

TUGAS AKHIR
Desain Jembatan Kretek II
dengan Variasi Beton Masif

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Jogjakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil



ADIMAS DESTA WIRAWANSYAH

02.51.1097

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2008

TUGAS AKHIR
DESAIN JEMBATAN KRETEK II
DENGAN VARIASI BETON MASIF

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Jogjakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Disusun :
ADIMAS DESTA WIRAWANSYAH
02.51.1097

Mengetahui
Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP UII

Disetujui :
Dosen Pembimbing

Ir. H. Faisol AM, MS.
Tanggal :

Ir. H.Suharyatmo, MT.
Tanggal :

ABSTRAK

Pesatnya pertumbuhan masyarakat membutuhkan tersedianya sarana jalan dan jembatan yang memadai guna mempermudah arus transportasi barang dan manusia. Selama ini kita mengenal jalur Pantura, yaitu jalur jalan yang menghubungkan kota-kota di sepanjang pesisir utara pulau Jawa. Sebagai alternatif transportasi, maka dipandang perlu untuk membangun jalan di sepanjang pesisir selatan pulau Jawa, yang disebut jalur pantai selatan. Jalur ini banyak melewati sungai-sungai, baik besar maupun kecil. Salah satu sungai yang dilewati adalah Kali Opak di daerah Kretek, Bantul. Oleh karena itu pembangunan Jembatan Kretek II (yang berada di hilir Jembatan Kretek sekarang) menjadi mutlak diperlukan sebagai sarana penghubung pada ruas jalur yang baru tersebut.

Adapun tujuan pembangunan Jembatan Kretek II antara lain adalah :

1. memperlancar arus lalu lintas sepanjang jalur pantai selatan,
2. meningkatkan prasarana jalan,
3. memperlancar perekonomian dan industri serta mendukung pertumbuhan sosial budaya dan pariwisata penduduk sekitar kecamatan Kretek kabupaten Bantul, dan
4. mengantisipasi pertumbuhan arus lalu lintas serta pengembangan wilayah pada masa sekarang.

Jembatan Kretek II termasuk jembatan dengan bentang panjang yaitu mencapai 240 m. Jembatan bentang panjang memerlukan perencanaan yang baik sehingga diperoleh hasil yang ekonomis dan aman, salah satu solusinya adalah merencanakan dengan model lengkung (*arch*) beton bertulang masif. Tujuan dari tugas akhir ini adalah merencanakan struktur atas jembatan meliputi gelagar, trotoar, sandaran, kolom dan pelat lengkung yang juga merupakan struktur utama dari jembatan dan struktur bawah meliputi *abutment* dan pondasi.

Perencanaan jembatan kretek II diawali dengan menentukan spesifikasi struktur yang digunakan meliputi mutu beton dan kuat tarik baja yang digunakan. Kemudian dilakukan perhitungan struktur dengan menentukan beban-beban yang bekerja sesuai dengan *PPTJ* – 1992 dan *BDM*-1992, meliputi beban mati, hidup, angin, gempa, rem, pejalan kaki, temperatur, aliran air, tumbukan dengan kayu dan hanyutan. Tahap selanjutnya adalah dilakukan analisis struktur dengan program SAP 2000.

Hasil perhitungan diperoleh tulangan yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Kretek II adalah pelat lengkung dan kolom digunakan tulangan Ø32, Ø25 dengan $f_y = 390$ MPa. Tulangan geser menggunakan tulangan Ø16, Ø19, $f_y = 390$ MPa. Untuk pelat dan sandaran digunakan tulangan Ø6, Ø13, Ø16 dan Ø25. dan untuk struktur bawah digunakan tulangan Ø32, Ø25 $f_y = 390$ MPa. Tulangan geser menggunakan tulangan Ø16, Ø19, dan $f_y = 390$ MPa.

DAFTAR ISI

JUDUL.....	i
PERSETUJUAN.....	ii
MOTTO.....	iii
HALAMAN PERSEMBAHAN.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
ABSTRAKSI.....	viii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR NOTASI.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvi
DAFTAR GAMBAR.....	xviii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xx
	Halaman
 BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Tujuan Perencanaan / Desain	1
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Peta Lokasi Jembatan Kretek II	2
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Tipe Jembatan Beton Bertulang Masif	5
2.3 <i>Abutment</i> dan Pilar	6
2.4 Pondasi <i>Bore Pile</i>	6
2.5 Dasar-Dasar Perencanaan	8

BAB III LANDASAN TEORI

3.1	Tinjauan Pustaka	9
3.2	Pembebanan Rencana	9
3.2.1	Pembebanan Primer	9
3.2.2	Pembebanan Sekunder	12
3.3	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	18
3.3.1	Perencanaan Pelat Lantai	18
3.3.2	Perencanaan Pelat Lengkung dan Kolom	23
3.3.2.1	Perhitungan Grafik Interaksi	23
3.3.2.2	Perencanaan Pelat Lengkung	25
3.3.2.3	Perencanaan Kolom	27
3.4	Struktur Bawah Jembatan	30
3.4.1	Perencanaan Kepala Jembatan (<i>Abutment</i>)	30
3.4.1.1	Stabilitas Pondasi	31
3.4.1.2	Pembesian <i>Abutment</i>	32
3.4.2	Perencanaan Pondasi Tiang Bor	34
3.4.2.1	Kontrol Gaya Pada Pondasi Tiang Bor	34
3.4.2.2	Pemberian <i>Bore Pile</i>	37

BAB IV ANALISIS DAN DESAIN

4.1	Pendahuluan	39
4.2	Data Struktur	39
4.3	Tahap Perencanaan	40

BAB V PERHITUNGAN KONSTRUKSI

5.1	Perencanaan Koordinat Lengkung Jembatan	43
5.2	Perencanaan Kantilever	44
5.2.1	Perencanaan Tulangan Tiang Sandaran	44
5.2.2	Perencanaan Tulangan Geser Tiang Sandaran	47
5.2.3	Perencanaan Pelat Lantai	48
5.3	Perencanaan Pelat Lantai	52

5.3.1	Beban Mati	53
5.3.2	Beban Hidup	53
5.3.3	Momen Pelat Lantai Jembatan	54
5.3.4	Perhitungan Tulangan Pelat lantai	55
5.3.5	Kontrol Lendutan Pelat Jembatan	56
5.3.6	Kontrol Tegangan Geser Pons	59
5.4	Perencanaan Pembebanan Struktur Jembatan	60
5.4.1	Perhitungan Pembebanan Struktur Jembata	60
5.4.1.1	Beban Mati	61
5.4.1.2	Beban Hidup	63
5.4.2	Pembebanan Gempa	64
5.4.2.1	Beban Mati Sendiri dan Tambahan	65
5.4.2.2	Berat Pelat Lengkung	66
5.4.2.3	Berat Kolom	66
5.4.3	Beban Angin	68
5.4.4	Beban Rem	69
5.4.5	Beban Untuk Pejalan kaki	70
5.4.6	Beban Temperatur	70
5.4.7	Beban Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Kayu	70
5.5	Perencanaan Tulangan Pelat Lengkung dan Kolom	72
5.5.1	Perhitungan Grafik Interaksi	72
5.5.2	Perhitungan Tulangan Pelat Lengkung	77
5.5.3	Perhitungan Tulangan Geser Pelat Lengkung	78
5.5.4	Perhitungan Tulangan Kolom	80
5.5.5	Perhitungan Tulangan Geser Kolom	82
5.6	Struktur Bawah Jembatan	84
5.6.1	Perhitungan Beban Kepala Jembatan (<i>Abutment</i>)	84
5.6.1.1	Perhitungan Beban Pada <i>Abutment</i>	86
5.6.2	Perhitungan Pembebanan Wing-Wall	96
5.6.3	Perhitungan Pondasi <i>Aburment</i>	98

5.6.3.1 Data Pondasi Tiang Bor	98
5.6.3.2 Perhitungan Gaya Yang Diterima Tiang Bor ..	99
5.6.3.3 Daya Ijin Tiang Berdasarkan Kekuatan Tanah	101
5.6.3.4 Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Tanah	101
5.6.3.5 Daya Dukung Lateral Tiang Bor	102
5.6.3.6 Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral	104
5.6.3.7 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin	105
5.6.3.8 Pembesian <i>Bore Pile</i>	106
5.6.3.9 Pembesian <i>Pile Cap</i>	108
5.6.4 Pembesian Wing-Wall	113
5.6.4.1 Tulangan Lentur Arah Vertikal (Sisi Dalam) ...	113
5.6.4.2 Tulangan Lentur Arah Horisontal (Sisi Luar) ..	115
5.6.5 Perhitungan Pondasi Pier	117
5.6.5.1 Input Data Struktur Bawah	117
5.6.5.2 Perhitungan Baban Pada Pondasi	118
5.6.5.3 Daya Dukung Lateral Tiang Bor	122
5.6.5.4 Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral	124
5.6.5.5 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin	125
5.6.5.6 Pembesian <i>Bore Pile</i>	125
5.6.5.7 Pembesian <i>Pile Cap</i>	127

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan	133
6.1.1 Pelat Lengkung	133
6.1.2 Kolom	134
6.1.3 Pondasi	136
6.1.4 Pelat	137
6.1.5 Tiang Sandaran	137
6.2 Saran	138

DAFTAR NOTASI

L_{av}	= panjang bentang rata-rata
L_{max}	= panjang bentang maksimum
T_{EQ}	= gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau
K_h	= koefisien beban gempa horisontal
I	= faktor kepentingan
S	= faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan
W_{TP}	= berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan
C	= koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah
T	= Waktu getar
P_{MS}	= Berat sendiri
P_{MA}	= Beban mati tambahan
g	= Percepatan gravitasi
K_P	= Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan
E_c	= Modulus elastis beton
I_c	= Momen inersia
h	= Tinggi struktur
C_w	= koefisien seret
V_w	= kecepatan angin rencana
h	= tinggi kendaraan
x	= jarak roda kendaraan
A	= luas
b	= lebar
q	= beban merata
Q_{TP}	= pembebanan jembatan

A_d = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air hujan

V_d = kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu

V_a = kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu

C_d = koefisien seret

A_D = luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran

h = kedalaman benda hanyutan

M = massa

V_s = kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir

d = lendutan elastis akivalen

M_u = momen ultimit

M_m = momen mati

M_o = momen akibat beban hidup

M_h = momen hidup

Q = beban mati

P = beban hidup

L_x = jarak pelat

f_c' = kuat tekan beton

f_y = tegangan leleh baja

d = tebal efektif tiang sandaran

D = diameter tulangan

t_a = tebal lapisan aspal

h = tebal pelat

a = diameter roda

b = lebar roda

u = penyebaran beban

v = penyebaran beban

$\emptyset$ = faktor reduksi kekuatan geser

β = konstanta kuat tekan beton

V_s = kuat geser nominal baja tulangan geser

P_u = gaya aksial



S_y = jarak arah y

ΣH = jumlah gaya arah horizontal

ΣV = jumlah gaya arah vertical

B_x = lebar *abutment* arah x

B_y = lebar *abutment* arah y

H_{TA} = gaya horisontal akibat tekanan tanah

H_{ET} = gaya ahorisontal akibat temperatur

H_{FB} = gaya gesek pada perletakan

H = beban horisontal total pada pondasi

n = jumlah tiang bor

D_f = kedalaman tiang bor

SF = angka aman

R = jari – jari penampang tiang

N = nilai *SPT*



DAFTAR TABEL

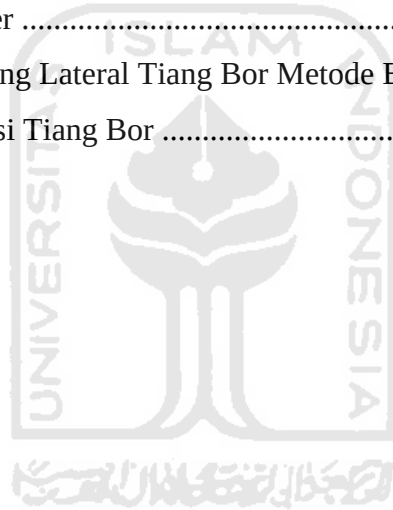
Tabel 3.1 Koefisien Seret	15
Tabel 3.2 Kecepatan Angin Rencana	15
Tabel 3.3 Koefisien Seret	17
Tabel 3.4 Lendutan Elastis Ekvivalen	18
Tabel 5.1 Tinggi Kolom	43
Tabel 5.2 Perhitungan Beban Trotoar dan Railing	48
Tabel 5.3 Perhitungan Momen Akibat Beban Pedestrian	49
Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati	53
Tabel 5.5 Perhitungan Berat Jenis Bahan	62
Tabel 5.6 Berat Kolom	66
Tabel 5.7 Baban Mati Pada <i>Abutment</i>	86
Tabel 5.8 Perhitungan Berat Sendiri <i>Abutment</i>	88
Tabel 5.9 Perhitungan Berat Tanah di Atas Pondasi	89
Tabel 5.10 Gaya Horisontal Tekanan Tanah Aktif	90
Tabel 5.11 Perhitungan Beban Gempa Pada <i>Abutment</i>	91
Tabel 5.12 Kombinasi Pembebanan Pada Perhitungan <i>Abutment</i>	93
Tabel 5.12a Pembebanan Kombinasi I ($M + (H + K) + Ta$)	93
Tabel 5.12b Pembebanan Kombinasi II ($M + F + A + Ta$)	93
Tabel 5.12c Pembebanan Kombinasi III ($M + (H + K) + Ta + Rm + F + A$) ..	94
Tabel 5.12d Pembebanan Kombinasi III ($M + Ta + Gb$)	94
Tabel 5.13 Perhitungan Eksentrisitas Pondasi	95
Tabel 5.14 Perhitungan Stabilitas Pondasi Terhadap Guling	95
Tabel 5.15 Perhitungan Stabilitas Pondasi Terhadap Geser	96
Tabel 5.16 Perhitungan Luas Wing-Wall	97
Tabel 5.17 Perhitungan gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah	98
Tabel 5.18 Perhitungan Jarak Tiang Bor	99
Tabel 5.19 Gaya Aksial Yang Diterima Satu Tiang Bor	100

Tabel 5.20 Gaya Lateral Yang Diterima Satu Tiang Bor	100
Tabel 5.21 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Tiang Bor <i>Abutment</i>	103
Tabel 5.22 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah	103
Tabel 5.23 Perhitungan Bending Momen Diagram pada Tiang Bor <i>Abutment</i>	104
Tabel 5.24 Kontrol Gaya Terhadap Daya Dukung Ijin Aksial	105
Tabel 5.25 Kontrol Gaya Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral	106
Tabel 5.26 Momen Rencana Pile Cap	108
Tabel 5.27 Perhitungan Momen Maksimum Pada Pile Cap	109
Tabel 5.28 Perhitungan Berat dan Momen Pada Pile Cap	110
Tabel 5.29 Perhitungan Hasil analisis SAP	119
Tabel 5.30 Perhitungan Berat Pile Cap	119
Tabel 5.31 Perhitungan Jarak Tiang Bor	119
Tabel 5.32 Gaya Aksial Yang Diterima Satu Tiang Bor	120
Tabel 5.33 Gaya Lateral Yang Diterima Satu Tiang Bor	120
Tabel 5.34 Tekana Tanah Pasif	123
Tabel 5.35 Perhitungan gaya dan Momen akibat Tekanan Tanah	123
Tabel 5.36 Perhitungan Bending Momen Diagram Pata Tiang Bor	124
Tabel 5.37 Kontrol Gaya Terhadap Daya Dukung Ijin Aksial.....	125
Tabel 5.38 Kontrol Gaya Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral	125
Tabel 5.39 Kontrol Gaya Reaksi Maksimum Rencana Tiang Bor	128
Tabel 5.40 Perhitungan Momen Maksimum Pada <i>Pile Cap</i>	128
Tabel 5.41 Perhitungan Berat dan Momen <i>Pile Cap</i>	129
Tabel 6.1 Tulangan Pelat Lengkung Tengah	134
Tabel 6.2 Tulangan Pelat Lengkung Tepi	134
Tabel 6.3 Tulangan Kolom	135

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Jembatan Kretek II	3
Gambar 1.2	Potongan Memanjang Jembatan Kretek II	3
Gambar 1.3	Potongan Melintang Jembatan Kretek II	4
Gambar 3.1	Struktur Jembatan	9
Gambar 3.2	Beban Hidup Terpusat T untuk Lantai Kendaraan	10
Gambar 3.3	Beban Jalur D untuk Pelat	11
Gambar 3.4	Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL)	11
Gambar 3.5	Faktor Beban Dinamis (DLA)	12
Gambar 3.6	Gaya Rem	15
Gambar 3.7	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	16
Gambar 3.8	Tegangan Geser Pons	22
Gambar 3.9	Distribusi Tegangan Regangan Beton Bertulang	23
Gambar 3.10	Sketsa Kepala Jembatan	30
Gambar 4.1a	Flow Chart Penulisan Tugas Akhir	41
Gambar 4.2a	Flow Chart Penulisan Tugas Akhir	42
Gambar 5.1	Lengkung Parabola	43
Gambar 5.2	Tiang Sandaran	45
Gambar 5.3	Tulangan Tiang Sandaran	47
Gambar 5.4	Pelat Trotoar	48
Gambar 5.5	Beban Hidup Pada Palat Trotoar	49
Gambar 5.6	Tampang Pelat Lantai	52
Gambar 5.7	Beban Hidup Roda Ganda Truk	53
Gambar 5.8	Tegangan Geser Pons	59
Gambar 5.9	Tampang Pelat lantai	61
Gambar 5.10	Distribusi Beban Hidup Pelat Lantai	63
Gambar 5.11	Gaya Angin	69

Gambar 5.12	Tulangan Pelat Lengkung	80
Gambar 5.13	Tulangan Kolom	84
Gambar 5.14	Dimensi Penampang <i>Abutment</i>	85
Gambar 5.15	Penampang <i>Abutment</i> Untuk Perhitungan Berat Sendiri	87
Gambar 5.16	Berat tanah Diatas Pondasi	88
Gambar 5.17	<i>Abutment</i> dan Tekanan Tanah	89
Gambar 5.18	Beban Pada Wing-Wall	97
Gambar 5.19	Pondasi Tiang Bor	99
Gambar 5.20	Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metode Brinch Hansen, 1961	103
Gambar 5.21	Gaya reaksi Pile Cap	109
Gambar 5.22	Pondasi Pier	118
Gambar 5.23	Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metode Brinch Hansen, 1961	122
Gambar 5.24	Gaya Reaksi Tiang Bor	128



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Kartu Presensi Konsultasi Tugas Akhir Mahasiswa
Lampiran 2	Hasil SAP Beban Mati Tambahan
Lampiran 3	Hasil SAP Beban Mati Sendiri
Lampiran 4	Hasil SAP Beban Gempa Kanan
Lampiran 5	Hasil SAP Beban Gempa Kiri
Lampiran 6	Hasil SAP Beban Hidup
Lampiran 7	Hasil SAP Beban Angin
Lampiran 8	Hasil SAP Beban Pejalan Kaki
Lampiran 9	Hasil SAP Beban Rem
Lampiran 10	Hasil SAP Beban Aliran
Lampiran 11	Hasil SAP Momen 3-3 Diagram (Combo 1)
Lampiran 12	Hasil SAP Momen 3-3 Diagram (Combo 2)
Lampiran 13	Hasil SAP Momen 3-3 Diagram (Combo 3)
Lampiran 14	Hasil SAP Momen 3-3 Diagram (Combo 4)
Lampiran 15	Hasil SAP Axial Force Diagram (Combo 1)
Lampiran 16	Hasil SAP Axial Force Diagram (Combo 2)
Lampiran 17	Hasil SAP Axial Force Diagram (Combo 3)
Lampiran 18	Hasil SAP Axial Force Diagram (Combo 4)
Lampiran 19	Combination Definitions
Lampiran 20	Joint Reactions
Lampiran 21	Element Force-Frames
Lampiran 22	Element Force-Frames
Lampiran 23	Element Force-Frames
Lampiran 24	Element Force-Frames
Lampiran 25	Element Force-Frames
Lampiran 26	Element Force-Frames

Lampiran 27	Element Force-Frames
Lampiran 28	Element Force-Frames
Lampiran 29	Element Force-Frames
Lampiran 30	Element Force-Frames
Lampiran 31	Element Force-Frames
Lampiran 32	Element Force-Frames
Lampiran 33	Element Force-Frames
Lampiran 34	Element Force-Frames
Lampiran 35	Element Force-Frames
Lampiran 36	Element Force-Frames
Lampiran 37	Element Force-Frames
Lampiran 38	Element Force-Frames
Lampiran 39	Element Force-Frames
Lampiran 40	Element Force-Frames
Lampiran 41	Element Force-Frames
Lampiran 42	Element Force-Frames
Lampiran 43	Element Force-Frames
Lampiran 44	Element Force-Frames
Lampiran 45	Element Force-Frames
Lampiran 46	Element Force-Frames
Lampiran 47	Element Force-Frames
Lampiran 48	Element Force-Frames
Lampiran 49	Element Force-Frames
Lampiran 50	Element Force-Frames
Lampiran 51	Element Force-Frames
Lampiran 52	Element Force-Frames
Lampiran 53	Element Force-Frames
Lampiran 54	Element Force-Frames
Lampiran 55	Element Force-Frames
Lampiran 56	Element Force-Frames
Lampiran 57	Element Force-Frames

Lampiran 58	Element Force-Frames
Lampiran 59	Gambar Perencanaan Jembatan
Lampiran 60	Pembesian Pelat Lantai
Lampiran 61	Detail Penulangan Lengkung Tepi Elemen 1 dan 10
Lampiran 62	Detail Penulangan Lengkung Tepi Elemen 2 dan 11
Lampiran 63	Detail Penulangan Lengkung Tengah Elemen 20 dan 28
Lampiran 64	Detail Penulangan Lengkung Tengah Elemen 21 dan 29
Lampiran 65	Detail Penulangan Kolom Elemen 121 dan 162
Lampiran 66	Detail Penulangan Kolom Elemen 125 dan 142
Lampiran 67	Detail Penulangan Kolom Elemen 126 dan 143
Lampiran 68	Detail Penulangan Kolom Elemen 127 dan 144
Lampiran 69	Detail Penulangan Kolom Elemen 128 dan 145
Lampiran 70	Detail Penulangan Kolom Elemen 132 dan 149
Lampiran 71	Detail Penulangan Kolom Elemen 133 dan 150
Lampiran 72	Detail Penulangan Kolom Elemen 122, 124, 154 dan 156
Lampiran 73	Detail Penulangan Kolom Elemen 138 dan 140
Lampiran 74	Detail Penulangan Kolom Elemen 123 dan 155
Lampiran 75	Detail Penulangan Kolom Elemen 139
Lampiran 76	Pembesian Pondasi Pier
Lampiran 77	Pembesian Pondasi <i>Abutment</i>
Lampiran 78	Hasil SAP 3D - View

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu 'alaikum Wr.Wb.

