{ KN}$$

$$b_w = 7,396 \text{ m}$$

$$d = 4,85 \text{ m}$$

$$M_{\text{tot}} = 3130,557 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{253826}{0,85 \cdot 41500 \cdot 7,396}$$

$$a = 0,97 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{Mu \text{ as-CL}} = 0,8 \left( 253826 \left( 4,8 - \frac{0,12}{2} \right) \right)$$

$$M_{Mu \text{ as-CL}} = 886065,90 \text{ KNm}$$

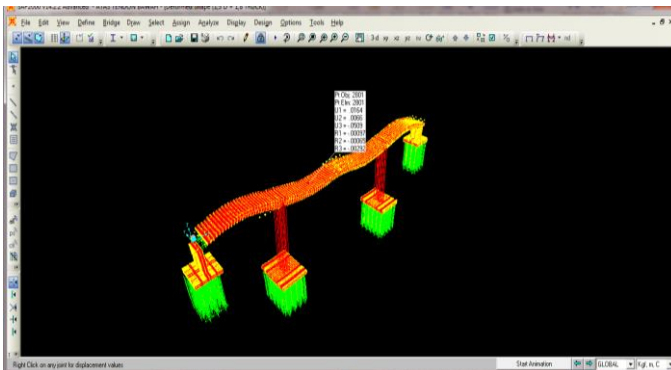
Syarat

$$M_{\text{tot}} \leq M_{\text{Mu as-CL}}$$

$$3130,557 \text{ KNm} \leq 886065,90 \text{ KNm (Memenuhi Syarat)}$$

### 5.6.6 Kontrol Lendutan

Lendutan pada saat beban penuh adalah lendutan jangka panjang akibat kombinasi beban ijin baik beban prategang, beban mati maupun beban hidup. Lendutan tersebut tidak boleh melampaui lendutan yang di ijin. Berdasarkan RSNI T-12-2004 lendutan tidak boleh melampaui  $L/800$ .



Gambar 5. 52 Lendutan Tahap Service

Dari hasil analisa dengan program SAP2000 didapat lendutan maximum saat service yaitu sebesar 50,9 mm.

$$\Delta_{\text{service}} < \Delta_{\text{ijin}}$$

$$50,9 \text{ mm} < 125 \text{ mm (Memenuhi Syarat)}$$

### 5.6.7 Kontrol Torsi

Karena kekuatan geser beton yang tinggi digabungkan dengan kekuatan tarik yang rendah, kehancuran balok beton akibat puntir jarang disebabkan oleh tegangan geser, melainkan lebih disebabkan oleh tegangan tarik utama yang diakibatkan oleh tegangan geser. Pada waktu tegangan tarik utama mencapai kekuatan tarik batas beton, retak mulai terjadi dan penampang dapat runtuh seketika tanpa banyak peringatan. Penambahan senngkang tertutup dan tulangan longitudinal dapat menambah kekuatan dan daktilitas, tetapi bentuk retak akibat puntir secara drastis mempengaruhi respons balok terhadap setiap penambahan momen puntir.

Bertentangan dengan ragam kehancuran akibat puntir, balok beton prategang di bawah pengaruh lentur umumnya runtuh secara perlahan-lahan dan memiliki kekuatan cadangan serta daktilitas setelah retak-retak pertama terlihat. Hal ini menjadi jelas bila disadari bahwa kehancuran akibat lentur tergantung pada tegangan tarik dan regangan baja, bersamaan dengan tegangan tekan dan regangan beton. Sedangkan kekuatan puntir sebuah balok tanpa tulangan badan untuk puntir akan lenyap bila batas tarik beton dicapai dan tidak ada daktilitas beton akibat tegangan tarik.

Kontrol torsi digunakan untuk menganalisa kemampuan box girder saat menerima beban eksentrisitas.

#### 1. Perhitungan Torsi yang terjadi

##### •Momen akibat BTR

$$q = 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) KPa$$

$$q = 7,255 KPa$$

$$q = 7,255 KN/m^2$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{2} \times BTR \times 5,5^2$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{2} \times 7,255 \times 5,5^2$$



$$M_{BTR} = 109,73188 \text{ kNm}$$

•Momen akibat KEL

$$q = 49 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 49 \text{ KN/m} \times K_{TD}^U$$

$$q_u = 49 \text{ KN/m} \times 1,8$$

$$q_u = 88,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{KEL} = \frac{1}{2} L^2 KEL$$

$$M_{KEL} = \frac{1}{2} (5,5\text{m})^2 88,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{KEL} = 1215,5063 \text{ KNm}$$

•Momen Total yang menimbulkan torsi:

$$T_u = (1,8 M_{BTR} + M_{BGT})$$

$$= (1,8 \times 109,73188) + 1215,5063$$

$$= 1413,0273 \text{ kNm}$$

$$= 1413027300 \text{ Nmm}$$

2. Perhitungan konstanta torsi

$$\eta_1 = \frac{0,35}{\left[0,75 + \left(\frac{x_1}{y_1}\right)\right]}$$

dimana :

$x_1$  = tebal pelat

$y_1$  = lebar pelat

**Pelat Atas**

$x_1$  = tebal pelat = 300 mm

$y_1$  = lebar pelat = 13000 mm

$\eta_1 = 0,45$

**Pelat Badan**

$x_1 =$  tebal pelat = 500 mm

$y_1 =$  lebar pelat = 8848 mm

$\eta_1 = 0.433$

**Pelat Bawah**

$x_1 =$  tebal pelat = 400 mm

$y_1 =$  lebar pelat = 7396 mm

$\eta_1 = 0,44$

Konstanta Torsi:

$$= \sum \eta_1 \cdot x_1^2 \cdot y_1$$

=

$$(0,45 \cdot 300^2 \cdot 13000) + (0,433 \cdot 500^2 \cdot 8848) + (0,44 \cdot 400^2 \cdot 7396)$$

$$= 1490212382$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 6 \sqrt{f'c'} \cdot \sqrt{1 + \frac{(10 \times \frac{F}{A})}{f'c'}} \cdot \sum \eta_1 \cdot x_1^2 \cdot y_1 \\ &= 6 \sqrt{60} \cdot \sqrt{1 + \frac{(10 \times \frac{26400000}{40050000})}{50}} \cdot 1490212382 \\ &= 67388298015 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

## 3. Torsi Ijin

Tulangan Puntir tidak diperlukan jika:

$$\frac{T_u}{\phi T_{cr}} < 0,25 \text{ (SNI T-12-2002 persamaan 5.4-2)}$$

$$T_u \text{ ijin} = \phi \cdot T_{cr}$$

$$= 0,7 \cdot 67388298015$$

$$= 67388298015$$

$$0,06 < 0,25 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa tidak diperlukan adanya tulangan torsi.

### 5.6.8 Penulangan Lentur

Dari pemodelan tersebut didapatkan data  $Ast_1$  dan  $Ast_2$  sebagai dasar perhitungan penulangan box girder.

Tabel 5. 23 Data SAP

Pelat		Luas		As Tulangan	Jumlah Tulangan	Jarak Tulangan	Dipakai Tulangan
		mm <sup>2</sup> /mm	mm <sup>2</sup> /m	mm <sup>2</sup>	buah	mm	
Pelat Atas	arah x	3.768	3768	490.9	8	130.281	D22 - 125
	arah y	3.43	3430	380.1	9	110.816	D22-100
Pelat Bawah	arah x	3.69	3690	490.9	8	133.035	D25 -125
	arah y	4.69	4690	490.9	10	104.670	D25-100
Dinding Tengah	arah x	2.25	2250	283.5	8	126.000	D19-125
	arah y	4.65	4650	490.9	9	105.570	D25 -100
Dinding Tepi	arah x	3.87	3870	490.9	8	126.848	D25-125
	arah y	4.87	4870	490.9	10	100.801	D25 -100

#### Perhitungan Panjang Penyaluran Tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 14.2.2 untuk penyaluran batang ulir dan kawat ulir yang berada dalam kondisi tarik untuk batang dengan diameter 22 atau lebih besar dapat digunakan persamaan berikut:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha \beta \gamma \lambda}{5 \sqrt{f_c'}}$$

Dengan,

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 14.2.4

$\alpha$  = faktor lokasi penulangan

Tulangan horizontal yang selain ditempatkan sedemikian hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau dapat diambil sebesar 1.

$\beta$  = faktor pelapis

Tulangan utama tanpa pelapis dapat diambil sebesar 1.

$\gamma$  = faktor ukuran batang tulangan

Untuk batang D-22 atau lebih besar diambil sebesar 1

$\lambda$  = faktor beton agregat ringan

Apabila digunakan beton berat normal diambil sebesar 1

$$\frac{I_d}{db} = \frac{3}{5} \frac{f_y \beta \alpha \gamma}{\sqrt{f_c'}}$$

$$\frac{I_d}{db} = \frac{3}{5} \frac{400 \text{ N/mm}^2 \cdot 1.1.1.1.1}{\sqrt{50}}$$

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

### 5.6.9 Penulangan Geser

T.Y.Lin dalam bukunya “Desain Struktur Beton Prategang” Terbetuknya retak akibat geser pada balok beton prategang dibedakan menjadi 2, yaitu:

- a. Retak geser pada bagian badan akibat geseran pada badan penampang,  $V_{cw}$ .
- b. Retak miring akibat lentur,  $V_{ci}$

Kekuatan penampang untuk menahan retak akibat geser ditentukan oleh kekuatan dari beton dan tulangan geser. Prosedur perhitungan berdasarkan peraturan SNI T-12-2004 Pasal 6.8.10 mengenai perencanaan tulangan geser adalah sebagai berikut:

1. Retak geser pada bagian badan akibat geseran pada badan penampang,  $V_{cw}$

$$V_{cw} = 0,3 \left( \sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) b_w \cdot d + V_d$$

$$f_{pc} = \frac{F}{A_g}$$

Keterangan:

$V_{cw}$  =Kuat geser pada bagian badan

$f_{pc}$  =Tegangan tekan rata-rata pada beton akibat gaya prategang efektif (sesudah memperhitungkan semua kehilangan gaya prategang) pada titik berat penampang yang menahan beban luar

$b_w$  =Lebar badan

$d$  =Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tarik longitudinal

$V_p$  =Tekanan tendon keatas

$V_t$  =Gaya geser yang, bila dikombinasikan dengan gaya prategang dan pengaruh aksi lainnya pada penampang, akan menghasilkan tegangan Tarik utama sebesar  $0,33 \sqrt{f_c'}$  pada sumbu pusat atau perpotongan bagian badan dan sayap.

2. Retak miring akibat lentur,  $V_{ci}$ .

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Keterangan:

$V_{ci}$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser

$V_d$  = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = Gaya geser pada penampang akibat beban luar tidak terfaktor

$M_{cr}$  = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar

Dari kekuatan penampang yang ada dan geseran eksternal yang terjadi, maka dapat ditentukan apakah penampang perlu tulangan geser atau cukup dipasang tulangan geser minimum. Besarnya gaya geser yang harus

ditahan oleh tulangan sesuai SNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.1 adalah:

$$V_n = V_c + V_s$$

Keterangan:

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser tulangan

Dengan mengetahui besarnya gaya geser yang harus ditahan oleh tulangan maka dapat direncanakan tulangan geser untuk menahan gaya geser tersebut.

Untuk tulangan geser tegak lurus berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.3 :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Beberapa ketentuan untuk tulangan geser:

Tulangan geser dipasang minimum berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.6 :

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

Kemampuan tulangan geser maksimum berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.3 :

$$V_s = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} b_w d$$

Perhitungan Tulangan Geser akan disajikan dalam tabel.

### 5.6.10 Penulangan Blok Ujung (*Bursting Steel*)

Blok ujung adalah bagian dari komponen struktur prategang yang mengelilingi angkur tendon. Pada seluruh panjang blok ujung, gaya prategang dialihkan dari luas yang dialihkan dari luas yang kurang lebih terpusat dan

didistribusikan melalui seluruh penampang beton. Untuk penampang dengan dua buah beban terdistribusi tegangan tarik yang terjadi sekitar blok ujung adalah  $0,18f$  (Wiley, et al., 1960). Berikut perhitungan tulangan blok ujung.

## a) Tendon Unit 6-19

Min, breaking load (Fpu)	=	3750 kN
Fo	=	0,8 x F <sub>pu</sub>
	=	3000 kN
Steel Duct Dimater	=	96 mm
Panjang daerah tarik (TY.Lin)	=	125 mm
Kuat tekan beton izin (fci)	=	41,5 MPa
Kuat leleh baja izin, fy	=	400 MPa
Lebar blok ujung, b	=	400 mm
Tinggi blok ujung, h	=	500 mm

Tegangan Tarik yang terjadi

$$0,18 f = 0,18 \frac{F}{A} = \frac{3000 \cdot 10^3 N}{400 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan adalah

$$1,61 \text{ MPa} - 2,7 \text{ Mpa} = 1,09 \text{ Mpa (Tekan)}$$

Gaya tarik total yang harus ditahan baja adalah

$$1,09 \text{ MPa} \times 125 \times 400 = 54474,3896 \text{ N}$$

Untuk tegangan izin baja 400 MPa, luas baja yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{54474,3896}{400} = 136,1859 \text{ mm}^2$$

Luasan yang diperlukan memenuhi syarat.

## b) Periksa dimensi blok ujung (Tendon bawah), Tendon Unit 6-48-45

Min, breaking load (Fpu)	=	11250 kN
Fo	=	0,8 x F <sub>pu</sub>



	=	9000 kN
Steel Duct Dimater	=	144 mm
Panjang daerah tarik ( <i>TY.Lin</i> )	=	125 mm
Kuat tekan beton izin ( $f_{ci}$ )	=	41,5 MPa
Kuat leleh baja izin, $f_y$	=	400 MPa
Lebar blok ujung, $b$	=	639 mm
Tinggi blok ujung, $h$	=	672 mm

Luas geser blok ujung:

$$A = (b+h) p = (639+672) 1700 = 2228700 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A.F_c = 2228700 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 = 83576,25 \text{ kN}$$

Syarat

$$F \geq F_0$$

$$83576,25 \text{ kN} \geq 9000 \text{ kN} \text{ (*Memenuhi Syarat*)}$$

c) Periksa dimensi blok ujung , Tendon Unit 6-27-25

Min, breaking load ( $F_{pu}$ )	=	6250 kN
$F_0$	=	0,8 x $F_{pu}$
	=	5000 kN
Steel Duct Dimater	=	115 mm
Panjang daerah tarik ( <i>TY.Lin</i> )	=	125 mm
Kuat tekan beton izin ( $f_{ci}$ )	=	41,5 MPa
Kuat leleh baja izin, $f_y$	=	400 MPa
Lebar blok ujung, $b$	=	665 mm
Tinggi blok ujung, $h$	=	600 mm

Luas geser blok ujung:

$$A = (b+h) p = (600+665) 1700 = 2150500\text{mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A.F_c = 2150500 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 = 80643,75 \text{ kN}$$

Syarat

$$F \geq F_0$$

$$80643,75 \text{ kN} \geq 5000 \text{ kN} \text{ (*Memenuhi Syarat*)}$$

d) Periksa dimensi blok ujung , Tendon Unit 6-31-30

$$\text{Min, breaking load (Fpu)} = 7500 \text{ kN}$$

$$F_0 = 0,8 \times F_{pu}$$

$$= 6000 \text{ kN}$$

$$\text{Steel Duct Dimater} = 118 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang daerah tarik (TY.Lin)} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton izin (fci)} = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja izin, fy} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Lebar blok ujung, b} = 665 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi blok ujung, h} = 600 \text{ mm}$$

Luas geser blok ujung:

$$A = (b+h) p = (600+665) 1700 = 2150500\text{mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A.F_c = 2150500 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 = 80643,75 \text{ kN}$$

Syarat

$$F \geq F_0$$

$$80643,75 \text{ kN} \geq 6000 \text{ kN} \text{ (*Memenuhi Syarat*)}$$

e) Periksa dimensi blok ujung , Tendon Unit 6-37-35

Min, breaking load ( $F_{pu}$ )	=	8750 kN
$F_0$	=	$0,8 \times F_{pu}$
	=	7000 kN
Steel Duct Dimater	=	127 mm
Panjang daerah tarik ( $TY.Lin$ )	=	125 mm
Kuat tekan beton izin ( $f_{ci}$ )	=	41,5 MPa
Kuat leleh baja izin, $f_y$	=	400 MPa
Lebar blok ujung, b	=	665 mm
Tinggi blok ujung, h	=	600 mm

Luas geser blok ujung:

$$A = (b+h) p = (600+665) 1700 = 2150500 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A.F_c = 2150500 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 = 80643,75 \text{ kN}$$

Syarat

$$F \geq F_0$$

$$80643,75 \text{ kN} \geq 7000 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

f) Periksa dimensi blok ujung , Tendon Unit 6-42-40

Min, breaking load ( $F_{pu}$ )	=	10000 kN
$F_0$	=	$0,8 \times F_{pu}$
	=	8000 kN
Steel Duct Dimater	=	135 mm
Panjang daerah tarik ( $TY.Lin$ )	=	125 mm
Kuat tekan beton izin ( $f_{ci}$ )	=	41,5 MPa
Kuat leleh baja izin, $f_y$	=	400 MPa
Lebar blok ujung, b	=	665 mm

Tinggi blok ujung,  $h$  = 600 mm

Luas geser blok ujung:

$$A = (b+h) p = (600+665) 1700 = 2150500 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot F_c = 2150500 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 = 80643,75 \text{ kN}$$

Syarat

$$F \geq F_0$$

$$80643,75 \text{ kN} \geq 8000 \text{ kN} \text{ (*Memenuhi Syarat*)}$$

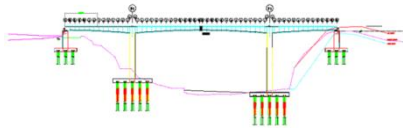
*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB VI

### STRUKTUR BANGUNAN BAWAH

#### 6.1 Data Umum Perencanaan Bangunan Bawah

Elemen bangunan bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban-beban dari bangunan atas ke pondasi jembatan adalah pilar. Adapun letak dari konfigurasi perencanaan penempatan bangunan bawah yang terdiri dari 4 pilar direncanakan berdasarkan gambar dibawah ini.

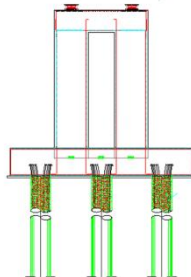


Gambar 6. 1 Rencana Penempatan Pier

##### 6.1.1 Perencanaan P1

Adapun rencana dimensi dari masing-masing bagian pada pilar P1.

- Pilehead = 2 x 4 m
- Kolom = 3 x 4 m
- Poer = 16,2 x 16,2 m



Gambar 6. 2 Tampak Melintang Pilar P1

### 6.1.2 Analisis Pembebanan

Analisa untuk struktur bawah menggunakan alat bantu program SAP2000 v14.2.2

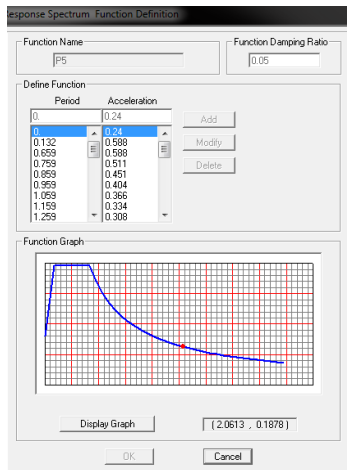
- Beban *Box Girder*
- Beban *Girder I*
- Beban Gempa (Zona Gempa 3)

Data Tanah dan data grafik Purwakarta input Sap2000

Tabel 6. 1 Data Tanah Jembatan Cismang

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT (BPS)	Cu (kPa)	$\phi$	$\alpha$	$Q_{u1}$ (kN)	$Q_{u2}$ (kN)	$Q_{ult} = Q_{u1} + Q_{u2}$ (kN)	$Q_{all} = Q_{u1}/2.5 + Q_{u2}/2.5$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
1	1.0	1.0	2.5	Silty Gravel	45.0	-	40	0	2031.19	2031.19	812.48	312.48	17.07
Panjang 20.5 m													
	3.5	3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	79.50	1472.06	1551.16	620.46	31.45
	3.5	12.0	207.2	MH	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2893.00	6003.14	2401.26	896.94
	12.0	18.0	320.3	ML	75.0	502.5	-	0.45	7280.33	2524.56	9804.89	3921.95	1900.15
	18.0	26.5	480.4	ML	80.0	402	-	0.45	12108.95	2524.56	14633.11	5853.25	3147.24
	26.5	27.5	469.3	ML	80.0	402	-	0.45	12108.95	2524.56	14633.11	5853.25	3151.95

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

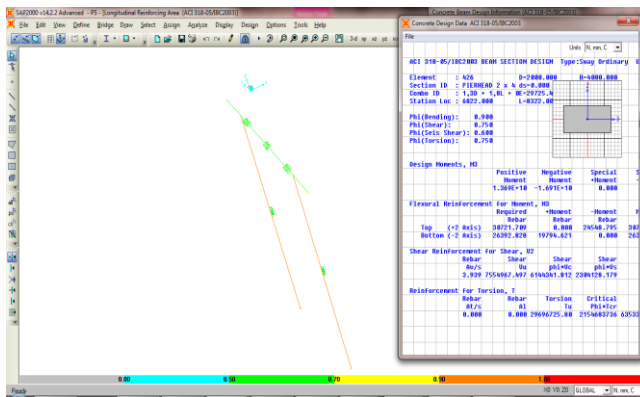


Gambar 6. 3 Resps Spectrum

- Beban Angin

### 6.1.3 Penulangan Pilehead

Analisis pada pilehead menggunakan SAP2000, berdasarkan kontrol dengan menggunakan software SAP2000 pilehead pada Pilar 1 berwarna hijau sehingga cukup kuat menahan beban struktur atas. Hasil perhitungan tulangan pilehead akan disajikan pada tabel dibawah ini.



Gambar 6. 4 Hasil Output SAP2000 Pilehead P1



Tabel 6. 2 Penulangan Pilehead

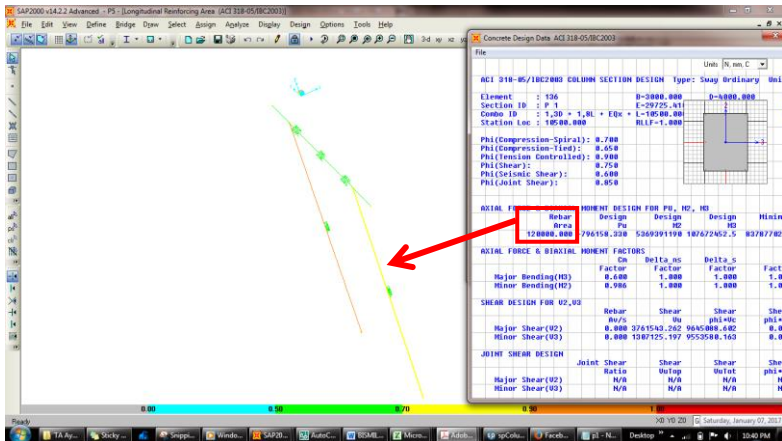
<b>PILEHEAD 1</b>		
Beton :	fc'= 40	Mpa
Tulangan :	fy = 240	Mpa (Plain <D13)
	fy = 400	Mpa (Deform ≥ D13)
cover	d' = 80	mm
<b>Potongan</b>	<b>Tumpuan</b>	<b>Lapangan</b>
b (mm)	4000	4000
h (mm)	2000	2000
<b><u>Tul. Atas</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	30722	13979
Penulangan	32 - D36	16 - D36
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	32572	16286
Jarak (mm)	85	213
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Bawah</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	26392	14981
Penulangan	32 - D36	16 - D36
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	32572	16286
Jarak (mm)	85	213
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Torsi</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	0	0
Penulangan	2x2 - D13	2x2 - D13
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	531	531
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Senggang</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	3.94	3.94
Penulangan	4 x D16 - 125	4 x D16 - 125
As Pasang (mm <sup>2</sup> /m)	6.43	6.43
S Maks (D/2 atau 600)	1886	1966
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Sumber : Hasil Output SAP2000

### 6.1.4 Penulangan Badan Pilar P1

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$f_c'$	=	30 MPa
$F_y$	=	400 Mpa
Diameter	=	3600 mm
Selimut	=	80 mm



Gambar 6. 5 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan pada badan pilar yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 6. 3 Penulangan badan pilar

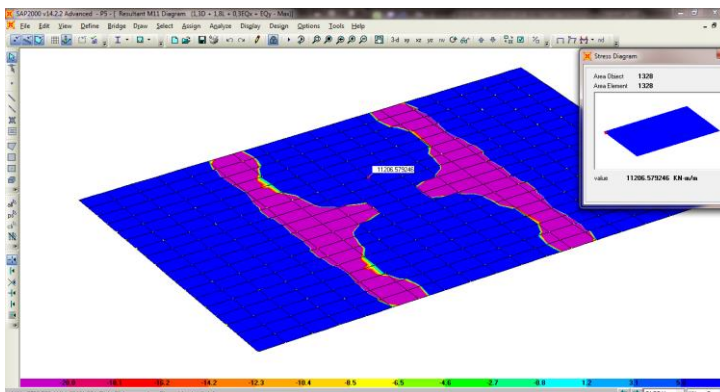
<b>P1</b>	
Beton :	$f_c' = 30$ Mpa
Tulangan :	$f_y = 240$ Mpa
	$f_y = 400$ Mpa
cover	80 mm
b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ )	120000
OutPut Sap	
Penulangan	118 D36
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	120109
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ )	0,000
OutPut Sap	
Penulangan	4xØ16 -125
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	6,43
Cek	<b>OK</b>

### 6.1.5 Penulangan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada borepile, perhitungan analisis momen poer diambil dari SAP2000:

Tabel 6. 4 Momen pada pilecap pilar 1 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

Data SAP	1,3D + 1,8L	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx +EQy
	kNm	kNm	kNm
M11	-2675.105278	-161.798	-240.361353
	935.968877	8839.190781	<b>11206.57925</b>
M22	-2468.6115	-50.471	-115.716471
	1207.645425	5204.239636	11116.37221



Gambar 6. 6 Momen pilecap pilar 1 *Output SAP2000*

Sehingga untuk desain tulangan poer dipakai reaksi dari kombinasi  $1,3D+1,8L+0,3EQx+EQy$

Perhitungan penulangan poer:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 F_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 H &= 2500 \text{ mm} \\
 B &= 16200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tebal selimut ( $d'$ )	=	100 mm
Tinggi effesien ( $d$ )	=	2363 mm
$D$ Tul lentur	=	36 mm
$\emptyset$ Tul Bagi	=	19 mm

### Penulangan Lentur

$$R_n = \frac{M}{b d^2} = \frac{112065792460}{16200 \cdot 2363^2} = 1,239 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0035 = 0,0236$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,239}{400}} \right) = 0,0029$$

.....(Wang, Chu Kia, 1994, hal 55)

Kontrol :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 > 0,0029 < 0,0236$$

Sehingga  $\rho$  tulangan yang digunakan:  $\rho_{\min}$

Luas tulangan :

$$A_{st} = \rho b d = 0,0035 \times 16200 \times 2363 = 133982,100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pasang}} = (3,14 \times 0,25 \times 36^2) \times (16200/100) = 164812,320 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur **D36-100**

### Penulangan Pembagi

$$A_{st} = 20\% \times A_{s \text{ perlu}} = 20\% \times 164812,320 \text{ mm}^2 = 32962,464 \text{ mm}^2$$

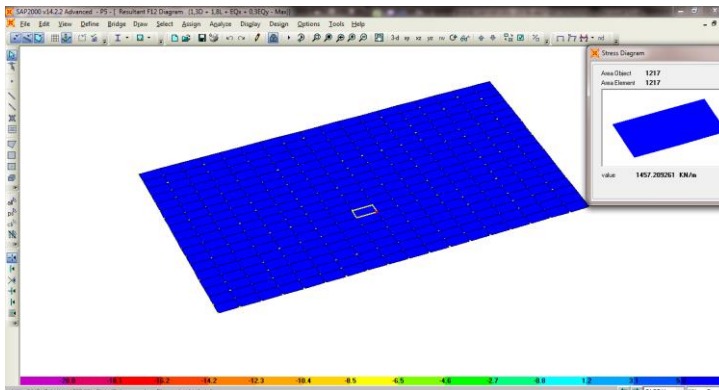
$$A_{s \text{ pasang}} = 36726,696 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulang **D19-125**

Tabel 6. 5 Geser pada pilecap pilar 1 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

DATA SAP	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx +EQy
GESER	kNm 1342.45	kNm <b>1457.209</b>

Kontrol Geser:



Gambar 6. 7 Geser pilecap pada pilar 1 *Output SAP2000*

Kontrol geser ponds:

$$bw = \text{Keliling pancang} + \text{tebal poer} = 5652 + 2500 = 8152 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} bw d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 8152 \cdot 2363 = 17584793,37 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{P_{max}}{0,75} = \frac{1124,281}{0,75} = 1499,041067$$

$V_c > V_u$  (*Tebal Poer Memenuhi*)

Kontrol Geser:

$$V_u = 1457209 \text{ N}$$

Batas kehancuran badan:

$$V_{umax} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 0,2 \times 30 \times 8152 \times 2363 = 115579056 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,9 \times V_{umax} = 0,9 \times 115579056 = 104021150,4 \text{ N}$$

$$V_u < \Phi V_c \text{ (Kehancuran badan tidak akan terjadi)}$$

### 6.1.6 Penulangan Pondasi

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok, direncanakan konfigurasi dan koefisien efisiensinya. Perumusan untuk mencari daya dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut:

Direncanakan pondasi tiang pancang Ø180 cm dengan konfigurasi 3x3.