Alhamdulillahirabbil 'alamin, Puji syukur saya panjatkan kehadiran Allah SWT yang senantiasa melimpahkan nikmat, karunia dan rahmat-Nya kepada kita semua, khususnya kepada Penyusun sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tidak lupa sholawat dan salam senantiasa penyusun haturkan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW beserta keluarga, sahabat serta pengikutnya sampai akhir jaman.

Tugas akhir ini dengan judul **Desain Jembatan Kretek II Dengan Variasi Beton Masif** diajukan sebagai syarat untuk menyelesaikan pendidikan pada jenjang Strata Satu (S1), pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Penyusun menyadari bahwa dalam penulisan tugas akhir ini tidak lepas dari sumbangan pemikiran dari berbagai pihak yang sangat membantu, sehingga penulis dapat menyelesaikan semua hambatan yang terjadi selama penyusunan hingga terselesaikannya tugas akhir ini. Pada kesempatan ini dengan penuh rasa hormat dan kerendahan hati, penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu, yaitu :

1. Bapak Prof. Dr. H. Edy Suandi Hamid, M.Ec, selaku Rektor Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Dr.Ir.H. Ruzardi, Ms, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII
3. Bapak Ir. H. Faisol AM, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP, UII
4. Bapak Ir.H. Suharyatmo, MT, selaku Dosen Pembimbing dalam penelitian ini.
5. Bapak Ir.H. Susastrawan, MS, selaku Dosen Penguji.
6. Bapak Ir.H.Helmy Akbar Bale, MT, selaku Dosen Penguji.

7. Bapak dan Ibu tercinta di Blora, atas kasih sayang, kesabaran serta dukungan baik material maupun spiritual dengan iringan doa yang telah diberikan kepadaku selama ini.
8. Mas Manda, dik Andra, Renal, Syeila dan Aldi, yang selalu mendukung atas keberhasilannya menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Semua keluarga di Blora, Yogya dan Kediri terimakasih atas dukungannya kepadaku.
10. Teman seperjuanganku (Aries, Ricky, Apriyadin, Habib, Ica, Apong dan Ali) yang sama-sama mengambil tugas akhir tentang jembatan, terima kasih atas masukan dan sesama koreksinya.
11. Teman-teman KKN Angkatan XXXII unit 108 yang Ok, Kompak dan selalu mendukung penyelesaian Tugas Akhir ini "Hidup Mahasiswa".nGGAk Lupa Temen-temen Blora (Aan Paimo, Sasa, Febby, Tias, Adi Bachtiar, Heru Polo, Dana, Adi Hoho, Nopex, mas JP, mas Samin, temen-temen KAMABA, dll) yang kompak dan selalu mbanyol. Tanpa kalian semua hidup ini terasa hampa, Makasih yaaaaa? "JANGAN LUPAKAN BLORA"
12. Cah-cah Sipil 02 Wooy..... Kapan lulus semua??? cepet kerjain skripsine biar cepet kelar truzz wisuda deh.Cari kerja n cepet nikah, jangan lupa undang-undang aku. Terima kasih atas segala dukungan, informasi, dan segala perhatiannya.
13. My soulmate yang ada di jauh sana.....sebagai sumber inspirasiku.. Terima kasih atas kesabarannya dan perhatiannya.
14. Kekasih keduaku yang selalu mendampingi aku kemana-mana, makasih Yamaha Vega R (AB 3254 UA).
15. Pak Heri dan pak Santoro, saya mengucapkan banyak terima kasih. Tanpa kalian berdua, seminar, sidang dan pendadaran ku ngak akan berjalan lancar dan sukses.maturnuwun ya pak.....?
16. Semua pihak yang telah membantu baik secara langsung maupun tidak langsung dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Semoga seluruh amal dan kebaikan yang diberikan dapat diterima dan mendapatkan ridho dari Allah SWT, *amiin*.

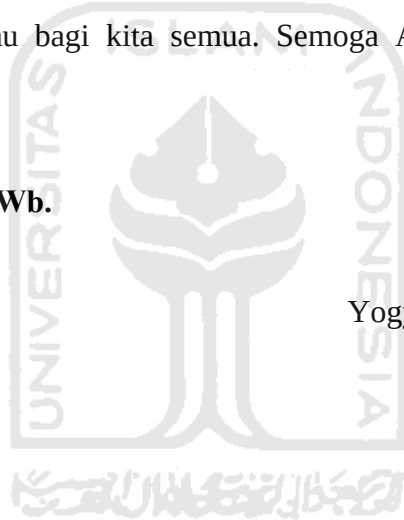
Penyusun menyadari bahwa penulisan laporan tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan ilmu, kemampuan dan pengalaman penyusun dalam penyusunan dan penulisan. Oleh karena itu saran dan kritik yang bersifat membangun sangat penyusun harapkan guna perbaikan dan pengembangan selanjutnya.

Akhir kata, penyusun berharap semoga laporan tugas akhir ini bermanfaat dan memberikan tambahan ilmu bagi kita semua. Semoga Allah SWT meridhoi kita semua, *amien*.

Wassalamu ‘alaikum Wr.Wb.

Yogyakarta, Januari 2008

Penyusun



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Jembatan merupakan salah satu sarana yang sangat vital bagi kelancaran sistem lalu lintas pada umumnya. Jembatan berfungsi sebagai penghubung antara dua daerah yang terpisah oleh kondisi alam, misalnya sungai, jurang dan lain-lain.

Keberadaan Jembatan Kretek II ini akan mempermudah kelancaran kegiatan ekonomi maupun pendidikan, antar daerah Gunung Kidul dengan Bantul maupun Yogyakarta. Adapun tujuan pembangunan Jembatan Kretek II antara lain yaitu :

1. memperlancar arus barang sepanjang perbatasan antar daerah Gunung Kidul dan Bantul,
2. meningkatkan sarana dan prasarana,
3. memperlancar perekonomian dan industri serta pertumbuhan sosial budaya dan pariwisata penduduk sekitar di daerah Istimewa Yogyakarta pada umumnya, dan mengantisipasi pertambahan arus lalu lintas untuk waktu yang akan mendatang.

1.2 TUJUAN PERENCANAAN / DESAIN

Dalam rangka menyelesaikan Tugas Akhir di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, maka diambil perencanaan jembatan secara lengkap. Adapun jembatan yang direncanakan adalah Jembatan Kretek II, dengan lingkup pekerjaan perencanaan meliputi :

1. perencanaan sandaran (*railing*), pelat trotoar, dan pelat lantai jembatan,
2. perencanaan pelat lengkung (*arch bridge*) jembatan,
3. perencanaan pilar (kolom) jembatan (*pier*),

4. perencanaan *abutment*, dan perencanaan pondasi

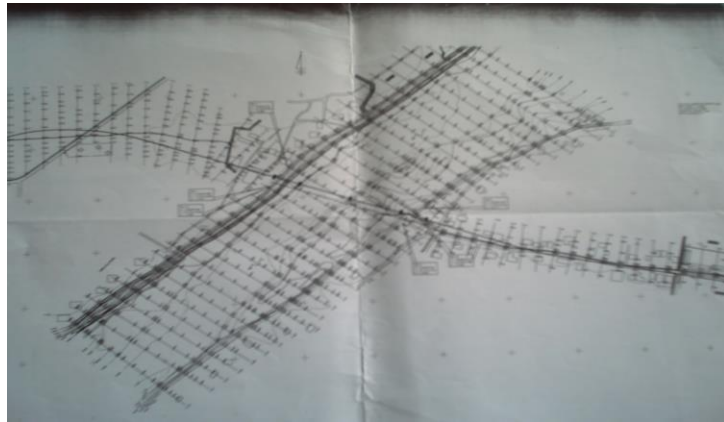
1.3 BATASAN MASALAH

Batasan masalah diperlukan agar penulisan dapat terarah dan terfokus pada tujuan yang dicapai. Hal-hal penting yang perlu dibatasi adalah :

1. jembatan yang direncanakan adalah jembatan tipe I kelas I dari standar bangunan atas jembatan *DPU*,
2. pondasi dalam yang dipakai adalah *bore pile*,
3. analisis struktur menggunakan program SAP 2000 v 10,
4. kepala jembatan (*abutment*) ,
5. spesifikasi jembatan ditentukan sebagai berikut :
 - a. tipe jembatan : beton bertulang masif pelat lengkung (*arch bridge*) dengan 5 perletakan,
 - b. panjang jembatan total : 240 m,
 - c. jumlah bentang : 4 buah (40 m, 80 m, 80 m, 40 m),
 - d. lebar jembatan : 20 m,
 - e. lebar perkerasan : 15 m,
 - f. lebar trotoar : 1,5 m,
 - g jumlah kolom : 47 buah,

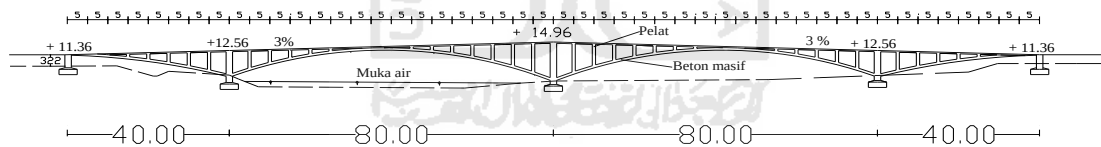
1.4. PETA LOKASI JEMBATAN KRETEK II

Jembatan Kretek II merupakan salah satu jembatan di bawah wewenang Direktorat Jendral Bina Marga Propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Lokasi jembatan terletak diperbatasan Gunung Kidul dan Bantul dapat dilihat pada Gambar 1.1.



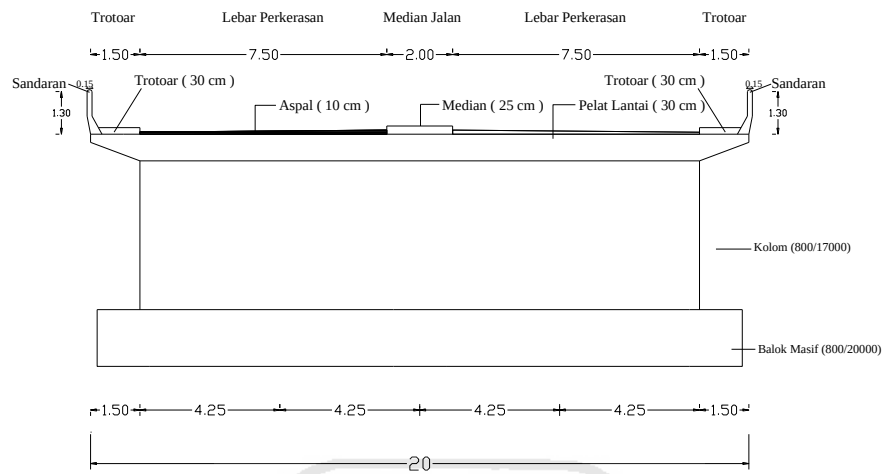
Gambar 1.1 Peta Lokasi Jembatan Kretek II.

Jembatan Kretek II direncanakan mempunyai panjang bentang 240 m, seperti terlihat pada Gambar 1.2.



Gambar 1.2 Potongan memanjang jembatan Kretek II

Lebar jembatan Kretek II direncanakan 20 m, dengan lebar perkerasan 15 m dan lebar trotoar 1,5 m, seperti terlihat pada Gambar 1.3.



Gambar 1.3 Potongan melintang Jembatan Kretek II



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Jembatan adalah suatu fasilitas bangunan jalan yang berfungsi mendukung lalu-lintas jalan raya atau beban-beban yang bergerak diatas suatu rintangan atau tempat rendah seperti danau, sungai, terusan, jalan raya, jalan kecil, atau kombinasi semuanya (Bindra, 1970).

Secara umum komponen jembatan dibagi dalam 2 bagian besar, yaitu *superstructure* (bagian atas jembatan) dan *substructure* (bagian bawah jembatan). Bagian atas jembatan seperti sandaran, batu pengaman dan pendukung lantai dengan sistem struktur seperti balok, *girder*/gelagar, lengkungan dan kabel diatas tingkatan pendukung yang terdapat pada *superstructure*. Sedangkan *substructure* adalah suatu sistem yang mendukung *superstructure*, terdiri dari bagian-bagian struktur pendukung jalan yang terdiri dari *abutment*, dinding sayap (*wing wall*), pilar/kolom, pondasi pilar dan pondasi *abutment* (Bindra, 1970).

Struktur jembatan beton bertulang adalah jembatan yang menggunakan beton bertulang pada strukturnya. Jembatan *arch* itu pada dasarnya terdiri dari pondasi utama, gelagar *arch*, pilar, lantai dan *abutment*. Gerlagar *arch* dan kolom-kolom pilar merupakan bagian dari bangunan yang meneruskan gaya-gaya dari lantai jembatan ke pondasi yang berarti ke bawah tanah.

2.2 TIPE JEMBATAN BETON BERTULANG MASIF

Faktor utama yang sering menjadi bahan pertimbangan untuk pemilihan tipe jembatan adalah lokasi, topografi wilayah, lingkungan, keadaan tanah, fungsi jembatan dan karakter sungai. Dari pertimbangan-pertimbangan diatas bahwa jembatan kretek II didesain dengan variasi beton masif karena :

1. Lokasi pembangunan jembatan terletak s/d 5 km dari pantai, sehingga debit aliran sungainya besar.

2. Topografi wilayah yang akan dibangun jembatan kretek II merupakan daerah dengan permukaan tanah datar, sehingga sangat dimungkinkan untuk mendesain jembatan dengan variasi beton masif.
3. Lingkungan pada lokasi pembangunan jembatan jauh dari kota (diluar kota), sehingga untuk aktifitas penduduk cenderung tidak sepadat dalam kota.
4. Keadaan tanah pada lokasi yang akan dibangun jembatan merupakan tanah berpasir, karena berdekatan dengan pantai.
5. Keadaan sungai mempunyai lebar yang besar, sehingga arus aliran sungainya besar. Maka jembatan dengan beton masif dapat menahan arus aliran yang sangat besar.

Dengan pertimbangan-pertimbangan diatas maka, jembatan kretek II cocok dipakai model atau variasi beton bertulang masif.

2.3 ABUTMENT DAN PILAR

Abutment mempunyai dua fungsi pokok yaitu mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral paling tidak bagi tanah atau batu sekitar jembatan. Oleh karena itu *abutment* merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah.

Pilar Jembatan Kretek II menggunakan pilar yang terdiri dari beberapa kolom dengan variasi pelat lengkung (*arch bridge*) dari beton bertulang masif.

2.4 PONDASI BOR PILE

Faktor utama yang sering menjadi bahan pertimbangan untuk pemillihan pondasi adalah biaya dan keandalannya. Keandalan disini diartikan keyakinan dari ahli pondasi dimana rancangan yang tertulis dalam dokumen disain akan memperoleh

kondisi lapangan yang sebenarnya sehingga dapat memikul beban dengan suatu faktor keamanan yang memadai.

Abutment dan pilar jembatan didirikan diatas pondasi *bore pile* untuk menghindari kemungkinan kehilangan kapasitas daya dukung tanah dimana pondasi dangkal dapat mengalami kerusakan akibat erosi tanah pada permukaan lahan (Braja, 1990).

Pondasi tiang *bore pile* adalah bagian dari struktur bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban yang bekerja di atasnya sehingga didukung oleh tanah. Kegagalan perencanaan pondasi akan mengakibatkan bangunan secara keseluruhan tidak stabil dan mudah runtuh, meskipun struktur atas kuat dan aman.

Oleh karena itu data yang diperlukan untuk menentukan jenis pondasi suatu bangunan antara lain :

1. Susunan, tebal, dan sifat lapisan tanah
2. Besar, macam, dan sifat khusus bangunan
3. Peralatan yang tersedia
4. Beban yang harus didukung
5. Biaya dan tenaga kerja serta lingkungan sekitar bangunan

Selain data di atas, ada persyaratan teknis lain yang harus diperhatikan dalam merencanakan pondasi antara lain :

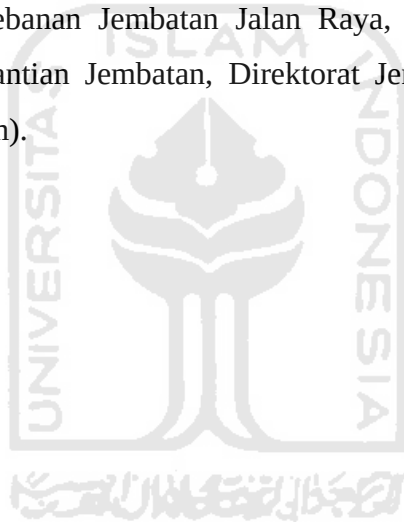
1. Tanah dasar harus mampu mendukung beban yang bekerja
2. Penurunan yang terjadi tidak begitu besar (dihindari penurunan lokal)
3. Pondasi aman terhadap bahaya guling dan geser yang terjadi
4. Dapat menahan tekanan air yang mungkin terjadi, dan
5. Dapat menyesuaikan terhadap kemungkinan terjadi gerakan-gerakan tanah, antara lain penyusutan tanah, tanah yang labil, atau pun gaya horizontal akibat beban gempa bumi.

Berdasarkan data-data yang tersedia dan dengan berbagai pertimbangan teknis, kondisi di lapangan maupun biaya, maka Jembatan Kretek II direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bore pile*).

2.5 DASAR-DASAR PERENCANAAN

Dasar-dasar perencanaan dan analisa hitungan dalam pembangunan Jembatan Kretek II menggunakan peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia, antara lain:

1. Peraturan Umum Bahan Bangunan Indonesia, 1982.
2. Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, 1991 (*Bridge Management System*, Direktorat Jenderal Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum).
3. Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, 1991 (*Bridge Manual Desain*), Direktorat Jenderal Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum).
4. Peraturan Pembebanan Jembatan Jalan Raya, 1987 (Spesifikasi Umum Program Penggantian Jembatan, Direktorat Jenderal Bina Marga Dinas Pekerjaan Umum).