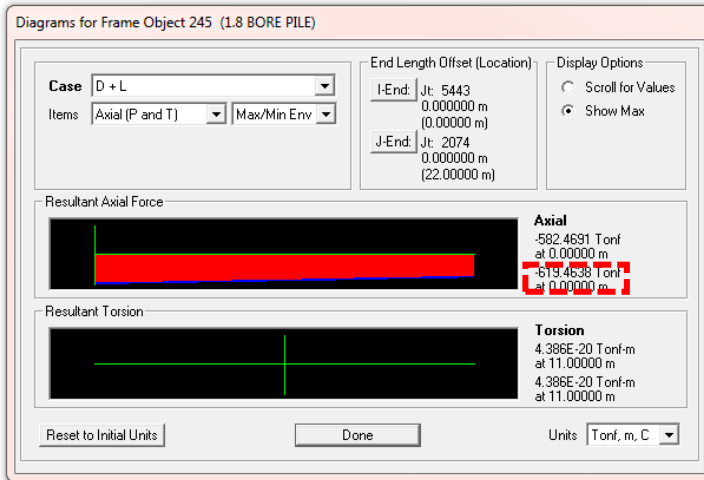
Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah anallisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel 6.6 berikut:

Konfigurasi Bore Pile:

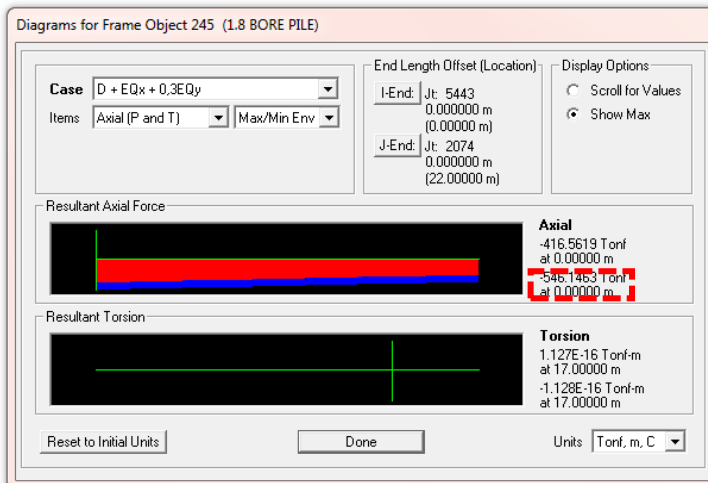
Tabel 6. 6 Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
<i>Kombinasi 1</i>	1 D + 1 L
<i>Kombinasi 2</i>	D + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 3</i>	D + 0,3EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 4</i>	D + L + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 5</i>	D + L + 0,3 EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>

Sumber : SNI T-02-2005

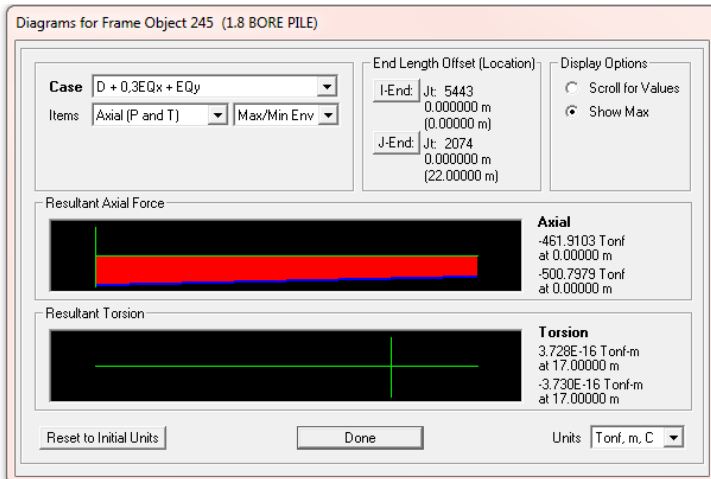


Gambar 6. 8 Pmax borepile kombinasi 1Layan

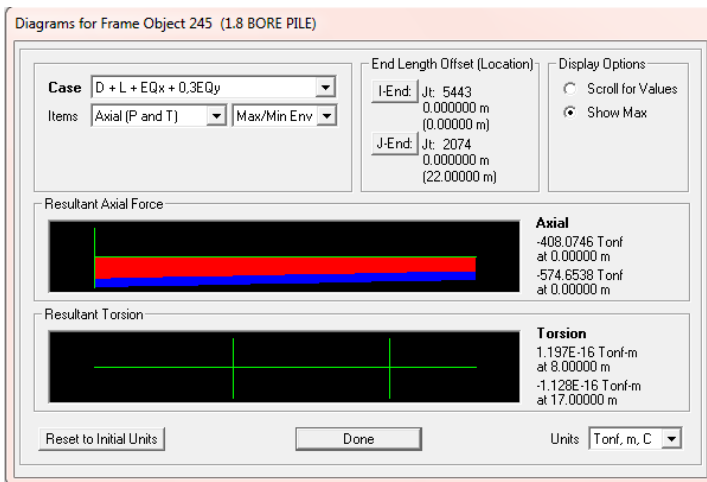


Gambar 6. 9 Pmax borepile kombinasi 2Layan

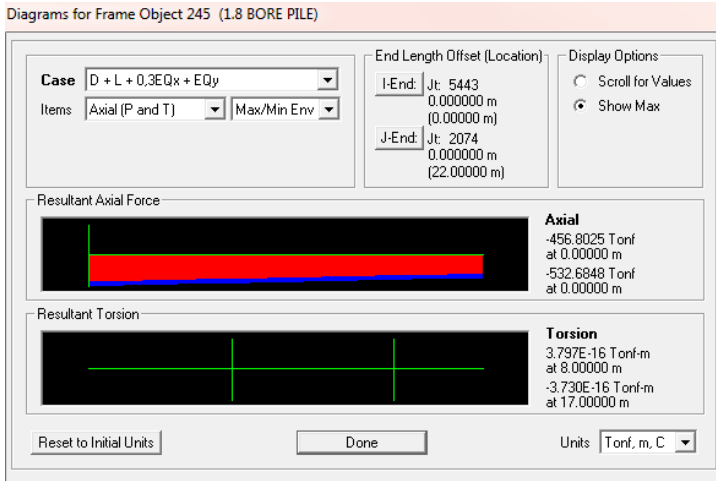




Gambar 6. 10 Pmax borepile kombinasi 3Layan



Gambar 6. 11 Pmax borepile kombinasi 4Layan



Gambar 6. 12 Pmax borepile kombinasi 5Layan

Tabel 6. 7 Rekapitulasi *Output SAP2000* pada pile (kondisi layan)

OUTPUT SAP		P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D + L	Min	-619.464	-4.7314	-3.1615	-4.2E-16	-23.9483	-35.4994
	Max	-308.505	4.5151	3.1622	4.09E-16	23.94975	34.82351
D + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1110.34	-325.198	-100.095	-4.1E-14	-345.006	-1098.1
	Max	433.5082	323.6865	100.0954	4.12E-14	345.0053	1092.466
D + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1093.42	-101.825	-327.277	-5E-14	-1100.27	-360.231
	Max	419.4317	100.4456	327.2763	4.92E-14	1100.265	355.6665
D + L + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1124.28	-325.622	-100.032	-4.1E-14	-345.677	-1101.24
	Max	438.3892	324.123	100.539	4.11E-14	347.1656	1095.704
D + L + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1108.93	-102.281	-327.388	-5E-14	-1100.75	-363.75
	Max	422.9451	100.9254	327.9006	4.91E-14	1102.301	359.2573

Sumber : *Output SAP2000*

### 6.1.7 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari hasil kemampuan borepile hasil reaksi berupa gaya aksial tekan maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan borepile yang berdiameter 1,8 m dan

berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut:

Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus **Kazuto Nazakawa**.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d \cdot A) + (U \cdot \Sigma l_i \cdot f_i)]$$

Keterangan:

R<sub>a</sub> = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)

R<sub>p</sub> = Daya dukung dari unsur bearing (kN)

R<sub>f</sub> = Daya dukung dari unsur lekatan/skin friction (kN)

n = Faktor keamanan

q<sub>d</sub> = Daya dukung dari unsur bearing (kN/m<sup>2</sup>)

A = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

U = Panjang keliling tiang (m)

l<sub>i</sub> = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f<sub>i</sub> = Besaran gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (kN/m<sup>2</sup>)

Tabel 6. 8 Data Tanah Borepile 22m

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	C <sub>u</sub> (kPa)	φ	Q <sub>u1</sub> (kN)	Q <sub>u2</sub> (kN)	Q <sub>u3</sub> = Q <sub>u1</sub> + Q <sub>u2</sub> (kN)	Q <sub>u4</sub> = Q <sub>u2</sub> <sup>2</sup> + Q <sub>u3</sub> <sup>2</sup> (kN)	Pullover Capacity, SF 4 (kN)
1	1.2	0.0 - 1.5	40.7	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	0.00	908.84	908.84	302.95	10.17
	Panjang 22 m	1.5 - 3.5	95.0	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	416.55	161.77	598.32	268.87	127.88
		3.5 - 8.5	230.6	Clayey Silt, soft	3.0	20.1	-	624.83	727.07	1351.90	554.77	213.86
		8.5 - 14.5	393.4	Clayey Silt, med stiff	12.0	80.4	-	1624.55	4295.52	5920.07	2244.12	504.48
		14.5 - 15.8	428.6	Andesite	100.0	670	-	3101.42	4295.52	7396.94	2982.55	882.52
		15.8 - 20.8	564.3	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2336.49
		20.8 - 22.0	596.9	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2344.63

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

Data perencanaan pondasi pilar:

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 D \text{ tiang} &= 1,8 \text{ m} \\
 \text{Keliling Tiang (U)} &= 5,654487 \text{ m} \\
 \text{Luas Tiang (A)} &= 2.54 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

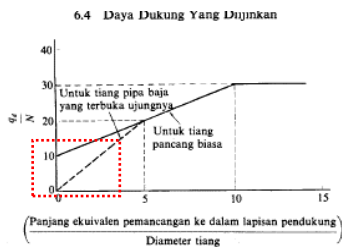
Tabel 6. 9 Intensitas gaya geser dinding tiang (fi)

(Satuan: t/m<sup>2</sup>)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	$c$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{ujung tiang}} &= 100 \text{ (kedalaman 22 m)} \\
 4D &= 4 \times 1,8 \text{ m} = 7,2 \text{ m} \\
 N_{\text{rata-rata}} &= \frac{100+100+100+100+100+100+100+100}{8} = 100 \\
 N &= \frac{100+100}{2} = 100
 \end{aligned}$$

Lalu dicari panjang penetrasi berdasarkan grafik SPT, sehingga diperoleh nilai panjang penetrasi panjang 1 m.



Gbr. 6.7 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.

$$\text{Perhitungan daya dukung ujung tiang : } \frac{qd}{N} = 10$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{l}{d} \\
 &= \frac{\text{Panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung}}{\text{diameter tiang}} \\
 &= \frac{1}{1,8} \\
 &= 0,56
 \end{aligned}$$

Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung tiang:

$$q_d = N \times 10 = 100 \times 10 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A = 1000 \times 2,545 = 2544,69 \text{ ton}$$

Tabel 6. 10 Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang

Depth (m)	N	Soil Type	Curve (SPT)	N Average	f <sub>i</sub> t/m <sup>2</sup>	f <sub>i</sub> x thickness t/m	Σ (f <sub>i</sub> li) t/m
0	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	0	0
1	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	7.5
2	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	15
3	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	22.5
4	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	24
5	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	25.5
6	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	27
7	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	28.5
8	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	30
9	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	36
10	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	42
11	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	48
12	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	54
13	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	60
14	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	66
15	100	Andesite	◆	100	12	12	78
16	100	Andesite	◆	100	12	12	90
17	100	Andesite	◆	100	12	12	102
18	100	Andesite	◆	100	12	12	114
19	100	Andesite	◆	100	12	12	126
20	100	Andesite	◆	100	12	12	138
21	100	Andesite	◆	100	12	12	150
22	100	Andesite	◆	100	12	12	162

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 6. 11 Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm

Depth (m)	N	Eo = 28N subgrade reaction ko = 0,2. Eo.D <sup>0,5</sup>	D = 1.80m	D = 1.80m y = 1.00cm	D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m	
			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	t/m	kg/cm	t/m
			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	t/m	kg/cm	t/m
0	15							
-1	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79	
-2	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79	
-3	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79	
-4	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36	
-5	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36	
-6	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36	
-7	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36	
-8	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36	
-9	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-10	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-11	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-12	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-13	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-14	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43	
-15	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-16	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-17	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-18	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-19	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-20	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-21	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	
-22	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91	

Sumber : Hasil Pengolahan Data

### Kontrol Tarik:

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \times \sum l_i f_i \\
 &= 5,65487 \times 162 \\
 &= 916,088418 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### a. Akibat Beban Gempa

$$R_a = \frac{R_f}{2} = \frac{916,088418}{2} = 458,044209 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{max}$$

$$458,044209 > 438,3892 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**b. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_a = \frac{R_f}{5} = \frac{916,088418}{5} = 182.217684 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{\max}$$

$$182.217684 > -308,5046 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Tekan:**

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_p + R_f \\ &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma l_i f_i \\ &= 2544,69005 + 916,09 \\ &= 3460,77847 \text{ ton} \end{aligned}$$

**c. Akibat Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{1,5} = \frac{3460,77847}{1,5} = 2307,28564 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$2307,28564 > 1124,281 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**d. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{3} = \frac{3460,77847}{3} = 1153,59282 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$1153,59282 > 619,4638 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Bahan:**

Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 0,33 \times f_c' \\ &= 0,33 \times 30 \\ &= 9,9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

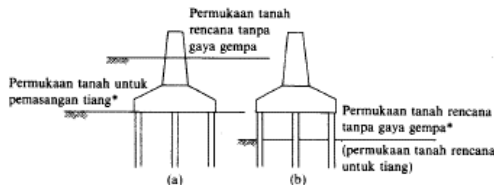
### e. Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 1124,281 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### f. Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 619,4638 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Tiang:



\*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gbr. 6.11 Cara untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang.

Tiang-tiang terbenam di dalam tanah (Gbr. 6.11(a))

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad (6.8)$$

Tiang-tiang menonjol di atas tanah (Gbr. 6.11(b))

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \delta_a \quad (6.9)$$

Di sini,  $H_a$ : Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

$k$ : Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$D$ : Diameter tiang (cm)

$EI$ : Kekakuan lentur dari tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^{-1}$ )

$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D)/4EI}$  ( $\text{cm}^{-1}$ )

$h$ : Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)

$\delta_a$ : Besarnya pergeseran normal (cm)

$H_a$  = kapasitas daya dukung horizontal tiang

$E$  = Modulus Elastisitas bahan



- $I$  = momen inersia penampang  
 $\delta a$  = pergeseran normal (diambil sebesar 1 cm)  
 $k$  = koefisien reaksi tanah dasar  
 $= k_o y^{-0.5}$   
 $= k_o = 0,2 E_o D^{-3/4}$  (nilai  $k$  apabila pergeseran diambil sebesar 1 cm)  
 $y$  = besarnya pergeseran yang dicari  
 $E_o$  = Modulus elastisitas tanah (28 N)  
 $h$  = Tinggi tiang yang menonjol di atas permukaan tanah

Daya dukung horizontal tiang borepile D-1800:

$$E = 4700 \times \sqrt{fc} = 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$E_o = 28 \text{ N} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pergeseran tiang di dasar pile cap ( $\delta$ ) = 1 cm

$$I = 51503850 \text{ cm}^4$$

$$k = 6,84 \text{ kg/cm}^4$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k \times D}{4 \times E \times I}} = 0,00219482$$

$$l_m = \frac{\pi}{2\beta} = 7,1531 \text{ m}$$

DayaDukung Gaya H Tiang Tegak

$$\delta a = 1,0 \text{ cm}$$

$$H_a = \frac{k D}{\beta} \delta a = \left( \frac{6,84 \times 180}{0,00219482} \times 1,00 \right) / 100 = 560,73 \text{ ton/tiang}$$

$$H = H / \text{jumlah tiang}$$

$$= 10,2468938 \text{ ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$= 186,911637 \text{ ton} > H \text{ 1 tiang}$$

**(Syarat memenuhi)**

$$SF = 2$$

$$= 280,367455 \text{ ton} > H \ 1 \text{ tiang}$$

(Syarat memenuhi)

### Perencanaan Penulangan Borepile 1800mm:

Pada penulangan tiang borepile untuk pilar P1 digunakan alat bantu SAP2000. Dengan memasukkan data sebagai berikut:

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Diameter} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut} = 120 \text{ mm}$$


Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File Units: N, mm, C (Summary)

ACI 318-05/IBC2003 CIRCULAR SECTION DESIGN Type: Slab Ordinary Units: N, mm, C (Summary)

Element : 240 D=1800.000 Ac=2540.000  
 Section ID : 1.8 BORE PILE E=25742.000 Fc=30.000 Lt.Mt. Fac.=1.000  
 Combo ID : D + L + E Dc = 0.3E Dc = 22000.000 Fy=400.000 Fys=400.000  
 Station Loc : 22000.000 RLFP=1.000

Phi(Compression Spiral): 0.700  
 Phi(Compression Tied): 0.650  
 Phi(Tension Controlled): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seismic Shear): 0.600  
 Phi(Joint Shear): 0.850



AXIAL FORCE & BIXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, MD, HD

Rebar Area	Design Pu	Design MD	Design HD	Minimum MD	Minimum HD
65218.819	-4285955.9	3382631312	1.07AE+10	296759588.7	296759588.7

AXIAL FORCE & BIXIAL MOMENT FACTORS

	Cm	Beta_1s	Beta_1s	K	L
Major Bending(MD)	Factor 1.000	Factor 1.000	Factor 1.000	Factor 1.000	Length 22000.000
Minor Bending(MD)	Factor 1.000	Factor 1.000	Factor 1.000	Factor 1.000	Length 22000.000

SHEAR DESIGN FOR UZ,U3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*0s	Shear Up
Major Shear(U2)	5.202	3178002.750	887801.303	2298601.407	0.000
Minor Shear(U3)	1.555	988895.876	887801.303	678778.467	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear OutTop	Shear OutBot	Shear phi*0c	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Gambar 6. 13 Hasil Output SAP2000

Hasil Penulangan SAP2000:

<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu (mm <sup>2</sup> )	65219
OutPut Sap	
Penulangan	100 D32
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	80425
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu (mm <sup>2</sup> )	5.342
OutPut Sap	
Penulangan	4xØ16 -125
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	6.43
Cek	<b>OK</b>

## 6.2 Perencanaan P2

Adapun rencana dimensi dari masing-masing bagian pada pilar P2.

- Kolom = 3 x 4 m
- Poer = 34,2 x 28,8 m



Gambar 6. 14 Tampak Melintang Pilar P2

### 6.2.1 Analisis Pembebanan

Analisa untuk struktur bawah menggunakan alat bantu program SAP2000 v14.2.2

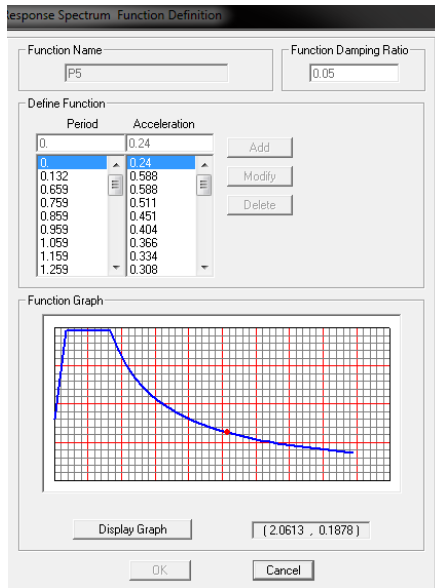
- Beban *Box Girder*
- Beban *Girder I*
- Beban Gempa (Zona Gempa 3)

Data Tanah dan data grafik Purwakarta input Sap2000:

Tabel 6. 12 Data Tanah Jembatan Cisomang

No.	Diameter		Depth		Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$\alpha$	$Q_{u1}$ (kN)	$Q_{u2}$ (kN)	Quit = $Q_{u1} + Q_{u2}$ (kN)	Qall = $Q_{u1}/2.5 + Q_{u2}/2.5$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
	(m)	(m)	(m)	(m)											
1	1.0	1.0	2.5	28.3	Silly Gravel	45.0	-	40	0	0.00	2031.19	2031.19	812.48	812.48	7.07
			2.5	47.1	Silly Gravel	45.0	-	40	-	78.50	1472.86	1551.16	620.46	620.46	31.40
			3.5	207.2	MH	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2983.00	6003.14	2401.26	2401.26	806.84
			12.0	18.0	320.3	ML	75.0	592.5	-	0.45	7289.33	2524.56	9834.89	3921.96	1600.16
			18.0	26.5	480.4	ML	60.0	492	-	0.45	12108.56	2524.56	14633.11	5853.25	3147.24
			26.5	27.5	499.3	ML	60.0	492	-	0.45	12108.56	2524.56	14633.11	5853.25	3151.96

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*



Gambar 6. 15 Respons Spectrum

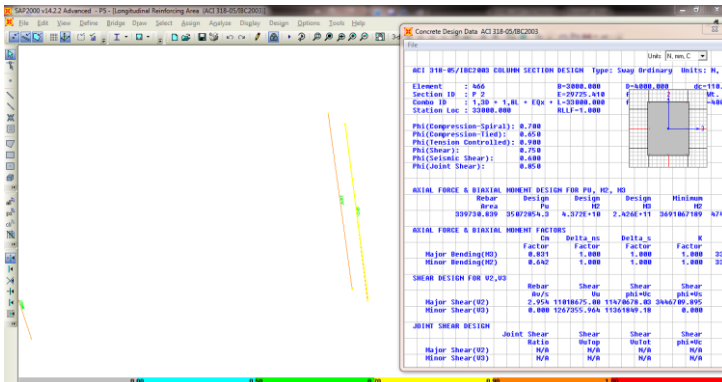
## •Beban Angin

### 6.2.2 Penulangan Badan Pilar P2

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$   
 Diameter = 3600 mm  
 Selimut = 160 mm



Gambar 6. 16 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

Tabel 6. 13 Penulangan badan pilar

**P2 (Tulangan 2 lapis)**

Beton :  $f_c' = 40$  Mpa  
 Tulangan :  $f_y = 240$  Mpa  
 $f_y = 400$  Mpa  
 cover 160 mm

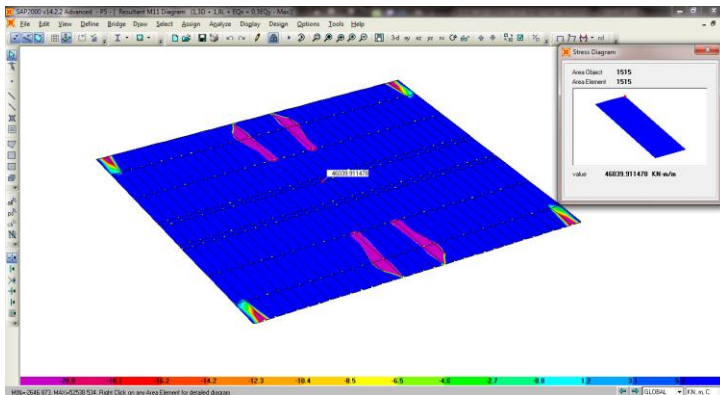
b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	339731
Sap	
Penulangan	334 D36
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	339971
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	2,954
Sap	
Penulangan	4xØ16 -200
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	4,02
Cek	<b>OK</b>

### 6.2.3 Penulangan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada borepile, perhitungan analisis momen poer diambil dari SAP2000:

Tabel 6. 14 Momen pada pilecap pilar 2 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

Data SAP	1,3D + 1,8L	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx +EQy
	kNm	kNm	kNm
M11	-11744.8192	-189.67227	-347.5624
	1096.786838	<b>46039.9115</b>	28628.66439
M22	-10903.0078	-319.346824	-909.361
	1710.376142	36043.09094	115020.7118



Gambar 6. 17 Momen pilecap pilar 2 *Output SAP2000*

Sehingga untuk desain tulangan poer dipakai reaksi dari kombinasi  $1,3D+1,8L+EQx+0,3EQy$



Perhitungan penulangan poer:

$f_c'$	=	30 MPa
$F_y$	=	400 Mpa
H	=	3000 mm
B	=	34200 mm
Tebal selimut ( $d'$ )	=	100 mm
Tinggi effesien (d)	=	2863 mm
D Tul lentur	=	36 mm
$\emptyset$ Tul Bagi	=	19 mm

Penulangan Lentur

$$R_n = \frac{M}{b d^2} = \frac{460399114780}{34200 \cdot 2863^2} = 1,642 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0035 = 0,0236$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,642}{400}}\right) = 0,0029$$

.....(Wang, Chu Kia, 1994, hal 55)

Kontrol :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 > 0,0029 < 0,0236$$

Sehingga  $\rho$  tulangan yang digunakan:  $\rho_{\min}$

Luas tulangan :

$$A_{st} = \rho b d = 0,0035 \times 34200 \times 2863 = 342701,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pasang}} = (3,14 \times 0,25 \times 36^2) \times (34200/100) = 347937,12 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur **D36-100**

Penulangan Pembagi

$$A_{st} = 20\% \times A_{s \text{ perlu}} = 20\% \times 342701,1 \text{ mm}^2 = 69587,424 \text{ mm}^2$$

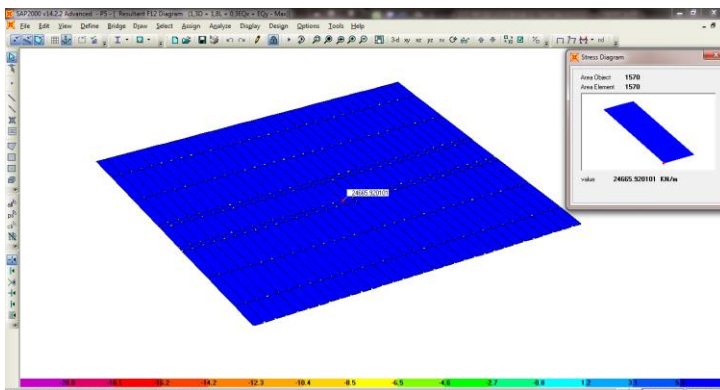
As pasang = 77534,136 mm<sup>2</sup>

Dipasang tulang **D19-125**

Tabel 6. 15 Geser pada pilecap pilar 2 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

DATA SAP	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx +EQy
GESER	kNm 8413.7153	kNm <b>24665.92</b>

Kontrol Geser:



Gambar 6. 18 Geser pilecap pada pilar 2 *Output SAP2000*

Kontrol geser ponds:

$$bw = \text{Keliling pancang} + \text{tebal poer} = 5652 + 3000 = 8652 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} bw d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 8652 \cdot 2863 = 22612430,02 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{P_{max}}{0,75} = \frac{1386,735}{0,75} = 1848,980267 \text{ N}$$

$V_c > V_u$  (*Tebal Poer Memenuhi*)

Kontrol Geser:

$$V_u = 14665920 \text{ N}$$

Batas kehancuran badan:

$$V_{max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 0,2 \times 30 \times 8652 \times 2863 = 148624056 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,9 \times V_{max} = 0,9 \times 148624056 = 133761650,4 \text{ N}$$

$$V_u < \Phi V_c \text{ (*Kehancuran badan tidak akan terjadi*)}$$

## 6.2.4 Penulangan Pondasi

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok, direncanakan konfigurasi dan koefisien efisiensinya. Perumusan untuk mencari daya dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut:

Direncanakan pondasi tiang pancang Ø180 cm dengan konfigurasi 6x5.