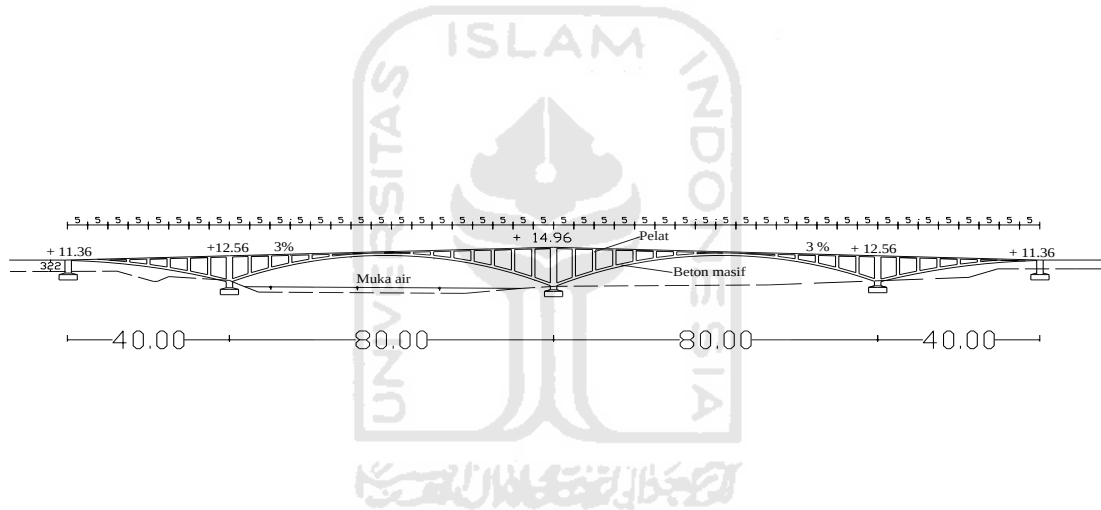


BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 TINJAUAN UMUM

Pada bab ini menjelaskan tentang teori yang mendukung penulisan tugas akhir perencanaan Jembatan Kretek II, meliputi beberapa teori tentang perencanaan struktur jembatan dengan variasi beton masif. Perencanaan struktur Jembatan Kretek II meliputi perencanaan struktur atas dan struktur bawah jembatan seperti terlihat pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Struktur jembatan

3.2 PEMBEBANAN RENCANA

Menurut metode *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, bagian 2 tahun 1991 (PPJT-1991)*, *Bridge Design Manual, 1991 (BDM-1991)*, yang termasuk pembebanan rencana suatu jembatan adalah sebagai berikut:

3.2.1 Pembebanan Primer

Beban primer adalah beban yang merupakan beban utama dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan.

Beban-beban yang termasuk di dalam beban primer adalah :

1. Beban Mati

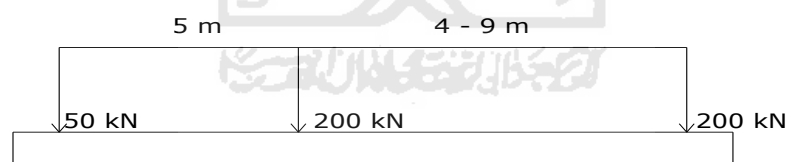
Beban mati adalah beban yang merupakan berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya.

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan-kendaraan bergerak dan atau pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan. Beban hidup terdiri dari :

a. Beban Truk “T” (TT)

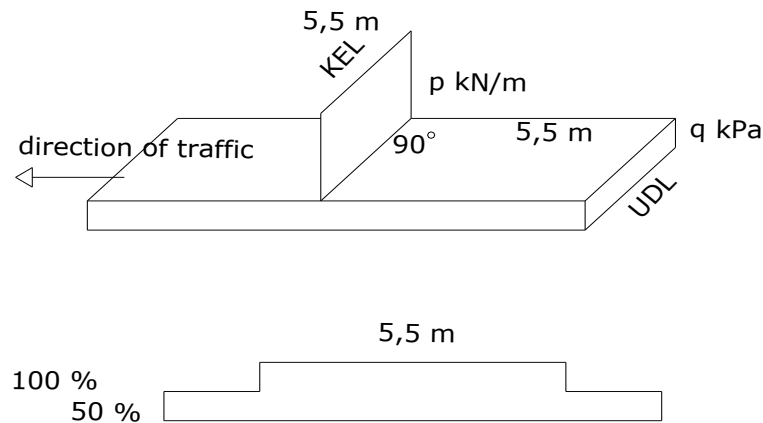
Beban hidup T merupakan beban terpusat untuk lantai kendaraan, beban T ini merupakan beban kendaraan truck yang mempunyai beban roda ganda (*dual wheel load*) sebesar 200 kN dan untuk faktor beban dinamis sebesar 0,3 dengan ukuran-ukuran serta kedudukan seperti gambar.



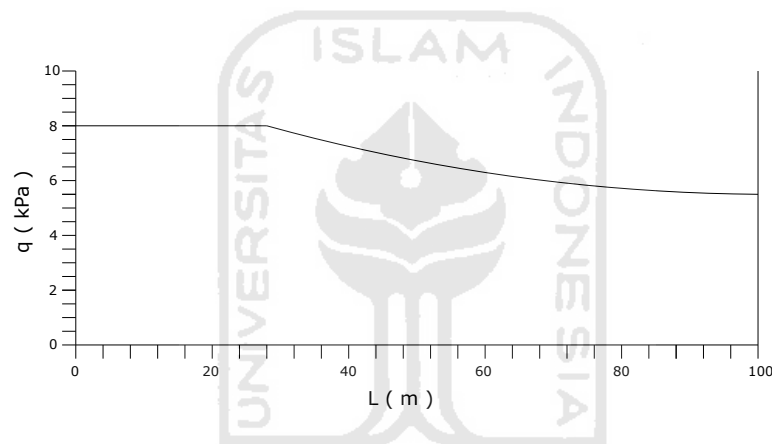
Gambar 3.2 Beban hidup terpusat T untuk lantai kendaraan

b. Beban Jalur “D” (TD)

Beban hidup D merupakan beban jalur untuk gelagar, beban D ini adalah susunan beban pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata sebesar q (kPa) yang besarnya tergantung dengan panjang total yang dibebani, seperti terlihat pada Gambar 1.2.



Gambar 3.3 Beban jalur D untuk pelat



Gambar 3.4 Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL)

Untuk menentukan Intensitas q perlu diperhatikan ketentuan bahwa :

$$q = 8,0 \quad \text{kPa untuk } L \leq 30 \text{ m} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$q = 8,0 \left(0,5 + \frac{15}{Le} \right) \quad \text{kPa untuk } L > 30 \text{ m} \dots\dots\dots(3.2)$$

Beban merata (UDL) pada jembatan :

$$Q = [5,5.q.100\% + (b_1 - 5,5).q.50\%].2 \dots\dots\dots(3.3)$$

KEL mempunyai intensitas, $p = 44.0$ kN/m.

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

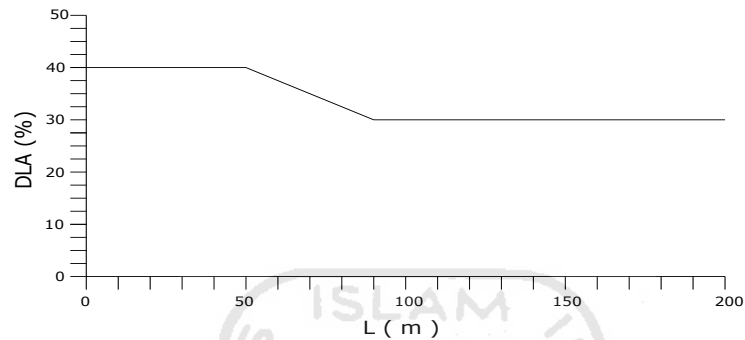
$$P = [5,5.p.100\% + (b_1 - 5,5).p.50\%].2 \dots\dots\dots(3.4)$$

$$DLA = 0,4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m} \dots\dots\dots(3.5)$$

$$DLA = 0,4 - 0.0025.(L - 50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$DLA = 0,3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m} \dots\dots\dots(3.7)$$

$$P' = (1 + DLA).P \dots\dots\dots(3.8)$$



Gambar 3.5 Faktor beban dinamis (DLA)

Untuk bentang menerus, digunakan panjang bentang ekuivalen yang dinyatakan dengan rumus :

$$LE = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} \dots\dots\dots(3.9)$$

L_{av} = panjang bentang rata-rata,

L_{max} = panjang bentang maksimum.

3.2.2 Beban Sekunder

Beban sekunder adalah beban yang merupakan beban sementara yang selalu diperhitungkan dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan. Beban-beban yang termasuk di dalam beban sekunder adalah :

1. Beban Gempa (EQ).

Pengaruh-pengaruh gempa bumi pada jembatan dihitung senilai dengan pengaruh suatu gaya horisontal pada konstruksi akibat beban mati konstruksi yang di tinjau.

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam :

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_{TP} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$K_h = C \cdot S \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan :

T_{EQ} = gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN),

K_h = koefisien beban gempa horisontal,

I = faktor kepentingan,

S = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan, maka nilai faktor struktur = 3,0

W_{TP} = berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan,

C = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$K_p = 3 \cdot E \cdot \frac{I_c}{h^3} \dots\dots\dots(3.13)$$

$$W_{TP} = (P_{MS} + P_{MA})_{struktur atas} + \frac{1}{2} \cdot P_{MS struktur bawah} \dots\dots\dots(3.14)$$

dengan :

T = Waktu getar (detik),

W_{TP} = berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan.(kN),

P_{MS} = Berat sendiri (kN),

P_{MA} = Beban mati tambahan (kN),

g = Percepatan gravitasi (=9,8 m/det²),

K_p = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m),

E_c = Modulus elastis beton (kPa),

I_c = Momen inersia (m^4),

h = Tinggi struktur (m).

2. Beban Angin (T_{EW})

Pengaruh beban angin pada jembatan ditinjau berdasarkan bekerjanya beban angin horisontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan, dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Jumlah luas bidang vertikal bangunan atas jembatan yang dianggap terkena oleh angin ditetapkan sebesar suatu prosentase tertentu terhadap laus bagian-bagian sisi jembatan dan luas bidang vertikal beban hidup.

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006.C_w.V_w^2 \text{ (kN)} \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan :

C_w = koefisien seret,

V_w = kecepatan angin rencana (m/det), lihat tabel 2

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan diatas jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0,0012.C_w.V_w^2 \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots(3.16)$$

dengan, $C_w = 1,2$.

$$Va = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h}{x} \right) \cdot T_{EW} \dots\dots\dots(3.17)$$

dengan :

h = tinggi kendaraan,

x = jarak roda kendaraan.

Tabel 3.1 Koefisien seret (C_w)

Struktur Atas Masif	C_w	Keterangan
$b/d = 1,0$	2,10	b = lebar total jembatan dihitung dari sisi luar sandaran. d = tinggi struktur atas.
$b/d = 2,0$	1,50	
$b/d \geq 6,0$	1,25	

Untuk harga antara b/d dapat diinterpolasi.

Tabel 3.2 Kecepatan Angin Rencan (V_w)

Keadaan batas	Lokasi	
	s/d 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/det	25 m/det
Ultimit	35 m/det	30 m/det

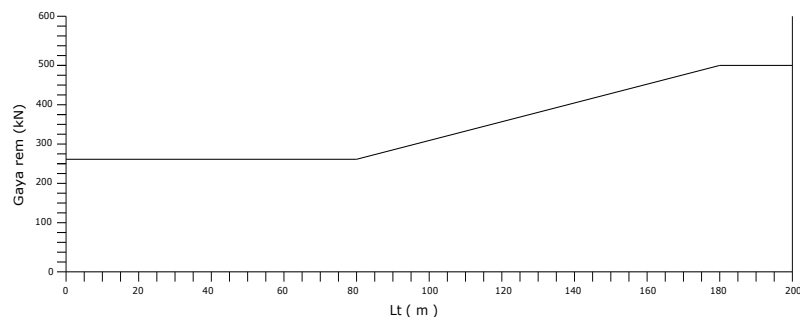
3. Gaya Rem (T_B)

Pengaruh gaya-gaya dalam arah memanjang jembatan akibat gaya rem, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung pada total jembatan (L_t) sebagai berikut:

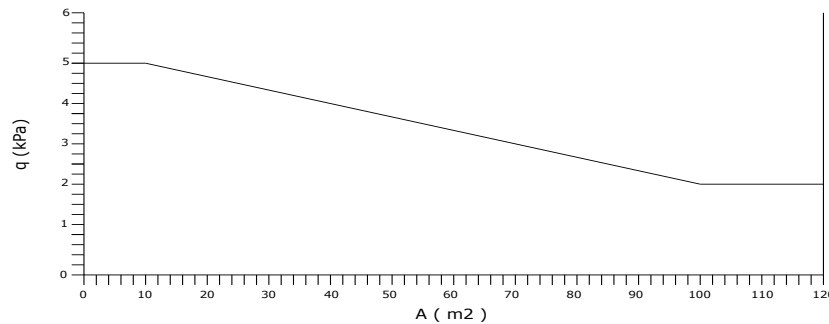
Gaya rem, $T_{TB} = 250 \text{ kN}$ untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$ (3.18)

Gaya rem, $T_{TB} = 250 + 2.5 \times (L_t - 80) \text{ kN}$ untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$ (3.19)

Gaya rem, $T_{TB} = 500 \text{ kN}$ untuk $L_t \geq 180 \text{ m}$ (3.20)

**Gambar 3.6** Gaya rem

4. Trotoar pada jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata



Gambar 3.7 Pembebanan untuk pejalan kaki

Beban hidup merata :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$: $q = 5 \text{ kPa}$ (3.21)

Untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$: $q = 5 - 0,033.(A - 10) \text{ kPa}$ (3.22)

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$: $q = 2 \text{ kPa}$ (3.23)

$Q_{TP} = 2.b_2.q$ (3.24)

dengan :

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2),

b = lebar trotoar,

q = beban merata,

Q_{TP} = pembebanan jembatan untuk trotoar.

5. Beban Aliran Air dan Benda Hanyutan (T_{EF})

Semua pilar dan bagian-bagian dari bangunan jembatan yang mengalami gaya-gaya aliran air, benda hanyutan dan tubukan dengan kayu, harus diperhitungkan dapat menahan tegangan-tegangan maksimum akibat gaya-gaya tersebut dengan menggunakan rumus-rumus sebagai berikut :

a. Gaya tekanan aliran air dapat dihitung dengan rumus :

$$T_{EF} = 0,5. C_d. V_a^2. A_d \quad (\text{kN}) \text{(3.25)}$$

dimana :

A_d = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air hujan (m^2),

V_d = kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu : $V_a = 3$ m/det,

V_a = kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu (m/det),

C_d = koefisien seret (tabel 1.3).

Tabel 3.3 Koefisien seret

Bentuk depan pilar	C_d
Persegi	1,4
Bersudut	0,8
Bundar	0,7

b. Gaya akibat benda hanyutan dapat dihitung dengan rumus :

$$A_d = b.h \dots\dots\dots(3.26)$$

$$T_{EF} = 0,5.C_D.V_a^2 . A_D \text{ (kN)} \dots\dots\dots(3.27)$$

dimana :

$C_D = 1,04$ (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS"),

A_D = luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (m^2),

h = kedalaman benda hanyutan (diambil = 1,20 m didalam muka air banjr),

b = lebar benda hanyutan, setengah panjang bentang dan harus ≤ 20 m.

c. Tumbukan dengan kayu

Akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan rumus :

$$T_{EF} = M . \frac{V_s^2}{d} \text{ (kN)} \dots\dots\dots(3.28)$$

dengan :

M = massa batang kayu = 20 Ton,

V_s = kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir (m/det) = $1,4.V_a$,

d = lendutan elastis ekivalen.

Tabel 3.4 Lendutan elastis ekivalen.

Tipe pilar	d (m)
Pilar beton masif	0,075
Pilar beton portal	0,150

Untuk kombinasi pembebanan diambil nilai terbesar dari :

1. Kombinasi : gaya seret + gaya akibat benda hanyutan.
2. Kombinasi : gaya seret + gaya akibat tumbukan batang kayu.

3.3 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perencanaan struktur atas Jembatan Kretek II meliputi perencanaan kantilever (perencanaan tiang sandaran, pelat trotoar), pelat lantai, pelat lengkung dan perencanaan kolom.

3.3.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai menurut Bridge Management System (BMS) dapat direncanakan dengan ketentuan yang sudah ada dalam peraturan tersebut maupun dengan metode lain yang lebih akurat tetapi dapat di pertanggung jawabkan.

Tebal pelat lantai tergantung dari persyaratan lendutan, lentur dan geser. Persyaratan kekuatan pelat lantai terlentur untuk mencegah deformasi berlebihan yang menurunkan kelayakan dari struktur. BMS K6.7.1.2 menentukan tebal pelat lantai minimum dispesifikasikan untuk membantu terhadap kegagalan akibat tingkat kendaraan berat yang berlebihan. Dari pengalaman di Indonesia, ketebalan pelat kurang dari 200 mm dengan penyelidikan tulangan yang diberikan, mempunyai kecenderungan untuk rusak akibat beban yang demikian.

Persyaratan tulangan minimum dimaksudkan untuk mengontrol retak yang dapat disebabkan oleh pengaruh diatas. Pelat yang ditumpu oleh kolom

dipertimbangkan sangat peka terhadap retak susut, kerana keadaan tegangan yang rumit didaerah tumpuan. Kelengkapan diberikan untuk dua arah kerana pengaruh yang menguntungkan dari jumlah tulangan melintang yang besar. Perencanaan pelat lantai dapat dilakukan dengan menggunakan rumus-rumus sebagai berikut :

1. Perhitungan Momen Pelat Lantai

Momen akibat beban mati :

Momen tumpuan = momen lapangan

$$Mm = \frac{1}{10} \cdot Q \cdot Lx^2 \dots\dots\dots(3.29)$$

Momen akibat beban hidup :

$$Mo = \frac{1}{4} \cdot P \cdot Lx \dots\dots\dots(3.30)$$

Momen tumpuan = momen lapangan

$$Mh = \frac{5}{6} \cdot Mo \dots\dots\dots(3.31)$$

Momen pelat lantai :

$$Mu = (1,3 \cdot Mm) + (2 \cdot Mh) \dots\dots\dots(3.32)$$

dengan pengertian :

- Mu = momen pelat lantai,
- Mm = momen mati,
- Mo = momen akibat beban hidup,
- Mh = momen hidup,
- Q = beban mati,
- P = beban hidup, dan
- Lx = jarak pelat yang ditinjau.

2. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

Perhitungan tulangan ditinjau 1 meter tegak lurus pelat lantai dengan menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut :

Momen rencana ultimit

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots(3.33)$$

Faktor beban distribusi tegangan beton

$$\rho_b = \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.34)$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} \right) \dots\dots\dots(3.35)$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = \frac{M_n}{(b \cdot d^2)}, R_n < R_{max} \text{ (OK)} \dots\dots\dots(3.36)$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right] \dots\dots\dots(3.37)$$

$$\text{rasio tulangan minimum } \rho_{min} = 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{f_y} \right) \dots\dots\dots(3.38)$$

$$\text{rasio tulangan maximum } \rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.39)$$

$$\text{rasio tulangan pakai : } \rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_b \dots\dots\dots(3.40)$$

$$\text{Luas tulangan pakai, } A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.41)$$

$$\text{Luas tulangan susut, } A_s' = 30\% \cdot A_s \dots\dots\dots(3.42)$$

$$\text{jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(3.43)$$

dengan :

f_c' = kuat tekan beton,

f_y = tegangan leleh baja,

b = lebar tiang sandaran,

d = tebal efektif tiang sandaran,

D = diameter tulangan.

3. Kontrol Lendutan Pelat Lantai Jembatan

Perhitungan kontrol lendutan lantai jembatan dapat dilakukan dengan perhitungan dan langkah-langkah sebagai berikut :

Inersia brutto penampang pelat yang ditinjau

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \dots\dots\dots(3.44)$$

Modulus keruntuhan lentur beton, $f_r = 0,7 \cdot \sqrt{f'c}$ (3.45)

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton,

$$c = \frac{n \cdot A_s}{b} \dots\dots\dots(3.46)$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot c^3 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \dots\dots\dots(3.47)$$

Momen retak, $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \dots\dots\dots(3.48)$

Momen maksimum akibat beban :

$$M_a = \frac{1}{8} \cdot Q \cdot Lx^2 + \frac{1}{4} \cdot P \cdot Lx \dots\dots\dots(3.49)$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) \cdot I_{cr} \dots\dots\dots(3.50)$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\delta_e = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot Lx^4}{E_c \cdot I_e} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot Lx^3}{E_c \cdot I_e} \dots\dots\dots(3.51)$$

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati

$$\lambda = \frac{\xi}{(1 + 50 \cdot p)} \dots\dots\dots(3.52)$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut :

$$\delta_g = \frac{\lambda \cdot 5}{384} \cdot \frac{Q \cdot Lx^4}{E_c \cdot I_e} \dots\dots\dots(3.53)$$

Lendutan total pada pelat lantai jembatan :

$$\delta_{tot} = \delta_e + \delta_g < \frac{Lx}{240} \text{ Aman (Ok) } \dots\dots\dots(3.54)$$

dengan :

h = tebal pelat,

b = lebar pelat,

A_s = luas tulangan,

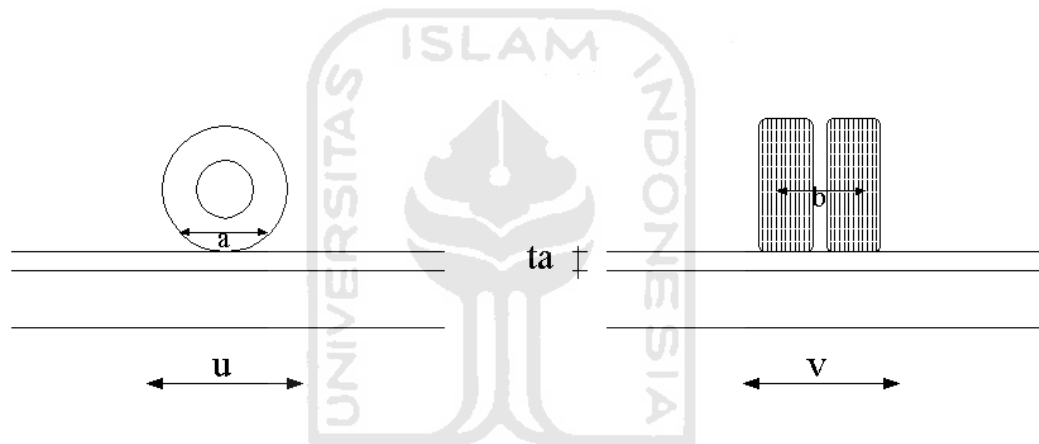
d = tebal efektif pelat,

L_x = panjang bentang pelat,

E_c = eksentrisitas beton,

ρ = rasio tulangan,

4. Kontrol Tegangan Geser Pons



Gambar 3.8 Tegangan geser pons

Tegangan geser *pons* yang disyaratkan :

$$f_v = 0,3 \cdot \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots(3.55)$$

$$u = a + 2 \cdot t_a + h \dots\dots\dots(3.56)$$

$$v = b + 2 \cdot t_a + h \dots\dots\dots(3.57)$$

$$\text{Luas bidang geser } A_v = 2 \cdot (u + v) \cdot d \dots\dots\dots(3.58)$$

Tegangan geser *pons ultimit* yang terjadi :

$$f_{vu} = \frac{P_u}{A_v} < \phi \cdot f_v \text{ Aman (Ok)} \dots\dots\dots(3.59)$$

dengan :

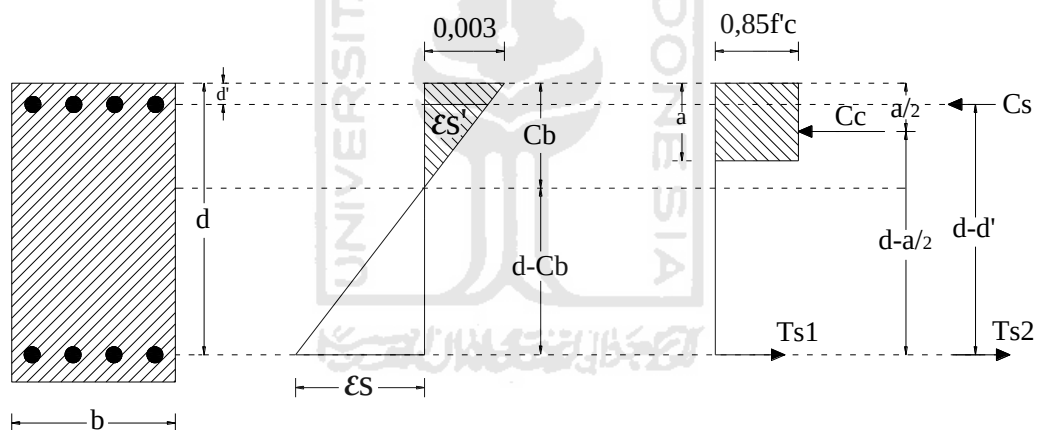
t_a = tebal lapisan aspal,

- h = tebal pelat,
 a = diameter roda,
 b = lebar roda,
 u = penyebaran beban,
 v = penyebaran beban,
 ϕ = faktor reduksi kekuatan geser,

3.3.2 Perencanaan Pelat Lengkung Dan Kolom

Pada perencanaan tulangan pelat lengkung dan kolom, perhitungan dilakukan menggunakan diagram interaksi M_n dan P_n .

3.3.2.1 Perhitungan Grafik Interaksi



Gambar 3.9 Distribusi Tegangan Regangan Beton Bertulang

Untuk perhitungan grafik interaksi diperlukan rumus-rumus sebagai berikut :

$$Y = \frac{h}{2} \dots\dots\dots(3.60)$$

$$A_g = b.h \dots\dots\dots(3.61)$$

$$A_{sst} = 1 \% . A_g \dots\dots\dots(3.62)$$

$$A_s = A_s' = 0,5.A_{sst} \dots\dots\dots(3.63)$$

1. Kondisi beban sentris

$$P_n = (0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{sst}) + f_y \cdot A_{sst}) \dots\dots\dots(3.64)$$

$$M_n = 0 \dots\dots\dots(3.65)$$

2. Dalam keadaan seimbang ($f_s = f_y$)

$$d = h - d' \dots\dots\dots(3.66)$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \dots\dots\dots(3.67)$$

$$a = 0,85 \cdot c_b \dots\dots\dots(3.68)$$

$$f_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.69)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots(3.70)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \dots\dots\dots(3.71)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots(3.72)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.73)$$

$$M_{nb} = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \dots\dots\dots(3.74)$$

3. Patah Desak ($c > c_b$)

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.75)$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.76)$$

$$a = 0,85 \cdot c \dots\dots\dots(3.77)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(3.78)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \dots\dots\dots(3.79)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(3.80)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.81)$$

$$M_{nb} = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \dots\dots\dots(3.82)$$

4. Patah Tarik ($c < c_b$)

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.83)$$

$$f_s = f_y \dots\dots\dots(3.84)$$

$$a = 0,85 \cdot c \dots\dots\dots(3.85)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(3.86)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \dots\dots\dots(3.87)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(3.88)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.89)$$

$$M_{nb} = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \dots\dots\dots(3.90)$$

5. Kondisi momen murni

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots(3.91)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \dots\dots\dots(3.92)$$

$$P_n = 0 \dots\dots\dots(3.93)$$

3.3.2.2 Perencanaan Pelat Lengkung

Perencanaan pada pelat lengkung meliputi perhitungan dan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Momen Rencana Pelat Lengkung dan Gaya Aksial Pelat Lengkung

Untuk perhitungan momen rencana pelat lengkung (M_u) dan gaya aksial pelat lengkung (P_u) didapatkan dari perhitungan SAP 2000 dengan beban kombinasi yang terbesar.

2. Desain Pelat Lengkung

Dari nilai P_n dan M_n , plotkan ke diagram interaksi didapatkan rasio tulangan (ρ) yang diperlukan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(3.94)$$

$$A_{10} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots(3.95)$$

$$S = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot \frac{b}{(0,5 \cdot A_s)} \dots\dots\dots(3.96)$$

dengan :

ρ = rasio tulangan,

S = jarak tulangan yang diperlukan,

b = lebar pelat lengkung,

h = tebal pelat lengkung.

3. Gaya Geser Pelat Lengkung dan Desain Geser Pelat Lengkung

Menurut *Bridge Menagement Sistem (BMS)* menyatakan bahwa kuat geser yang disumbangkan beton ditentukan dengan persamaan gaya geser pelat lengkung yang diperlukan untuk mendesain geser pelat lengkung dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_u = M_u / L \dots\dots\dots(3.97)$$

Kuat geser maksimal nominal pelat lengkung

$$V_{c \max} = 0,2 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.98)$$

$$\phi \cdot V_{c \max} > V_u \text{ (Aman)} \dots\dots\dots(3.99)$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} \dots\dots\dots(3.100)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{(14 \cdot f_c' \cdot b \cdot h)} \dots\dots\dots(3.101)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.102)$$

Kuat geser tulangan geser

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{A_s \cdot f_c' / b \cdot d} \dots\dots\dots(3.103)$$

Kuat geser maksimal nominal pelat lengkung

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.104)$$

$$\phi \cdot V_c > V_u \text{ (Aman)} \dots\dots\dots(3.105)$$

Luas tulangan geser, $A_{sv} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \dots\dots\dots (3.106)$

Jarak tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots (3.107)$$

dengan :

- f_c' = kuat tekan beton,
- f_y = tegangan leleh baja,
- β = konstanta kuat tekan beton,
- b = lebar pelat lengkung,
- d = jarak tulangan thd sisi luar beton,
- V_s = kuat geser nominal baja tulangan geser,
- P_u = gaya aksial,
- M_u = momen ultimit,
- D = diameter tulangan,
- S_y = jarak arah y,
- ϕ = faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$.

3.3.2.3 Perencanaan kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil sama dengan 3 atau lebih digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan. Sebagai bagian struktur dengan peran dan fungsi seperti tersebut di atas, kolom menempati posisi penting dalam suatu sistem struktur. Kegagalan kolom dapat berarti keruntuhan total struktur. Oleh karena itu perencanaan kolom terutama pada sistem struktur tahan gempa, harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih daripada komponen struktur lainnya, sehingga saat struktur menerima beban gempa besar, kolom-kolom dalam struktur tersebut masih dalam kondisi elastis,

kecuali kolom pada lantai dasar dan pada ujung-ujung baloknya telah terbentuk sendi-sendi plastis. Tahap-tahap perencanaan kolom adalah sebagai berikut :

1. Momen Rencana Kolom dan Gaya Aksial Kolom

Untuk perhitungan momen rencana kolom (M_u) dan gaya aksial kolom (P_u) didapatkan dari perhitungan SAP 2000 dengan beban kombinasi yang terbesar.

2. Desain kolom

Dari nilai P_n dan M_n , plotkan ke diagram interaksi didapatkan rasio tulangan (ρ) yang diperlukan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(3.108)$$

$$A_{10} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots(3.109)$$

$$S = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{0,5 \cdot A_s} \dots\dots\dots(3.110)$$

dengan :

ρ = rasio tulangan,

S = jarak tulangan yang diperlukan,

b = lebar kolom,

h = tebal kolom,

3. Gaya Geser Kolom dan Desain Geser Kolom

Dasar pemikiran perencanaan penulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar. Perencanaan geser untuk komponen-komponen struktur lentur dilaksanakan berdasarkan anggapan bahwa beton menahan sebagian gaya geser, sedangkan selebihnya dilimpahkan ke tulangan baja. Menurut *Bridge Management Sistem (BMS)* menyatakan bahwa kuat geser yang disumbangkan beton ditentukan dengan persamaan:

Gaya geser kolom yang diperlukan untuk mendesain geser kolom dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_u = \frac{M_u}{L} \dots\dots\dots(3.111)$$

Kuat geser maksimal nominal kolom

$$V_{c \max} = 0,2 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.112)$$

$$\phi \cdot V_{c \max} > V_u \text{ (Aman)} \dots\dots\dots(3.113)$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} \dots\dots\dots(3.114)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{(14 \cdot f_c' \cdot b \cdot h)} \dots\dots\dots(3.115)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.116)$$

Kuat geser tulangan geser

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{\frac{A_s \cdot f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.117)$$

Kuat geser maksimal nominal kolom

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.118)$$

$$\phi \cdot V_c > V_u \text{ (Aman)} \dots\dots\dots(3.119)$$

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot D^2}{(b \cdot S_y)} \dots\dots\dots(3.120)$$

Jarak tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots(3.121)$$

dengan :

f_c' = kuat tekan beton,

f_y = tegangan leleh baja,

β = konstanta kuat tekan beton,

b = lebar kolom,

d = jarak tulangan thd sisi luar beton,

V_s = kuat geser nominal baja tulangan geser,

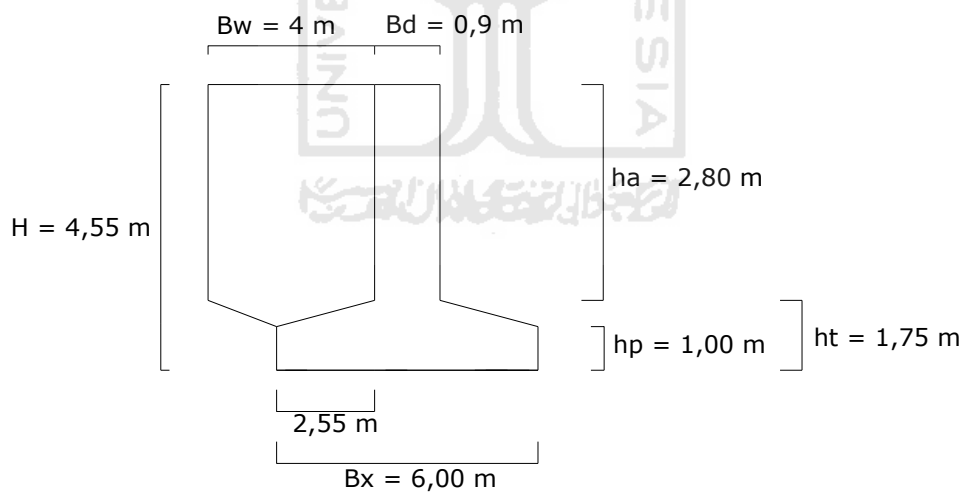
- P_u = gaya aksial,
 M_u = momen ultimit,
 D = diameter,
 S_y = jarak arah y,
 ϕ = Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$.

3.4 STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

Perencanaan pada struktur bawah Jembatan Kretek II meliputi perencanaan kepala jembatan (*Abutment*) dan pondasi.

3.4.1 Perencanaan Kepala Jembatan (*Abutment*)

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan Jembatan Kretek II, seperti terlihat pada gambar 3.10



Gambar 3.10 Sketsa Kepala Jembatan

Gaya-gaya yang bekerja digolongkan dalam :

1. Beban struktur atas
 - a. Beban Mati struktur atas,

- b. Beban hidup.
- 2. Beban struktur bawah
 - a. Beban mati akibat berat sendiri *abutment*,
 - b. Beban mati akibat berat di atas pondasi,
 - c. Beban tekanan tanah.
- 3. beban-beban sekunder
 - a. Beban gempa,
 - b. Beban angin,
 - c. Beban pejalan kaki,
 - c. Beban rem,
 - d. Beban gesekan pada tumpuan.

3.4.1.1 Stabilitas Pondasi

Menghitung keamanan terhadap penggulingan :

$$\text{Momen penahan guling} = \Sigma M_{VA} = -\frac{Bx}{2} \cdot \Sigma v + \Sigma Mv \dots\dots\dots(3.122)$$

$$\text{Angka aman guling fondasi, } SF = \left(\frac{\Sigma MVA}{\Sigma Mh} \right) > 1,5 \dots\dots\dots(3.123)$$

dengan :

Bx = lebar *abutment* arah x,

ΣMv = jumlah momen dari beban vertical,

ΣMh = jumlah momen dari beban horizontal.

Menghitung keamanan terhadap penggeseran adalah sebagai berikut :

$$\text{Gaya penahan geser, } \Sigma Hp = C \cdot Bx \cdot By + \Sigma V \cdot \tan \Phi \dots\dots\dots(3.124)$$

$$\text{Angka aman terhadap geser, } SF = \left(\frac{\Sigma Hp}{\Sigma H} \right) > 1,2 \dots\dots\dots(3.125)$$

dengan :

Bx = lebar *abutment* arah x,

By = lebar *abutment* arah y,

ΣH = jumlah gaya arah horizontal ,

ΣV = jumlah gaya arah vertical,

c = kohesi tanah.

3.4.1.2 Pembesian *Abutment*

Pada perhitungan untuk tulangan lentur dan tulangan geser suatu abutment yang mana terdiri dari, *pile cap* dan *wing wall* menggunakan rumus dan perhitungan yang sama. Hal ini dapat di lihat pada rumus-rumus yang digunakan dibawah ini :

1. Perhitungan pembesian tulangan lentur *pile cap dan wing wall*

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots(3.126)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} \dots\dots\dots(3.127)$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.128)$$

$$R_{max} = 0,75. \rho_b. f_y. \left(1 - \frac{1/2.0,75.\rho_b.f_y}{0,85.f_c'} \right) \dots\dots\dots(3.129)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f_c'}} \right) \dots\dots\dots(3.130)$$

$$\rho_{max} = 0,75. \rho_b \dots\dots\dots(3.131)$$

$$\rho_{min} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.132)$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = p.b.d \dots\dots\dots(3.133)$$

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi . D^2 \dots\dots\dots(3.134)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi . b}{A_s} \dots\dots\dots(3.135)$$

dengan :

ρ_b = faktor beban distribusi tegangan beton,

β_1 = konstanta kuat tekan beton,

- f_c' = kuat tekan beton,
 f_y = tegangan leleh baja,
 R_n = faktor ketahanan momen,
 M_n = momen rencana ultimit,
 b = lebar *pile cap* atau *wing wall*,
 h = tinggi *pile cap* atau *wing wall*.

2. Pembesian tulangan geser *pile cap* dan *wing wall*

Gaya geser ultimit rencana, V_u = Faktor beban ultimit. V_r (3.136)

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \text{(3.137)}$$

Jika $\Phi \cdot V_c < V_u$ maka perlu tulangan geser

Jika $\Phi \cdot V_c > V_u$ maka tidak perlu tulangan geser

$$\Phi \cdot V_s = V_u - \Phi \cdot V_c \text{(3.138)}$$

$$V_s = \frac{V_u - \Phi \cdot V_c}{\phi} \text{(3.139)}$$

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \text{(3.140)}$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot f_y \cdot d}{V_s} \text{(3.141)}$$

dengan :

- b = lebar *pile cap* atau *wing wall*,
 h = tinggi *pile cap* atau *wing wall*.
 f_c' = kuat tekan beton,
 f_y = tegangan leleh baja,
 D = diameter tulangan,
 V_s = kuat geser nominal baja tulangan geser,
 $A_1 \phi$ = luas tulangan.

3. Pembesian tulangan susut *wing wall*

$$A_s' = 30 \% \cdot A_s \text{(3.142)}$$

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots(3.143)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot d}{A_s} \dots\dots\dots(3.144)$$

dengan :

D = diameter tulangan,

$A_1 \phi$ = luas tulangan,

s = jarak tulangan.

3.4.2 Perencanaan Pondasi Tiang Bor

Sebelum merencanakan pondasi tiang pada suatu struktur jembatan, terlebih dahulu melakukan penyelidikan tanah. Penyelidikan tanah ini bertujuan untuk mengetahui jenis dan struktur tanah serta indeks dan struktural properties yang diperoleh dilapangan dan laboratorium. Sebagai bahan untuk melakukan perencanaan perkuatan jembatan.