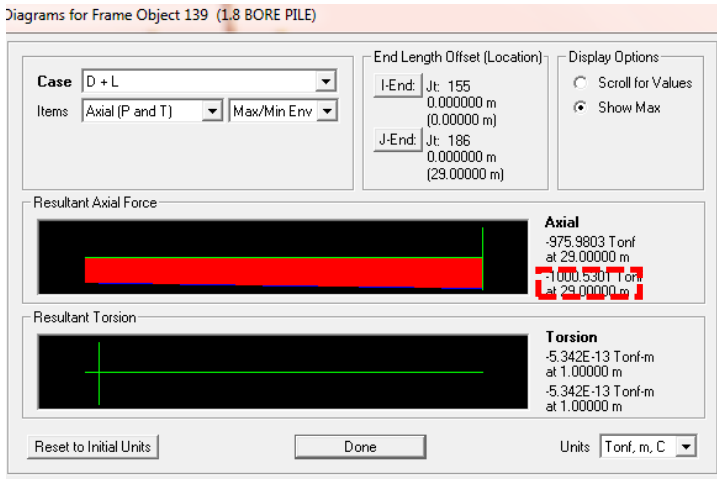
Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel 6.16 berikut:

Konfigurasi Bore Pile:

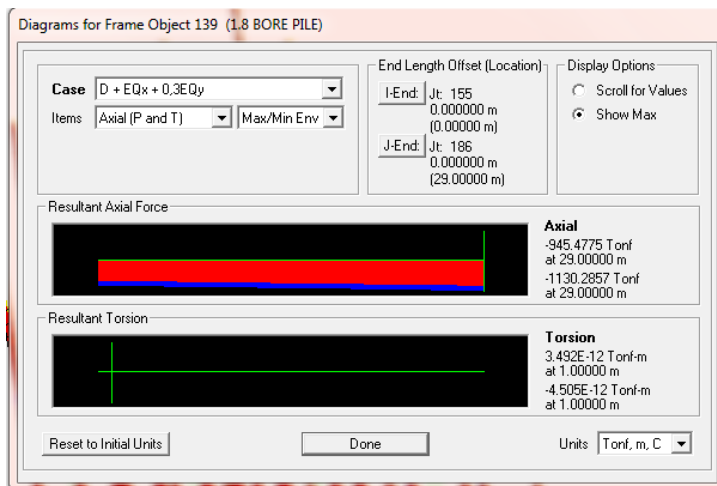
Tabel 6. 16 Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
<i>Kombinasi 1</i>	1 D + 1 L
<i>Kombinasi 2</i>	D + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 3</i>	D + 0,3EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 4</i>	D + L + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 5</i>	D + L + 0,3 EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>

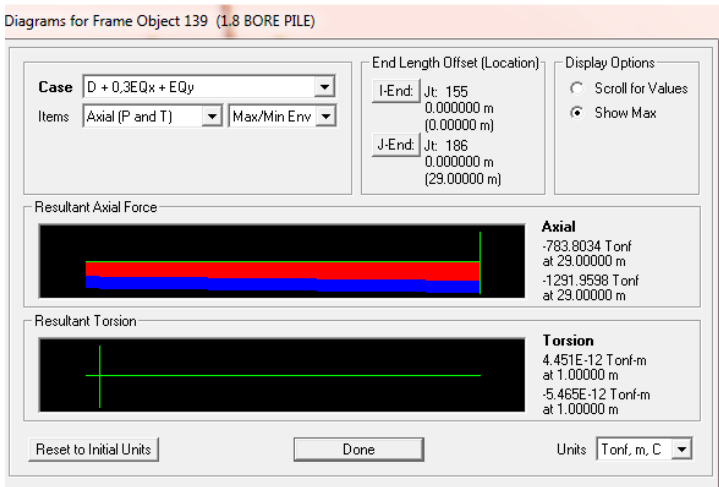
Sumber : SNI T-02-2005



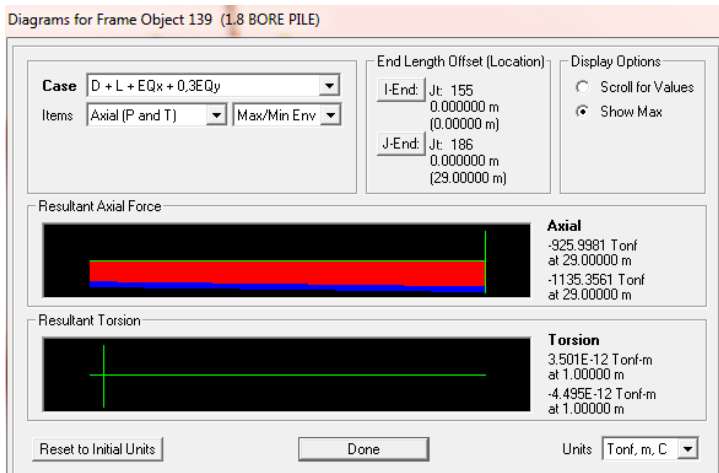
Gambar 6. 19 Pmax borepile kombinasi 1Layan



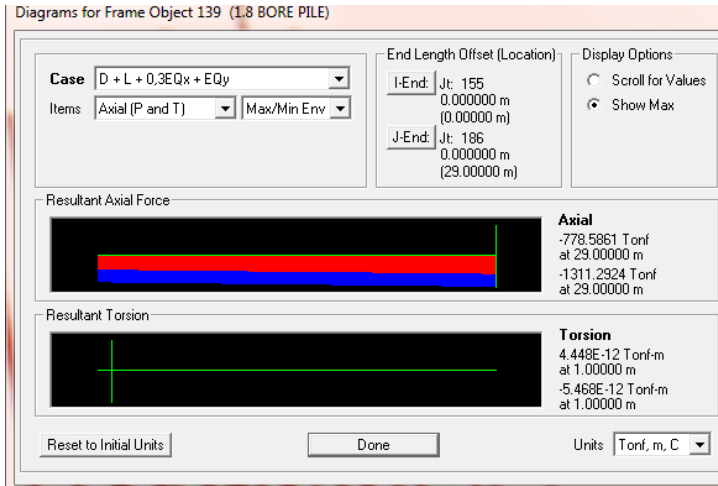
Gambar 6. 20 Pmax borepile kombinasi 2Layan



Gambar 6. 21 Pmax borepile kombinasi 3Layan



Gambar 6. 22 Pmax borepile kombinasi 4Layan



Gambar 6. 23 Pmax borepile kombinasi 5Layan

Tabel 6. 17 Rekapitulasi *Output SAP2000* pada pile (kondisi layan)

OUTPUT SAP		P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D + L	Min	-1000.53	-10.4924	-20.3268	-5.3E-13	-104.049	-75.891
	Max	-237.006	34.4184	20.3269	7.39E-13	104.0482	141.7358
D + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1377.62	-372.091	-134.798	-4.9E-12	-431.596	-1047.14
	Max	75.8512	364.0976	134.797	5.96E-12	431.5947	1026.124
D + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1291.96	-138.845	-368.321	-8.8E-12	-1032.15	-444.493
	Max	35.2194	130.3892	368.321	9.36E-12	1032.148	422.187
D + L + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1386.74	-373.377	-134.652	-4.9E-12	-431.799	-1051.35
	Max	83.9141	365.3295	135.4694	5.95E-12	434.0759	1029.936
D + L + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1319.46	-140.141	-368.972	-8.8E-12	-1036.87	-450.044
	Max	38.0967	132.6581	369.1478	9.37E-12	1034.99	430.0165

Sumber : *Output SAP2000*

## 6.2.5 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari hasil kemampuan borepile hasil reaksi berupa gaya aksial tekan maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan borepile yang berdiameter 1,8 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya

ditunjukkan berikut. Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus **Kazuto Nazakawa**.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d \cdot A) + (U \cdot \Sigma l_i \cdot f_i)]$$

Keterangan:

Ra = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)

Rp = Daya dukung dari unsur bearing (kN)

Rf = Daya dukung dari unsur lekatan/skin friction (kN)

n = Faktor keamanan

qd = Daya dukung dari unsur bearing (kN/m<sup>2</sup>)

A = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

U = Panjang keliling tiang (m)

Li = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

Fi = Besaran gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (kN/m<sup>2</sup>)

Tabel 6. 18 Data Tanah Borepile 29m

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	φ	α	Q <sub>u</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>u</sub> + Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>all</sub> = Q <sub>u</sub> /2.5 + Q <sub>s</sub> /2.5 (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
1	1.0	1.0 - 2.5	23.3	Silty Gravel	45.0	-	40	0	0.00	2031.19	2031.19	812.48	7.07
	Panjang 28.5 m	2.5 - 3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	78.50	1472.86	1551.36	620.48	31.40
		3.5 - 12.0	207.2	WH	35.0	234.6	-	0.47	3020.14	2363.00	5383.14	2401.26	898.94
		12.0 - 18.0	320.3	ML	75.0	552.6	-	0.45	7289.33	2524.58	9813.91	3621.96	1600.15
		18.0 - 26.5	480.4	ML	60.0	402	-	0.45	12188.65	2524.58	14713.23	5653.25	3147.24
		26.5 - 27.5	498.3	ML	60.0	402	-	0.45	12188.65	2524.58	14713.23	5653.25	3151.95

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

Data perencanaan pondasi pilar:

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$D \text{ tiang} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Keliling Tiang (U)} = 5,654487 \text{ m}$$

$$\text{Luas Tiang (A)} = 2.54 \text{ m}^2$$

Tabel 6. 19 Intensitas gaya geser dinding tiang (fi)

(Satuan: t/m<sup>2</sup>)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	$c$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

$$N_{\text{ujung tiang}} = 60 \text{ (kedalaman 29 m)}$$

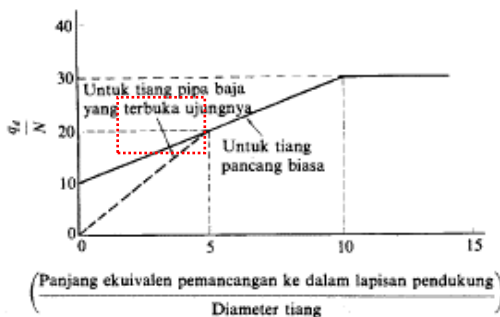
$$4D = 4 \times 1,8 \text{ m} = 7,2 \text{ m}$$

$$N_{\text{rata-rata}} = \frac{60+60+60+60+60+60+60+60}{8} = 60$$

$$N = \frac{60+60}{2} = 60$$

Lalu dicari panjang penetrasi berdasarkan grafik SPT, sehingga diperoleh nilai panjang penetrasi panjang 1 m.

#### 6.4 Daya Dukung Yang Diijinkan



Gbr. 6.7 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.



$$\begin{aligned}
 &\text{Perhitungan daya dukung ujung tiang : } \frac{qd}{N} = 10 \\
 &= \frac{l}{d} \\
 &= \frac{\text{Panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung}}{\text{diameter tiang}} \\
 &= \frac{1}{1,8} \\
 &= 0,56
 \end{aligned}$$

Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung tiang:

$$qd = N \times 10 = 60 \times 10 = 600 \text{ t/m}^2$$

$$Rp = qd \times A = 600 \times 2,545 = 1526,81403 \text{ ton}$$

Tabel 6. 20 Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang

Depth (m)	N	Soil Type	Curve (SPT)	N	f <sub>i</sub>	f <sub>i</sub> x	Σ (f <sub>i</sub> li)
				Average	t/m <sup>2</sup>	thickness t/m	t/m
0	0	Silty Gravel		0	0	0	0
1	45	Silty Gravel		45	12	12	12
2	45	Silty Gravel		45	12	12	24
3	45	Silty Gravel		45	12	12	36
4	35	MH		35	12	12	48
5	35	MH		35	12	12	60
6	35	MH		35	12	12	72
7	35	MH		35	12	12	84
8	35	MH		35	12	12	96
9	35	MH		35	12	12	108
10	35	MH		35	12	12	120
11	35	MH		35	12	12	132
12	35	MH		35	12	12	144
13	75	MH		75	12	12	156
14	75	MH		75	12	12	168
15	75	MH		75	12	12	180
16	75	MH		75	12	12	192
17	75	MH		75	12	12	204
18	75	MH		75	12	12	216
19	60	MH		60	12	12	228
20	60	MH		60	12	12	240
21	60	MH		60	12	12	252
22	60	MH		60	12	12	264
23	60	ML		60	12	12	276
24	60	ML		60	12	12	288
25	60	ML		60	12	12	300
26	60	ML		60	12	12	312
27	60	ML		60	12	12	324
28	60	ML		60	12	12	336
29	60	ML		60	12	12	348
30	60	ML		60	12	12	360
31	60	ML					
32	60	ML		60	12	12	372
33	60	ML		60	12	12	384
34	60	ML		60	12	12	396
35	60	ML		60	12	12	408
							420

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 6. 21 Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm

Depth (m)	N	Eo = 28%	D = 1.80m		D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m
			subgrade reaction) ko = 0,2. Eo.D <sup>0.5</sup>		y = 1,00cm	kV = ko * A	(Spring Constant) kx=ky= k D.dz	kx=ky
			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	t/m	kg/cm	t/m
0	0	0	0	0	0	0	0	0.00
-1	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	9230.36
-2	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	9230.36
-3	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	9230.36
-4	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-5	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-6	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-7	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-8	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-9	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-10	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-11	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-12	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	7179.17
-13	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-14	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-15	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-16	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-17	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-18	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	15383.93
-19	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-20	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-21	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-22	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-23	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-24	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-25	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-26	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-27	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-28	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-29	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-30	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-31	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-32	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-33	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-34	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15
-35	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	12307.15

Sumber : Hasil Pengolahan Data

### Kontrol Tarik:

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \times \sum l_i f_i \\
 &= 5,65487 \times 348 \\
 &= 1967,893638 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### a. Akibat Beban Gempa

$$R_a = \frac{R_f}{2} = \frac{1967,893638}{2} = 787,1574 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{\max}$$

$$787,1574 > 83,9141 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

### b. Akibat Tidak Ada Beban Gempa

$$R_a = \frac{R_f}{5} = \frac{1967,893638}{5} = 393,5787276 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{\max}$$

$$393,5787276 > 237,0061 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

### Kontrol Tekan:

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_p + R_f \\ &= q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i f_i \\ &= 1526,81403 + 1967,9 \\ &= 3494,707668 \text{ ton} \end{aligned}$$

### c. Akibat Beban Gempa

$$R_u = \frac{R_u}{1,5} = \frac{3494,707668}{1,5} = 2329,805112 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$2329,805112 > 1386,735 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

### d. Akibat Tidak Ada Beban Gempa

$$R_u = \frac{R_u}{3} = \frac{3494,707668}{3} = 1164,902556 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$1164,902556 > 1000,53 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

### Kontrol Bahan:

Berdasarkan kekuatan bahan

$$\sigma_b = 0,33 \times f_c'$$

$$= 0,33 \times 30$$

$$= 9,9 \text{ N/mm}^2$$

### e. Akibat Beban Gempa

$$F = 9,9 \times A$$

$$= 9,9 \times 2544690$$

$$= 2519,24315 \text{ ton} > 1386,735 \text{ ton}$$

(Syarat memenuhi)

### f. Akibat Beban Gempa

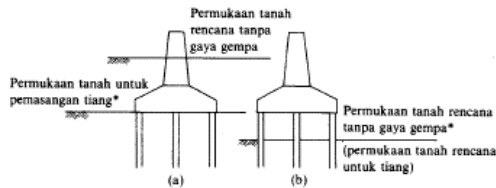
$$F = 9,9 \times A$$

$$= 9,9 \times 2544690$$

$$= 2519,24315 \text{ ton} > 1000,53 \text{ ton}$$

(Syarat memenuhi)

### Kontrol Tiang:



\*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gbr. 6.11 Cara untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang.

Tiang-tiang terbenam di dalam tanah (Gbr. 6.11(a))

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad (6.8)$$

Tiang-tiang menonjol di atas tanah (Gbr. 6.11(b))

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \delta_a \quad (6.9)$$

Di sini,  $H_a$ : Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

$k$ : Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal ( $\text{kg/m}^3$ )

$D$ : Diameter tiang (cm)

$EI$ : Kekakuan lentur dari tiang ( $\text{kg/cm}^{-1}$ )

$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D)/4EI}$  ( $\text{cm}^{-1}$ )

$h$ : Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)

$\delta_a$ : Besarnya pergeseran normal (cm)

- $H_a$  = kapasitas daya dukung horizontal tiang  
 $E$  = Modulus Elastisitas bahan  
 $I$  = momen inersia penampang  
 $\Delta a$  = pergeseran normal (diambil sebesar 1 cm)  
 $K$  = koefisien reaksi tanah dasar  
 $= k_o y^{-0.5}$   
 $= k_o = 0,2 E_o D^{-3/4}$  (nilai k apabila pergeseran diambil sebesar 1 cm)  
 $Y$  = besarnya pergeseran yang dicari  
 $E_o$  = Modulus elastitas tanah (28 N)  
 $H$  =Tinggi tiang yag menonjol di atas permukaan tanah

Daya dukung horizontal tiang borepile D-1800:

$$E = 4700 \times \sqrt{fc} = 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$E_o = 28 \text{ N} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pergeseran tiang di dasar pile cap ( $\delta$ ) = 1 cm

$$I = 51503850 \text{ cm}^4$$

$$K = 6,84 \text{ kg/cm}^4$$

$$B = 4 \sqrt{\frac{k \times D}{4 \times E \times I}} = 0,00219482$$

$$I_m = \frac{\pi}{2\beta} = 7,1531 \text{ m}$$

DayaDukung Gaya H Tiang Tegak

$$\Delta a = 1,0 \text{ cm}$$

$$H_a = \frac{k D}{\beta} \delta a = \left( \frac{6,84 \times 180}{0,00219482} \times 1,00 \right) / 100 = 560,73 \text{ ton/tiang}$$

$$H = H/\text{jumlah tiang}$$

$$= 10,2468938 \text{ ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$= 186,911637 \text{ ton} > H \ 1 \text{ tiang}$$

(Syarat memenuhi)

$$SF = 2$$

$$= 280,367455 \text{ ton} > H \ 1 \text{ tiang}$$

(Syarat memenuhi)

### Perencanaan Penulangan Borepile 1800mm:

Pada penulangan tiang borepile untuk pilar P2 digunakan alat bantu SAP2000. Dengan memasukkan data sebagai berikut:

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Diameter} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut} = 120 \text{ mm}$$

Concrete Design Data: ACI 318-05/IBC2003

File Edit View Window Help

Units: N, mm, C (Summary)

ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Ordinary Units: N, mm, C (Summary)

Element : 150 d=1800,000 dc=150,000  
 Section ID : 1-8 BORE PILE E=25742,500 Fc=30,000 Lt,SR, Fac.=1,000  
 Combo ID : 0 \* L + 0,0E0 \* EqL=29000,000 Fy=400,000 fys=400,000  
 Station Loc : 0,000 RLIF=1,000

Phi(Compression-Spiral): 0,700  
 Phi(Compression-Tied): 0,650  
 Phi(Tension-Conty-0.140): 0,900  
 Phi(Shear): 0,750  
 Phi(Seismic Shear): 0,600  
 Phi(Joint Shear): 0,850

AXIAL FORCE & BIXAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, HS, HD

Rebar	Design Area	Design Pu	Design Mz	Design Mx	Minimum Area	Minimum Mz	Minimum Mx
	73991,382	11128679,65	1,70E+10	5066514991	778549779,	778549779,	

AXIAL FORCE & BIXAXIAL MOMENT FACTORS


Case	Factor	Delta ns	Delta s	K Factor	L Length
Major Bending(HZ)	1,000	1,676	1,000	1,000	29000,000
Minor Bending(HZ)	1,000	1,676	1,000	1,000	29000,000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

Rebar	Shear Vu	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(U2)	1,551	1045221,200	2028263,166	670170,467	0,000
Minor Shear(U3)	3,685	3628103,403	2028263,166	1591940,237	0,000

JOINT SHEAR DESIGN

Joint	Shear Ratio	Shear Outop	Shear Outot	Shear phi*Vc	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



Gambar 6. 24 Hasil Output SAP2000

Hasil Penulangan SAP2000:

Tabel 6. 22 Penulangan P2

<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) OutPut	73991
Sap	
Penulangan	114 D32
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	91684
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) OutPut	4.337
Sap	
Penulangan	4xØ19 -125
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	4.54
Cek	<b>OK</b>

### 6.3 Perencanaan P3

Adapun rencana dimensi dari masing-masing bagian pada pilar P3.

- Kolom = 3 x 4 m
- Poer = 34,2 x 28,8 m





Gambar 6. 25 Tampak Melintang Pilar P3

### 6.3.1 Analisis Pembebanan

Analisa untuk struktur bawah menggunakan alat bantu program SAP2000 v14.2.2

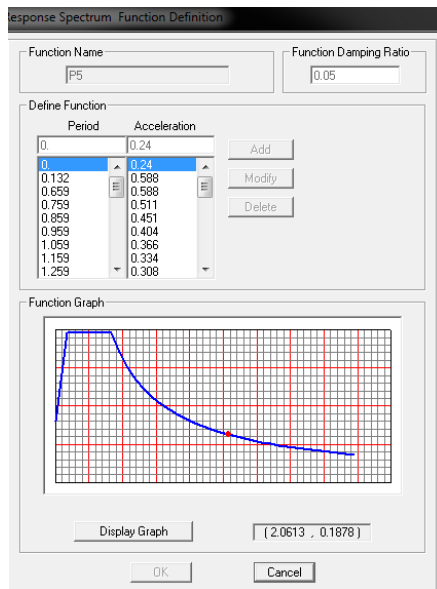
- Beban *Box Girder*
- Beban *Girder I*
- Beban Gempa (Zona Gempa 3)

Data Tanah dan data grafik Purwakarta input Sap2000:

Tabel 6. 23 Data Tanah Jembatan Cisomang

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$\alpha$	$Q_p$ (kN)	$Q_s$ (kN)	$Q_{ult} = Q_p + Q_s$ (kN)	$Q_{all} = Q_p/2.5 + Q_s/2.5$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
1	1.0	1.0 - 2.5	29.3	Silty Gravel	45.0	-	40	0	0.30	2031.19	2031.19	812.48	7.07
		2.5 - 3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	78.50	1472.66	1551.16	620.46	31.40
		3.5 - 12.0	207.2	MH	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2983.00	6003.14	2401.20	800.94
		12.0 - 18.0	320.3	ML	75.0	502.5	-	0.45	7269.33	2524.56	9793.89	3921.96	1920.15
		18.0 - 26.5	480.4	ML	80.0	402	-	0.45	12108.55	2524.56	14633.11	5853.25	3147.24
		26.5 - 27.5	499.3	ML	80.0	402	-	0.45	12108.55	2524.56	14633.11	5853.25	3151.65

Sumber : Laboratorium Geoteknik ITB



Gambar 6. 26 Respons Spectrum

### •Beban Angin

## 6.3.2 Penulangan Badan Pilar P3

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$f_c'$  = 40 MPa  
 $f_y$  = 400 Mpa  
 Diameter = 3600 mm  
 Selimut = 160 mm

Concrete Design Data: ACI 318-05/8-2003

File

ACI 318-05/18C2003 COLIHN SECTION DESIGN Type: Sway Ordinary Units: N, mm, C (Summary) Units: N, mm, C

Element : 169 B=2000.000 D=4000.000 dc=118.700  
 Section ID : P 2 C=29225.410 fc=40.000 LT. Ut. Fac.=1.000  
 Combo ID : 1.30 + 1.0L + 0.20Qc=40.000.000 ftg=400.000 fgs=400.000  
 Station Loc : 40000.000 RLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.700  
 Phi(Compression-Tied): 0.650  
 Phi(Tension-Controlled): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seismic Shear): 0.600  
 Phi(Joint Shear): 0.650

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR PU, MU, MS

Rebar Area	Design Pu	Design MU	Design MS	Minimum MU	Minimum MS
305568.251	37359302.6	1.559E+11	-6.917E+10	3010645.000	5825426667

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

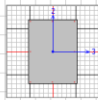
Factor	Cm	Delta_m	Delta_s	K	L
Major Bending(MD)	0.990	1.000	1.000	1.000	40000.000
Minor Bending(MD)	0.627	1.000	1.000	1.000	40000.000

SHEAR DESIGN FOR U2, V3

Rebar Area	Shear Vu	Shear Vu	Shear phi*0c	Shear phi*0s	Shear Up
Major Shear(U2)	0.000	2694805.410	11785422.44	0.000	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	3726675.167	11673607.44	0.000	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

Ratio	Joint Shear	Shear VuTop	Shear VuBot	Shear phi*0c	Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



Gambar 6. 27 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan pada badan pilar yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 6. 24 Penulangan badan pilar P3

**P3 (Tulangan 2 lapis)**

Beton :	$f_c' = 40$	Mpa
Tulangan :	$f_y = 240$	Mpa
	$f_y = 400$	Mpa
cover	160	mm

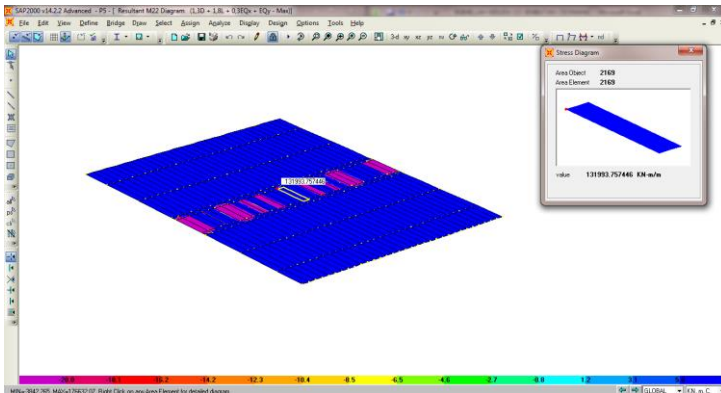
b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut Sap	305560
Penulangan	304 D36
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	309434
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut Sap	2,954
Penulangan	4xØ16 -200
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	4,02
Cek	<b>OK</b>

**6.3.3 Penulangan Poer (Pile Cap)**

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada borepile, perhitungan analisis momen poer diambil dari SAP2000:

Tabel 6. 25 Momen pada pilecap pilar 3 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

Data SAP	1,3D + 1,8L	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx + EQy
	kNm	kNm	kNm
M11	-13114.4659	-1059.423992	-917.27
	1243.076604	30343.781	25887.16719
M22	-11807.929	-364.218	-1369.54973
	1887.6718	36878.2544	<b>131993.7574</b>

Gambar 6. 28 Momen pilecap pilar 3 *Output SAP2000*

Sehingga untuk desain tulangan poer dipakai reaksi dari kombinasi  $1,3D+1,8L+EQx+0,3EQy$

Perhitungan penulangan poer:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 F_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 H &= 3000 \text{ mm} \\
 B &= 34200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tebal selimut ( $d'$ )	=	100 mm
Tinggi effesien ( $d$ )	=	2863 mm
$D$ Tul lentur	=	36 mm
$\emptyset$ Tul Bagi	=	19 mm

### Penulangan Lentur

$$R_n = \frac{M}{b d^2} = \frac{1319937574460}{34200 \cdot 2863^2} = 4,709 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0035 = 0,0236$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,709}{400}} \right) = 0,0113$$

.....(Wang, Chu Kia, 1994, hal 55)

Kontrol :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,013 < 0,0236$$

Sehingga  $\rho$  tulangan yang digunakan:  $\rho_{\min}$

Luas tulangan :

$$A_{st} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 34200 \times 2863 = 342701,1 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pasang} = (3,14 \times 0,25 \times 36^2) \times (34200/100) = 347937,12 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur **D36-100**

### Penulangan Pembagi

$$A_{st} = 20\% \times A_s \text{ perlu} = 20\% \times 342701,1 \text{ mm}^2 = 69587,424 \text{ mm}^2$$

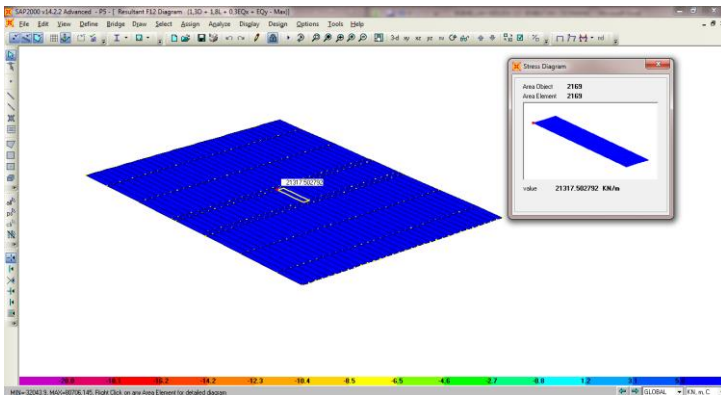
$$A_s \text{ pasang} = 77534,136 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulang **D19-125**

Tabel 6. 26 Geser pada pilecap pilar 3 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

DATA SAP	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx + EQy
GESER	kNm	kNm
	7365.181	21317.502

## Kontrol Geser:

Gambar 6. 29 Geser pilecap pada pilar 3 *Output SAP2000*

## Kontrol geser ponds:

$b_w = \text{Keliling pancang} + \text{tebal poer} = 5652 + 3000 = 8652 \text{ mm}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 8652 \cdot 2863 = 22612430,02 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{P_{max}}{0,85} = \frac{1462,572}{0,75} = 1902,096533 \text{ N}$$

$V_c > V_u$  (**Tebal Poer Memenuhi**)

## Kontrol Geser:

$$V_u = 21317502 \text{ N}$$

Batas kehancuran badan:

$$V_{max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 0,2 \times 30 \times 8652 \times 2863 = 148624056 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,9 \times V_{max} = 0,9 \times 148624056 = 133761650,4 \text{ N}$$

$$V_u < \Phi V_c \text{ (Kehancuran badan tidak akan terjadi)}$$

### 6.3.4 Penulangan Pondasi

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok, direncanakan konfigurasi dan koefisien efisiensinya. Perumusan untuk mencari daya dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut:

Direncanakan pondasi tiang pancang Ø180 cm dengan konfigurasi 6x5.