Pondasi yang lebih tepat digunakan pada jembatan Kretek II ini adalah menggunakan pondasi tiang bor, hal ini dikarenakan jenis tanah yang didapatkan dari hasil penyelidikan tanah adalah berjenis tanah sedang dan berkerikil.

3.4.2.1 Kontrol Gaya pada Pondasi Tiang Bor

Beban vertikal total pada pondasi (V_{tot})

$$V_{tot} = V + V_{BS} \dots\dots\dots(3.145)$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor,

$$P_{max} = \frac{V_{tot}}{n} + \frac{My_{tot} \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} < P_{ijin} \dots\dots\dots(3.146)$$

$$P_{min} = \frac{V_{tot}}{n} - \frac{My_{tot} \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} - \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} < P_{ijin} \dots\dots\dots(3.147)$$

dengan :

V = beban vertikal dari perhitungan SAP2000,

V_{BS} = beban vertikal tambahan akibat berat sendiri pondasi dan tanah,

My_{tot} = momen total arah y,

Mx_{tot} = momen total arah x,

X dan Y = jarak tiang bor.

Beban horisontal total pada pondasi (Hx_{tot})

$$Hx_{tot} = H_{TA} + H_{ET} + H_{FB} \dots \dots \dots (3.148)$$

Gaya lateral yang diderita satu tiang bor (H_{max})

$$H_{max} = \frac{H}{n} < H_{ijin} \dots \dots \dots (3.149)$$

dengan :

H_{TA} = gaya horisontal akibat tekanan tanah,

H_{ET} = gaya ahorisontal akibat temperatur,

H_{FB} = gaya gesek pada perletakan.

H = beban horisontal total pada pondasi,

n = jumlah tiang bor.

Pada prencananaan pondasi tiang bor, perhitungan tegangan ultimit tiang bor dihitung berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah (metode *Terzaghi* dan metode *Meyerhoff*). Hal ini dijelaskan pada masing-masing daya dukung ijin suatu tiang bor berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah sebagai berikut :

1. Daya Ijin Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Bahan.

$$\text{Tegangan ijin, } f = 0,33. f_c' \dots \dots \dots (3.150)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \frac{1}{4} \pi. D^2 \dots \dots \dots (3.151)$$

$$\text{Berat Tiang, } W = A. Le. BJ \dots \dots \dots (3.152)$$

$$\text{Daya dukung ijin, } P_{ijin} = A. f - W \dots \dots \dots (3.153)$$

dengan :

Le = Panjang efektif tiang bor,

D = diameter tulangan,

f_c' = kuat tekan beton.

2. Daya Dukung Ijin Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Tanah

a. Daya dukung tiang menurut *Terzaghi* (data pengujian lab)

$$Q_{ult} = 1,3. C. N_c + y. Df. N_q + 0,6. y. R. N_g \dots\dots\dots(3.154)$$

$$N_c = \frac{(228 + 4,3.\Phi)}{(40 - \Phi)} \dots\dots\dots(3.155)$$

$$N_q = \frac{(40 + 5.\Phi)}{(40 - \Phi)} \dots\dots\dots(3.156)$$

$$N_g = \frac{(6.\Phi)}{(40 - \Phi)} \dots\dots\dots(3.157)$$

$$A = \frac{1}{4} \pi. D^2 \dots\dots\dots(3.158)$$

$$\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.159)$$

dengan :

N_c, N_q, N_g = faktor daya dukung,

Df = kedalaman tiang bor,

SF = angka aman,

D = diameter tulangan,

R = jari – jari penampang tiang,

A = luas tampang tiang bor,

y, Φ, C , = parameter kekuatan tanah di ujung tiang bor (*end bearing*).

b. Daya dukung tiang bor menurut *Meyerhoff* (data pengujian *SPT*)

$$Q_{ult} = 40. N \dots\dots\dots(3.160)$$

$$A = \frac{1}{4} \pi. D^2 \dots\dots\dots(3.161)$$

$$\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.162)$$

dengan :

SF = angka aman,

A = luas tampang tiang bor,

D = diameter tulangan,

N = nilai *SPT*.

3.4.2.2 Pembesian *Bore Pile*

1. Tulangan Aksial tekan lentur

$$P_{max} = P_{ijin} = P_n \dots\dots\dots(3.163)$$

$$M_{max} = M_{max\ ijin} \dots\dots\dots(3.164)$$

$$e = 0,15.ds \dots\dots\dots(3.165)$$

$$P_u = \Phi . P_{max} \dots\dots\dots(3.166)$$

$$M_u = \Phi . M_{max} \dots\dots\dots(3.167)$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi . D^2 \dots\dots\dots(3.168)$$

Plot nilai $\frac{\Phi . P_n}{(f'_c . A_g)}$ dan $\frac{\Phi . M_n}{(f'_c . A_g . D)}$ ke dalam diagram interaksi kolom lingkaran

diperoleh rasio tulangan, ρ

Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho . A_g \dots\dots\dots(3.169)$

$$A_s' = \frac{1}{4} \pi . D^2 \dots\dots\dots(3.170)$$

$$n = \frac{A_s'}{A_{1\phi}} \dots\dots\dots(3.171)$$

dengan :

e = eksentrisitas,

Φ = faktor beban ultimit,

D = diameter tulangan,

ρ = rasio tulangan,

P_u = beban ultimit,

M_u = momen ultimit,

A_g = luas tulangan tiang bor,

A_s' = luas tulangan,

n = jumlah tulangan.

2. Tulangan Geser *Bore pile*

$$V_u = \frac{M_u}{L} \dots\dots\dots(3.172)$$

$$V_{c\max} = 0,2 \cdot f_c' \cdot D \cdot d \dots\dots\dots(3.173)$$

$$\Phi \cdot V_{c\max} > V_u \text{ (Ok)} \dots\dots\dots(3.174)$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} \dots\dots\dots(3.175)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{14 \cdot f_c' \cdot A_g} \dots\dots\dots(3.176)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.177)$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot D \cdot d \cdot \sqrt{\frac{A_s \cdot f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.178)$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot D \cdot d \dots\dots\dots(3.179)$$

Jika $\Phi \cdot V_c > V_u$ (hanya perlu tul geser min)

$$\text{Luas tulangan, } A_v = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \cdot (100 / \text{jarak } y) \dots\dots\dots(3.180)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots(3.181)$$

dengan :

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$	= konstanta kuat tekan beton,
V_u	= gaya geser ultimit rencana,
V_s	= kuat geser nominal baja tulangan geser,
M_u	= momen ultimit,
f_c'	= kuat tekan beton,
f_y	= tegangan leleh baja,
d	= tebal efektif,
L	= panjang efektif tiang bor,
D	= diameter tulangan,
b	= lebar <i>tiang bor</i> .

BAB IV

ANALISA DAN DISAIN

4.1 PENDAHULUAN

Dalam suatu perencanaan / desain diperlukan analisis struktur agar diperoleh tegangan yang diperhitungkan agar tidak mengalami keruntuhan, setelah dilakukan analisis maka untuk mewujudkan perencanaan yang dapat dilaksanakan, maka dilakukan analisis menggunakan data yang berhubungan dengan struktur yang direncanakan. Pada bab ini akan dijelaskan tentang tahapan perencanaan sampai dengan gambar siap dilaksanakan.

4.2 DATA STRUKTUR

Struktur Jembatan Kretek II adalah berupa beton bertulang masif yang memiliki spesifikasi sebagai berikut :

1. struktur jembatan berupa pelengkung yang terdiri dari 4 bentang,
2. struktur atas berupa beton bertulang yang terdiri dari :
 - a. kantilever (tiang sandaran dan pelat trotoar),
 - b. pelat lantai,
 - c. pelat lengkung, dan
 - d. kolom
3. struktur bawah berupa beton bertulang yang terdiri dari :
 - a. *abutment*, dan
 - b. pondasi.

untuk keperluan perhitungan maka diperlukan data bahan beton bertulang sebagai berikut :

1. *BJTP dan BJTD* $f_y = 3900 \text{ kg/cm}^2 = 390 \text{ MPa}$
2. Mutu beton = $f_c' = 249 \text{ kg/cm}^2 = 24,9 \text{ MPa}$

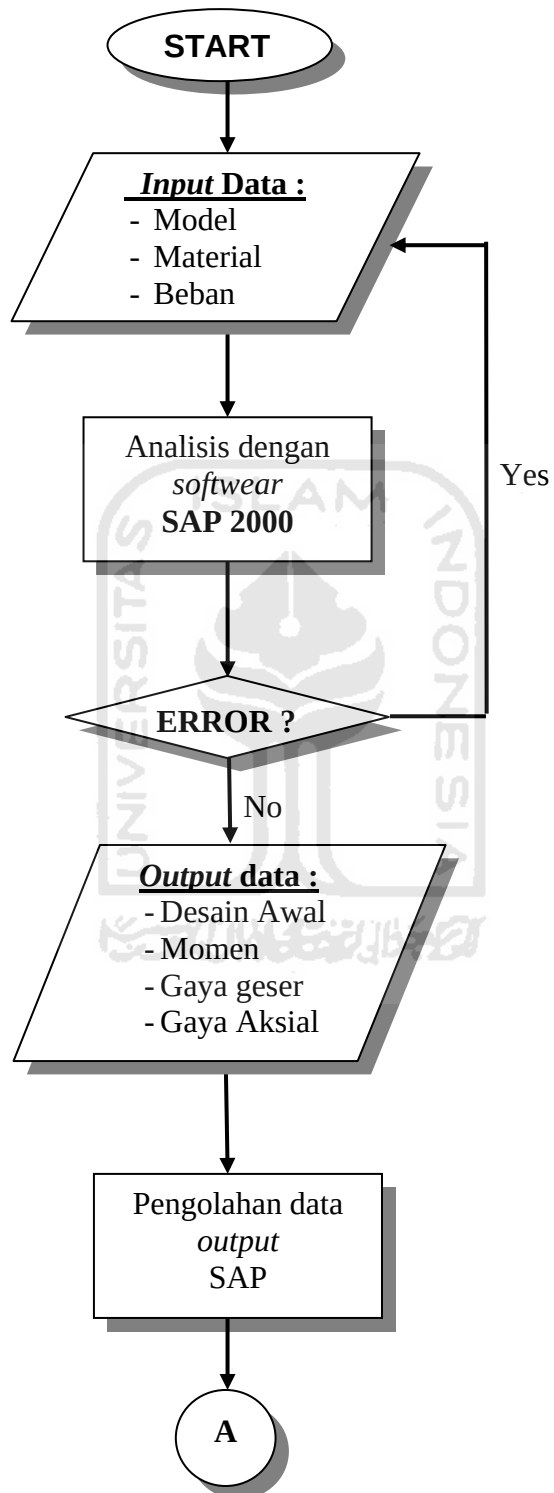
4.3 TAHAP PERENCANAAN

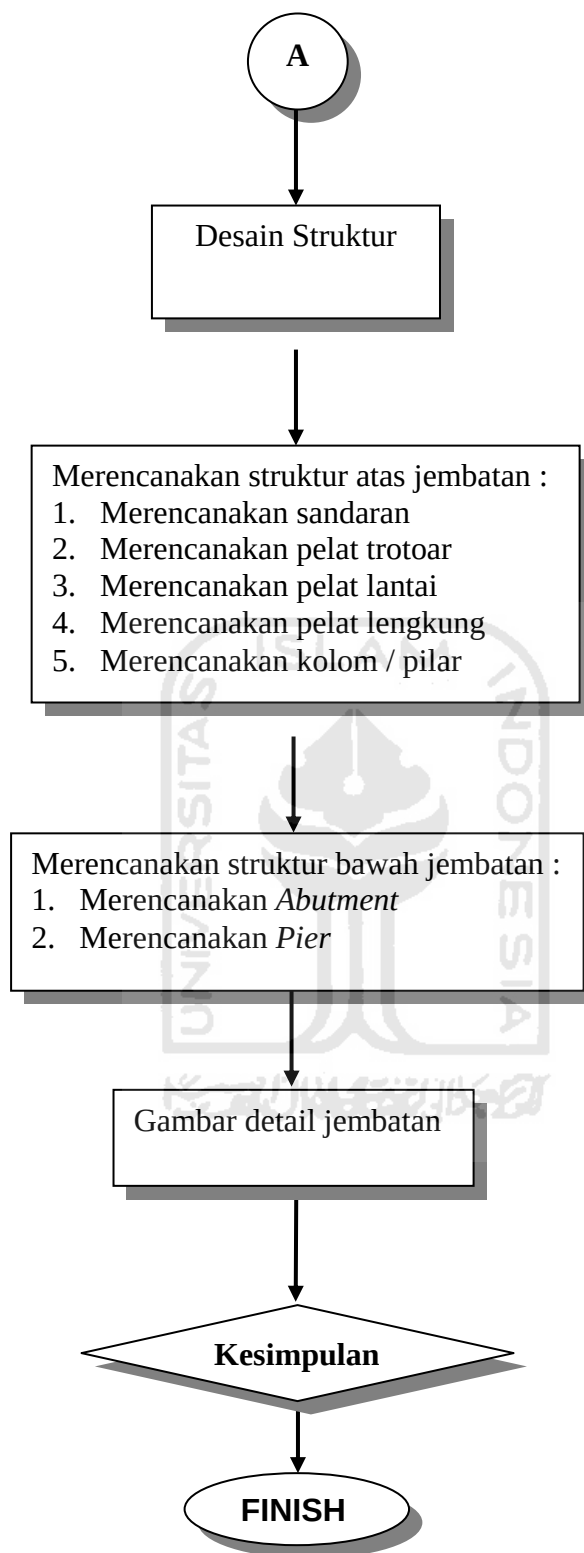
Tahap perencanaan dari tugas akhir perencanaan Jembatan Kretek II ini adalah meliputi :

1. menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur jembatan,
2. menghitung beban-beban yang bekerja dengan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, Bridge Manual System (BMS) 1992,
3. menganalisa struktur dengan program SAP 2000 V 10 dan *excel*,
4. merencanakan elemen-elemen struktur dengan beton bertulang,
5. pembahasan, dan
6. menyimpulkan hasil.

langkah-langkah penyelesaian tugas akhir ini dapat dilihat pada gambar 4.1.



FLOW CHART PERHITUNGAN JEMBATAN KRETEK II**Gambar 4.1.a** Flow Chart penulisan tugas akhir



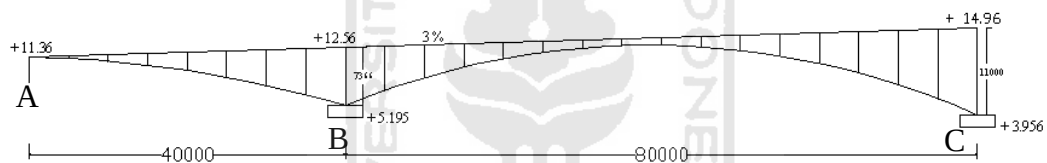
Gambar 4.1.b *Flow Chart* penulisan tugas akhir

BAB V

PERHITUNGAN KONSTRUKSI

5.1 Perencanaan Koordinat Lengkung Jembatan

Perencanaan koordinat pelat lengkung Jembatan Kretek II direncanakan dengan bantuan program Autocad yaitu dengan menarik garis lengkung dari titik A ke titik B dan C sehingga kordinat lengkung dan tinggi kolom dapat diketahui. Untuk bentang lainnya dapat disamakan. Contoh perhitungan diambil pada bentang 40 m dan 80 m dari tepi jembatan dengan tinggi balok jembatan dari muka tanah 7,366 m pada bentang 40 m, dan 11 m pada bentang 80 m. Seperti terlihat pada gambar 5.1.



Gambar 5.1 Lengkung Parabola

Tinggi kolom dapat dilihat pada tabel 5.1.

Tabel 5.1 Tinggi Kolom

Titik	Tinggi Kolom (mm)	Titik	Tinggi Kolom (mm)
0	0	120	11000
5	359	125	8781
10	875	130	6864
15	1549	135	5245
20	2383	140	3773
25	3378	145	2777
30	4538	150	1935
35	5866	155	1344
40	7365	160	1000

Lanjutan **Tabel 5.1** Tinggi Kolom

Titik	Tinggi Kolom (mm)	Titik	Tinggi Kolom (mm)
45	5624	165	902
50	4172	170	1049
55	2999	175	1445
60	2093	180	2093
65	1445	185	2999
70	1049	190	4172
75	902	200	5624
80	1000	205	7365
85	1344	210	5866
90	1935	215	4538
95	2777	220	3378
100	3873	225	2383
105	5245	230	1549
110	6864	235	875
115	8781	240	359

5.2 PERENCANAAN KANTILEVER

Perencanaan *kantilever* jembatan meliputi perencanaan tulangan tiang sandaran jembatan, perencanaan tulangan geser dan perencanaan pelat trotoar.

5.2.1 Perencanaan Tulangan Tiang Sandaran

Sandaran merupakan suatu konstruksi pengaman bagi pemakai jembatan, sandaran ini direncanakan dari pipa besi bulat, sedangkan tiang sandaran (*railing*) berupa beton bertulang. Adapun data tiang sandaran adalah sebagai berikut :

Jarak antar tiang *railing* (L) = 2 m

Beban horisontal *railing* (w') = 0,75 kN/m (*Bridge Management Sistem*)

Gaya horisontal pada tiang *railing* (H)

$$H = w' \cdot L = 0,75 \cdot 2 = 1,5 \text{ kN}$$

Lengan terhadap sisi bawah tiang sandaran (y) = 0,8 m

Faktor beban *ultimit* untuk beban pedestrian (K_{TP}) = 2 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")

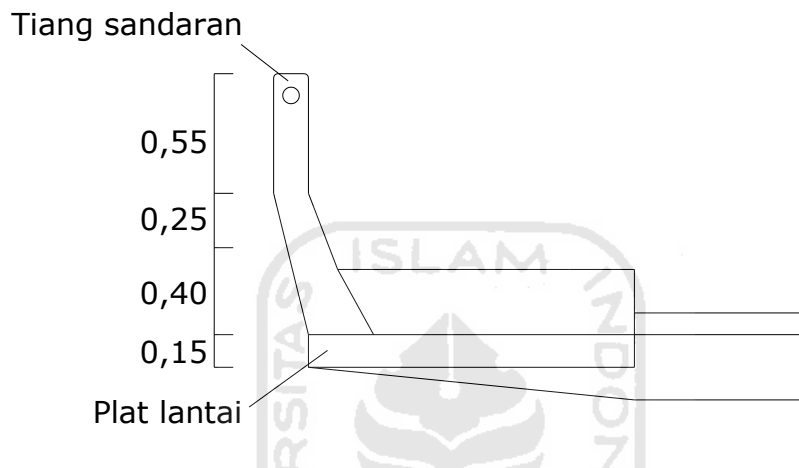
Gaya geser ultimit rencana (V_u),

$$V_u = K_{TP} \cdot H = 2.1,5 = 3 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton, $f_c' = 24,9 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Bentuk tiang sandaran dapat dilihat pada gambar 5.2



Gambar 5.2 Tiang Sandaran

Momen pada tiang railing (M),

$$M = H \cdot y = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana (M_u),

$$M_u = K_{TP} \cdot M = 2.1,2 = 2,4 \text{ kNm}$$

Dambil ukuran tiang sandaran 15 x 15 cm

Modulus elastis baja (E_s) = 200000 MPa

Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,6$

$$M_u = 2400000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2400000}{0,8} = 3000000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0280\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \\ &= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,59766 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tebal efektif tiang railing = $h - d' = 150 - 35 = 115 \text{ mm}$

Lebar tiang railing, $b = 150 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{3000000}{150 \cdot 115^2} = 1,51229 \text{ MPa} < R_{\max} \text{ (Ok)}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,51229}{0,85 \cdot 24,9}} \right) = 0,00403\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,021$$

Ternyata : $\rho_{\min} = 0,0036 < \rho = 0,00403 < \rho_{\max} = 0,021$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,00403$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00403 \cdot 150 \cdot 115 = 69,47 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø 13

$$A_1 \phi = 0,25 \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan (n)} = \frac{A_s}{A_1 \phi} = \frac{69,47}{132,732} = 0,524 = 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan **2 D 13**