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel berikut:

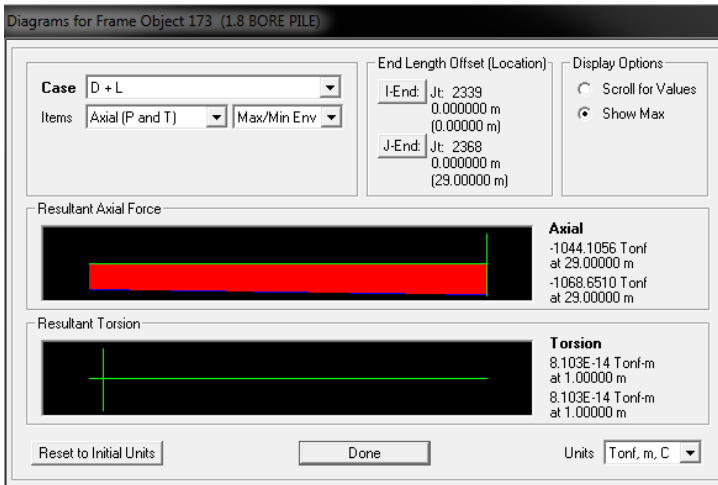
Konfigurasi Bore Pile:

Tabel 6. 27 Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan

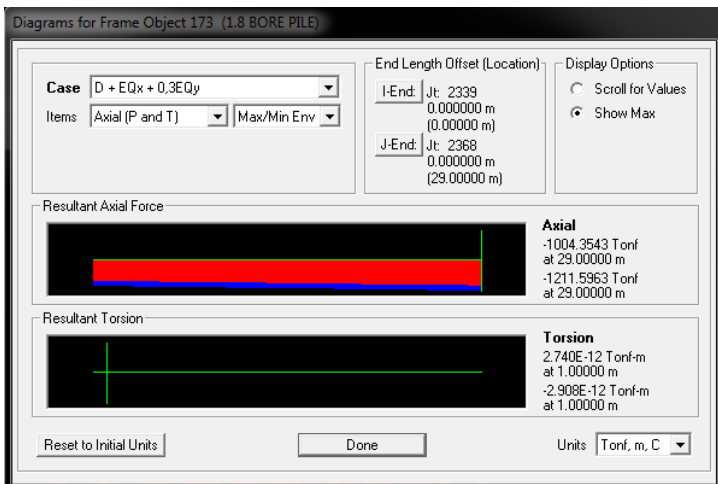
Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
<i>Kombinasi 1</i>	1 D + 1 L
<i>Kombinasi 2</i>	D + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 3</i>	D + 0,3EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 4</i>	D + L + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 5</i>	D + L + 0,3 EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>

Sumber : SNI T-02-2005

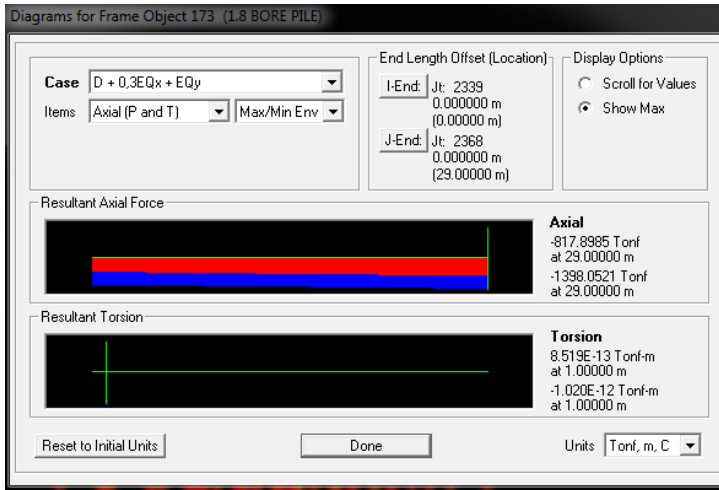




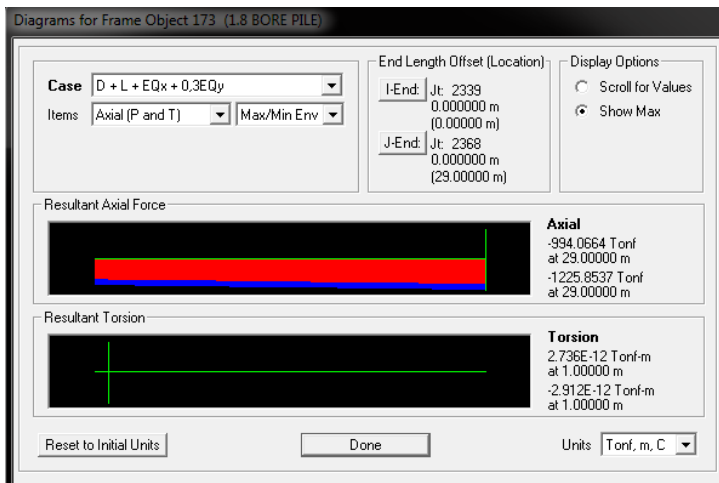
Gambar 6. 30 Pmax borepile kombinasi 1Layan



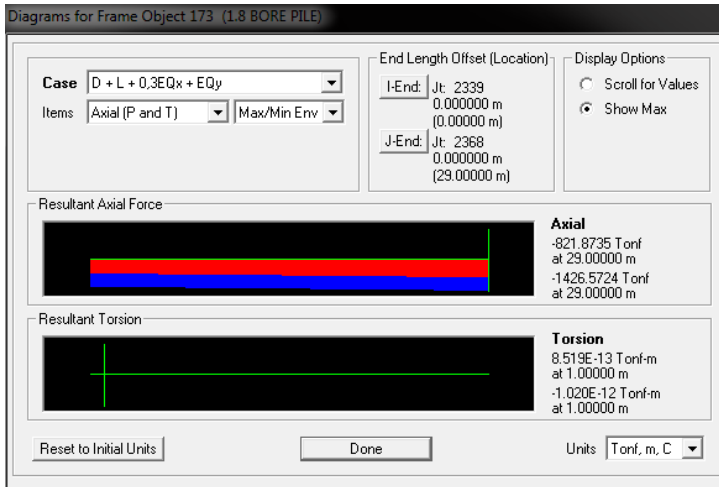
Gambar 6. 31 Pmax borepile kombinasi 2Layan



Gambar 6. 32 Pmax borepile kombinasi 3Layan



Gambar 6. 33 Pmax borepile kombinasi 4Layan



Gambar 6. 34 Pmax borepile kombinasi 5Layan

Tabel 6. 28 Rekapitulasi *Output SAP2000* pada pile (kondisi layan)

OUTPUT SAP		P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D + L	Min	-1068.65	-37.2786	-22.7762	-5.4E-13	-116.589	-155.489
	Max	-225.487	12.5893	22.7736	7.49E-13	116.5808	88.23744
D + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1273.89	-376.278	-134.545	-8.8E-12	-421.128	-1065.87
	Max	57.1895	384.8028	134.548	9.31E-12	421.1345	1088.085
D + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1398.05	-135.639	-384.417	-1.8E-11	-1080.92	-445.609
	Max	46.6105	146.5045	384.4173	1.97E-11	1080.921	474.7518
D + L + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1284.19	-377.631	-135.259	-8.8E-12	-423.796	-1070.16
	Max	59.7378	386.2228	134.4195	9.3E-12	421.4358	1092.623
D + L + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1426.57	-138.039	-385.118	-1.8E-11	-1083.17	-453.945
	Max	49.8236	147.9226	385.2052	1.97E-11	1086.302	480.6025

Sumber : *Output SAP2000*

### 6.3.5 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari hasil kemampuan borepile hasil reaksi berupa gaya aksial tekan maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan borepile yang berdiameter 1,8 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor.

Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut:

Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus **Kazuto Nazakawa**.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d \cdot A) + (U \cdot \sum l_i \cdot f_i)]$$

Keterangan:

R<sub>a</sub> = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)

R<sub>p</sub> = Daya dukung dari unsur bearing (kN)

R<sub>f</sub> = Daya dukung dari unsur lekatan/skin friction (kN)

n = Faktor keamanan

q<sub>d</sub> = Daya dukung dari unsur bearing (kN/m<sup>2</sup>)

A = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

U = Panjang keliling tiang (m)

l<sub>i</sub> = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f<sub>i</sub> = Besaran gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (kN/m<sup>2</sup>)

Tabel 6. 29 Data Tanah Borepile 29m

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	C <sub>u</sub> (kPa)	φ	α	Q <sub>u</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>u</sub> + Q <sub>s</sub> (kN)		Pullout Capacity, SF 4 (kN)
											Q <sub>u</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	
1	1.0	1.0 - 2.5	28.3	Silty Gravel	45.0	-	40	0	0.00	2031.19	2031.19	812.48	7.07
Panjang 28.5 m		2.5 - 3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	79.50	1472.66	1551.16	620.46	31.40
		3.5 - 12.0	207.2	MH	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2683.00	6003.14	2401.26	806.84
		12.0 - 18.0	320.3	ML	75.0	502.5	-	0.45	7280.33	2524.56	9804.89	3921.96	1900.15
		18.0 - 26.5	480.4	ML	60.0	402	-	0.45	12168.55	2524.56	14693.11	5853.25	3147.24
		26.5 - 27.5	499.3	ML	60.0	402	-	0.45	12168.55	2524.56	14693.11	5853.25	3151.95

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

Data perencanaan pondasi pilar:

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$D \text{ tiang} = 1,8 \text{ m}$$

Keliling Tiang (U) = 5,654487 m  
 Luas Tiang (A) = 2.54 m<sup>2</sup>

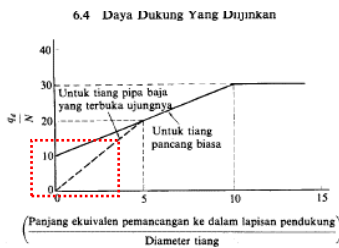
Tabel 6. 30 Intensitas gaya geser dinding tiang (fi)

(Satuan: t/m<sup>2</sup>)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

$N_{ujung\ tiang} = 60$  (kedalaman 29 m)  
 $4D = 4 \times 1,8\ m = 7,2\ m$   
 $N_{rata-rata} = \frac{60+60+60+60+60+60+60+60}{8} = 60$   
 $N = \frac{60+60}{2} = 60$

Lalu dicari panjang penetrasi berdasarkan grafik SPT, sehingga diperoleh nilai panjang penetrasi panjang 1 m.



Gbr. 6.7 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.

Perhitungan daya dukung ujung tiang :  $\frac{qd}{N} = 10$

$$\begin{aligned} &= \frac{l}{d} \\ &= \frac{\text{Panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung}}{\text{diameter tiang}} \\ &= \frac{1}{1,8} \\ &= 0,56 \end{aligned}$$

Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung tiang:

$$q_d = N \times 10 = 60 \times 10 = 600 \text{ t/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A = 600 \times 2,545 = 1526,81403 \text{ ton}$$

Tabel 6. 31 Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang

Depth (m)	N	Soil Type	Curve (SPT)	N Average	f <sub>i</sub> t/m <sup>2</sup>	f <sub>i</sub> x thickness t/m	Σ (f <sub>i</sub> li) t/m
0	0	Silty Gravel		0	0	0	0
1	45	Silty Gravel		45	12	12	12
2	45	Silty Gravel		45	12	12	24
3	45	Silty Gravel		45	12	12	36
4	35	MH		35	12	12	48
5	35	MH		35	12	12	60
6	35	MH		35	12	12	72
7	35	MH		35	12	12	84
8	35	MH		35	12	12	96
9	35	MH		35	12	12	108
10	35	MH		35	12	12	120
11	35	MH		35	12	12	132
12	35	MH		35	12	12	144
13	75	MH		75	12	12	156
14	75	MH		75	12	12	168
15	75	MH		75	12	12	180
16	75	MH		75	12	12	192
17	75	MH		75	12	12	204
18	75	MH		75	12	12	216
19	60	MH		60	12	12	228
20	60	MH		60	12	12	240
21	60	MH		60	12	12	252
22	60	MH		60	12	12	264
23	60	ML		60	12	12	276
24	60	ML		60	12	12	288
25	60	ML		60	12	12	300
26	60	ML		60	12	12	312
27	60	ML		60	12	12	324
28	60	ML		60	12	12	336
29	60	ML		60	12	12	348
30	60	ML		60	12	12	360
31	60	ML		60	12	12	372
32	60	ML		60	12	12	384
33	60	ML		60	12	12	396
34	60	ML		60	12	12	408
35	60	ML		60	12	12	420

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 6. 32 Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm

Depth (m)	N	Eo = 28N kg/cm2	D = 1.80m		D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m
			subgrade reaction) ko = 0,2. Eo.D <sup>0.5</sup>		y = 1.00cm	kV = ko * A	(Spring Constant) kx=ky= k D.dz	kx=ky
			kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	t/m	kg/cm	t/m
0	0	0	0	0	0	0	0	0.00
-1	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	
-2	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	
-3	45	1260	5.13	5.13	13049.11	92303.61	9230.36	
-4	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-5	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-6	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-7	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-8	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-9	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-10	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-11	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-12	35	980	3.99	3.99	10149.31	71791.69	7179.17	
-13	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-14	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-15	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-16	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-17	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-18	75	2100	8.55	8.55	21748.52	153839.34	15383.93	
-19	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-20	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-21	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-22	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-23	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-24	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-25	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-26	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-27	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-28	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-29	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-30	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-31	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-32	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-33	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-34	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	
-35	60	1680	6.84	6.84	17398.82	123071.47	12307.15	

Sumber : Hasil Pengolahan Data

### Kontrol Tarik:

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \times \sum l_i f_i \\
 &= 5,65487 \times 348 \\
 &= 1967,893638 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### a. Akibat Beban Gempa

$$R_a = \frac{R_f}{2} = \frac{1967,893638}{2} = 787,1574 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{max}$$

$$787,1574 > 59,7378 \text{ (Syarat memenuhi)}$$



**b. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_a = \frac{R_f}{5} = \frac{1967,893638}{5} = 393,5787276 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{\max}$$

$$393,5787276 > 225,4874 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Tekan:**

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_p + R_f \\ &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma l_i f_i \\ &= 1526,81403 + 1967,9 \\ &= 3494,707668 \text{ ton} \end{aligned}$$

**c. Akibat Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{1,5} = \frac{3494,707668}{1,5} = 2329,805112 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$2329,805112 > 1426,572 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**d. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{3} = \frac{3494,707668}{3} = 1164,902556 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$1164,902556 > 1068,651 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Bahan:**

Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 0,33 \times f_c' \\ &= 0,33 \times 30 \\ &= 9,9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

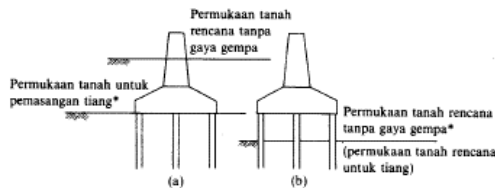
### e. Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 1426,572 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### f. Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 1068,651 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Tiang:



\*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gbr. 6.11 Cara untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang.

Tiang-tiang terbenam di dalam tanah (Gbr. 6.11(a))

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad (6.8)$$

Tiang-tiang menonjol di atas tanah (Gbr. 6.11(b))

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \delta_a \quad (6.9)$$

Di sini,  $H_a$ : Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

$k$ : Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$D$ : Diameter tiang (cm)

$EI$ : Kekakuan lentur dari tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^{-2}$ )

$$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D)/4EI} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$h$ : Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)

$\delta_a$ : Besarnya pergeseran normal (cm)

$H_a$  = kapasitas daya dukung horizontal tiang

$E$  = Modulus Elastisitas bahan

- $I$  = momen inersia penampang  
 $\delta a$  = pergeseran normal (diambil sebesar 1 cm)  
 $k$  = koefisien reaksi tanah dasar  
 $= k_o y^{-0.5}$   
 $= k_o = 0,2 E_o D^{-3/4}$  (nilai  $k$  apabila pergeseran diambil sebesar 1 cm)  
 $y$  = besarnya pergeseran yang dicari  
 $E_o$  = Modulus elastisitas tanah (28 N)  
 $h$  = Tinggi tiang yang menonjol di atas permukaan tanah

Daya dukung horizontal tiang borepile D-1800:

$$E = 4700 \times \sqrt{fc} = 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$E_o = 28 \text{ N} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pergeseran tiang di dasar pile cap ( $\delta$ ) = 1 cm

$$I = 51503850 \text{ cm}^4$$

$$k = 6,84 \text{ kg/cm}^4$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k \times D}{4 \times E \times I}} = 0,00219482$$

$$I_m = \frac{\pi}{2\beta} = 7,1531 \text{ m}$$

DayaDukung Gaya H Tiang Tegak

$$\delta a = 1,0 \text{ cm}$$

$$H_a = \frac{k D}{\beta} \delta a = \left( \frac{6,84 \times 180}{0,00219482} \times 1,00 \right) / 100 = 560,73 \text{ ton/tiang}$$

$$H = H / \text{jumlah tiang}$$

$$= 10,2468938 \text{ ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$= 186,911637 \text{ ton} > H \text{ 1 tiang}$$

**(Syarat memenuhi)**

$$SF = 2$$

$$= 280,367455 \text{ ton} > H \text{ 1 tiang}$$

(Syarat memenuhi)

### Perencanaan Penulangan Borepile 1800mm:

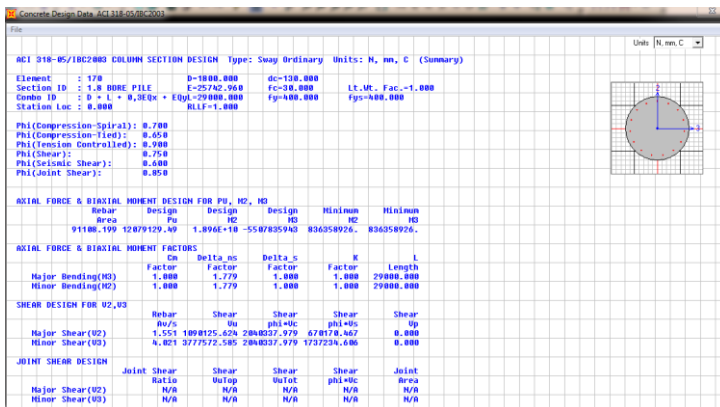
Pada penulangan tiang borepile untuk pilar P3 digunakan alat bantu SAP2000. Dengan memasukkan data sebagai berikut:

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

Diameter = 1800 mm

Selimut = 120 mm



Concrete Design Data: ACI 318-05/IBC2003

File Edit View Options Database Help

ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Ordinary Units: N, mm, C (Summary)

Element : 178 d=1800.000 dc=120.000  
 Section ID : 1.8 DBRE PILE E=25742.560 Fc=30.000 Lt.Ut. Fac.=1.000  
 Concr. ID : 0 = 1 + 0.000E+000 + EQ1=29000.000 Fys=400.000  
 Station Loc. : 0.000 RLIF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.700  
 Phi(Compression-Tied): 0.650  
 Phi(Tension Controlled): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seismic Shear): 0.600  
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P1, M2, M3						
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
91108_199	12079129.49	1.896E+10	-5507835943	836358926.	836358926.	836358926.

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	K Cm Factor	Delta_nc Factor	Delta_sc Factor	K Factor	L Length	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.779	1.000	1.000	29000.000	29000.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.779	1.000	1.000	29000.000	29000.000

SHEAR DESIGN FOR Q2,Q3						
	Rebar Area	Shear Vu	Shear Vu	Shear Vu	Shear Vu	Shear Vu
Major Shear(Q2)	N/A	0.0	phi+0%	phi+0%	678178.467	0.000
Minor Shear(Q3)	N/A	3777572.585	20440337.979	2737234.606	2737234.606	0.000

JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint Ratio	Shear Vu/Top	Shear Vu/Top	Shear Vu/Top	Joint Area	Joint Area
Major Shear(Q2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(Q3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Gambar 6. 35 Hasil Output SAP2000

Hasil Penulangan SAP2000:

Tabel 6. 33 Penulangan pilar P3

**P3**

Beton :	$f_c' = 40$	Mpa
Tulangan :	$f_y = 240$	Mpa
	$f_y = 400$	Mpa
cover	160	mm

b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut Sap	91108
Penulangan	114 D32
As Pasang ( $\text{mm}^2$ ) Cek	91684
	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut Sap	4.393
Penulangan	4xØ19 -125
As Pasang ( $\text{mm}^2$ ) Cek	4.54
	<b>OK</b>

#### 6.4 Perencanaan P4

Adapun rencana dimensi dari masing-masing bagian pada pilar P4.

- Pilehead = 2 x 4 m

- Kolom = 3 x 4 m
- Poer = 16,2 x 16,2 m

Gambar 6. 36 Tampak Melintang Pilar P4

### 6.4.1 Analisis Pembebanan

Analisa untuk struktur bawah menggunakan alat bantu program SAP2000 v14.2.2

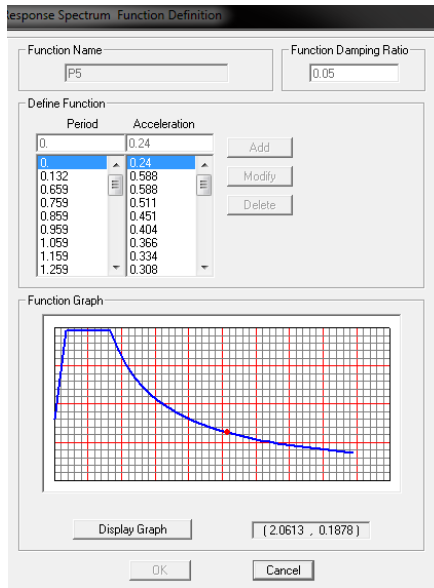
- Beban *Box Girder*
- Beban *Girder I*
- Beban Gempa (Zona Gempa 3)

Data Tanah dan data grafik Purwakarta input Sap2000:

Tabel 6. 34 Data Tanah Jembatan Cisomang

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$\alpha$	$Q_u$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_{ult} = Q_u + Q_p$ (kN)	$Q_{all} = Q_u/2.5 + Q_p/2.5$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
1	1.0	1.0 - 2.5	28.3	Silty Gravel	45.0	-	40	0	0.00	2031.19	2031.19	812.48	7.07
	Panjang 26.5 m	2.5 - 3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	78.50	1472.88	1551.38	620.46	31.40
		3.5 - 12.0	207.2	MR	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2983.00	6003.14	2401.26	800.94
		12.0 - 18.0	320.3	ML	75.0	602.5	-	0.45	7280.33	2524.58	9804.91	3921.96	1600.15
		18.0 - 20.5	480.4	ML	80.0	402	-	0.45	12108.55	2524.58	14633.11	5853.25	3147.24
		20.5 - 27.5	499.3	ML	80.0	402	-	0.45	12108.55	2524.58	14633.11	5853.25	3151.95

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

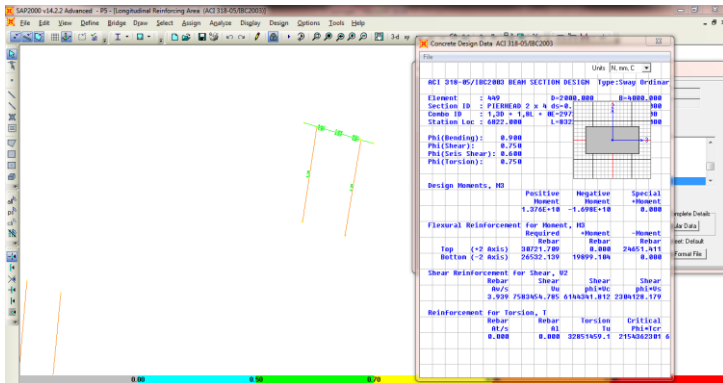


Gambar 6. 37 Respons Spectrum

- Beban Angin

#### 6.4.2 Penulangan Pilehead

Analisis pada pilehead menggunakan SAP2000, berdasarkan kontrol dengan menggunakan software SAP2000 pilehead pada Pilar 4 berwarna hijau sehingga cukup kuat menahan beban struktur atas. Hasil perhitungan tulangan pilehead akan disajikan pada tabel dibawah ini.



Gambar 6. 38 Hasil Output SAP2000 Pilehead P1



Tabel 6. 35 Penulangan Pilehead

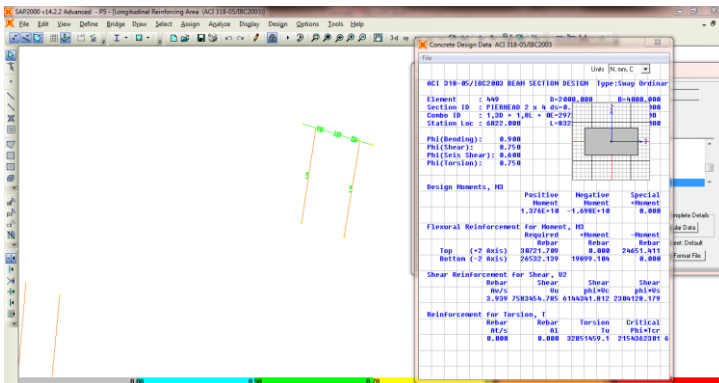
BALOK		
Beton :	fc' = 40	Mpa
Tulangan :	fy = 240	Mpa (Plain <D13)
	fy = 400	Mpa (Deform ≥ D13)
cover	d' = 80	mm
<b>Potongan</b>	<b>Tumpuan</b>	<b>Lapangan</b>
b (mm)	4000	4000
h (mm)	2000	2000
<b><u>Tul. Atas</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	30722	14043
Penulangan	32 - D36	16 - D36
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	32572	16286
Jarak (mm)	85	213
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Bawah</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	26535	15047
Penulangan	32 - D36	16 - D36
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	32572	16286
Jarak (mm)	85	213
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Torsi</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	0	0
Penulangan	2x2 - D16	2x2 - D16
As Pasang (mm <sup>2</sup> )	804	804
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b><u>Tul. Senggang</u></b>		
As Perlu (mm <sup>2</sup> ) Output SAP	3.94	3.94
Penulangan	4 x D16 - 125	4 x D16 - 125
As Pasang (mm <sup>2</sup> /m)	6.43	6.43
S Maks (D/2 atau 600)	8.00	8.00
Cek	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Sumber : Hasil Output SAP2000

### 6.4.3 Penulangan Badan Pilar P4

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$f_c'$	=	30 MPa
$F_y$	=	400 Mpa
Diameter	=	3600 mm
Selimit	=	80 mm



Gambar 6. 39 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan pada badan pilar yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 6. 36 Penulangan badan pilar

**P4**

Beton :	$f_c' = 40$	Mpa
Tulangan :	$f_y = 240$	Mpa
	$f_y = 400$	Mpa
cover	80	mm

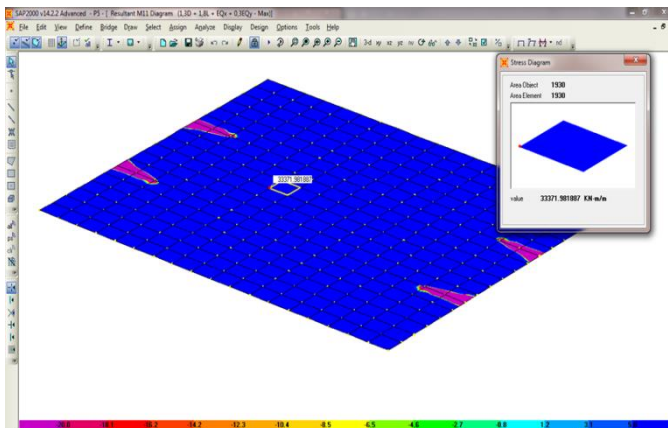
b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	120000
Sap	
Penulangan	118 D36
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	120109
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	0,000
Sap	
Penulangan	4xØ16 -125
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	6,43
Cek	<b>OK</b>

**6.4.4 Penulangan Poer (Pile Cap)**

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada borepile, perhitungan analisis momen poer diambil dari SAP2000:

Tabel 6. 37 Momen pada pilecap pilar 4 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

Data SAP	1,3D + 1,8L	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx +EQy
	kNm	kNm	kNm
M11	383.94098	-173.611	-235.136
	-2633.73076	<b>33371.981</b>	11746.461
M22	1040.798241	5570.413397	11115.268
	-2453.294	-79.198	-73.552349



Gambar 6. 40 Momen pilecap pilar 4 Output SAP2000

Sehingga untuk desain tulangan poer dipakai reaksi dari kombinasi  $1,3D+1,8L+0,3EQx+EQy$

Perhitungan penulangan poer:

$f_c'$	=	30 MPa
$F_y$	=	400 Mpa
H	=	2500 mm
B	=	16200 mm
Tebal selimut ( $d'$ )	=	100 mm

Tinggi effesien (d)	=	2363 mm
D Tul lentur	=	36 mm
Ø Tul Bagi	=	19 mm

### Penulangan Lentur

$$R_n = \frac{M}{b d^2} = \frac{333719810000}{16200 \cdot 2363^2} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0035 = 0,0236$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,19}{400}} \right) = 0,0029$$

.....(Wang, Chu Kia, 1994, hal 55)

Kontrol :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 > 0,0029 < 0,0236$$

Sehingga  $\rho$  tulangan yang digunakan:  $\rho_{\min}$

Luas tulangan :

$$A_{st} = \rho b d = 0,0035 \times 16200 \times 2363 = 133982,100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pasang}} = (3,14 \times 0,25 \times 36^2) \times (16200/100) = 164812,320 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur **D36-100**

### Penulangan Pembagi

$$A_{st} = 20\% \times A_{s \text{ perlu}} = 20\% \times 164812,320 \text{ mm}^2 = 32962,464 \text{ mm}^2$$

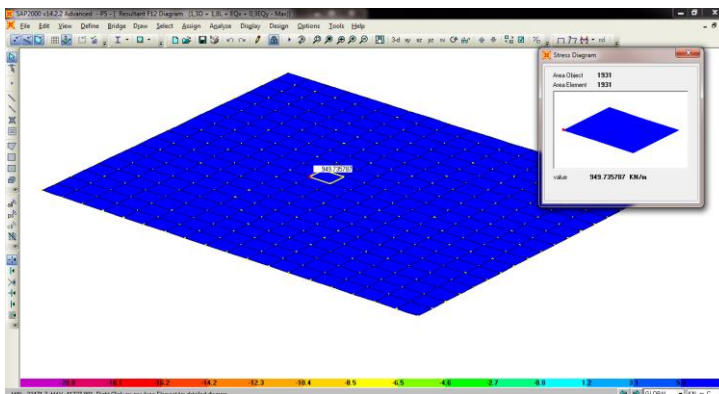
$$A_{s \text{ pasang}} = 36726,696 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulang **D19-125**

Tabel 6. 38 Geser pada pilecap pilar 4 kondisi ultimit (*output SAP2000*)

DATA SAP	1,3D + 1,8L + Eqx + 0,3EQy	1,3D + 1,8L + 0,3Eqx + EQy
GESER	kNm	kNm
	949.735	640.212

Kontrol Geser:



Gambar 6. 41 Geser pilecap pada pilar 4 *Output SAP2000*

Kontrol geser ponds:

$$bw = \text{Keliling pancang} + \text{tebal poer} = 5652 + 2500 = 8152 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} bw d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 8152 \cdot 2363 = 17584793,37 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{P_{max}}{0,75} = \frac{1123,168}{0,75} = 1497,557067$$

$V_c > V_u$  (*Tebal Poer Memenuhi*)

Kontrol Geser:

$$V_u = 949735 \text{ N}$$

Batas kehancuran badan:

$$V_{max} = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d$$

$$= 0,2 \times 30 \times 8152 \times 2363 = 115579056 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,9 \times V_{max} = 0,9 \times 115579056 = 104021150,4 \text{ N}$$

$$V_u < \Phi V_c \text{ (*Kehancuran badan tidak akan terjadi*)}$$

#### 6.4.5 Penulangan Pondasi

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok, direncanakan konfigurasi dan koefisien efisiensinya. Perumusan untuk mencari daya dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut:

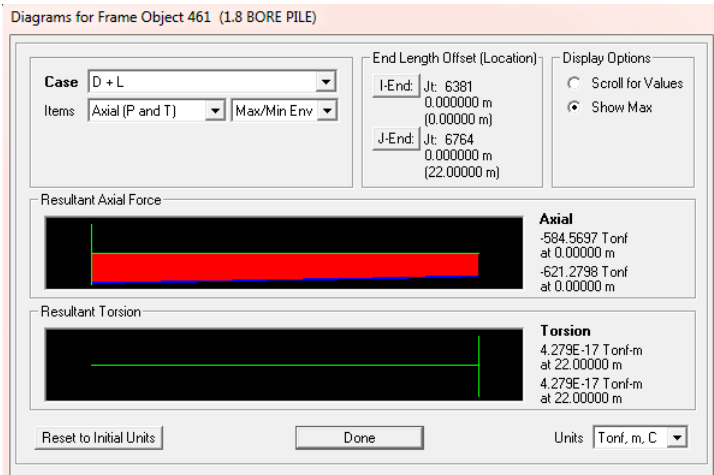
Direncanakan pondasi tiang pancang Ø180 cm dengan konfigurasi 3x3.

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel 6.6 berikut:

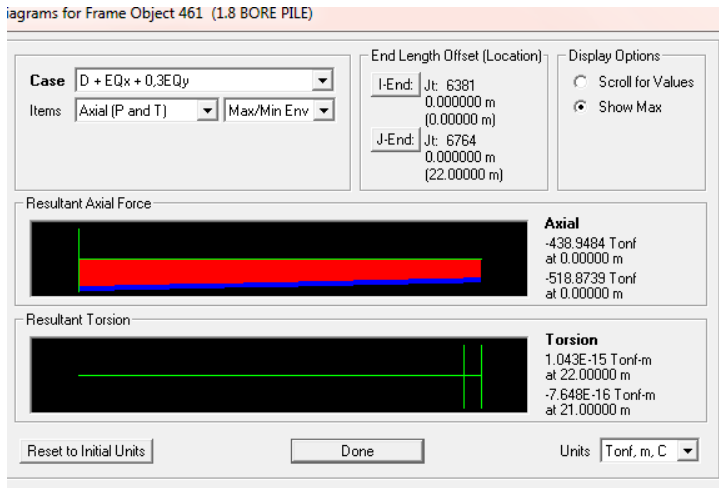
Tabel 6. 39 Kombinasi Pembebanan yang pada kondisi layan

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
<i>Kombinasi 1</i>	1 D + 1 L
<i>Kombinasi 2</i>	D + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 3</i>	D + 0,3EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 4</i>	D + L + EQ <sub>x</sub> + 0,3 EQ <sub>y</sub>
<i>Kombinasi 5</i>	D + L + 0,3 EQ <sub>x</sub> + EQ <sub>y</sub>

*Sumber : SNI T-02-2005*

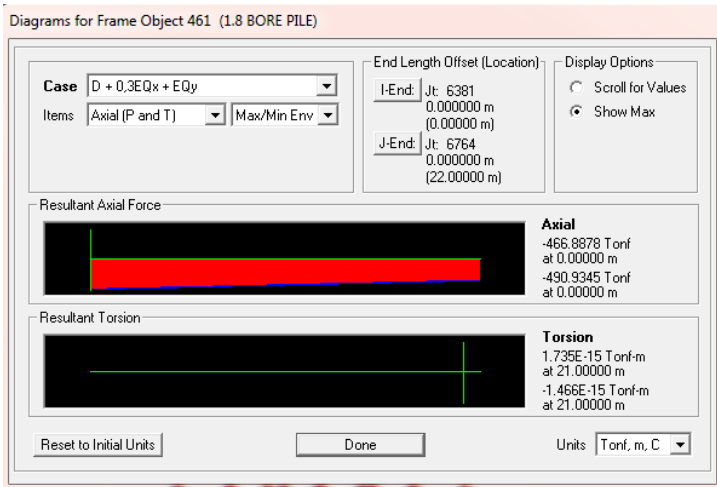


Gambar 6. 42 Pmax borepile kombinasi 1Layan

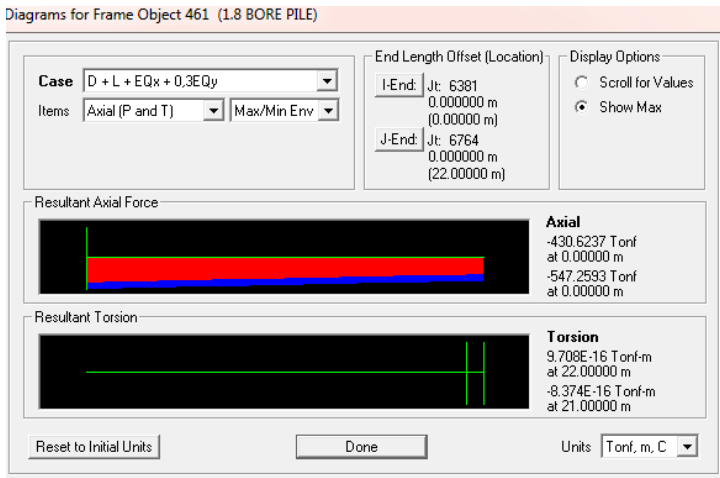


Gambar 6. 43 Pmax borepile kombinasi 2Layan

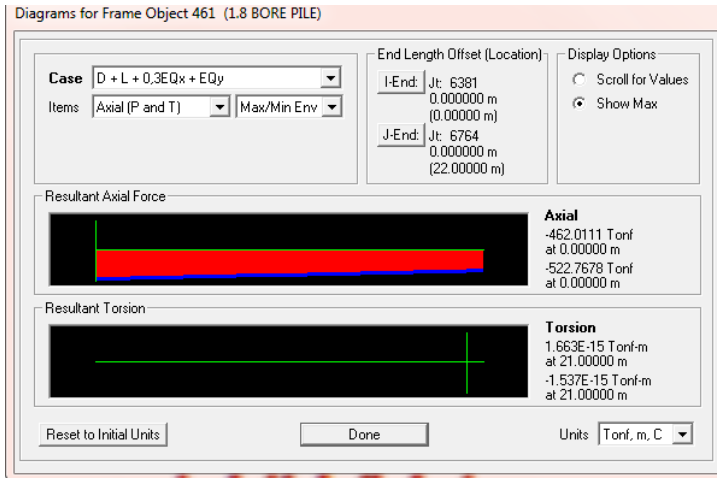




Gambar 6. 44 Pmax borepile kombinasi 3Layan



Gambar 6. 45 Pmax borepile kombinasi 4Layan



Gambar 6. 46 Pmax borepile kombinasi 5Layan

Tabel 6. 40 Rekapitulasi *Output SAP2000* pada pile (kondisi layan)

OUTPUT SAP		P	V2	V3	T	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D + L	Min	-621.28	-4.8294	-3.1801	-7.25E-17	-24.0991	-35.9412
	Max	-309.38	4.4766	3.1855	1.15E-16	24.11407	34.83989
D + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1108.85	-323.59	-100.097	-5.2E-14	-344.722	-1092.33
	Max	435.6129	325.3528	100.0977	5.18E-14	344.7243	1098.285
D + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1095.3	-100.319	-327.361	-4.4E-14	-1100.67	-355.464
	Max	424.399	102.0327	327.3603	4.4E-14	1100.671	360.9111
D + L + EQ X + 0,3EQ Y	Min	-1123.17	-324.002	-100.606	-5.2E-14	-347.09	-1095.54
	Max	440.9657	325.7713	99.9608	5.17E-14	346.5471	1101.479
D + L + 0,3EQ X + EQ Y	Min	-1111.14	-100.778	-328.058	-4.4E-14	-1102.15	-359.076
	Max	428.1357	102.4863	327.397	4.39E-14	1100.158	364.4364

Sumber : *Output SAP2000*

### 6.4.6 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari hasil kemampuan borepile hasil reaksi berupa gaya aksial tekan maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan borepile yang berdiameter 1,8 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor.

Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut:

Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus **Kazuto Nazakawa**.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d \cdot A) + (U \cdot \sum l_i \cdot f_i)]$$

Keterangan:

Ra = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)

Rp = Daya dukung dari unsur bearing (kN)

Rf = Daya dukung dari unsur lekatan/skin friction (kN)

n = Faktor keamanan

qd = Daya dukung dari unsur bearing (kN/m<sup>2</sup>)

A = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

U = Panjang keliling tiang (m)

Li = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

Fi = Besaran gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (kN/m<sup>2</sup>)

Tabel 6. 41 Data Tanah Borepile 22m

No.	Diameter (m)	Depth (m)	Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$Q_{u1}$ (kN)	$Q_{u2}$ (kN)	$Q_{u3} = Q_{u1} + Q_{u2}$ (kN)	$Q_{u4} = Q_{u2} + Q_{u3}$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
1	1.2	0.0 - 1.5	40.7	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	0.00	908.84	908.84	302.95	10.17
	Panjang 22 m	1.5 - 3.5	95.0	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	416.55	181.77	598.32	268.67	127.88
		3.5 - 8.5	230.6	Clayey Silt, soft	3.0	20.1	-	624.83	727.07	1351.90	554.77	213.86
		8.5 - 14.5	393.4	Clayey Silt, med stiff	12.0	80.4	-	1624.55	4295.52	5920.07	2244.12	504.48
		14.5 - 15.8	428.6	Andesite	100.0	670	-	3101.42	4295.52	7396.94	2982.55	882.52
		15.8 - 20.8	564.3	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2336.49
		20.8 - 22.0	596.9	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2344.63

Sumber : *Laboratorium Geoteknik ITB*

Data perencanaan pondasi pilar:

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 D \text{ tiang} &= 1,8 \text{ m} \\
 \text{Keliling Tiang (U)} &= 5,654487 \text{ m} \\
 \text{Luas Tiang (A)} &= 2.54 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

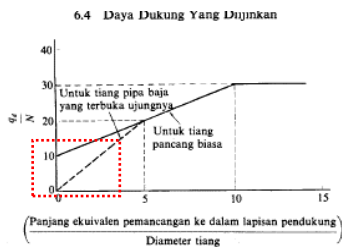
Tabel 6. 42 Intensitas gaya geser dinding tiang (fi)

(Satuan: t/m<sup>2</sup>)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	$c$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{ujung tiang}} &= 100 \text{ (kedalaman 22 m)} \\
 4D &= 4 \times 1,8 \text{ m} = 7,2 \text{ m} \\
 N_{\text{rata-rata}} &= \frac{100+100+100+100+100+100+100+100}{8} = 100 \\
 N &= \frac{100+100}{2} = 100
 \end{aligned}$$

Lalu dicari panjang penetrasi berdasarkan grafik SPT, sehingga diperoleh nilai panjang penetrasi panjang 1 m.



Gbr. 6.7 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.

$$\text{Perhitungan daya dukung ujung tiang : } \frac{qd}{N} = 10$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{l}{d} \\
 &= \frac{\text{Panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung}}{\text{diameter tiang}} \\
 &= \frac{1}{1,8} \\
 &= 0,56
 \end{aligned}$$

Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung tiang:

$$q_d = N \times 10 = 100 \times 10 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A = 1000 \times 2,545 = 2544,69 \text{ ton}$$

Tabel 6. 43 Mengitung Gaya Geser Dinding Tiang

Depth (m)	N	Soil Type	Curve (SPT)	N Average	f <sub>i</sub> t/m <sup>2</sup>	f <sub>i</sub> x thickness t/m	Σ (f <sub>i</sub> li) t/m
0	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	0	0
1	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	7.5
2	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	15
3	15	Fill (silty clay)	◆	15	7.5	7.5	22.5
4	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	24
5	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	25.5
6	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	27
7	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	28.5
8	3	Clayey Silt, soft	◆	3	1.5	1.5	30
9	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	36
10	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	42
11	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	48
12	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	54
13	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	60
14	12	Clayey Silt, med stiff	◆	12	6	6	66
15	100	Andesite	◆	100	12	12	78
16	100	Andesite	◆	100	12	12	90
17	100	Andesite	◆	100	12	12	102
18	100	Andesite	◆	100	12	12	114
19	100	Andesite	◆	100	12	12	126
20	100	Andesite	◆	100	12	12	138
21	100	Andesite	◆	100	12	12	150
22	100	Andesite	◆	100	12	12	162

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 6. 44 Perhitungan gaya spring yang terjadi untuk tiang borepile 1800mm

Depth (m)	N	Eo = 28N subgrade reaction ko = 0,2. Eo.D <sup>0,5</sup>	D = 1.80m	D = 1.80m y = 1.00cm	D = 1.80m	D = 1.80m	D = 1.80m
			kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kV = ko * A	(Spring Constant) kx=ky= k D.dz	kx=ky
					t/m		t/m
0	15						
-1	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79
-2	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79
-3	15	420	1.71	1.71	4349.70	30767.87	3076.79
-4	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36
-5	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36
-6	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36
-7	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36
-8	3	84	0.34	0.34	869.94	6153.57	615.36
-9	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-10	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-11	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-12	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-13	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-14	12	336	1.37	1.37	3479.76	24614.29	2461.43
-15	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-16	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-17	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-18	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-19	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-20	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-21	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91
-22	100	2800	11.40	11.40	28998.03	205119.12	20511.91

Sumber : Hasil Pengolahan Data

### Kontrol Tarik:

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \times \sum l_i f_i \\
 &= 5,65487 \times 162 \\
 &= 916,088418 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### a. Akibat Beban Gempa

$$R_a = \frac{R_f}{2} = \frac{916,088418}{2} = 458,044209 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{max}$$

$$458,044209 > 440,9657 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**b. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_a = \frac{R_f}{5} = \frac{916,088418}{5} = 183,217684 \text{ ton}$$

$$R_a > P_{\max}$$

$$183,217684 > -309,3795 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Tekan:**

Daya dukung tiang ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_p + R_f \\ &= q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i f_i \\ &= 2544,69005 + 916,09 \\ &= 3460,77847 \text{ ton} \end{aligned}$$

**c. Akibat Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{1,5} = \frac{3460,77847}{1,5} = 2307,28564 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$2307,28564 > 1123,168 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**d. Akibat Tidak Ada Beban Gempa**

$$R_u = \frac{R_u}{3} = \frac{3460,77847}{3} = 1153,59282 \text{ ton}$$

$$R_u > P_{\max}$$

$$1153,59282 > 621,2798 \text{ (Syarat memenuhi)}$$

**Kontrol Bahan:**

Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 0,33 \times f_c' \\ &= 0,33 \times 30 \\ &= 9,9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

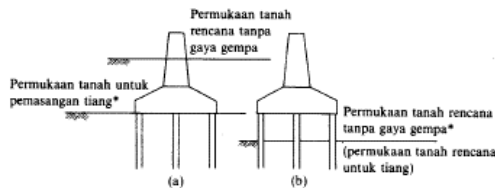
### e. Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 1123,168 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### 6.5 Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 F &= 9,9 \times A \\
 &= 9,9 \times 2544690 \\
 &= 2519,24315 \text{ ton} > 621,2798 \text{ ton} \\
 &\text{(Syarat memenuhi)}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Tiang:



Gbr. 6.11 Cara untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang.

Tiang-tiang terbenam di dalam tanah (Gbr. 6.11(a))

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad (6.8)$$

Tiang-tiang menonjol di atas tanah (Gbr. 6.11(b))

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \delta_a \quad (6.9)$$

Di sini,  $H_a$ : Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

$k$ : Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$D$ : Diameter tiang (cm)

$EI$ : Kekakuan lentur dari tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^{-1}$ )

$$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D)/4EI} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$h$ : Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)

$\delta_a$ : Besarnya pergeseran normal (cm)

$H_a$  = kapasitas daya dukung horizontal tiang

$E$  = Modulus Elastisitas bahan

$I$  = momen inersia penampang



- $\delta_a$  = pergeseran normal (diambil sebesar 1 cm)  
 $k$  = koefisien reaksi tanah dasar  
 $= k_o y^{-0.5}$   
 $= k_o = 0,2 E_o D^{-3/4}$  (nilai  $k$  apabila pergeseran diambil sebesar 1 cm)  
 $y$  = besarnya pergeseran yang dicari  
 $E_o$  = Modulus elastisitas tanah (28 N)  
 $h$  = Tinggi tiang yang menonjol di atas permukaan tanah

Daya dukung horizontal tiang borepile D-1800:

$$E = 4700 \times \sqrt{f_c} = 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$E_o = 28 \text{ N} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pergeseran tiang di dasar pile cap ( $\delta$ ) = 1 cm

$$I = 51503850 \text{ cm}^4$$

$$k = 6,84 \text{ kg/cm}^4$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k \times D}{4 \times E \times I}} = 0,00219482$$

$$l_m = \frac{\pi}{2 \beta} = 7,1531 \text{ m}$$

DayaDukung Gaya H Tiang Tegak

$$\delta_a = 1,0 \text{ cm}$$

$$H_a = \frac{k D}{\beta} \delta_a = \left( \frac{6,84 \times 180}{0,00219482} \times 1,00 \right) / 100 = 560,73 \text{ ton/tiang}$$

$$H = H / \text{jumlah tiang}$$

$$= 10,2468938 \text{ ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$= 186,911637 \text{ ton} > H \text{ 1 tiang}$$

**(Syarat memenuhi)**

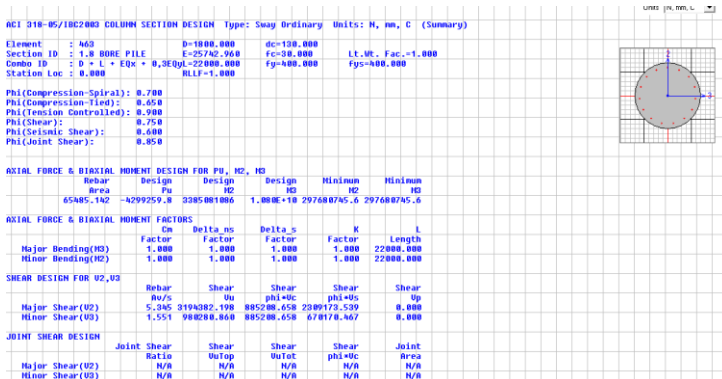
$$SF = 2$$

= 280,367455 ton > H 1 tiang  
 (Syarat memenuhi)

**Perencanaan Penulangan Borepile 1800mm:**

Pada penulangan tiang borepile untuk pilar P4 digunakan alat bantu SAP2000. Dengan memasukkan data sebagai berikut:

- fc' = 30 MPa
- Fy = 400 MPa
- Diameter = 1800 mm
- Selimut = 120 mm



Gambar 6. 47 Hasil Output SAP2000

## Hasil Penulangan SAP2000:

Tabel 6. 45 Penulangan pilar P4

Beton :  $f_c' = 40$  Mpa  
 Tulangan :  $f_y = 240$  Mpa  
 $f_y = 400$  Mpa  
 cover 80 mm

b (mm)	3000
h (mm)	4000
<b><u>Tul. Utama</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	65485
Sap	
Penulangan	100 D32
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	80425
Cek	<b>OK</b>
<b><u>Sengkang</u></b>	
As Perlu ( $\text{mm}^2$ ) OutPut	5.345
Sap	
Penulangan	4xØ16 -125
As Pasang ( $\text{mm}^2$ )	6.43
Cek	<b>OK</b>

## **BAB VII**

### **KESIMPULAN**

#### **7.1 Kesimpulan**

1. Tegangan yang terjadi pada beton akibat proses *erection* semua segmen penampang sesuai dengan syarat tegangan saat transfer yaitu  $\sigma_{tekan}$  24,9 MPa dan  $\sigma_{tarik}$  1,61 MPa. Kemudian untuk kontrol tegangan akibat beban mati tambahan dan beban lalu lintas pada semua kombinasi pembebanan, serta akibat kehilangan pratekan, yang semuanya sesuai dengan syarat tegangan saat service yaitu  $\sigma_{tekan}$  22,5 MPa dan  $\sigma_{tarik}$  3,53 MPa.
2. Kontrol kapasitas momen crack dan momen batas yang terjadi akibat tendon pratekan di setiap segmen terhadap Momen yang terjadi akibat beban luar masih dalam batas persyaratan baik dalam pembebanan pelaksanaan ataupun beban service.
3. Perhitungan kemampuan puntir (torsion) tidak diperlukan tulangan tambahan torsion.
4. Lendutan pada struktur diperiksa pada kondisi pelaksanaan (*balance cantilever*) dan kondisi beban penuh. Lendutan yang terjadi masih dalam memenuhi persyaratan

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR PUSTAKA

AASHTO, 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*,. 7th ed. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Ardyansyah, A., 2009. *Efektifitas Pekerjaan Box Girder dengan Traveler Formwork Desain Cic dan Ccc Pada Approach Bridge Jembatan Suramadu*, Surakarta: Universitas Sebelas Maret.

Direktorat Pembinaan Jalan Kota, 1990. *Petunjuk Lokasi dan Standar Spesifikasi Bangunan Pengaman Tepi Jalan*, Jakarta: Direktorat Jenderal Bina Marga.

Lacey, G. C. & Breen, J. E., 1975. *THE DESIGN AND OPTIMIZATION OF SEGMENTALLY PRECAST*. Texas: Texas State Department of Highways and Public Transportation.

McCormac, J. C., 2003. *Desain Beton Betulang*. Edisi Kelima ed. Jakarta: Erlangga.

Ned, T. L. & Burn, H., 1993. *Desain Struktur Beton Prategang*. Third ed. Jakarta: Erlangga.

PCI Committee on Segmental Construction, 1975. Recommended Practice for Segmental Construction in Precast Concrete. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, March-April, Volume 20, p. 2.

Rombach, G., 2002. Precast segmental box girder bridges with external prestressing. *INSA Rennes*, p. 1.

RSNI T-02-2005, 2005. Standar Pembebanan Untuk Jembatan.

RSNI T-12-2004, n.d. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.

S., 1979. *Statika 2*. Bandung: Institut Teknologi Bandung.

Sauvageot, G., 2000. *Bridge Engineering Handbook Segmental Concrete Bridges*. Washington. D.C: CRC Press LLC.

Wiley, J., Son & Guyon, Y., 1960. *Presstressed Concrete*.  
New York: s.n.