Untuk tulangan tarik digunakan $A_s = \mathbf{2 \text{ D } 13}$

Untuk tulangan desak digunakan $A_s' = \mathbf{2 \text{ D } 13}$

5.2.2 Perencanaan Tulangan Geser Tiang Sandaran

Gaya geser rencana (H) = 1,5 kN

Gaya geser *ultimit* rencana, $V_u = K_{TP} \cdot H = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ kN} = 3000 \text{ N}$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \right)$$

$$= \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,9} \cdot 150 \cdot 115 \right) = 3149 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 3149 = 944,7 \text{ N} < V_u = 4000 \text{ N} \text{ (teoritis perlu sengkang)}$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (3000 / 0,6) - 3149 = 1851 \text{ N}$$

Digunakan sengkang ϕ 6 mm,

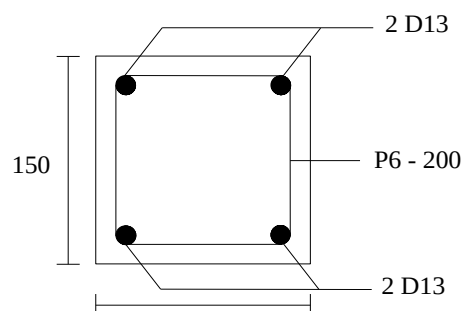
$$\text{Luas tulangan geser sengkang } A_v = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 6^2 = 56,549 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser (sengkang) yang diperlukan,

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{56,549 \cdot 390 \cdot 115}{1851} = 1370 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **2 ϕ 6 – 200**

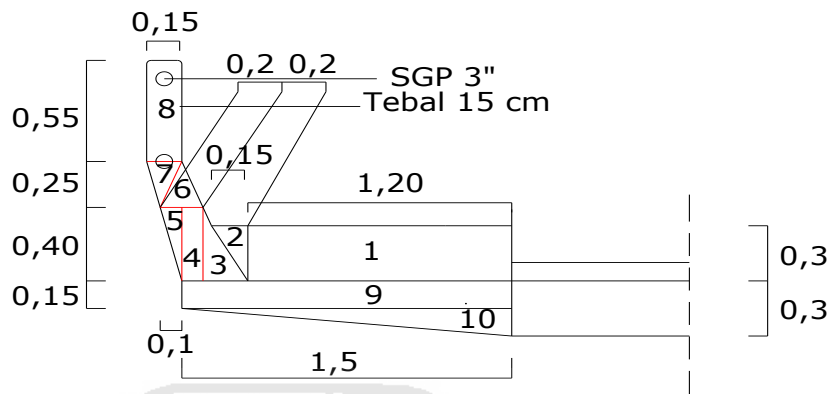
Secara teoritis memerlukan tulangan geser tapi untuk mempermudah pemasangan tulangan, diperlukan tulangan sengkang dengan jarak 20 cm. Jadi sandaran memakai tulangan tarik $A_s = 2 \text{ D13}$ dan desak $A_s' = 2 \text{ D13}$, untuk tulangan geser digunakan P6 – 200 mm. Gambar tulangan dapat dilihat pada gambar 5.3



Gambar 5.3 Tulangan Sandaran

5.2.3 Perencanaan Pelat Trotoar

Beban yang diterima pelat trotoar adalah beban akibat berat sendiri, beban akibat tiang sandaran dan beban hidup, pelat trotoar dapat dilihat pada gambar 5.4.



Gambar 5.4. Pelat Trotoar

Beban yang diterima pelat trotoar per meter panjang

Beban mati pada pelat trotoar :

Jarak antar tiang railing, $L = 2 \text{ m}$

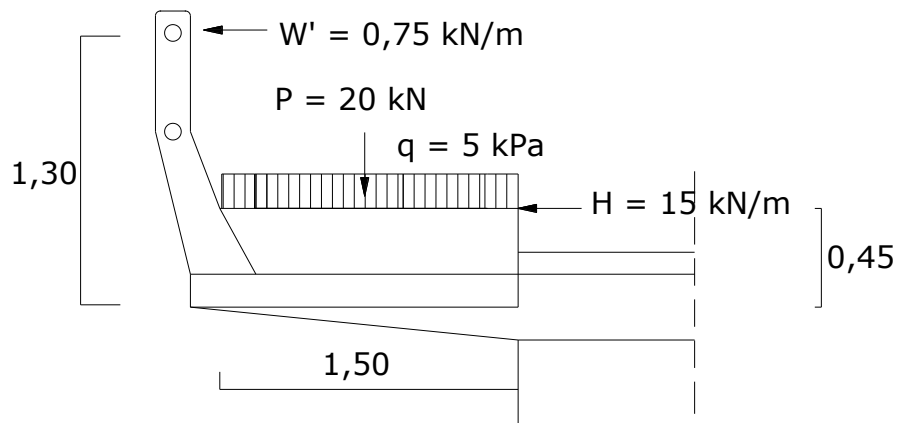
BJ Beton $= 25 \text{ kN/m}^3$

Beban mati trotoar dan railing untuk panjang $L = 2 \text{ m}$

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Trotoar dan Railing

No	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Berat kN	Lengan (m)	Momen (kN-m)
1	1,2	0,3	1	2	18	0,6	10,800
2	0,15	0,3	0,5	2	1,125	1,247	1,403
3	0,2	0,4	0,5	2	2	1,33	2,660
4	0,1	0,4	1	2	2	1,455	2,91
5	0,1	0,4	0,5	2	1	1,533	1,533
6	0,2	0,25	0,5	0,15	0,09	1,505	0,141
7	0,15	0,25	0,5	0,15	0,070	1,58	0,111
8	0,55	0,15	1	0,15	0,309	1,58	0,489
9	1,5	0,15	1	2	11,25	0,75	8,438
10	1,5	0,2	0,5	2	7,5	0,5	3,750
11	SGP 3"		0,63	4	2,52	1,330	3,352
Total					45,868		35,586
Beban mati Trotoar dan Railing (kN/m)				Pms =	22,934	Mms =	17,793

Beban hidup pada pelat trotoar :



Gambar 5.5 Beban Hidup Pada Pelat Trotoar

Tabel 5.3 Perhitungan Momen Akibat Beban Pedestrian

No	Jenis beban	Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	Beban horisontal pada railing (W')	0,75	1,3	0,975
2	Beban horisontal pada kerb (H)	15	0,45	7,5
3	Beban vertikal terpusat (P)	20	0,75	15
4	Beban vertikal merata = $q \cdot \text{lebar trotoar}$ =	7,5	0,75	5,625
Momen akibat beban pendestrian :				$M_{TP} = 28,35$

Faktor beban ultimit untuk beban mati (K_{MS}) = 1,3

Faktor beban ultimit untuk beban hidup (K_{TP}) = 2

Momen akibat berat sendiri pedestrian (M_{ms}) = 17,793 kNm

Momen akibat beban hidup pada pedestrian (M_{TP}) = 28,35 kNm

Momen ultimit rencana pelat trotoar

$$M_u = K_{MS} \cdot M_{BH} + K_{TP} \cdot M_{BH}$$

$$M_u = 1,3 \cdot 17,793 + 2 \cdot 28,35 = 79,831 \text{ kNm}$$

Pembesian pelat trotoar :

Kuat tekan beton, f_c' = 24,9 MPa

$$\begin{aligned}
\text{Tegangan leleh baja, } f_y &= 390 \text{ MPa} \\
\text{Tebal Pelat, } h &= 300 \text{ mm} \\
\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} &= 25 \text{ mm} \\
\text{Modulus elastis baja (} E_s \text{)} &= 200000 \text{ MPa} \\
\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton (}\beta_1\text{)} &= 0,85 \\
\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi &= 0,8 \\
\text{Faktor reduksi kekuatan geser } \phi &= 0,6
\end{aligned}$$

$$M_u = 79831000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{79831000}{0,8} = 99789000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
\rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
&= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0280
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \\
&= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,59766 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif pelat, } d = h - d' = 300 - 25 = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{99789000}{1000 \cdot 275^2} = 1,3195 \text{ MPa} < R_{\max} \text{ (Ok)}$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\
&= \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,3195}{0,85 \cdot 24,9}} \right) = 0,0035
\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{f_y} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{390} = 0,00090$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,021$$

$$\text{Ternyata : } \rho_{\min} = 0,00090 < \rho = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,021$$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0.0035$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \cdot 1000 \cdot 275 = 961,4 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø 16

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} &= \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} = \frac{201,06 \cdot 1000}{961,4} \\ &= 209,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan **D16 – 200**

$$A_s = \frac{s \cdot b}{\text{jarak tul.}} \cdot \frac{209,03 \cdot 1000}{200} = 961 \text{ mm}^2$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned} A_s' &= 30 \% \cdot A_s \\ &= 30 \% \cdot 961 = 228 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D 10

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

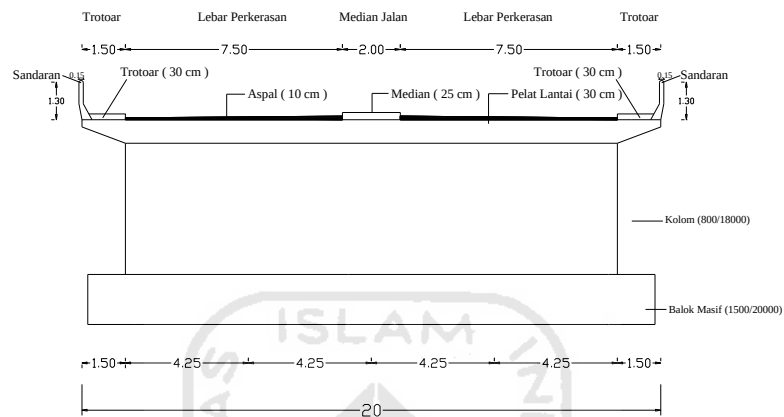
$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{78,5398 \cdot 1000}{228} = 272,174 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D13 – 250**

5.3 PERENCANAAN PELAT LANTAI

Tampang pelat lantai dapat dilihat pada gambar 5.6.



Gambar 5.6 Tampang Pelat Lantai

Tebal pelat (h) = 0,3 m

Tebal lapisan aspal + overlay (t_a) = 0,1 m

Tebal genangan air hujan = 0,1 m

Jarak antara penyangga (L_x) = 5 m

Lebar jalur lalu-lintas = 7,5 m

Lebar trotoar = 1,5 m

Lebar median = 2 m

BJ beton = 25 kN/m³

BJ aspal = 22 kN/m³

BJ air = 10 kN/m³

Pelat jembatan ditinjau selebar 1 m.

Menghitung beban-beban yang bekerja :

5.3.1 Beban Mati (Q)

Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati

No	Jenis	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Pelat	0,3	25	7,5
2	Lapisan aspal	0,1	22	2,2
3	Air hujan	0,1	10	1
Beban Mati :				10,68

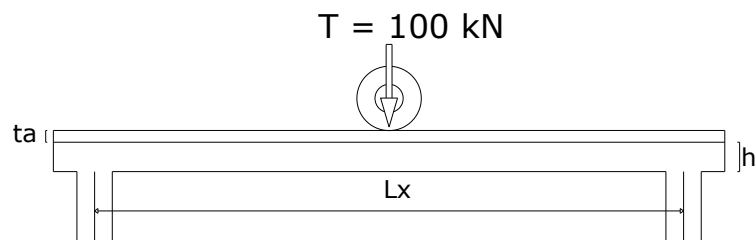
5.3.2 Beban Hidup

Beban hidup pada plat jembatan berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya beban hidup : $T = 100 \text{ kN}$

Bentang pelat, $L_x = 5 \text{ m}$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil, $DLA = 0,3 \text{ (BMS)}$

Beban truk (T_{TT}) = $(1 + DLA).T = (1 + 0,3).100 = 130 \text{ kN}$



Gambar 5.7 Beban hidup roda ganda truk

5.3.3 Momen Pada Pelat Lantai Jembatan

Analisis mekanika untuk mendapatkan momen pelat (*one way slab*) dilakukan dengan anggapan bahwa yang menumpu pelat dengan menggunakan tumpuan sendi-sendi.

Beban mati dengan faktor beban ultimit = 1,3 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")

Beban Truk (TT) dengan faktor beban ultimit = 2,0 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")

Beban Mati (Q) = 10,68 kN/m

Beban Hidup (T) = 100 kN

Jarak antara 2 penyangga (Lx) = 5 m

1. Momen Akibat Beban Mati

Momen tumpuan = momen lapangan

$$M_m = \frac{1}{10} \cdot Q \cdot L_x^2 = \frac{1}{10} \cdot 10,68 \cdot 5^2 = 26,7 \text{ kNm} \dots\dots\dots(3.29)$$

2. Momen Akibat Beban Hidup

Momen akibat beban hidup

$$M_o = \frac{1}{4} \cdot T \cdot L_x = \frac{1}{4} \cdot 100 \cdot 5 = 125 \text{ kNm} \dots\dots\dots(3.30)$$

Momen tumpuan = momen lapangan

$$M_h = \frac{5}{6} \cdot M_o = \frac{5}{6} \cdot 125 = 104,167 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.31)$$

3. Momen Pada Pelat Lantai Jembatan

$$\begin{aligned} M_u &= (1,3 \cdot M_m) + (2 \cdot M_h) \dots\dots\dots(3.32) \\ &= (1,3 \cdot 26,7) + (2 \cdot 104,167) = 243,043 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Jembatan

Kuat tekan beton, f_c'	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja, f_y	= 390 MPa
Tebal pelat, h	= 300 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')	= 40 mm
Modulus elastis baja (E_s)	= 200000 MPa
Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1)	= 0,85
Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ	= 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser ϕ = 0,6

$$M_u = 243043000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M}{\phi} = \frac{243043000}{0,8} = 303804000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots(3.33)$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.34) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,027957 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots(3.35) \\ &= 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,59766 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tebal efektif slab, $d = h - d' = 300 - 40 = 260 \text{ mm}$

Ditinjau selebar 1 m, $b = 1000 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{303804000}{1000 \cdot 210^2} = 4,494 \text{ MPa} < R_{\max} \text{ (Ok)} \dots\dots\dots(3.36)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \dots\dots\dots(3.37) \\ &= \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4,494}{0,85 \cdot 24,9}} \right) = 0,01311 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{f_y} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{390} = 0,00090 \dots\dots\dots(3.38)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,027957 = 0,02096775 \dots\dots\dots(3.39)$$

$$\text{Ternyata : } \rho_{min} = 0,00090 < \rho = 0,01311 < \rho_{max} = 0,02096775 \dots\dots\dots(3.40)$$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,01311$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,01311 \cdot 1000 \cdot 260 = 3407,56 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.41)$$

Dipakai tulangan Ø 25

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} \dots\dots\dots(3.43)$$

$$= \frac{490,87 \cdot 1000}{3407,56} = 143,981 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D25 – 100**

$$A_s = \frac{490,87 \cdot 1000}{100} = 4909 \text{ mm}^2$$

Tulangan Susut

$$A_s' = 30\% \cdot A_s = 30\% \cdot 4909 = 1472,7 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.42)$$

Diameter tulangan yang digunakan D 16

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} \dots\dots\dots(3.43)$$

$$= \frac{201,06 \cdot 1000}{1472,7} = 136,52 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 100**

5.3.5 Kontrol Lendutan Pelat Lantai Jembatan

Kuat tekan beton, f_c' = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja, f_y = 390 MPa

Tebal pelat lantai, h	= 300 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')	= 40 mm
Modulus elastis baja (E_s)	= 200000 MPa
Modulus elastis beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{24,9}$	= 23452,953 MPa
Tebal efektif pelat, $d = h - d' = 300 - 40$	= 260 mm
Luas Tulangan slab, A_s	= 4909 mm ²
Panjang bentang pelat, L_x	= 5000 mm
Ditinjau slab selebar, b	= 1000 mm
Beban terpusat, P	= 130 kN
Beban merata, Q	= 10,68 kN/m

Lendutan total yang terjadi (δ_{tot}) harus $< \frac{Lx}{240} = \frac{5000}{240} = 20,833$ mm

Inersia brutto penampang slab yang ditinjau =

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \dots\dots\dots(3.44)$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 300^3 = 13.500.000.000 \text{ mm}^4$$

Modulus keruntutan lentur beton, $f_r = 0,7 \cdot \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(3.45)$

$$= 0,7 \cdot \sqrt{24,9} = 3,492993 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23452,953} = 8,53$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton, $c = \frac{n \cdot A_s}{b} \dots\dots\dots(3.46)$

$$= \frac{8,53 \cdot 4909}{1000} = 41,874 \text{ mm}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton,

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot c^3 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \dots\dots\dots(3.47)$$

$$= \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 41,874^3 + 8,53 \cdot 4909 \cdot (260 - 41,874)^2 = 2.016.784.490 \text{ mm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen retak, } M_{cr} &= \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \dots\dots\dots(3.48) \\ &= \frac{3,492993 \cdot 13.500.000.000}{150} = 314.369.370 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban) :

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \cdot Q \cdot L_x^2 + \frac{1}{4} \cdot P \cdot L_x \dots\dots\dots(3.49) \\ &= \frac{1}{8} \cdot 10,68 \cdot 5^2 + \frac{1}{4} \cdot 130 \cdot 5 \end{aligned}$$

$$M_a = 195,875 \text{ kN-m} = 195875000 \text{ N-mm}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) \cdot I_{cr} \dots\dots\dots(3.50)$$

$$I_e = \left(\frac{314.369.370}{195875000} \right)^3 \cdot 13.500.000.000 + \left(1 - \left(\frac{314.369.370}{195875000} \right)^3 \right) \cdot 2.016.784.490$$

$$I_e = 54800000000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Beban terpusat, } P = 130 \text{ kN} = 130000 \text{ N}$$

$$\text{Beban merata, } Q = 10,680 \text{ kN/m} = 10680000 \text{ N/mm}$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\delta_e = \frac{\frac{5}{384} \cdot Q \cdot L_x^4}{E_c \cdot I_e} + \frac{\frac{1}{48} \cdot P \cdot L_x^3}{E_c \cdot I_e} \dots\dots\dots(3.51)$$

$$\delta_e = \frac{\frac{5}{384} \cdot 10,680 \cdot 5000^4}{23452,953 \cdot 54800000000} + \frac{\frac{1}{48} \cdot 130000 \cdot 5000^3}{23452,953 \cdot 54800000000} = 0,331 \text{ mm}$$

Rasio tulangan pelat lantai jembatan :

$$\rho = \frac{A_s}{(b \cdot d)} = \frac{4909}{(1000 \cdot 260)} = 0,0189$$

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun), $\zeta = 2$

$$\lambda = \frac{\zeta}{(1 + 50 \cdot \rho)} = \frac{2}{(1 + 50 \cdot 0,0189)} = 1,028 \dots\dots\dots(3.52)$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkaiak dan susut :

$$\delta_g = \frac{\lambda \cdot 5}{384} \cdot Q \cdot Lx^4 \dots\dots\dots(3.53)$$

$$= \frac{1,028.5}{384} \cdot 10,68 \cdot 5000^4$$

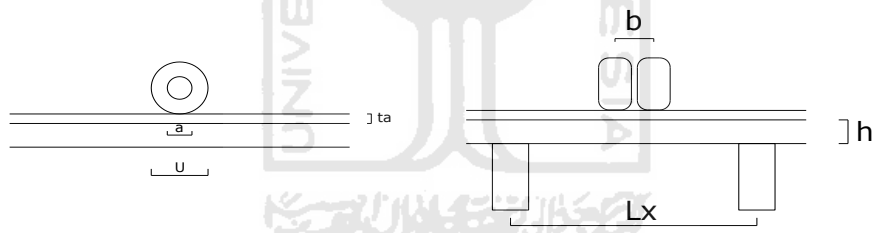
$$= \frac{23452,953.54800000000}{23452,953.54800000000} = 0,0817 \text{ mm}$$

Lendutan total pada pelat lantai jembatan :

$$\delta_{tot} = \delta_e + \delta_g < \frac{Lx}{240} \dots\dots\dots(3.54)$$

$$= 0,331 + 0,0817 = 0,414 \text{ mm} < \frac{Lx}{240} = \frac{5000}{240} = 20,83 \text{ mm Aman (Ok)}$$

5.3.6 Kontrol Tegangan Geser Pons



Gambar 5.8 Tegangan geser pons

Kuat tekan beton, f_c' = 24,9 MPa

Tegangan geser *pons* yang disyaratkan :

$$f_v = 0,3 \times \sqrt{f_c'} = 0,3 \times \sqrt{24,9} = 1,497 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.55)$$