## **LAMPIRAN**



## BAB II

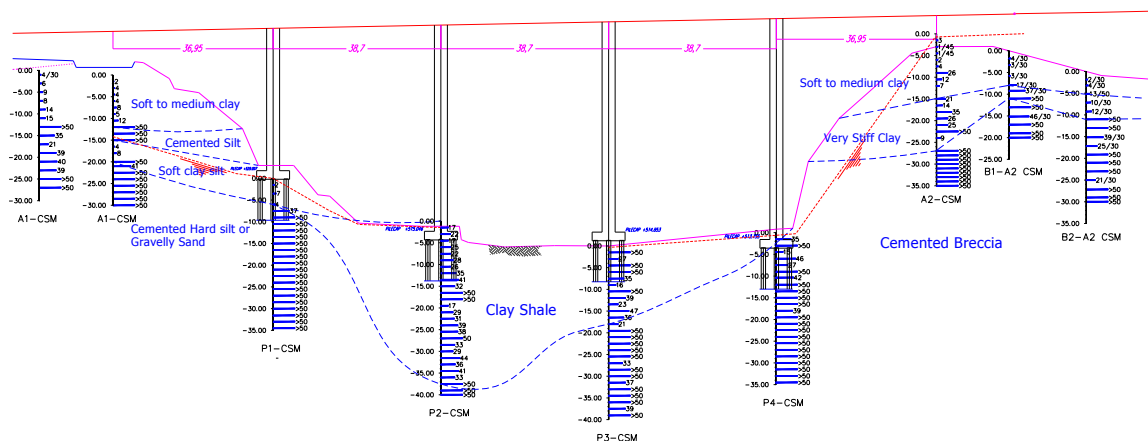
# ANALISIS DAN DESAIN

### 2.1 PENDAHULUAN

Suatu analisis dan desain fondasi dilakukan di dalam perencanaan Jembatan Cisomang yang berada di antara Jakarta dan Bandung dan termasuk ke dalam Proyek Pembangunan Tol Cipularang Tahap II Seksi – III Plered – Cisomang panjang 11.01 Km. Selain itu juga dilakukan analisis stabilitas lereng dan desain timbunan oprit Jembatan Cisomang tersebut. Keseluruhan analisis dilakukan berdasarkan data tanah hasil penyelidikan tanah serta tes laboratorium yang dilakukan oleh Laboratorium Geoteknik ITB. Identifikasi telah dilakukan terhadap data hasil penyelidikan tanah dan tes laboratorium ini guna menentukan parameter tanah yang digunakan di dalam analisis dan desain pada pekerjaan ini.

### 2.2 KONDISI DAN PARAMETER TANAH

Berdasarkan penyelidikan tanah yang telah dilakukan di lokasi rencana Jembatan Cisomang ini oleh P.T. SOFOCO (Juni 2004) dan P.T. PETROSOL (July 2004), menunjukkan bahwa terdapat lapisan tanah lunak (very soft clay) yang relatif tebal di bawah rencana timbunan abutment 10 – 15 m, seperti dapat di lihat pada **Gambar 2.1**.



*Gambar 2.1* Profil tanah di sepanjang jembatan Cisomang

Lapisan setebal 8 – 12 m ini mempunyai kapasitas daya dukung yang relatif kecil dan kompresibilitas yang relatif tinggi. Selain itu di sepanjang as Jembatan Cisomang ini khususnya pada lokasi Pier 2 dan Pier 3 juga dijumpai lapisan tanah clay shale.

## 2.3 ANALISIS DAYA DUKUNG AKSIAL TIANG TUNGGAL

### 2.3.1 TEORI DASAR

Jenis fondasi yang digunakan di dalam perencanaan Jembatan Cisomang ini adalah fondasi bored pile (drilled shaft). Uraian berikut ini menjelaskan beberapa rumusan yang digunakan di dalam penentuan kapasitas daya dukung aksial dari suatu fondasi bored pile.

Tahanan ujung (end bearing),  $Q_b$  ditentukan dengan persamaan:

$$Q_b = q_b \cdot A_p$$

dengan  $Q_b$  = tahanan ujung (end bearing).

$q_b$  = unit tahanan ujung (unit end bearing).

$A_p$  = luas bored pile.

Unit tahanan ujung (unit end bearing),  $q_b$  pada tanah lempung (clay), berdasarkan Skempton (1951) ditentukan dengan persamaan:

$$q_b = N_c \cdot C_{ub}, \quad q_b \leq 3800 \text{ kPa}$$

dengan  $N_c = 6 [ 1 + 0,2 (L / B_b) ] \leq 9$

$C_{ub}$  = rata-rata undrained shear strength pada tanah lempung pada dasar tiang.

$L$  = panjang tiang.

$B_b$  = diameter tiang.

Unit tahanan ujung (unit end bearing),  $q_b$  pada pasir (sand) ditentukan berdasarkan persamaan:

$$q_b = 57,5 \cdot N_{SPT}, \text{ untuk kisaran } N_{SPT} \text{ antara } 0 - 75$$

$$q_b = 4300 \text{ kPa}, \text{ untuk kisaran } N_{SPT} \text{ diatas } 75$$

Unit tahanan ujung (unit end bearing),  $q_b$  pada tanah clay shale ditentukan berdasarkan persamaan:

$$q_b = N_{SPT} / 0,073 \text{ kPa}$$

Selanjutnya tahanan gesek (skin friction),  $Q_s$  ditentukan berdasarkan persamaan:

$$Q_s = \sum f_s \cdot p \cdot \Delta L$$

dengan  $Q_s$  = tahanan gesek (total resistance).

$f_s$  = unit tahanan gesek (unit skin resistance).

$p$  = perimeter bored pile.

$\Delta L$  = panjang bored pile.

Unit tahanan gesek (unit skin friction),  $f_s$ , pada lempung (clay) dan clay shale ditentukan berdasarkan metode alpha dengan persamaan:

$$f_s = \alpha \cdot C_u \leq 300 \text{ kPa}$$

dengan  $\alpha$  = faktor empiris untuk adhesi

$C_u$  = undrained shear strength

Unit tahanan gesek (unit skin friction),  $f_s$ , pada pasir (sand) ditentukan berdasarkan metode beta dengan persamaan:

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \leq 190 \text{ kPa}$$

dengan  $\beta = 1,5 - 0,135 z^{0.5}$       $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$Z$  = kedalaman dibawah permukaan tanah ( inch ).

$\sigma'_v$  = tegangan efektif arah vertical.

### 2.3.2 HASIL-HASIL

Hasil analisis tiang tunggal pada masing-masing abutment dan pier berdasarkan kondisi lapisan tanahnya ditunjukkan pada **Tabel 2.1** sampai dengan **Tabel 2.8**.

**Tabel 2.1** Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di A1

No.	Diameter	Depth		Weight of Pile (kN)	Soil Type	q <sub>c</sub>	Cu	Q <sub>s</sub> , Total Skin Friction	Q <sub>p</sub>	Q <sub>ult</sub>	Q <sub>all</sub> = Q <sub>s</sub> /2.5 + Q <sub>p</sub> /3	Pullout Capacity, SF=4	
	(m)	(m)				(kg/cm <sup>2</sup> )	(kPa)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	1.2	0.0	-	1.5	40.7	Fill (Silty CLAY)	40.0	120	0.00	1085.18	1085.18	361.73	10.17
	Panjang 23 m	1.5	-	6.0	162.8	Fill (Silty CLAY)	40.0	120	932.58	723.46	1656.04	614.18	273.84
		6.0	-	10.0	271.3	Clayey SILT, medium stiff	20.0	80	1485.22	1356.48	2841.70	1046.25	439.13
		10.0	-	15.0	406.9	Silty CLAY, very stiff	45.0	150	2780.47	4295.52	7075.99	2544.03	796.85
		15.0	-	21.8	591.4	Silty CLAY, very stiff	100.0	475	7344.46	4295.52	11639.98	4369.62	1983.97
		21.8	-	23.0	624.0	Silty CLAY, very stiff	100.0	475	7344.46	4295.52	11639.98	4369.62	1992.11

**Tabel 2.2** Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P0

No.	Diameter	Depth		Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu	φ	Q <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>s</sub> + Q <sub>p</sub>	Allowable Capacity, Q <sub>s</sub> /2.5 + Q <sub>p</sub> /2.5	Pullout Capacity, SF 4	
	(m)	(m)					(kPa)							(kN)
1	1.0	6.0	-	7.5	28.3	Silt, soft	5.0	33.5	-	0.00	210.38	210.38	84.15	7.07
	Panjang 19 m	7.5	-	12.0	113.0	Silt, soft	5.0	33.5	-	260.35	2983.19	3243.53	1297.41	93.35
		12.0	-	16.0	188.4	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03	-	2945.21	252.46	3197.67	1279.07	783.40
		16.0	-	20.0	263.8	Clayey Silt, soft	6.0	40.2	-	3222.92	2983.00	6205.92	2482.37	871.67
		20.0	-	24.0	339.1	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03	-	5907.79	2983.00	8890.79	3556.31	1561.73
		24.0	-	25.0	358.0	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03	-	5907.79	2983.00	8890.79	3556.31	1566.44

**Tabel 2.3** Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P1

No.	Diameter	Depth		Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu	φ	Q <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>s</sub> + Q <sub>p</sub>	Q <sub>all</sub> = Q <sub>s</sub> /2 + Q <sub>p</sub> /3	Pullout Capacity, SF 4	
	(m)	(m)					(kPa)							(kN)
1	1.0	3.0	-	4.5	47.1	Clayey Silt, soft to med stiff	4.0	26.8	-	0.00	168.30	168.30	67.32	11.78
	Panjang 20 m	4.5	-	8.0	113.0	Clayey Silt, very stiff	4.0	26.8	-	161.99	3375.50	3537.49	1431.20	68.76
		8.0	-	13.0	207.2	Gravelly sand	100.0	670	45	2673.99	3375.50	6049.49	2687.20	720.31
		13.0	-	22.0	376.8	Gravelly sand	100.0	670	45	4793.49	3375.50	8168.99	3746.95	1292.57
		22.0	-	23.0	395.6	Gravelly sand	100.0	670	45	4793.49	3375.50	8168.99	3746.95	1297.28

**Tabel 2.4** Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P2

No.	Diameter		Depth		Weight of	Soil Type	N-SPT	Cu	φ	Q <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>s</sub> + Q <sub>p</sub>	Q <sub>all</sub> = Q <sub>s</sub> /2 + Q <sub>p</sub> /2	Pullout Capacity, SF 4
	(m)	(m)	Pile (kN)	(kPa)	(kN)									
1	1.290	2.0	-	3.5	47.0	Clayey silt, stiff	20.0	134	-	0.00	1225.33	1225.33	612.66	11.76
	Panjang 40.70 m	3.5	-	5.0	94.1	Clayey silt, stiff	20.0	134	-	447.79	505.53	953.32	476.66	135.46
		5.0	-	17.0	470.3	Silty clay, hard (clay shale)	28.3	51	45	1820.95	2194.62	4015.56	2007.78	572.81
		17.0	-	20.0	564.3	MH	60.0	240	45	3424.98	715.79	4140.78	2070.39	997.33
		20.0	-	36.5	1081.6	Silty clay, hard (clay shale)	40.0	73	-	6098.38	715.79	6814.17	3407.09	1795.00
		36.5	-	38.0	1128.7	Silty clay, hard (clay shale)	40.0	73	-	6341.42	1342.11	7683.52	3841.76	1867.52
		38.0	-	39.0	1160.0	Silty clay, hard (clay shale)	75.0	136	-	6645.21	1342.11	7987.32	3993.66	1951.31
		39.0	-	39.7	1182.0	Silty clay, hard (clay shale)	75.0	136	-	6857.87	1342.11	8199.98	4099.99	2009.96
		39.7	-	41.7	1244.7	Silty clay, hard (clay shale)	75.0	136	-	7465.46	1342.11	8807.57	4403.78	2177.53
		41.7	-	42.7	1276.0	Silty clay, hard (clay shale)	75.0	136	-	7465.46	1342.11	8807.57	4403.78	2185.37

**Tabel 2.5** Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P3

No.	Diameter		Depth		Weight of	Soil Type	N-SPT	Cu	φ	Q <sub>s</sub> , Total Skin Friction	Q <sub>p</sub> , End Bearing	Ultimate Capacity, Q <sub>s</sub> + Q <sub>p</sub>	Allowable Capacity, Q <sub>s</sub> /2 + Q <sub>p</sub> /3	Pullout Capacity, SF 4
	(m)	(m)	Pile (kN)	(kPa)	(kN)									
1	1.0	0.0	-	1.5	28.3	Clayey Silt, stiff	100.0	500	-	0.00	2983.00	2983.00	994.33	7.07
	Panjang 31,5 m	1.5	-	4.5	84.8	Clayey Silt, stiff	30.0	500	-	2355.00	3375.50	5730.50	2302.67	609.95
		4.5	-	6.0	113.0	Silty gravel	100.0	-	45	2637.60	1128.44	3766.04	1694.95	687.66
		6.0	-	9.0	169.6	Silty gravel	25.0	-	45	3202.80	376.37	3579.17	1726.86	843.09
		9.0	-	20.0	376.8	Clayshale	35.0	63.6	-	4411.70	1075.34	5487.04	2564.30	1197.13
		20.0	-	26.0	489.8	Clayshale	100.0	181.8	-	6192.94	806.51	6999.44	3365.30	1670.69
		26.0	-	30.5	574.6	Clayshale	75.0	136.4	-	7252.69	1556.81	8809.50	4145.28	1956.83
		30.5	-	31.5	593.5	Clayey Silt, very hard	37.0	247.90	-	7252.69	1556.81	8809.50	4145.28	1961.54

**Tabel 2.6 Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P4**

No.	Diameter	Depth			Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$\alpha$	$Q_s$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_{ult} = Q_s + Q_p$ (kN)	$Q_{all} = Q_s/2.5 + Q_p/2.5$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
	(m)	(m)	-	(m)											
1	1.0	1.0	-	2.5	28.3	Silty Gravel	45.0	-	40	0	0.00	2031.19	2031.19	812.48	7.07
	Panjang 26,5 m	2.5	-	3.5	47.1	Silty Gravel	45.0	-	40	-	78.50	1472.66	1551.16	620.46	31.40
		3.5	-	12.0	207.2	MH	35.0	234.5	-	0.47	3020.14	2983.00	6003.14	2401.26	806.84
		12.0	-	18.0	320.3	ML	75.0	502.5	-	0.45	7280.33	2524.56	9804.89	3921.96	1900.15
		18.0	-	26.5	480.4	ML	60.0	402	-	0.45	12108.55	2524.56	14633.11	5853.25	3147.24
		26.5	-	27.5	499.3	ML	60.0	402	-	0.45	12108.55	2524.56	14633.11	5853.25	3151.95

**Tabel 2.7 Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di P5**

No.	Diameter	Depth			Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$Q_s$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_{ult} = Q_s + Q_p$ (kN)	$Q_{all} = Q_s/2 + Q_p/3$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
	(m)	(m)	-	(m)										
1	1.2	5.0	-	6.5	84.8	Silt, very soft	0.7	4.69	-	0.00	181.77	181.77	60.59	21.20
	Panjang 23	6.5	-	8.0	113.0	Silt, very soft	3.0	20.1	-	62.48	908.84	971.32	334.19	43.88
		8.0	-	15.0	244.9	Silt, stiff	15.0	100.5	-	1520.42	1514.74	3035.15	1265.12	441.33
		15.0	-	26.8	467.2	Silt, stiff	25.0	167.5	-	5467.57	4295.52	9763.09	4165.62	1483.70
		26.8	-	28.0	489.8	volcanic rock, very hard	100.0	670	-	5467.57	4295.52	9763.09	4165.62	1489.35

**Tabel 2.8 Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal di A2**

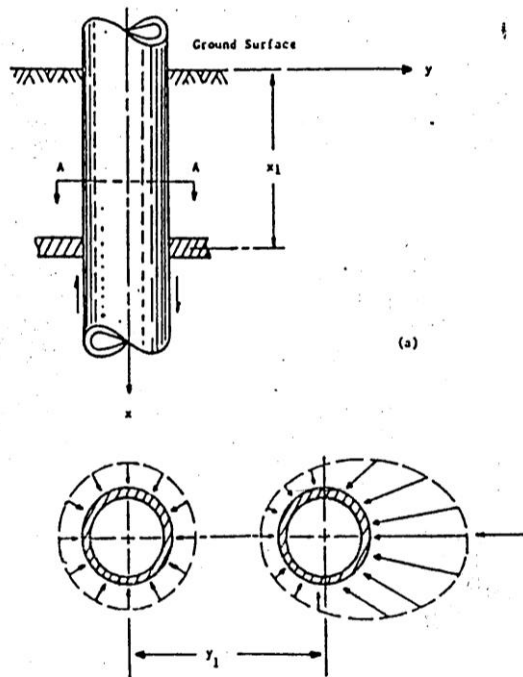
No.	Diameter	Depth			Weight of Pile (kN)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$	$Q_s$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_{ult} = Q_s + Q_p$ (kN)	$Q_{all} = Q_s/2 + Q_p/3$ (kN)	Pullout Capacity, SF 4 (kN)
	(m)	(m)	-	(m)										
1	1.2	0.0	-	1.5	40.7	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	0.00	908.84	908.84	302.95	10.17
	Panjang 22 m	1.5	-	3.5	95.0	Fill (silty clay)	15.0	100.5	-	416.55	181.77	598.32	268.87	127.88
		3.5	-	8.5	230.6	Clayey Silt, soft	3.0	20.1	-	624.83	727.07	1351.90	554.77	213.86
		8.5	-	14.5	393.4	Clayey Silt, med stiff	12.0	80.4	-	1624.55	4295.52	5920.07	2244.12	504.48
		14.5	-	15.8	428.6	Andesite	100.0	670	-	3101.42	4295.52	7396.94	2982.55	882.52
		15.8	-	20.8	564.3	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2336.49
		20.8	-	22.0	596.9	Andesite	100.0	670	-	8781.68	4295.52	13077.20	5822.68	2344.63

## 2.4 ANALISIS DAYA DUKUNG TIANG KELOMPOK

### 2.4.1 TEORI DASAR

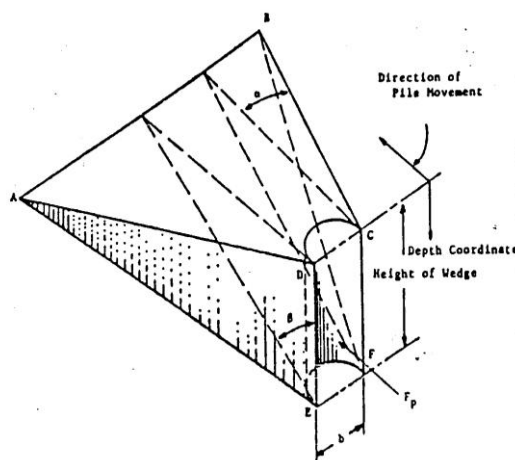
Analisis kapasitas tiang GRUP dilakukan dengan menggunakan metoda transfer beban dan bantuan program GROUP 2.0 (Ensoft, 1989). Pada metode ini diasumsikan perilaku tahanan tanah terhadap defleksi lateral tiang bersifat nonlinear.

Kondisi tegangan sepanjang tiang akibat defleksi lateral tiang dapat dilihat dalam gambar dibawah ini.



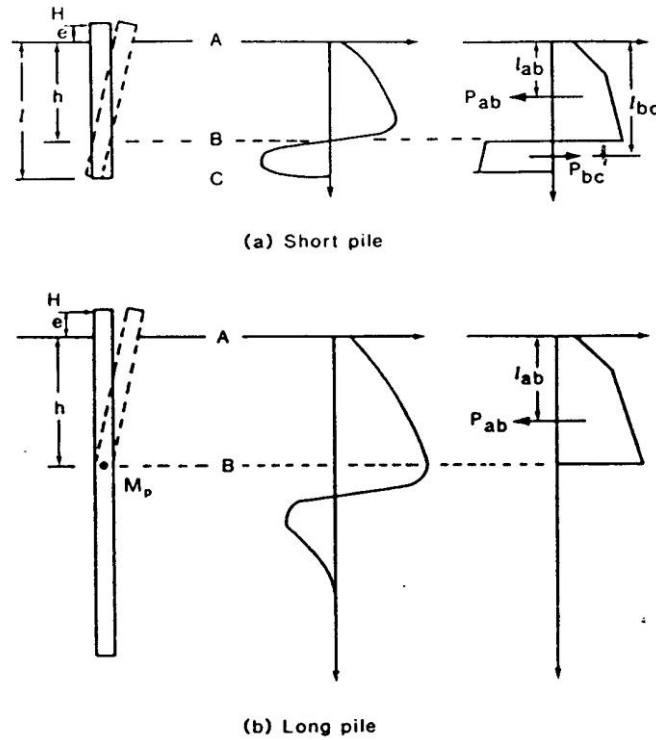
**Gambar 2.2** Tahanan tanah sepanjang tiang akibat gaya lateral

Dalam analisis ini digunakan kurva P-Y yang dihitung program secara numerik. Kurva P-Y ini telah dibandingkan sebelumnya dengan data hasil percobaan dilapangan oleh Reese (Reese, 1989).



**Gambar 2.3** Massa tanah yang menahan gaya lateral pada tiang

Mode keruntuhan tiang yang terjadi secara umum dapat dibagi menjadi dua, yaitu keruntuhan pada tiang pendek dan keruntuhan pada tiang panjang sebagaimana dapat dilihat dalam gambar di bawah ini. Pada tiang panjang titik plastis terbentuk pada kedalaman tertentu dan defleksi pada tiang hanya terjadi di kepala tiang.



Gambar 2.4 Model-model keruntuhan pada tiang akibat gaya lateral

### 2.4.2 HASIL-HASIL

Hasil analisis tiang kelompok pada masing-masing abutment dan pier berdasarkan kondisi lapisan tanahnya ditunjukkan pada **Tabel 2.9** sampai dengan **Tabel 2.16**.



**Tabel 2.9** Analisis Kelompok Tiang di A1

**Longitudinal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	3139.40	-	-	604.50	-80.80	698.00	16.10	0.0009	0.0046	1593.00	313.90	5520.00	-58.56
Case 2	16719.40	3639.40	-	-	2467.00	-101.00	691.00	16.10	0.0018	0.0043	1479.00	363.90	5380.00	-148.60
Case 3	14299.30	1646.30	-	-	12168.70	536.00	690.00	16.10	0.0007	0.0030	1034.00	132.80	4980.00	-307.10
Case 4	14299.30	9162.10	-	-	18450.20	-865.00	1060.00	4.14	0.0203	-0.0008	-86.62	918.20	6330.00	-1262.00

**Longitudinal; Group Pile #2**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	3139.40	-	-	604.50	-80.90	698.00	16.10	0.0009	0.0051	1800.00	310.00	5660.00	58.55
Case 2	16719.40	3639.40	-	-	2467.00	-101.00	692.00	16.10	0.0018	0.0054	1865.00	364.00	5730.00	148.60
Case 3	14299.30	1646.30	-	-	12168.70	532.00	691.00	16.10	0.0007	0.0053	1826.00	135.10	5680.00	307.10
Case 4	14299.30	9162.10	-	-	18450.20	-881.00	1060.00	4.37	0.0203	0.0093	2932.00	914.60	8870.00	1262.00

**Transversal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0048	1648.00	19.78	1580.00	-7.58
Case 2	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0048	1648.00	19.78	1580.00	-7.58
Case 3	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0040	1391.00	137.60	2070.00	-30.56
Case 4	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0040	1391.00	137.60	2070.00	-30.56

**Transversal; Group Pile #2**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0048	1660.00	19.78	1590.00	
Case 2	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0048	1660.00	19.78	1590.00	
Case 3	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0041	1410.00	137.60	2080.00	
Case 4	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0041	1410.00	137.60	2080.00	

Transversal; Group Pile #3

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1672.00	19.78	1600.00	
Case 2	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1672.00	19.78	1600.00	
Case 3	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0042	1430.00	137.60	2100.00	
Case 4	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0042	1430.00	137.60	2100.00	

Transversal; Group Pile #4

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1684.00	19.78	1610.00	
Case 2	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1684.00	19.78	1610.00	
Case 3	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0042	1449.00	137.60	2120.00	
Case 4	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0042	1449.00	137.60	2120.00	

Transversal; Group Pile #5

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1696.00	19.78	1620.00	11.51
Case 2	16719.40	-	197.7	736.4	-	-20.80	-20.80	0.00	0.0000	0.0049	1696.00	19.78	1620.00	11.51
Case 3	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0043	1469.00	137.60	2130.00	46.48
Case 4	14299.30	-	1393.4	131.5	-	-142.00	-142.00	0.00	0.0002	0.0043	1469.00	137.60	2130.00	46.48

**Tabel 2.10** Analisis Kelompok Tiang di PO

**Longitudinal; Group Pile #1**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	1937.57	-	-	28471.06	268.00	429.00	2.53	0.0063	0.0011	322.50	108.50	4770.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	1937.57	-	-	35697.35	374.00	526.00	2.30	0.0077	0.0002	44.32	108.80	5410.00
Case 3	SLS14	26339.57	500.00	-	-	24442.13	368.00	388.00	1.15	0.0038	0.0028	802.60	28.16	4980.00
Case 4	SLS33	23265.28	581.27	-	-	14155.07	195.00	227.00	1.61	0.0022	0.0031	898.20	32.44	3450.00
Case 5	SLS34	23165.48	581.27	-	-	14105.17	194.00	226.00	1.61	0.0022	0.0031	894.00	32.44	3440.00
Case 6		26339.57		-	-	28471.06	-832.00	1200.00	6.21	0.0258	-0.0013	-148.30	589.20	12400.00

**Longitudinal; Group Pile #2**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	1937.57	-	-	28471.06	266.00	430.00	2.53	0.0063	0.0074	2075.00	106.80	7020.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	1937.57	-	-	35697.35	370.00	527.00	2.30	0.0077	0.0080	2193.00	106.40	8160.00
Case 3	SLS14	26339.57	500.00	-	-	24442.13	366.00	388.00	1.38	0.0038	0.0077	2124.00	27.40	6660.00
Case 4	SLS33	23265.28	581.27	-	-	14155.07	195.00	227.00	1.61	0.0022	0.0060	1687.00	32.15	4460.00
Case 5	SLS34	23165.48	581.27	-	-	14105.17	194.00	226.00	1.61	0.0022	0.0060	1680.00	32.15	4440.00
Case 6		26339.57		-	-	28471.06	-840.00	1200.00	6.21	0.0258	0.0124	3075.00	577.40	16200.00

**Transversal; Group Pile #1**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0039	1106.00	63.40	2590.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0036	1027.00	63.40	2490.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1458.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0034	969.60	211.50	5980.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0034	964.00	211.50	5980.00

**Transversal; Group Pile #2**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0040	1129.00	63.40	2620.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0037	1050.00	63.40	2520.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1459.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0037	1050.00	211.40	6090.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0037	1045.00	211.40	6080.00

**Transversal; Group Pile #3**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0041	1152.00	63.40	2650.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0038	1073.00	63.40	2550.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1461.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0040	1131.00	211.40	6190.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0040	1126.00	211.40	6180.00

**Transversal; Group Pile #4**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0042	1176.00	63.40	2680.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0039	1096.00	63.40	2580.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1462.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0043	1212.00	211.30	6290.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0043	1206.00	211.30	6280.00

**Transversal; Group Pile #5**

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0042	1199.00	63.39	2710.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0039	1119.00	63.39	2610.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1463.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0046	1293.00	211.30	6390.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0046	1287.00	211.30	6390.00

Transversal; Group Pile #6

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0043	1222.00	63.39	2740.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0040	1142.00	63.39	2640.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1465.00	8.32	2020.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0049	1373.00	211.30	6500.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0048	1368.00	211.30	6490.00

Transversal; Group Pile #7

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0044	1245.00	63.39	2770.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0041	1165.00	63.39	2670.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1466.00	8.32	2030.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0052	1454.00	211.20	6600.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0051	1448.00	211.20	6590.00

Transversal; Group Pile #8

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0045	1269.00	63.39	2800.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0042	1188.00	63.39	2700.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1467.00	8.32	2030.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0055	1535.00	211.20	6700.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0054	1529.00	211.20	6700.00

Transversal; Group Pile #9

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS2-Max	21580.45	-	1141.01	7329.95	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0046	1292.00	63.38	2830.00
Case 2	SLS2-Min	20136.56	-	1141.01	7233.81	-	-116.00	-116.00	0.00	0.0006	0.0043	1211.00	63.38	2720.00
Case 3	SLS14	26339.57	-	149.76	259.38	-	-15.60	-15.60	0.00	0.0001	0.0052	1500.00	8.30	2030.00
Case 4	SLS33	23265.28	-	3803.38	24321.37	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0057	1615.00	211.10	6810.00
Case 5	SLS34	23165.48	-	3803.38	24323.40	-	-466.00	-466.00	0.00	0.0029	0.0057	1610.00	211.10	6800.00