Faktor reduksi kekuatan geser ϕ

$$= 0,75 \cdot f_v = 0,75 \cdot 1,497 = 1,123 \text{ MPa}$$

$$P = 130 \text{ kN} = 130000 \text{ N}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$t_a = 0,1 \text{ m}$$

$$a = 0,3 \text{ m}$$

$$b = 0,5 \text{ m}$$

$$u = a + 2 \cdot t_a + h \dots\dots\dots(3.56)$$

$$= 0,3 + 2 \cdot 0,1 + 0,3 = 0,8 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

$$v = b + 2 \cdot t_a + h \dots\dots\dots(3.57)$$

$$= 0,5 + 2 \cdot 0,1 + 0,25 = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab, } d = 260 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang geser, } A_v = 2 \cdot (u + v) \cdot d \dots\dots\dots(3.58)$$

$$= 2 \cdot (800 + 1000) \cdot 260 = 936000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Faktor beban } ultimit = 2$$

$$P_u = \text{faktor beban ultimit} \cdot P = 2 \cdot 130000 = 260000 \text{ N}$$

Tegangan geser *pons ultimit* yang terjadi :

$$f_{vu} = \frac{P_u}{A_v} \dots\dots\dots(3.59)$$

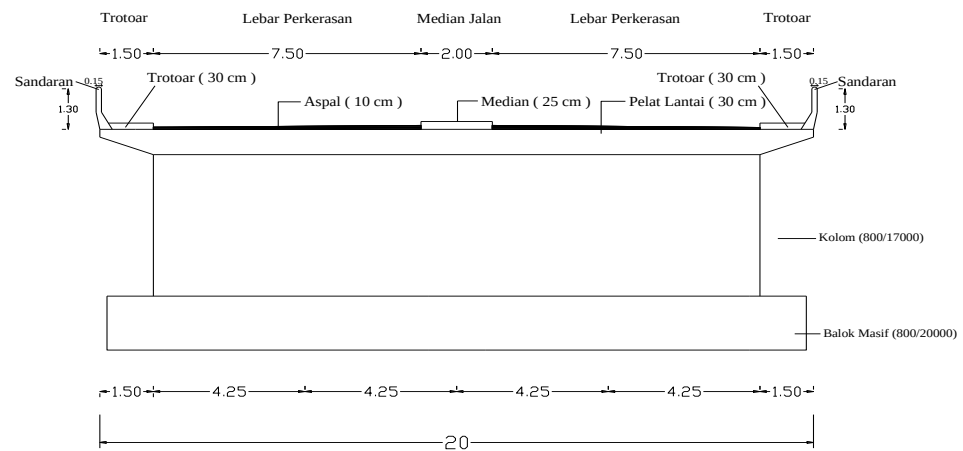
$$= \frac{260000}{936000} = 0,455 \text{ MPa} < \phi \cdot f_v = 0,75 \cdot 1,497 = 1,123 \text{ MPa Aman (Ok)}$$

5.4 PERENCANAAN PEMBEBANAN STRUKTUR JEMBATAN

Perencanaan pembebanan struktur jembatan meliputi beban mati, beban hidup lajur D, beban gempa, beban pejalan kaki, beban angin, beban rem, beban akibat perbedaan temperatur, beban aliran air, beban benda hanyutan dan beban tumbukan dengan kayu.

5.4.1 Perhitungan Pembebanan Struktur Jembatan

Perhitungan pembebanan struktur pada perencanaan Jembatan Kretek II meliputi perencanaan beban mati, beban hidup lajur D, beban gempa, beban pejalan kaki, beban angin, beban rem, beban akibat perbedaan temperatur, beban aliran air, beban benda hanyutan dan beban tumbukan dengan kayu.



Gambar 5.9 Tampang Pelat Lantai

Tebal pelat lantai	$h : 0,3 \text{ m}$
Tebal lapisan aspal + overlay	$t_a : 0,1 \text{ m}$
Tebal genangan air hujan	$t_h : 0,1 \text{ m}$
Jarak antara dinding penyangga	$L_x : 5 \text{ m}$
Lebar jalur lalu lintas	$b_1 : 7,5 \text{ m}$
Lebar trotoar	$b_2 : 1,5 \text{ m}$
Lebar median	$b_3 : 2 \text{ m}$
Tebal median	$b_4 : 0,25 \text{ m}$
Lebar lapisan aspal	$: 15 \text{ m}$
Lebar genangan air	$: 20 \text{ m}$
Bentang jembatan Tengah	$L_1 : 80 \text{ m}$
Bentang jembatan tepi	$L_2 : 40 \text{ m}$
Beban mati trotoar dan railing	$P_{ms} : 22,934 \text{ kN/m}$

5.4.1.1 Beban Mati

Dalam menentukan besarnya beban mati digunakan nilai berat satuan sebagai berikut :

Tabel 5.5 Perhitungan Berat Jenis Bahan

Jenis Bahan	Berat	Satuan
Beton Bertulang	25	kN/m ³
Beton Tidak Bertulang	24	kN /m ³
Aspal	22	kN /m ³
Air	10	kN /m ³
Timbunan Tanah dipadatkan	17,20	kN /m ³

Beban mati merupakan berat sendiri dan beban mati tambahan yang meliputi sebagai berikut :

1. Berat Sendiri

Berat sendiri meliputi, berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktur, ditambah dengan elemen non struktur.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri slab lantai} &= 0,3 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 &= 150 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat sendiri trotoar dan railing} &= 2 \cdot P_{ms} = 2 \cdot 22,934 \text{ kN/m} &= 45,87 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat sendiri median} &= 2 \cdot 0,25 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 &= 12 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat sendiri (Pms)} &&= \underline{207,87 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan meliputi, berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktur, dan kemungkinan besarnya berubah selama umur jembatan.

$$\begin{aligned}
 \text{Lapisan aspal + overlay} &= 15 \cdot 0,1 \cdot 22 \text{ kN/m}^3 &= 33 \text{ kN/m} \\
 \text{Genangan air} &= 20 \cdot 0,1 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 &= \underline{20 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

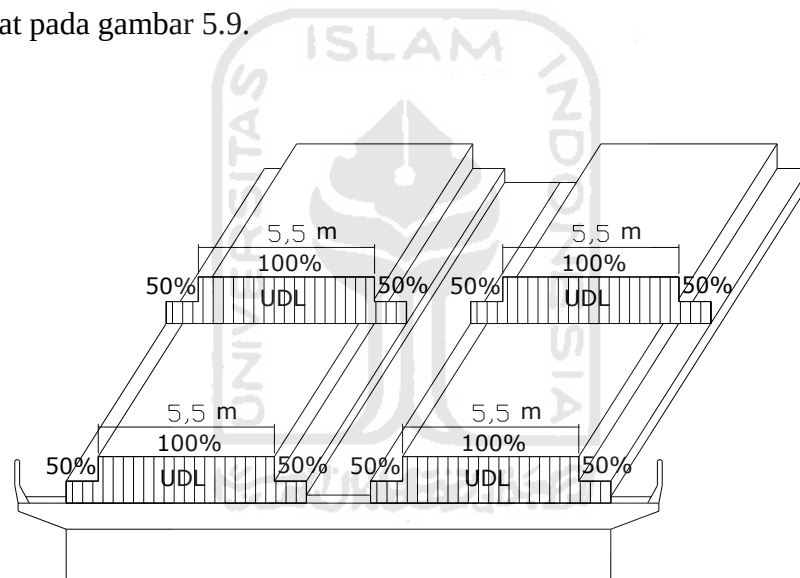
$$\text{Berat sendiri tambahan (Pmt)} = 53 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total beban mati} = P_{ms} + P_{mt} = 207,87 + 53 = 260,87 \text{ kN/m}$$

5.4.1.2 Beban Hidup

Untuk perhitungan kekuatan pelat pada jembatan harus digunakan beban lajur D. Beban lajur D adalah susunan muatan pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi merata (UDL) mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani dan beban garis (KEL) mempunyai intensitas p (kN/m).

Menurut Peraturan Perencanaan Jembatan, Bridge Management System (BMS) untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,5 m, beban D sepenuhnya (100 %) dibebankan pada lebar jalur 5,5 m sedang lebar selebihnya dibebani separuh beban D (50 %). Beban hidup yang diterima gelagar dapat dilihat pada gambar 5.9.



Gambar 5.10. Distribusi beban hidup pelat lantai

Lebar jalur lalu lintas	b_1 : 7,5 m
Bentang jembatan	L_1 : 80 m
	L_2 : 40 m
Panjang bentang rata-rata	L_{av} : 60 m
Panjang bentang maksimum	L_{max} : 80 m
Panjang bentang ekuivalen, $L_e = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} = \sqrt{60 \cdot 80}$	: 69,28 m(3.9)

Distribusi beban D untuk tiap pelat dapat dihitung sebagai berikut :

1. Beban merata (UDL) untuk $L = 80 \text{ m}$ ($L > 30 \text{ m}$)

$$q = 8,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{Le} \right) \dots\dots\dots(3.2)$$

$$q = 8,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{69,28} \right) = 5,732 \text{ kN/m}$$

Beban merata (UDL) pada jembatan :

$$\begin{aligned} Q &= [5,5 \cdot q \cdot 100\% + (b_1 - 5,5) \cdot q \cdot 50\%] \cdot 2 \dots\dots\dots(3.3) \\ &= [5,5 \cdot 5,732 \cdot 100\% + (7,5 - 5,5) \cdot 5,732 \cdot 50\%] \cdot 2 = 78,053 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban garis (KEL) pada jembatan

Intensitas $p = 44 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} P &= [5,5 \cdot p \cdot 100\% + (b_1 - 5,5) \cdot p \cdot 50\%] \cdot 2 \dots\dots\dots(3.4) \\ &= [5,5 \cdot 44 \cdot 100\% + (b_1 - 5,5) \cdot 44 \cdot 50\%] \cdot 2 = 572 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban dinamis untuk $50 < Le < 90 \text{ m}$

$$\begin{aligned} DLA &= 0,4 - 0,0025 \cdot (L_E - 50) \dots\dots\dots(3.6) \\ &= 0,4 - 0,0025 \cdot (69,28 - 50) = 0,352 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= (1 + DLA) \cdot P \dots\dots\dots(3.8) \\ &= (1 + 0,352) \cdot 572 = 773,227 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2 Pembebanan Gempa

Struktur jembatan Kretek II direncanakan tahan terhadap gempa, dimana wilayah Yogyakarta termasuk daerah gempa 3 dan dengan kondisi tanah dasar sedang. Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri atas berat sendiri struktur jembatan, beban mati dan beban hidup yang bekerja.

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam :

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_{TP} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$K_h = C \cdot S \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan :

T_{EQ} = gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN),

- K_h = koefisien beban gempa horisontal,
 I = faktor kepentingan,
 S = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan, maka nilai faktor struktur = 3,0,
 W_{TP} = berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan,
 C = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W_{TP}}{g.K_p}} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$K_p = 3.E.\frac{I_c}{h^3} \dots\dots\dots(3.13)$$

$$W_{TP} = (P_{MS} + P_{MA}) \text{ struktur atas} + \frac{1}{2}.P_{MS} \text{ struktur bawah} \dots\dots\dots(3.14)$$

dengan :

- T = Waktu getar (detik),
 W_{TP} = berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan.(kN),
 P_{MS} = Berat sendiri (kN),
 P_{MA} = Beban mati tambahan (kN),
 g = Percepatan gravitasi (= 9,8 m/det²),
 K_p = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m),
 E_c = Modulus elastis beton (kPa),
 I_c = Momen inersia (m⁴),
 h = Tinggi struktur (m).

5.4.2.1 Beban Mati Terdiri dari Beban Mati Sendiri dan Tambahan

1. Beban Mati Sendiri

- a. Berat sendiri pelat lantai = 0,3 m.240 m.20 m.25 kN/m³ = 36000 kN

b. Berat sendiri trotoar

$$= (0,3 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 2 = 5400 \text{ kN}$$

c. Berat tiang sandaran

$$= (0,15 \text{ m} \cdot 1,3 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 2 = 2340 \text{ kN}$$

d. Median jalan

$$= (0,25 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) = 3000 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 95340 \text{ kN}$$

2. Beban Mati Tambahan

a. Berat lapisan aspal = $0,1 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 7920 \text{ kN}$

b. Berat genangan air = $0,1 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 4800 \text{ kN}$

$$\text{Total} = 12720 \text{ kN}$$

5.4.2.2 Berat Pelat Lengkung

Berat pelat lengkung = Luas x panjang x b_j x Σ pelat

$$\text{Pelat lengkung} = (0,8 \cdot 20) \cdot 240 \cdot 25 \cdot 1 = 96000 \text{ kN}$$

5.4.2.3 Berat Kolom

Berat kolom = Luas.tinggi. b_j . Σ kolom

Perhitungan berat kolom dapat dilihat pada tabel 5.6.

Tabel 5.6. Tabel berat kolom

Kolom	B (m)	H (m)	Bj kN/m ³	Tinggi (m)	Jumlah	Berat (kN)	Inersia (m ⁴)	Kp
K1	17	0,5	25	0,359	2	152,575	0,177	2296390
K1	17	0,5	25	0,875	2	371,875	0,177	158600,6
K1	17	0,5	25	1,549	2	658,325	0,177	28587,4
K1	17	0,5	25	2,383	2	1012,775	0,177	7851,576
K1	17	0,5	25	3,378	2	1435,65	0,177	2756,449
K1	17	0,5	25	4,538	2	1928,65	0,177	1136,935
K1	17	0,5	25	4,172	2	1773,1	0,177	1463,174
K1	17	0,5	25	2,999	2	1274,575	0,177	3939,123
K1	17	0,5	25	2,093	2	889,525	0,177	11588,34
K1	17	0,5	25	1,445	2	614,125	0,177	35214,81
K1	17	0,5	25	1,049	2	445,825	0,177	92045,48
K1	17	0,5	25	0,902	2	383,35	0,177	144780,3
K1	17	0,5	25	1	2	425	0,177	106250
K1	17	0,5	25	1,344	2	571,2	0,177	43765,42
K1	17	0,5	25	1,935	2	822,375	0,177	14665,13

Lanjutan **Tabel 5.6.** Tabel berat kolom

Kolom	B (m)	H (m)	Bj kN/m ³	Tinggi (m)	Jumlah	Berat (kN)	Inersia (m ⁴)	Kp
K1	17	0,5	25	2,777	2	1180,225	0,177	4961,366
K1	17	0,5	25	3,873	2	1646,025	0,177	1828,885
K1	17	0,5	25	5,245	2	2229,125	0,177	736,3639
K2	17	0,6	25	5,866	2	2991,66	0,306	909,5917
K2	17	0,6	25	5,624	2	2868,24	0,306	1032,136
K2	17	0,6	25	6,864	2	3500,64	0,306	567,7287
K3	17	0,7	25	8,781	2	5224,695	0,486	430,607
K4	17	0,8	25	7,366	2	5008,88	0,725	1088,914
K5	17	0,9	25	11	1	4207,5	1,03275	465,5522
Jumlah				87,417		41615,92		2961056

Berat bangunan Total (W_{TP})

$$= 95340 \text{ kN} + 12720 \text{ kN} + 96000 \text{ kN} + 41615,92 \text{ kN} = 245675,92 \text{ kN}$$

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W_{TP}}{g.K_p}} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{245675,92}{9,81.2961056}} = 0,578 \text{ detik}$$

Setelah didapat T, untuk mencari Koefisien geser (C) dengan kondisi tanah dasar sedang (medium), maka didapatkan besarnya Koefisien gesernya(C) sebesar 0,15 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS").

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis berupa beton bertulang dan struktur berperilaku elastis, maka nilai faktor tipe struktur (S) = 3 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")

Koefisien beban gempa horisontal (K_h)

$$K_h = C.S = 0,15.3 = 0,45 \dots\dots\dots(3.11)$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan tidak ada roate alternatif, maka diambil faktor kepentingan (I) = 1,2 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS").

Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (T_{EQ})

$$T_{EQ} = K_h.I.W_t = 0,45.1,2.245675,92 = 132664,997 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.10)$$

Distribusi beban gempa pada pertemuan pelat lantai dan kolom jembatan adalah :

$$\frac{TeQ}{Jml.kolom} : \frac{132664,997}{49} = 2707,45 \text{ kN}$$

5.4.3 Beban Angin

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Beban angin arah melintang jembatan

Gaya angin didistribusikan merata pada rangka struktur jembatan lengkung arah melintang jembatan. Lebar bidang kontak vertikal rata-rata untuk setiap elemen rangka jembatan adalah 1 m.

Karena $b = 20 \text{ m}$ dan $d = 11,3 \text{ m}$, maka $b/d = 20/11,3 = 1,8$. Koefisien seret (C_w) dapat dicari pada tabel 3.1 dengan cara interpolasi, maka didapat koefisien seret (C_w) 1,62

Sedangkan kecepatan angin (V_w) diambil 35 m/det, karena lokasi pembangunan jembatan berjarak s/d 5 km dari pantai dengan keadaan batas ultimit.

Gaya angin arah melintang jembatan,

$$T_{EW} = 0,0006.C_w.V_w^2 \dots\dots\dots(3.15)$$

$$= 0,0006.1,62.35^2 = 1,191 \text{ kN/m}$$

b. Beban angin arah memanjang jembatan

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan diatas jembatan. Dengan koefisien seret (C_w) 1,2 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS").

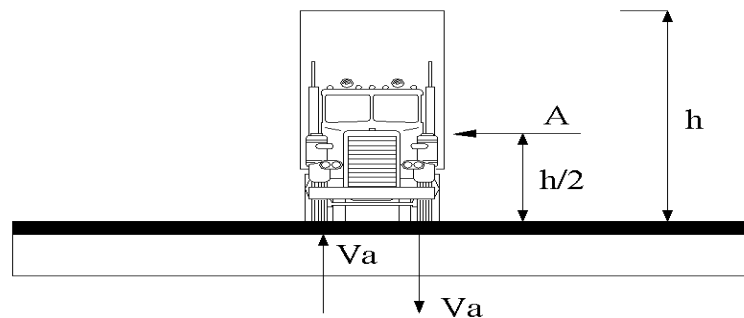
Gaya angin arah memanjang,

$$T_{EW} = 0,0012.C_w.V_w^2 \dots\dots\dots(3.16)$$

$$= 0,0012.1,2.35^2 = 1,764 \text{ kN/m}$$

c. Beban angin pada lantai jembatan

Beban angin pada jembatan pada keadaan dengan beban hidup, maka luas bidang kontak diambil 100 % dari luas bidang sisi yang terkena angin.