Tabel 2.11 Analisis Kelompok Tiang di P1

Longitudinal; Group Pile #1

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	685.59	-	-	19828.21	-163.00	-163.00	2400.00	0.0030	0.0006	578.30	43.02	2400.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0110	0.0003	262.80	144.80	6210.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0112	0.0007	721.00	144.80	6790.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0112	0.0007	714.70	144.80	6780.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	2285.24	-	-	66819.32	-576.00	-576.00	0.00	0.0110	0.0002	203.00	144.80	6120.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	685.57	-	-	19827.81	-166.00	-166.00	0.00	0.0030	0.0024	2356.00	43.02	4690.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	685.57	-	-	19827.81	-164.00	-164.00	0.00	0.0030	0.0008	829.70	43.02	2720.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	685.57	-	-	19827.81	-166.00	-166.00	0.00	0.0030	0.0024	2350.00	43.02	4690.00

Longitudinal; Group Pile #2

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	685.59	-	-	19828.21	-163.00	-163.00	0.00	0.0030	0.0015	1513.00	42.68	3590.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0110	0.0034	3401.00	140.90	10200.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0112	0.0040	3859.00	140.90	10800.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	2285.24	-	-	66092.71	-577.00	-577.00	0.00	0.0112	0.0040	3853.00	140.90	10800.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	2285.24	-	-	66819.32	-576.00	-576.00	0.00	0.0110	0.0034	3371.00	140.90	10200.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	685.57	-	-	19827.81	-166.00	-166.00	0.00	0.0030	0.0033	3293.00	42.68	5890.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	685.57	-	-	19827.81	-164.00	-164.00	0.00	0.0030	0.0018	1765.00	42.68	3920.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	685.57	-	-	19827.81	-166.00	-166.00	0.00	0.0030	0.0033	3287.00	42.68	5880.00

Transversal; Group Pile #1

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	-0.0007	-514.60	378.50	12400.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0014	1364.00	112.90	4130.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0018	1822.00	112.90	4720.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0018	1815.00	112.90	4710.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0013	1319.00	112.90	4070.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0012	1168.00	378.70	13300.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	-0.0004	-300.20	378.60	12100.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0012	1162.00	378.70	13300.00

Transversal; Group Pile #2

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	-0.0002	-147.30	377.90	11900.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0015	1502.00	112.90	4310.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0020	1960.00	112.90	4890.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0020	1954.00	112.90	4880.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0015	1458.00	112.90	4250.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0017	1659.00	377.90	13900.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0001	107.10	377.90	11900.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0017	1653.00	377.90	13900.00

Transversal; Group Pile #3

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0003	322.80	377.20	12100.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0017	1640.00	112.90	4480.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0021	2099.00	112.90	5070.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0021	2092.00	112.90	5060.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0016	1596.00	112.90	4420.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0022	2150.00	377.10	14600.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0006	601.90	377.20	12500.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0022	2144.00	377.10	14600.00

Transversal; Group Pile #4

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0008	788.30	376.50	12700.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0018	1768.00	112.80	4640.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0023	2226.00	112.80	5230.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0023	2220.00	112.80	5220.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0017	1723.00	112.80	4590.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0026	2604.00	376.40	15100.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0011	1059.00	376.40	13100.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0026	2597.00	376.40	15100.00

Transversal; Group Pile #5

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0013	1252.00	375.80	13300.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0019	1896.00	112.80	4810.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0024	2354.00	112.80	5390.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0024	2348.00	112.80	5390.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0019	1851.00	112.80	4750.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0031	3055.00	375.70	15700.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0015	1514.00	375.70	13700.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0031	3049.00	375.70	11600.00

Transversal; Group Pile #6

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0017	1718.00	375.00	13900.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0021	2023.00	112.80	4970.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0025	2482.00	112.80	5560.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0025	2476.00	112.80	5550.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0020	1978.00	112.80	4910.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0036	3509.00	375.00	15700.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0020	1971.00	375.00	14200.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-			0.00	0.0124	0.0035	3502.00	375.00	16300.00

Transversal; Group Pile #7

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0023	2222.00	374.30	14500.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0022	2162.00	112.70	5150.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0027	2620.00	112.70	5730.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0027	2614.00	112.70	5730.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0021	2117.00	112.70	5090.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0041	4000.00	374.20	16900.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0025	2466.00	374.30	14900.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0040	3993.00	374.20	16900.00



Transversal; Group Pile #8

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )
Case 1	SLS5-Min	16732.75	-	6017.31	94101.09	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0028	2726.00	373.50	15200.00
Case 2	SLS212-Min	29311.15	-	1805.16	28228.97	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0023	2300.00	112.70	5320.00
Case 3	SLS213-Max	36642.96	-	1805.16	28230.76	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0028	2759.00	112.70	5910.00
Case 4	SLS214-Max	36543.17	-	1805.16	28274.22	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0028	2753.00	112.70	5900.00
Case 5	SLS224-Min	28592.98	-	1805.16	28185.72	-	-235.00	-235.00	0.00	0.0016	0.0023	2255.00	112.70	5260.00
Case 6	SLS313-Max	45196.75	-	6017.19	94100.42	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0045	4453.00	373.50	17500.00
Case 7	SLS313-Min	20757.36	-	6017.19	94098.60	-	-1150.00	-1150.00	0.00	0.0122	0.0030	2960.00	373.50	15500.00
Case 8	SLS314-Max	45096.95	-	6017.19	94143.88	-	-1160.00	-1160.00	0.00	0.0124	0.0045	4449.00	373.50	17500.00

**Tabel 2.12** Analisis Kelompok Tiang di P2

**Longitudinal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	826.00	962.00	1.26	0.0059	0.0033	515.90	166.40	10500.00	-1252.00
Case 2	38800.53	917.78	-	-	22429.32	303.00	329.00	0.84	0.0013	0.0107	1594.00	46.02	5390.00	-337.30
Case 3	54293.21	660.36	-	-	18799.78	279.00	296.00	0.84	0.0011	0.0176	2439.00	33.11	6120.00	-278.20
Case 4	38775.31	873.80	-	-	21784.66	296.00	321.00	0.84	0.0013	0.0107	1604.00	43.81	5310.00	-326.80
Case 5	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	826.00	962.00	1.26	0.0059	0.0033	515.90	166.40	10500.00	-1252.00
Case 6	53032.16	704.01	-	-	19247.38	283.00	302.00	0.84	0.0012	0.0170	2369.00	35.29	6090.00	-285.70

**Longitudinal; Group Pile #2**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	824.00	962.00	1.26	0.0059	0.0132	1934.00	164.40	12300.00	-130.40
Case 2	38800.53	917.78	-	-	22429.32	303.00	329.00	0.84	0.0013	0.0134	1959.00	45.89	5850.00	-39.11
Case 3	54293.21	660.36	-	-	18799.78	279.00	296.00	0.84	0.0011	0.0200	2715.00	33.02	6470.00	-32.26
Case 4	38775.31	873.80	-	-	21784.66	296.00	321.00	0.84	0.0013	0.0134	1957.00	43.69	5760.00	-37.90
Case 5	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	824.00	962.00	1.26	0.0059	0.0132	1934.00	164.40	12300.00	-130.40
Case 6	53032.16	704.01	-	-	19247.38	283.00	302.00	0.84	0.0012	0.0194	2652.00	35.21	6450.00	-33.13

**Longitudinal; Group Pile #3**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	822.00	962.00	1.26	0.0059	0.0231	3080.00	162.90	13700.00	1317.00
Case 2	38800.53	917.78	-	-	22429.32	303.00	329.00	0.84	0.0013	0.0162	2276.00	45.77	6250.00	356.80
Case 3	54293.21	660.36	-	-	18799.78	279.00	296.00	0.84	0.0011	0.0224	2990.00	32.94	6820.00	294.30
Case 4	38775.31	873.80	-	-	21784.66	296.00	321.00	0.84	0.0013	0.0161	2265.00	43.58	6150.00	345.70
Case 5	36502.56	3291.61	-	-	78015.90	822.00	962.00	1.26	0.0059	0.0231	3080.00	162.90	13700.00	1317.00
Case 6	53032.16	704.01	-	-	19247.38	283.00	302.00	0.84	0.0012	0.0219	2935.00	35.12	6810.00	302.30

Transversal; Group Pile #1

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0097	1464.00	71.59	2840.00	-330.50
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-18.30	291.00	2.1	0.0023	0.0042	667.10	237.70	3810.00	-1138.00
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	8.72	310.00	2.1	0.0024	0.0098	1475.00	234.50	5030.00	-1146.00
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-7.43	293.00	2.1	0.0023	0.0042	652.30	233.00	3810.00	-1149.00
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0097	1464.00	71.59	2840.00	-330.50
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	8.59	309.00	2.1	0.0024	0.0093	1407.00	234.20	4940.00	-1148.00

Transversal; Group Pile #2

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0105	0.00	1574.00	2980.00	-241.20
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-18.60	291.00	2.1	0.0023	0.0071	1103.00	237.40	4370.00	-827.20
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	8.48	310.00	2.1	0.0024	0.0128	1887.00	234.20	5560.00	-833.10
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-7.67	293.00	2.1	0.0023	0.0070	1094.00	232.70	4380.00	-835.70
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0105	1574.00	71.57	2980.00	-241.20
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	8.35	309.00	2.1	0.0024	0.0123	1818.00	234.00	5460.00	-834.50

Transversal; Group Pile #3

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0113	1684.00	71.56	3120.00	-151.90
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-18.80	291.00	2.1	0.0023	0.0099	1485.00	237.30	4860.00	-518.10
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	8.28	310.00	2.1	0.0024	0.0159	2240.00	234.10	6010.00	-521.70
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-7.87	293.00	2.1	0.0023	0.0098	1480.00	232.50	4870.00	-523.30
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0113	1684.00	71.56	3120.00	-151.90
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	8.15	309.00	2.1	0.0024	0.0153	2181.00	233.80	5930.00	-522.60

Transversal; Group Pile #4

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0121	1786.00	71.55	3250.00	-69.42
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-19.00	291.00	2.1	0.0023	0.0125	1838.00	237.10	5310.00	-234.20
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	8.10	310.00	2.1	0.0024	0.0187	2564.00	233.90	6420.00	-235.70
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-8.06	293.00	2.1	0.0023	0.0124	1836.00	232.40	5320.00	-236.40
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0121	1786.00	71.55	3250.00	-69.42
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	7.97	309.00	2.1	0.0024	0.0181	2504.00	233.60	6340.00	-236.10

Transversal; Group Pile #5

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0128	1887.00	71.53	3380.00	17.55
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-19.10	291.00	2.1	0.0023	0.0150	2147.00	236.90	5700.00	67.18
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	7.92	310.00	2.1	0.0024	0.0214	2886.00	233.70	6830.00	67.86
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-8.22	293.00	2.1	0.0023	0.0151	2148.00	232.20	5720.00	68.17
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0128	1887.00	71.53	3380.00	17.55
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	7.78	309.00	2.1	0.0024	0.0209	2825.00	233.40	6750.00	68.03

Transversal; Group Pile #6

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0136	1977.00	71.52	3490.00	131.10
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-19.30	291.00	2.1	0.0023	0.0176	2447.00	236.80	6080.00	458.30
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	7.73	310.00	2.1	0.0024	0.0243	3209.00	233.50	7240.00	461.80
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-8.38	293.00	2.1	0.0023	0.0177	2450.00	232.10	6110.00	463.40
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0136	1977.00	71.52	3490.00	131.10
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	7.60	309.00	2.1	0.0024	0.0237	3148.00	233.30	7160.00	462.70

Transversal; Group Pile #7

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0144	2070.00	71.51	3610.00	254.10
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-19.40	291.00	2.1	0.0023	0.0205	2771.00	236.60	6500.00	882.00
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	7.53	310.00	2.1	0.0024	0.0273	3559.00	233.40	7690.00	888.50
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-8.56	293.00	2.1	0.0023	0.0205	2778.00	231.90	6520.00	891.40
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0144	2070.00	71.51	3610.00	254.10
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	7.40	309.00	2.1	0.0024	0.0267	3497.00	233.10	7600.00	890.10

Transversal; Group Pile #8

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0152	2164.00	71.49	3730.00	377.20
Case 2	38800.53	-	4740.53	110249.56	-	-19.60	291.00	2.1	0.0023	0.0233	3096.00	236.50	6910.00	1272.00
Case 3	54293.21	-	4676.10	111167.86	-	7.33	310.00	2.1	0.0024	0.0303	3910.00	233.20	8140.00	1281.00
Case 4	38775.31	-	4646.20	111581.72	-	-8.73	293.00	2.1	0.0023	0.0234	3106.00	231.70	6940.00	1284.00
Case 5	36502.56	-	1430.70	32816.76	-	24.10	95.60	1.68	0.0005	0.0152	2164.00	71.49	3730.00	377.20
Case 6	53032.16	-	4670.39	111369.45	-	7.21	309.00	2.1	0.0024	0.0298	3846.00	232.90	8050.00	1283.00

**Tabel 2.13** Analisis Kelompok Tiang di P3

**Longitudinal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	3223.73	-	-	78096.88	1160.00	1250.00	0.63	0.0033	0.0045	1338.00	202.70	14500.00	-1356.00
Case 2	37985.03	918.70	-	-	22435.43	318.00	344.00	0.63	0.0009	0.0076	2012.00	57.53	6060.00	-424.60
Case 3	50255.89	962.81	-	-	23405.94	431.00	457.00	0.63	0.0011	0.0124	2797.00	60.31	8210.00	-436.80
Case 4	37736.26	897.37	-	-	21885.07	310.00	335.00	0.63	0.0008	0.0076	2006.00	56.19	5970.00	-414.30
Case 5	41235.54	3223.73	-	-	78096.88	1160.00	1250.00	0.63	0.0033	0.0045	1338.00	202.70	14500.00	-1356.00
Case 6	50231.35	962.81	-	-	23405.85	431.00	456.00	0.63	0.0011	0.0124	2795.00	60.31	8210.00	-436.80

**Longitudinal; Group Pile #2**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	3223.73	-	-	78096.88	1160.00	1250.00	0.63	0.0033	0.0212	3817.00	200.20	17600.00	1356.00
Case 2	37985.03	918.70	-	-	22435.43	317.00	344.00	0.63	0.0009	0.0120	2736.00	57.33	6980.00	424.60
Case 3	50255.89	962.81	-	-	23405.94	431.00	457.00	0.63	0.0011	0.0182	3485.00	60.06	9090.00	443.00
Case 4	37736.26	897.37	-	-	21885.07	310.00	335.00	0.63	0.0008	0.0119	2711.00	56.00	6870.00	414.30
Case 5	41235.54	3223.73	-	-	78096.88	1160.00	1250.00	0.63	0.0033	0.0212	3817.00	200.20	17600.00	1356.00
Case 6	50231.35	962.81	-	-	23405.85	431.00	456.00	0.63	0.0011	0.0182	3483.00	60.06	9080.00	443.00

**Transversal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0085	2159.00	75.97	3850.00	-410.80
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	155.00	350.00	1.26	0.0012	0.0022	785.20	255.60	4570.00	-1211.00
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0056	1589.00	253.40	6430.00	-1216.00
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	162.00	352.00	1.26	0.0012	0.0020	754.70	251.10	4550.00	-1221.00
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0085	2159.00	75.97	3850.00	-410.80
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0056	1587.00	253.40	6420.00	-1216.00

Transversal; Group Pile #2

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0093	2283.00	75.96	4000.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	155.00	350.00	1.26	0.0012	0.0047	1366.00	255.30	5310.00	-965.00
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0087	2192.00	253.10	7200.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	162.00	352.00	1.26	0.0012	0.0045	1339.00	250.80	5290.00	-975.10
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0093	2283.00	75.96	4000.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0087	2191.00	253.10	7190.00	

Transversal; Group Pile #3

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0100	2408.00	75.94	4160.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	155.00	350.00	1.26	0.0012	0.0072	1942.00	255.10	6040.00	-697.20
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0118	2693.00	252.90	7830.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	162.00	352.00	1.26	0.0012	0.0071	1923.00	250.60	6040.00	-703.70
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0100	2408.00	75.94	4160.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0118	2692.00	252.90	7830.00	

Transversal; Group Pile #4

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0107	2523.00	75.93	4310.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	154.00	350.00	1.26	0.0012	0.0095	2316.00	254.90	6520.00	-449.90
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0146	3082.00	252.70	8330.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	161.00	352.00	1.26	0.0012	0.0094	2301.00	250.40	6520.00	-453.10
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0107	2523.00	75.93	4310.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0146	3081.00	252.70	8330.00	

Transversal; Group Pile #5

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0114	2638.00	75.92	4460.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	154.00	351.00	1.26	0.0012	0.0118	2690.00	254.80	7000.00	99.02
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0175	3398.00	252.60	8730.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	161.00	352.00	1.26	0.0012	0.0117	2677.00	250.30	7000.00	99.06
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.90	108.00	1.26	0.0004	0.0114	2638.00	75.92	4460.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	256.00	432.00	1.26	0.0014	0.0174	3397.00	252.50	8730.00	

Transversal; Group Pile #6

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0121	2753.00	75.90	4600.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	154.00	351.00	1.26	0.0012	0.0141	3020.00	254.70	7420.00	685.60
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	255.00	433.00	1.26	0.0014	0.0203	3715.00	252.40	9140.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	161.00	352.00	1.26	0.0012	0.0140	3012.00	250.20	7420.00	690.40
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0121	2753.00	75.90	4600.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	255.00	432.00	1.26	0.0014	0.0203	3713.00	252.40	9130.00	

Transversal; Group Pile #7

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0129	2877.00	75.89	4760.00	
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	154.00	351.00	1.26	0.0012	0.0166	3298.00	254.50	7770.00	1075.00
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	255.00	433.00	1.26	0.0014	0.0234	4058.00	252.30	9570.00	
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	161.00	352.00	1.26	0.0012	0.0165	3291.00	250.00	7780.00	1085.00
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0129	2877.00	75.89	4760.00	
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	255.00	432.00	1.26	0.0014	0.0234	4056.00	252.20	9570.00	



Transversal; Group Pile #8

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0137	2977.00	75.87	4890.00	442.60
Case 2	37985.03	-	4078.59	96725.89	-	154.00	351.00	1.26	0.0012	0.0190	3576.00	254.40	8130.00	1464.00
Case 3	50255.89	-	4043.02	97191.74	-	255.00	433.00	1.26	0.0014	0.0264	4401.00	252.10	10000.00	1471.00
Case 4	37736.26	-	4006.48	97758.88	-	161.00	352.00	1.26	0.0012	0.0190	3571.00	249.90	8140.00	1479.00
Case 5	41235.54	-	1214.65	29081.74	-	49.80	108.00	1.26	0.0004	0.0137	2977.00	75.87	4890.00	442.60
Case 6	50231.35	-	4042.15	97198.98	-	255.00	432.00	1.26	0.0014	0.0264	4399.00	252.10	10000.00	1471.00

**Tabel 2.14** Analisis Kelompok Tiang di P4

**Longitudinal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	3234.24	-	-	78431.82	756.00	1110.00	2.92	0.0167	0.0085	1194.00	205.70	12900.00	-1435.00
Case 2	48451.40	1013.40	-	-	24697.92	305.00	387.00	1.86	0.0043	0.0256	2615.00	63.66	7270.00	-463.00
Case 3	50275.96	965.10	-	-	23462.58	290.00	368.00	1.86	0.0041	0.0273	2750.00	60.59	7250.00	-441.00
Case 4	49645.56	970.66	-	-	23595.40	292.00	370.00	1.86	0.0041	0.0268	2709.00	60.93	7210.00	-443.40
Case 5	41239.40	1617.12	-	-	78431.82	986.00	1120.00	2.12	0.0141	0.0093	1271.00	103.90	13100.00	-1362.00
Case 6	50235.82	965.10	-	-	23462.58	290.00	368.00	1.86	0.0041	0.0273	2748.00	60.59	7240.00	-441.00

**Longitudinal; Group Pile #2**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	3234.24	-	-	78431.82	745.00	1120.00	2.65	0.0167	0.0425	3961.00	198.60	16400.00	1435.00
Case 2	48451.40	1013.40	-	-	24697.92	304.00	387.00	1.86	0.0043	0.0360	3441.00	63.02	8320.00	463.00
Case 3	50275.96	965.10	-	-	23462.58	290.00	368.00	1.86	0.0041	0.0371	3534.00	60.02	8250.00	441.00
Case 4	49645.56	970.66	-	-	23595.40	291.00	370.00	1.86	0.0041	0.0367	3497.00	60.36	8220.00	443.40
Case 5	41239.40	1617.12	-	-	78431.82	977.00	1130.00	1.86	0.0141	0.0415	3884.00	98.24	16400.00	1362.00
Case 6	50235.82	965.10	-	-	23462.58	290.00	368.00	1.86	0.0041	0.0371	3532.00	60.02	8240.00	441.00

**Transversal; Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0196	2141.00	77.90	4120.00	-382.30
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-173.00	437.00	3.71	0.0073	0.0124	1569.00	256.60	6450.00	-1290.00
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-171.00	439.00	3.71	0.0073	0.0137	1673.00	256.50	6600.00	-1300.00
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-158.00	437.00	3.71	0.0073	0.0132	1632.00	252.20	6530.00	-1301.00
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0196	2141.00	77.90	4120.00	-382.30
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-170.00	439.00	3.71	0.0073	0.0137	1670.00	256.40	6600.00	-1300.00

Transversal; Group Pile #2

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0212	2270.00	77.85	4280.00	-309.00
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-174.00	437.00	3.98	0.0073	0.0179	2000.00	256.20	7000.00	-1009.00
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-171.00	439.00	3.71	0.0073	0.0192	2107.00	256.00	7160.00	-1016.00
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-159.00	437.00	3.71	0.0073	0.0187	2066.00	251.70	7090.00	-1017.00
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0212	2270.00	77.85	4280.00	-309.00
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-171.00	439.00	3.71	0.0073	0.0192	2105.00	255.90	7150.00	-1016.00

Transversal; Group Pile #3

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0229	2399.00	77.81	4450.00	-235.60
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-174.00	437.00	3.98	0.0073	0.0233	2431.00	255.70	7550.00	-709.30
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-172.00	439.00	3.98	0.0073	0.0247	2541.00	255.50	7710.00	-714.00
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-159.00	438.00	3.71	0.0073	0.0242	2501.00	251.20	7640.00	-714.70
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.40	137.00	3.71	0.0019	0.0229	2399.00	77.81	4450.00	-235.60
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-171.00	439.00	3.98	0.0073	0.0246	2539.00	255.40	7710.00	-713.90

Transversal; Group Pile #4

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0244	2518.00	77.77	4600.00	-131.70
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-175.00	438.00	3.71	0.0073	0.0283	2830.00	255.20	8060.00	-407.60
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-172.00	440.00	3.71	0.0073	0.0297	2942.00	255.00	8230.00	-410.10
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-160.00	438.00	3.71	0.0073	0.0292	2903.00	250.80	8160.00	-410.50
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0244	2518.00	77.77	4600.00	-131.70
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-172.00	440.00	3.71	0.0073	0.0297	2940.00	254.90	8220.00	-410.00

Transversal; Group Pile #5

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0259	2637.00	77.73	4750.00	29.64
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-175.00	438.00	3.71	0.0073	0.0333	3227.00	254.80	8570.00	68.50
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-173.00	440.00	3.71	0.0073	0.0347	3342.00	254.60	8740.00	69.72
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-160.00	438.00	3.71	0.0073	0.0342	3303.00	250.30	8670.00	70.00
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0259	2637.00	77.73	4750.00	29.64
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-172.00	440.00	3.71	0.0073	0.0347	3340.00	254.40	8730.00	69.78

Transversal; Group Pile #6

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0274	2756.00	77.69	4900.00	206.50
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-176.00	438.00	3.98	0.0073	0.0383	3625.00	254.30	9080.00	665.40
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-173.00	440.00	3.71	0.0073	0.0398	3743.00	254.10	9250.00	670.90
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-161.00	438.00	3.71	0.0073	0.0393	3704.00	249.90	9180.00	671.80
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.50	137.00	3.71	0.0019	0.0274	2756.00	77.69	4900.00	206.50
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-173.00	440.00	3.71	0.0073	0.0397	3741.00	254.00	9250.00	670.90

Transversal; Group Pile #7

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.60	137.00	3.71	0.0019	0.0290	2885.00	77.65	5070.00	352.00
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-176.00	438.00	3.98	0.0073	0.0437	4056.00	253.80	9630.00	1145.00
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-174.00	440.00	3.98	0.0073	0.0452	4178.00	253.60	9810.00	1153.00
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-161.00	439.00	3.71	0.0073	0.0447	4139.00	249.40	9740.00	1154.00
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.60	137.00	3.71	0.0019	0.0290	2885.00	77.65	5070.00	352.00
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-173.00	440.00	3.98	0.0073	0.0452	4175.00	253.50	9800.00	1153.00

## Transversal; Group Pile #8

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)	Lat. Load (kN)	Max. Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Axial Load (M+H Only) (kN)
Case 1	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.60	137.00	3.71	0.0019	0.0306	3014.00	77.60	5230.00	469.70
Case 2	48451.40	-	4079.68	96868.12	-	-177.00	439.00	3.71	0.0073	0.0491	4488.00	253.30	10200.00	1537.00
Case 3	50275.96	-	4076.52	97596.12	-	-174.00	441.00	3.71	0.0073	0.0507	4600.00	250.00	10400.00	1546.00
Case 4	49645.56	-	4008.92	97900.30	-	-162.00	439.00	3.71	0.0073	0.0502	4574.00	248.90	10300.00	1548.00
Case 5	41239.40	-	1243.96	29396.56	-	-26.60	137.00	3.71	0.0019	0.0306	3014.00	77.60	5230.00	469.70
Case 6	50235.82	-	4074.78	97596.12	-	-174.00	441.00	3.71	0.0073	0.0506	4609.00	253.00	10400.00	1546.00

**Tabel 2.15** Analisis Kelompok Tiang di P5

Cases	Load Comb.	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Depth of Fix. Pt. (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)
Case 1	SLS14	31236.55	500.02	47.69	51.61	3385.96	340.00	340.00	0.00	14	0.0026	0.0025	2620.00
Case 2	SLS21	25971.88	2845.18	1701.4	9367.08	28171.08	1600.00	1600.00	0.00	16	0.0160	0.0028	2740.00
Case 3	SLS34	27480.33	853.58	5671.42	31225.71	9344.70	2790.00	2790.00	0.00	16	0.0270	0.0026	2480.00
Case 4	SLS2521	25295.96	2845.24	1701.43	9367.27	27833.54	1600.00	1600.00	0.00	16	0.0160	0.0025	2670.00
Case 5	SLS2532	26903.84	853.54	5671.31	31223.6	9006.50	2790.00	2790.00	0.00	16	0.0270	0.0025	2410.00

**Tabel 2.16** Analisis Kelompok Tiang di A2

**Group Pile #1**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)
Case 1	15920.80	2641.20	197.7	637.6	194.90	-225.00	-225.00	0.00	0.0007	0.0005	-872.00
Case 2	15920.80	3141.20	197.7	637.6	1417.60	-284.00	-284.00	0.00	0.0009	0.0005	-880.00
Case 3	13500.70	1856.70	1318.7	113.9	10997.40	-154.00	-154.00	0.00	0.0007	0.0007	-1130.00
Case 4	13500.70	8187.40	1318.7	113.9	14497.60	-2350.00	-2350.00	0.00	0.0167	-0.0002	60.80

**Group Pile #8**

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)
Case 1	15920.80	2641.20	197.7	637.6	194.90	-227.00	-227.00	0.00	0.0007	0.0005	-869.00
Case 2	15920.80	3141.20	197.7	637.6	1417.60	-287.00	-287.00	0.00	0.0009	0.0005	-877.00
Case 3	13500.70	1856.70	1318.7	113.9	10997.40	-164.00	-164.00	0.00	0.0007	0.0007	-1170.00
Case 4	13500.70	8187.40	1318.7	113.9	14497.60	-2380.00	-2380.00	0.00	0.0170	-0.0001	-32.10

## Group Pile #9

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)
Case 1	15920.80	2641.20	197.7	637.6	194.90	-256.00	-256.00	0.00	0.0007	0.0007	-1120.00
Case 2	15920.80	3141.20	197.7	637.6	1417.60	-322.00	-322.00	0.00	0.0009	0.0007	-1110.00
Case 3	13500.70	1856.70	1318.7	113.9	10997.40	-183.00	-183.00	0.00	0.0007	0.0003	-516.00
Case 4	13500.70	8187.40	1318.7	113.9	14497.60	-2570.00	-2570.00	0.00	0.0167	0.0009	-1660.00

## Group Pile #16

Cases	P (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	M <sub>pile head</sub> (kN-m)	M <sub>max</sub> (kN-m)	Depth of M <sub>max</sub> (m)	Horz. Disp. (m)	Vert. Disp. (m)	Axial Load (kN)
Case 1	15920.80	2641.20	197.7	637.6	194.90	-259.00	-259.00	0.00	0.0007	0.000671	-1120.00
Case 2	15920.80	3141.20	197.7	637.6	1417.60	-325.00	-325.00	0.00	0.0009	0.000684	-1110.00
Case 3	13500.70	1856.70	1318.7	113.9	10997.40	-192.00	-192.00	0.00	0.0007	0.000345	-554.00
Case 4	13500.70	8187.40	1318.7	113.9	14497.60	-2600.00	-2600.00	0.00	0.0170	0.000971	-1750.00

## 2.5 ANALISIS STABILITAS LERENG ABUTMENT A1 DAN A2

### 2.5.1 METODOLOGI ANALISIS

Stabilitas lereng abutment jembatan Cisomang dianalisis dengan menggunakan program PLAXIS. Hasil analisis Program PLAXIS 2D Versi 7.2 (PLAXIS B. V., 2001) akan digunakan sebagai solusi umum untuk masalah stabilitas lereng dengan metode elemen hingga dua dimensi.

Angka keamanan (safety factor) lereng dengan beban rencana dihitung menggunakan prosedur “phi-c reduction” yang disediakan oleh PLAXIS. Metode “phi-c reduction” akan menghitung perbandingan antara beban yang menyebabkan lereng tersebut runtuh dengan beban yang bekerja. Secara umum, angka kewanaman dapat dituliskan sbb:

$$Safety\ Factor = \frac{S_{\max\ imum\ available}}{S_{\text{needed for equilibrium}}} \quad 1$$

dimana S merupakan kuat geser dari tanah.

Dalam mekanika tanah, angka keamanan didefinisikan sebagai perbandingan antara kuat geser tanah yang ada dengan kuat geser minimum yang dibutuhkan untuk mencapai keseimbangan, dan dapat dituliskan sebagai berikut:

$$Safety\ Factor = \frac{c + \sigma_n \tan \phi}{c_r + \sigma_n \tan \phi_r} \quad 2$$

dimana c dan  $\phi$  adalah parameter kuat geser tanah, dan  $\sigma_n$  adalah tegangan normal. Parameter  $c_r$  dan  $\phi_r$  adalah reduksi parameter kuat geser tanah sampai keseimbangan tercapai.

Prinsip yang dijabarkan diatas adalah dasar dari metode “phi-c reduction” yang digunakan PLAXIS untuk menentukan angka keamanan secara global. Dalam hal ini, kohesi (c), dan sudut geser ( $\phi$ ) direduksi dengan porsi yang sama, dan dapat dituliskan sbb:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \Sigma Msf \quad 3$$

Reduksi parameter kuat geser dikontrol oleh total multiplier  $\Sigma Msf$ . Parameter ini direduksi setahap demi setahap sampai keruntuhan terjadi. Angka keamanan kemudian didefinisikan sebagai nilai  $\Sigma Msf$  saat keruntuhan.

Untuk mengetahui pengaruh stabilitas lereng akibat adanya beban gempabumi, dilakukan analisis pseudo-statik dengan satu percepatan gempa permukaan (PGA) sehingga angka keamanan lereng pada saat gempabumi dapat diketahui.



### 2.5.2 KONDISI TANAH DAN PARAMETER TANAH DESAIN

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, kondisi pelapisan tanah di abutment A1 da A2 dapat dilihat pada **Tabel 2.17** dan **Tabel 2.18**.

**Tabel 2.17** Kondisi tanah di lokasi abutment A1 semula

Depth (m)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)
0.0 - 12.0	Silty clay, soft	5.0	33.5
12.0 - 16.0	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03
16.0 - 20.0	Clayey Silt, soft	6.0	40.2
20.0 - 24.0	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03
> 24	Cemented Silt, very hard	70.9	475.03

**Tabel 2.18** Kondisi tanah di lokasi abutment A2 semula

Depth (m)	Soil Type	N-SPT	Cu (kPa)
0.0 - 6.5	Silty clay, very soft	0.7	4.69
6.5 - 8.0	Silt, very soft	3.0	20.1
8.0 - 15.0	Silt, stiff	15.0	100.5
15.0 - 27.0	Silt, stiff	25.0	167.5
> 27.0 - 28.0	volcanic rock, very hard	100.0	670

Selanjutnya berdasarkan kompilasi data tanah hasil penyelidikan lapangan dan laboratorium direkomendasikan parameter tanah desain yang akan digunakan dalam analisis stabilitas lereng meliputi parameter kondisi drained untuk analisis pembebanan statik dan parameter kondisi undrained untuk analisis pembebanan dinamik/seismik, baik untuk kondisi tanah asli sebelum konstruksi abutment dilakukan maupun setelah konstruksi abutment dilakukan seperti ditampilkan pada **Tabel 2.19a** dan **Tabel 2.19b** serta **Tabel 2.20a** dan **Tabel 2.20b**.

**Tabel 2.19a** Parameter Tanah Drained di A1

Depths	Soil Type	IP (%)	N-SPT	C' (kPa)	$\phi'$ (deg)	E (kPa)
0.0-12.0	Very soft to soft silty clay	51.4	2-12 (4.5)	10	28	4,800
12.0-16.0	Very hard cemented silt	42.6	>50	10	40	24,000
16.0-20.0	Soft clayey silt	48.1	4-8 (6)	10	30	7,200
20.0-30.0	Very hard cemented silt	-	>50	50	45	90,000

**Tabel 2.19b** Parameter Tanah Undrained di A1

Depths	Soil Type	IP (%)	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$ (deg)	E (kPa)
0.0-12.0	Very soft to soft silty clay	51.4	2-12 (4.5)	40	5	8,000
12.0-16.0	Very hard cemented silt	42.6	>50	150	5	40,000
16.0-20.0	Soft clayey silt	48.1	4-8 (6)	50	5	1200
20.0-30.0	Very hard cemented silt	-	>50	300	5	150,000

**Tabel 2.20a** Parameter Tanah Drained di A2

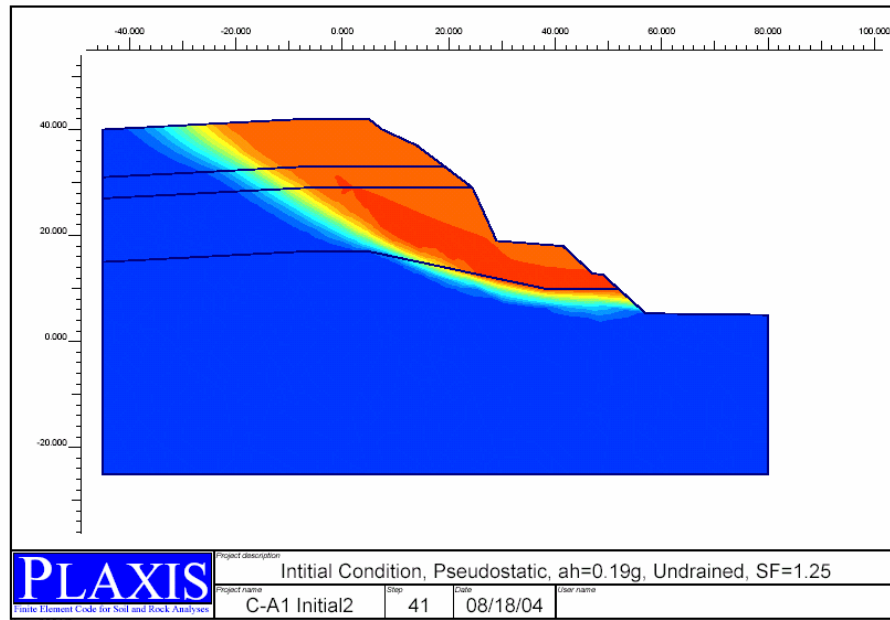
Depths	Soil Type	IP (%)	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$ (deg)	E (kPa)
0.0-7.0	Very soft to soft clayey silt	-	6	10	28	6.000
7.0-11.0	Stiff silt with trace of sand & gravel	-	20	10	30	18.000
11.0-14.0	Breccia	-	100	50	45	72.000
14.0-16.0	Breccia	-	46	50	40	54.000
16.0-20.0	Breccia	-	100	250	45	150.000

**Tabel 2.20b** Parameter Tanah Undrained di A2

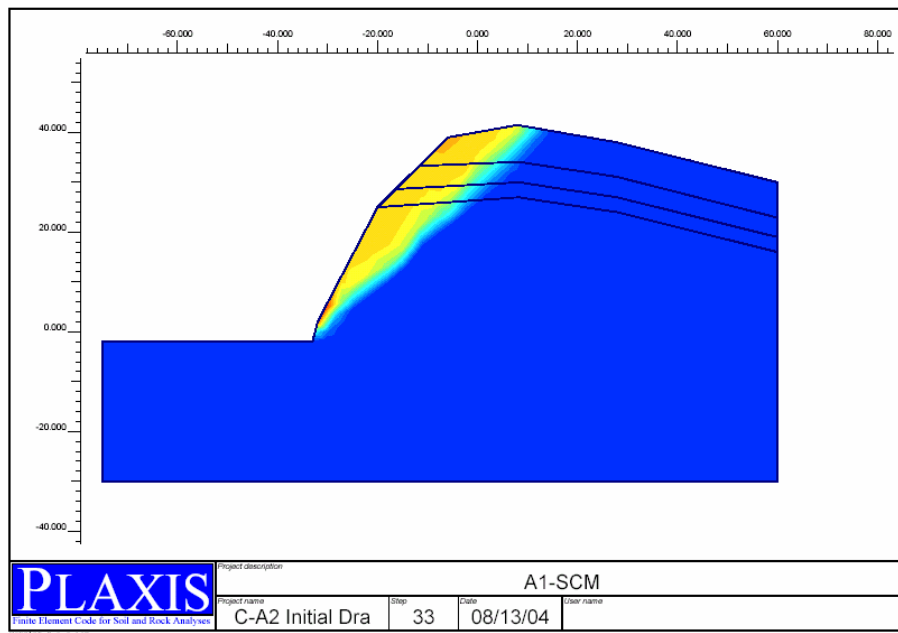
Depths	Soil Type	IP (%)	N-SPT	Cu (kPa)	$\phi$ (deg)	E (kPa)
0.0-7.0	Very soft to soft clayey silt	-	6	30	5	10.000
7.0-11.0	Stiff silt with trace of sand & gravel	-	20	100	5	30.000
11.0-14.0	Breccia	-	100	300	5	120.000
14.0-16.0	Breccia	-	46	250	5	90.000
16.0-20.0	Breccia	-	100	300	5	150.000

### 2.5.3 STABILITAS LERENG TANAH ASLI

Dari hasil analisis stabilitas lereng untuk kondisi geometri dari posisi semula abutment A1 dan A2, yang berada di pinggir lereng dengan kemiringan rata-rata sekitar  $48^{\circ}$ , menunjukkan bahwa angka keamanan lereng tanah asli dengan percepatan gempa permukaan  $0,14g$  adalah  $1,24$  di A1 dan  $1,21$  di A2, di seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.21** dan **Gambar 2.22**.



**Gambar 2.21** Kondisi stabilitas tanah asli lereng A-1, beban seismik  $a = 0,14g$ ,  $SF = 1.24$

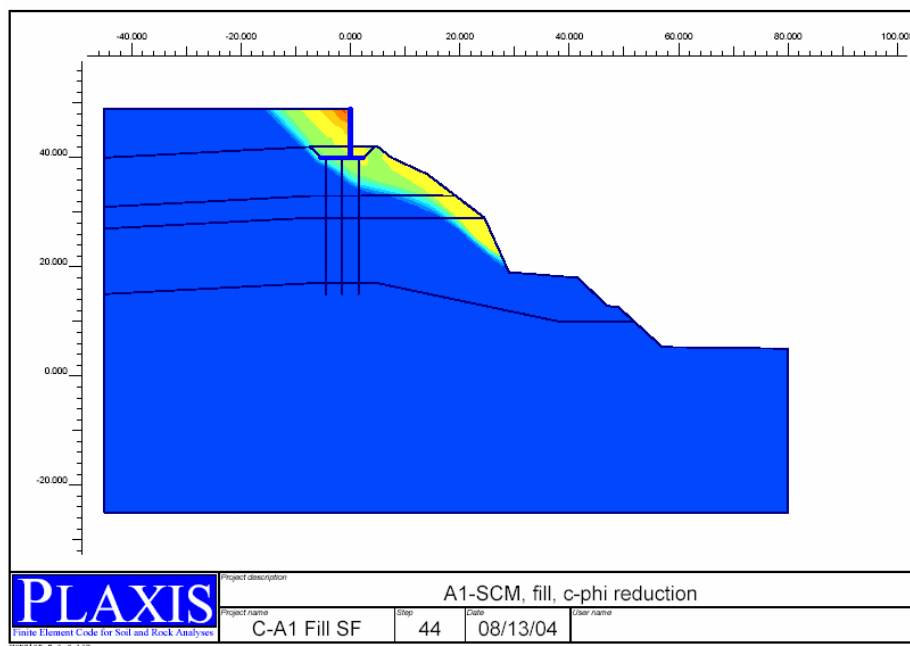


**Gambar 2.22** Kondisi stabilitas tanah asli lereng di A-2, beban seismik  $a = 0,14g$ ,  $SF = 1,21$

### 2.5.4 STABILITAS LERENG SAAT KONSTRUKSI

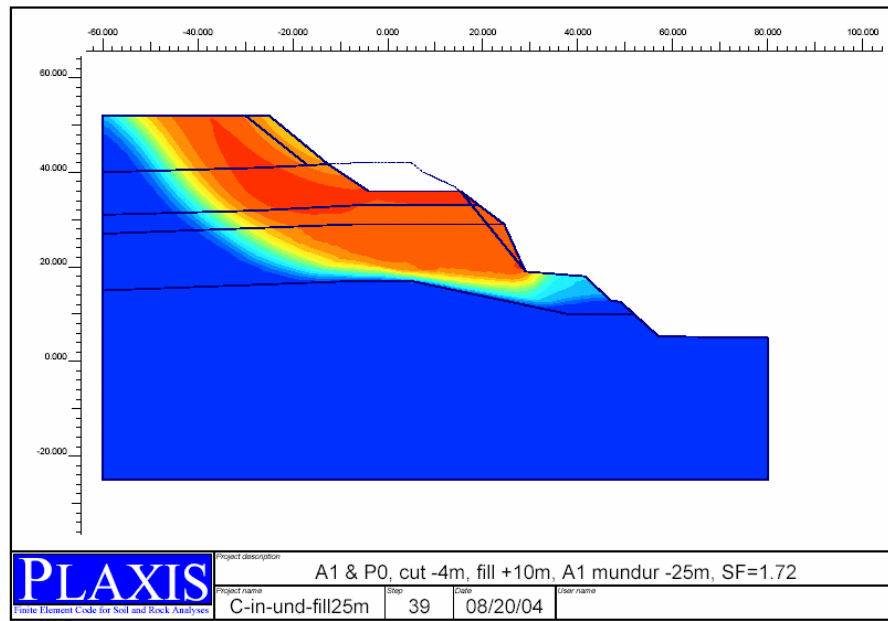
Dari hasil analisis sebelumnya menunjukkan bahwa angka keamanan lereng kondisi tanah asli dengan percepatan gempa permukaan 0,14g adalah 1,24 di A1 dan 1,21 di A2.

Selanjutnya hasil analisis memperlihatkan bahwa apabila abutment 1 tetap dikonstruksi pada posisi rencana semula, maka angka keamanan lereng akan turun menjadi 1,07 seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.23**. Berdasarkan pertimbangan tersebut maka abutment A1 direkomendasikan untuk dipindahkan menjauhi lereng sampai kriteria angka keamanan ( $SF \geq 1,70$ ) dan displacement ( $\leq 3,81$  cm) dapat terpenuhi.



**Gambar 2.23** Kondisi stabilitas lereng jika A1 dipertahankan pada kondisi semula, angka keamanan lereng menjadi 1.07

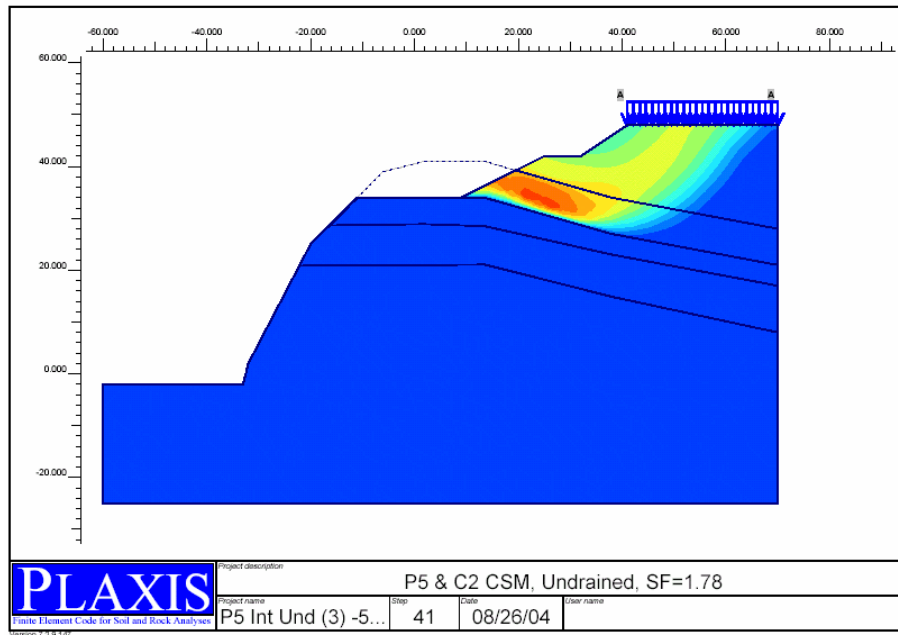
Selanjutnya dilakukan beberapa analisis iterasi untuk mengetahui jarak perpindahan yang dibutuhkan sehingga kriteria keamanan dapat dipenuhi. Berdasarkan hasil analisis, A1 perlu dipindahkan dengan jarak 25 m dari posisi semula. Hasil analisis stabilitas lereng menunjukkan bahwa angka keamanan lereng untuk kondisi statik dengan beban timbunan adalah 1,72 jika dipindah sejarak 25 m dari posisi semula, seperti ditampilkan pada **Gambar 2.24**.



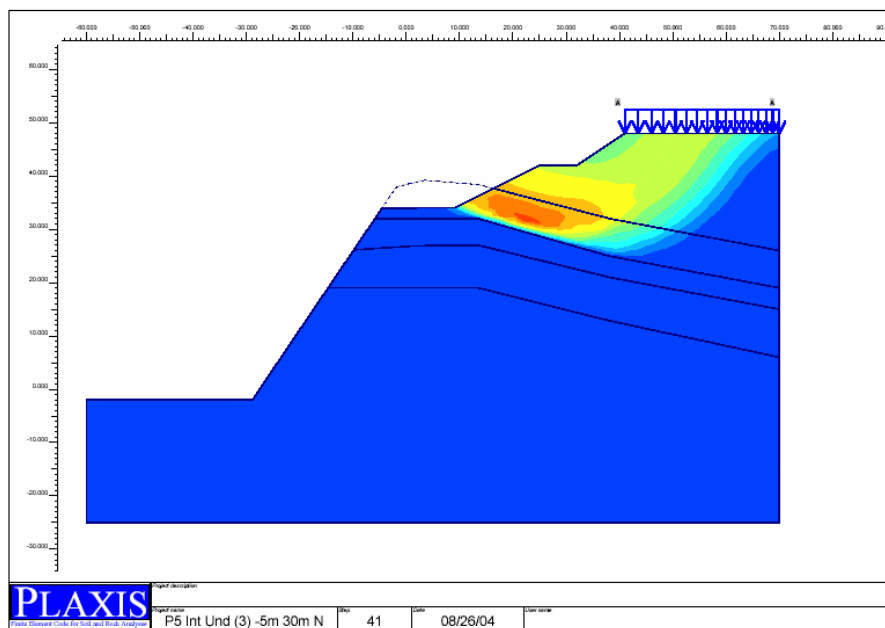
**Gambar 2.24** Kondisi lereng A-1 setelah dipindahkan 25 m dari posisi semula, timbunan A1 10m, P0 turun 4m, SF = 1.72

Begitupun dengan abutment A2, selanjutnya dilakukan beberapa analisis iterasi untuk mengetahui jarak perpindahan yang dibutuhkan sehingga kriteria keamanan dapat dipenuhi. Berdasarkan hasil analisis, A2 perlu dipindahkan dengan jarak 30 m dari posisi semula. Dengan asumsi lapisan tanah timbunan mempunyai  $c_u = 100$  kPa, dan lapisan tanah lunak paling atas sudah termampatkan akibat adanya timbunan setinggi 10-15 m, sehingga parameter tanah lunak akan meningkat sehingga mempunyai  $c_u = 100$  kPa dan modulus elastisitas  $E = 30.000$  kPa. Berdasarkan asumsi tersebut maka posisi A2 cukup jika hanya dipindah sampai jarak 30 m dari posisi semula. Sebagai catatan, setelah konstruksi timbunan dilakukan maka perlu dilakukan penyelidikan tanah lapangan berupa pengeboran atau CPT untuk memverifikasi apakah asumsi parameter tanah dapat tercapai pada kondisi aktual di lapangan.

Dengan memindahkan posisi A2 sampai jarak 30 m, maka angka keamanan lereng untuk kondisi statik dengan beban timbunan akan bernilai 1,78 dan 1,70 masing-masing untuk potongan memanjang di Center Line dan potongan memanjang pada lapisan tanah paling rendah seperti ditampilkan pada **Gambar 2.25** dan **Gambar 2.26**.

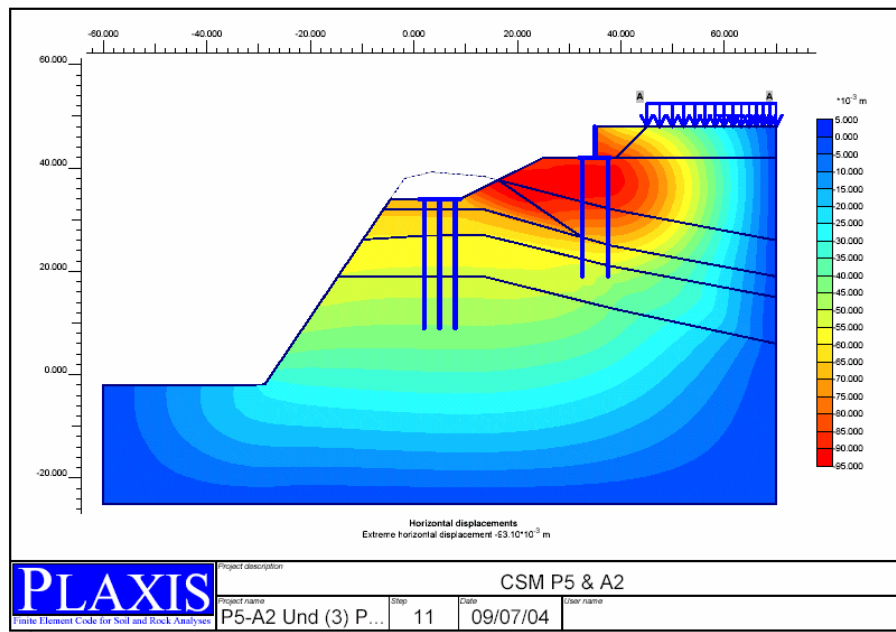


**Gambar 2.25** Kondisi Lereng A-2, Initial Condition di Center Line, Mundur 30m, Timbunan 10 m, SF = 1.78



**Gambar 2.26** Kondisi Lereng A-2, Initial Condition di Lowest Condition, Mundur 30m, Timbunan 10 m, SF = 1.70

Untuk mengetahui besarnya pergerakan lateral akibat adanya beban gempa, selanjutnya dilakukan stress defomation analisis. Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan percepatan gempa 0.14g maka pada posisi abutment A2 semula (sekarang menjadi Pier P5) akan terjadi relative displacement antara ujung tiang atas dengan ujung tiang bawah sebesar 2.7 cm, sedangkan relatif displacement di A2 sebesar 3,2 cm seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.27**.



**Gambar 2.27** Horizontal Displacement akibat pembebanan timbunan dan beban gempa dengan  $a = 0.14g$ , relative displacement di P5 = 2.7cm, di A2 = 3,2cm

Hasil-hasil analisis ini memperlihatkan bahwa dengan memindahkan posisi abutment A1 mundur 25 m dan A2 mundur 30 m, kriteria desain yang disyaratkan dapat terpenuhi.

## 2.6 KESIMPULAN

Dari hasil analisis dan desain fondasi Jembatan Cisomang ini dapat disimpulkan beberapa hal, yaitu:

1. Berdasarkan penyelidikan tanah yang telah dilakukan di lokasi rencana Jembatan Cisomang ini oleh P.T. SOFOCO (Juni 2004) dan P.T. PETROSOL (July 2004), menunjukkan bahwa terdapat lapisan tanah lunak (very soft clay) yang relatif tebal di bawah rencana timbunan abutment 10 – 15 m. Lapisan setebal 8 – 12 m ini mempunyai kapasitas daya dukung yang relatif kecil dan kompresibilitas yang relatif tinggi. Selain itu di sepanjang as Jembatan Cisomang ini khususnya pada lokasi Pier 2 dan Pier 3 juga dijumpai lapisan tanah clay shale.
2. Di dalam desain fondasi Jembatan Cisomang ini digunakan kriteria desain sebagai berikut:
  - Bila fondasi berada di suatu lereng, maka angka keamanan lereng tanah asli, ditambah kemungkinan adanya timbunan harus  $\geq 1,70$  (Disarikan dari AASHTO, 2004 dan BMS, 1992).
  - Pergerakan lateral fondasi setelah struktur jembatan dibangun akibat adanya beban statik dan dinamik harus  $\leq 1,5''$  (3.81 cm).
  - Kriteria beban seismik yang digunakan 500 tahun, yaitu sebesar 0,14g. Angka tersebut didapatkan dengan mengalikan percepatan di batuan dasar sebesar 0,2g dengan faktor amplifikasi 1,4 dan koefisien reduksi untuk analisis pseudo-statik sebesar 0,5.

3. Dari hasil analisis stabilitas lereng menggunakan program PLAXIS 2D didapatkan bahwa faktor keamanan lereng sebesar 1,07 apabila konstruksi abutment A1 dan A2 tetap pada posisi semula sesuai desain awal.
4. Berdasarkan pertimbangan kondisi tanah di sepanjang as Jembatan Cisomang ini serta untuk memenuhi kriteria desain yang ada, maka telah dilakukan re-desain fondasi maupun desain abutment jembatan. Berubahnya posisi rencana abutment semula menjadi mundur 25 m di abutment A1 dan 30 m di abutment A2 telah dilakukan sesuai pertimbangan tersebut di atas.





Penulis dengan nama lengkap Ayu Sholikhah dilahirkan di Wonogiri, 19 Maret 1994, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri 01 Besuki, SMP Negeri 1 Purwantoro, kemudian SMA Negeri 1 Surakarta. Setelah lulus dari pendidikan Sekolah Menengah Atas pada tahun 2012,

Penulis menempuh pendidikan program Diploma III di Universitas Sebelas Maret Surakarta pada tahun 2012. Penulis aktif dalam laboratorium jalan UNS dan lulus dari program Diploma III pada tahun 2015. Pada tahun 2016 penulis mengikuti ujian masuk Lanjut Jenjang Diploma IV Teknik Sipil ITS dan diterima di jurusan Teknik Sipil Bangunan Transportasi yang terdaftar dengan NRP 3115.040.609.

[ayusholikhah318@yahoo.co.id](mailto:ayusholikhah318@yahoo.co.id)