Gambar 5.11 Gaya Angin

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan yang mempunyai tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

Jarak antara roda kendaraan, $x = 1,75 \text{ m}$

$h = 2 \text{ m}$

Gaya angin,

$$Va = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h}{x} \right) \cdot T_{EW} \dots\dots\dots(3.17)$$

$$Va = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2}{1,75} \right) \cdot 1,764 = 1,008 \text{ kN/m}$$

5.4.4 Beban Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah melintang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_E) yang sebesar 69,28 m maka :

untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$ maka gaya rem, $T_{TB} = 250 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.18)$

Sehingga pendistribusian beban rem pada SAP2000 dengan gaya rem yang dipakai sebesar 250 kN adalah :

$$\frac{TTB}{4} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ kN}$$

5.4.5 Beban Untuk Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban pejalan kaki. Dengan A adalah luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Panjang bentang ekuivalen, $L_E = 69,28 \text{ m}$

Lebar satu trotoar, $b_2 = 1,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang trotoar, } A &= 2.(b_2.L_E) \dots\dots\dots(3.24) \\ &= 2.(1,5.69,28) = 207,846 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga didapat inensitas beban pada trotoar

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2, q = 2 \text{ kPa} \dots\dots\dots(3.23)$$

Pembebanan jembatan untuk trotoar (Q_{TP})

$$Q_{TP} = 2.b_2.q = 2.1,5.2 = 6 \text{ kN/m} \dots\dots\dots(3.25)$$

5.4.6 Beban Temperatur

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada jembatan, karena tipe bangunan atas lantai beton diatas gelagar atau box beton maka (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS") :

Temperatur maksimum rata-rata $T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$

Temperatur minimum rata-rata $T_{\min} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Perbedaan temperatur pada jembatan lantai (ΔT),

$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min}) / 2 = (40 - 15) / 2 = 12,5 \text{ }^\circ\text{C}$$

Koefisien muai panjang untuk beton, $\varepsilon = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

Modulus elastis beton, $E_c = 25000 \text{ MPa}$

5.4.7 Beban Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Dengan Kayu

1. Beban Aliran Air

Gaya seret pada pilar akibat aliran air dihitung sebagai berikut :

Untuk pilar penampang bundar, Koefisien seret (C_d) = 0,7 (tabel 1.4)

Return periode banjir = 100 tahun

Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir (V_a) = 3 m /det

Lebar pilar (b) $= 1,5 \text{ m}$
 Kedalaman air banjir (h) $= 3 \text{ m (BMS)}$
 Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran banjir (m^2), $A_d = b.h = 1,5.3 = 4,5 \text{ m}^2$
 Gaya seret (T_{EF})
 $T_{EF} = 0,5.C_d.V_a^2.A_d = 0,5.0,7.3^2.4,5 = 14,175 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.27)$

2. Benda Hanyutan

Gaya akibat benda hanyutan dapat dihitung sebagai berikut :

Koefisien seret (C_d) $= 1,04$
 Return periode banjir $= 100 \text{ tahun}$
 Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir (V_a) $= 3 \text{ m /det}$
 Kedalaman benda hanyutan (h') $= 1,2 \text{ m}$
 Panjang bentang jembatan (L_2) $= 40 \text{ m}$
 Lebar benda hanyutan, $b = L_2 / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ m}$
 Luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (A_D)
 $A_D = b.h' = 20.1,2 = 24 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(3.28)$
 Gaya akibat benda hanyutan (T_{EF})
 $T_{EF} = 0,5.C_D.V_a^2.A_D = 0,5.1,04.3^2.24 = 112,32 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.29)$

3. Tumbukan dengan Kayu

Akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung sebagai berikut :

Massa batang kayu (M) = 2 ton (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")
 Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir (V_a) = 3 m /det
 Kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir (V_s) = 1,4. V_a
 $V_s = 1,4.3 = 4,2 \text{ m/det}$
 Lendutan elastis ekivalen (d) untuk beton masif = 0,075 (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS")
 Akibat tumbukan dengan batang kayu untuk pilar beton masif
 $T_{EF} = M.(V_s^2 / d) = 2.(4,2^2 / 0,075) = 470,4 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.30)$

Untuk kombinasi pembebanan diambil nilai terbesar dari :

1. Kombinasi gaya seret + gaya akibat benda hanyutan
 $= 14,175 + 112,32 = 126,495 \text{ kN}$
2. Kombinasi gaya seret + gaya akibat tumbukan batang kayu
 $= 14,175 + 470,4 = 484,575 \text{ kN}$

Maka untuk kombinasi pembebanan diambil (T_{EF}) = 484,575 kN

5.5. PERENCANAAN TULANGAN PELAT LENGKUNG DAN KOLOM

Pada perencanaan tulangan pelat lengkung dan kolom, perhitungan dilakukan menggunakan diagram interaksi Mn dan Pn. Diambil sebagai contoh perhitungan diagram interaksi kolom 17000 x 500.

5.5.1 Perhitungan Grafik Interaksi

Contoh hitungan untuk membuat diagram Mn Vs Pn Untuk Ast 1%

Data bahan struktur yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 24,9 \text{ MPa} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} \\
 h &= 500 \text{ mm} \\
 d' &= 80 \text{ mm} \\
 d &= 420 \text{ mm} \\
 b &= 17000 \text{ mm} \\
 Y &= h/2 = 500/2 = 250 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.60) \\
 A_g &= (17000.500) = 8500000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.61) \\
 A_{sst} &= 1 \% . A_g = 1\% . 8500000 = 85000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.62) \\
 A_s = A_s' &= 0,5 . A_{sst} = 0,5 . 85000 = 42500 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.63)
 \end{aligned}$$

1. Kondisi Beban Sentris

$$\begin{aligned}
 P_n &= (0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{sst}) + f_y \cdot A_{sst}) \dots\dots\dots(3.64) \\
 P_n &= (0,85.24,9.(8500000 - 85000) + 390.85000) \cdot 10^{-3} \\
 P_n &= 211253,475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 0 \dots\dots\dots(3.65)$$

2. Dalam Keadaan Seimbang ($f_s = f_y$)

$$d = h - d' = 500 - 80 = 420 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.66)$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 390} \cdot 420 = 254,5454 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.67)$$

$$a = 0,85 \cdot c_b = 0,85 \cdot 254,5454 = 216,36 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.68)$$

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.69) \\ &= \frac{254,5454 - 80}{254,5454} \cdot 600 = 411,43 \text{ MPa} > f_y = 390 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f_s pakai = 390 MPa

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots(3.70) \\ &= 0,85 \cdot 24,9 \cdot 216,36 \cdot 17000 \cdot 10^{-3} = 77849 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots(3.71) \\ &= 42500 (390 - 0,85 \cdot 24,9) \cdot 10^{-3} = 15675,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot 10^{-3} = 42500 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 16575 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.72)$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.73) \\ &= 77849 + 15675,49 - 16575 = 76949 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \dots\dots\dots(3.74) \\ &= 77849 \left(250 - \frac{216,36}{2} \right) + 15675,49 (250 - 80) + 16575 (420 - 250) \cdot 10^{-3} \\ &= 16522,95 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Patah Desak ($c > c_b$)

Ambil $c = 300 \text{ mm}$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 = \frac{300 - 80}{300} \cdot 600 = 440 \text{ MPa} > f_y = 390 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.75)$$

f_s' pakai = 390 Mpa

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot 600 = \frac{420 - 300}{300} \cdot 600 = 240 \text{ MPa} < f_y = 390 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(3.76)$$

f_s pakai = 240 MPa

$$a = 0,85 \cdot c \dots\dots\dots(3.77)$$

$$= 0,85 \cdot 300 = 255 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(3.78)$$

$$= 0,85 \cdot 24,9 \cdot 255 \cdot 17000 \cdot 10^{-3} = 91750,275 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \dots\dots\dots(3.79)$$

$$= 42500 (390 - 0,85 \cdot 24,9) \cdot 10^{-3} = 15675,49 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 42500 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 10200 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.80)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.81)$$

$$= 91750,275 + 15675,49 - 10200 = 97225,76 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \dots\dots\dots(3.82)$$

$$= 91750,275 \left(250 - \frac{255}{2} \right) + 15675,49 (250 - 80) + 10200 (420 - 250) \cdot 10^{-3}$$

$$= 15638,24 \text{ kN}$$

4. Patah Tarik ($c < c_b$)

Ambil $c = 250 \text{ mm}$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 = \frac{250 - 80}{250} \cdot 600 = 408 \text{ MPa} > 390 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.83)$$

f_s' pakai = 390 MPa

$$f_s = f_y = 390 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.84)$$

f_s pakai = 390 MPa

$$a = 0,85 \cdot c \dots\dots\dots(3.85)$$

$$= 0,85 \cdot 250 = 212,5 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(3.86)$$

$$= 0,85 \cdot 24,9 \cdot 212,5 \cdot 17000 \cdot 10^{-3} = 76458,56 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \dots\dots\dots(3.87)$$

$$= 76458,56 (390 - 0,85 \cdot 24,9) \cdot 10^{-3} = 15675,49 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 42500 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 16575 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.90)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots(3.91)$$

$$= 76458,56 + 15675,49 - 16575 = 75559,05 \text{ kN}$$

$$Mnb = Cc(y - \frac{a}{2}) + Cs(y - d') + Ts(d - y) \dots\dots\dots(3.92)$$

$$= 76458,56 \left(250 - \frac{212,5}{2} \right) + 15675,49(250 - 80) + 16575(17000 - 250) \cdot 10^{-3}$$

$$= 16473,5 \text{ kN}$$

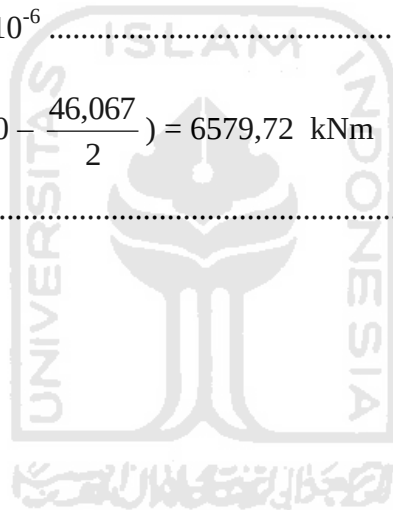
5. Kondisi Momen Murni

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{42500 \cdot 390}{0,85 \cdot 24 \cdot 9.17000} = 46,067 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.93)$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2}) \cdot 10^{-6} \dots\dots\dots(3.94)$$

$$= 42500 \cdot 390 \cdot (420 - \frac{46,067}{2}) = 6579,72 \text{ kNm}$$

$$Pn = 0 \dots\dots\dots(3.95)$$





5.5.2 Perhitungan Tulangan Pelat Lengkung

Perhitungan tulangan pada pelat lengkung dihitung sebagai perhitungan kolom dikarenakan adanya gaya aksial yang besar. Sebagai contoh perhitungan adalah pelat lengkung elemen 44. Dari hasil Analisis struktur dengan SAP 2000 pada kombinasi 1 (beban mati, hidup, rem, temperatur, angin dan aliran) didapat gaya aksial (P_u) dan momen ultimit (M_u) pelat lengkung elemen 44 yang tercantum pada lampiran Table : *Element Forces - Frames* adalah :

Gaya aksial ultimit (P_u)	= 30173,666 kN
Momen ultimit (M_u)	= 8118,248 kNm
Lebar dinding (b)	= 20000 mm
Tebal dinding (h)	= 800 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur (Φ)	= 0,8
Kuat tekan beton (f_c')	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa
Gaya aksial ultimit pada dinding (P_u) = $\Phi \times P_n$	
$P_n = \frac{P_u}{\Phi} = \frac{30173,666}{0,8} = 37717,08 \text{ kN}$	
Momen ultimit pada dinding (M_u) = $\Phi \times M_n$	
$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{8118,248}{0,8} = 10147,81 \text{ kNm}$	

Nilai P_n dan M_n diplot dalam diagram interaksi diperlukan rasio tulangan yang diperlukan, $p = 1 \%$

$$\text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s = \rho \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(3.94)$$

$$= 1\% \cdot 20000 \cdot 800 = 160000 \text{ mm}^2$$

Pakai diameter = 32 mm,

$$A_\phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2, \dots\dots\dots(3.95)$$

$$\text{Tulangan tekan} = \text{tulangan tarik} = \frac{1}{2} \cdot A_s = \frac{1}{2} \cdot 160000 = 80000 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{\frac{1}{2} A_s} \dots\dots\dots(3.96)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{20000}{80000} = 200,96 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 32 – 200 mm untuk tulangan tekan

Digunakan tulangan D 32 – 200 mm untuk tulangan tarik

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 20000 \cdot 800 = 28800 \text{ mm}^2$,

Pakai diameter = 19 mm,

$$A_\phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 283,53 \text{ mm}^2, \dots\dots\dots(3.95)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(3.96)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \cdot \frac{20000}{28800} = 196,87 \text{ mm} < 500 \text{ mm (OK)}$$

Digunakan tulangan D 19 – 195 mm untuk tulangan bagi

5.5.3 Perhitungan Tulangan Geser Pelat Lengkung

Perhitungan tulangan pada pelat lengkung dihitung sebagai perhitungan kolom dikarenakan adanya gaya aksial yang besar. Sebagai contoh perhitungan adalah pelat lengkung elemen 44. Dari hasil Analisis struktur dengan SAP 2000 pada kombinasi 1 (beban mati, hidup, rem, temperatur, angin dan aliran) didapat gaya aksial (P_u) dan momen ultimit (M_u) slab lengkung elemen 44 yang tercantum pada lampiran Table : Element Forces - Frames adalah :

Gaya aksial ultimit (P_u)	= 30173,666 kN
Momen ultimit (M_u)	= 8118,248 kNm
Faktor reduksi kekuatan geser (Φ)	= 0,6
Kuat tekan beton (f'_c)	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa

Dengan mengambil momen ultimit (M_u) yang terbesar, maka diperoleh gaya aksial rencana (P_u). Dengan hasil M_u dan P_u dibagi lebar dinding, sehingga diperoleh :

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana } (P_u) = \frac{30173,666}{20} = 1508,683 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit rencana } (M_u) = \frac{8118,248}{20} = 405,912 \text{ kNm}$$

$$\text{Ditinjau dinding selebar } (b) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Tinggi dinding } (L) = 3800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding } (h) = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit rencana } (V_u)$$

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{405,912}{3,8} = 106819 \text{ N} \dots\dots\dots(3.97)$$

$$d = h - d' = 800 - 100 = 700 \text{ mm}$$

$$V_c \max = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 700 = 698598,579 \text{ N} \dots\dots\dots(3.98)$$

$$\Phi \cdot V_c \max = 0,6 \cdot 698598,579 = 419159,158 \text{ N} > V_u \dots\dots\dots(3.99)$$

$$\beta_1 = 1,4 - (d / 2000) = 1,4 - (700 / 2000) = 1,05 \dots\dots\dots(3.100)$$

$$\beta_2 = 1 + P_u / (14 \cdot f_c' \cdot b \cdot h) = 1 + 1774,922 / (14 \cdot 24,9 \cdot 1000 \cdot 800) = 1 \dots\dots\dots(3.101)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.102)$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{A_s \cdot \frac{f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.103)$$

$$= 1,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 700 \cdot \sqrt{1609,49 \cdot \frac{24,9}{1000 \cdot 700}} = 175835 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d = 175835 + 0,6 \cdot 1000 \cdot 700 = 595835 \text{ N} \dots\dots\dots(3.104)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 595835 = 357501,08 \text{ N} \dots\dots\dots(3.105)$$

$$\Phi \cdot V_c > V_u \text{ (hanya perlu tulangan geser min.)}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga,

$$V_s = V_u = 106819 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan D19 dengan jarak arah y : $S_y = 500 \text{ mm}$

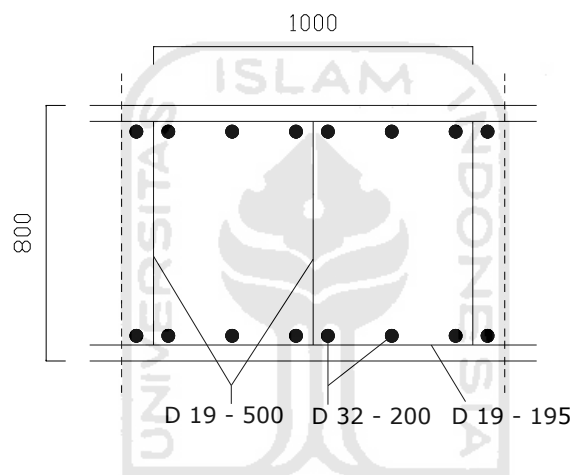
$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{S_y} \dots\dots\dots(3.106)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \cdot \frac{1000}{500} = 566,77 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser yang diperlukan, } S = A_{sv} \cdot f_y \cdot \frac{d}{V_s} \dots\dots\dots(3.107)$$

$$= 566,77 \cdot 390 \cdot \frac{700}{106819} = 891 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser D19 – 500 500



Gambar 5.12 Tulangan Pelat Lengkung

5.5.4 Perhitungan tulangan kolom

Perhitungan tulangan pada kolom perhitungan dilakukan dengan menggunakan diagram interaksi M_n dan P_n . Sebagai contoh perhitungan adalah kolom elemen 156. Dari hasil Analisis struktur dengan SAP 2000 pada kombinasi 1 (beban mati, hidup, rem, temperatur, angin dan aliran) didapat gaya aksial (P_u) dan momen ultimit (M_u) kolom elemen 156 yang tercantum pada lampiran Table : Element Forces - Frames adalah :

Gaya aksial ultimit (P_u)	= 13612,705 kN
Momen ultimit (M_u)	= 14815,657 kNm
Lebar dinding (b)	= 17000 mm

Tebal dinding (h)	= 600 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur (Φ)	= 0,8
Kuat tekan beton (f'_c)	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa

Gaya aksial ultimit pada dinding (P_u) = $\Phi \cdot P_n$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{13612,705}{0,8} = 17015,88 \text{ kN}$$

Momen ultimit pada dinding (M_u) = $\Phi \cdot M_n$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14815,657}{0,8} = 18519,57 \text{ kNm}$$

Nilai P_n dan M_n diplot dalam diagram interaksi diperlukan rasio tulangan yang diperlukan, $p = 1\%$

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = \rho \cdot b \cdot h$ (3.108)

$$= 1\% \cdot 17000 \cdot 600 = 102000 \text{ mm}^2,$$

Pakai diameter = 32 mm,

$$A\phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2, \dots\dots\dots(3.109)$$

$$\text{Tulangan tekan} = \text{tulangan tarik} = \frac{1}{2} \cdot A_s = \frac{1}{2} \cdot 102000 = 51000 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{\frac{1}{2} A_s} \dots\dots\dots(3.110)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{17000}{51000} = 268 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 32 – 250 mm untuk tulangan tekan

Digunakan tulangan D 32 – 250 mm untuk tulangan tarik

$$\text{Luas tulangan yang diperlukan } A_s = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 17000 \cdot 600 = 18360 \text{ mm}^2,$$

Pakai diameter = 19 mm,

$$A\phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 283,29 \text{ mm}^2, \dots\dots\dots(3.109)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \cdot \frac{17000}{18360} = 262,393 \text{ mm} < 500 \text{ mm (OK)}$$

Digunakan tulangan D 19 – 250 mm untuk tulangan bagi

5.5.5 Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Perhitungan tulangan geser pada kolom dapat dicontohkan dengan perhitungan kolom elemen 156. Dari hasil Analisis struktur dengan SAP 2000 pada kombinasi 1 (beban mati, hidup, rem, temperatur, angin dan aliran) didapat gaya aksial (Pu) dan momen ultimit (Mu) kolom elemen 156 yang tercantum pada lampiran Table : Element Forces - Frames adalah :

Gaya aksial ultimit (Pu)	= 13612,705 kN
Momen ultimit (Mu)	= 14815,657 kNm
Faktor reduksi kekuatan geser (Φ)	= 0,6
Kuat tekan beton (f_c')	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa

Dengan mengambil momen ultimit (Mu) yang terbesar, maka diperoleh gaya aksial rencana (Pu). Dengan hasil Mu dan Pu dibagi lebar dinding, sehingga diperoleh :

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana (Pu)} = \frac{13612,705}{17} = 800,747 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit rencana (Mu)} = \frac{14815,657}{17} = 871,509 \text{ kNm}$$

Ditinjau dinding selebar (b)	= 1000 mm
Faktor reduksi kekuatan geser (Φ)	= 0,6
Tinggi dinding (L)	= 5866 mm
Tebal dinding (h)	= 600 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')	= 100 mm

Gaya geser ultimit rencana (Vu)

$$V_u = \frac{Mu}{L} = \frac{871,509}{5,866} = 148570 \text{ N} \dots\dots\dots(3.111)$$

$$d = h - d' = 600 - 100 = 500 \text{ mm}$$

$$V_c \max = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 500 = 498998,99 \text{ N} \dots\dots\dots(3.112)$$

$$\Phi \cdot V_c \max = 0,6 \cdot 498998,99 = 299399,39 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \dots\dots\dots(3.113)$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,4 - \frac{500}{2000} = 1,15 \dots\dots\dots(3.114)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{14 \cdot f_c' \cdot A_g} = 1 + \frac{800,747}{14 \cdot 24,9 \cdot (1000 \cdot 500)} = 1 \dots\dots\dots(3.115)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.116)$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \sqrt{A_s \cdot \frac{f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.117)$$

$$= 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 500 \cdot \sqrt{1608,49 \cdot \frac{24,9}{1000 \cdot 500}} = 162745 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d = 162745 + 0,6 \cdot 1000 \cdot 500 = 462745 \text{ N} \dots\dots\dots(3.118)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 462745 = 277647,15 \text{ N} \dots\dots\dots(3.119)$$

$\Phi \cdot V_c > V_u$ (hanya perlu tulangan geser min.)

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga,

$$V_s = V_u = 148570 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan D19 dengan jarak arah y : $S_y = 400 \text{ mm}$

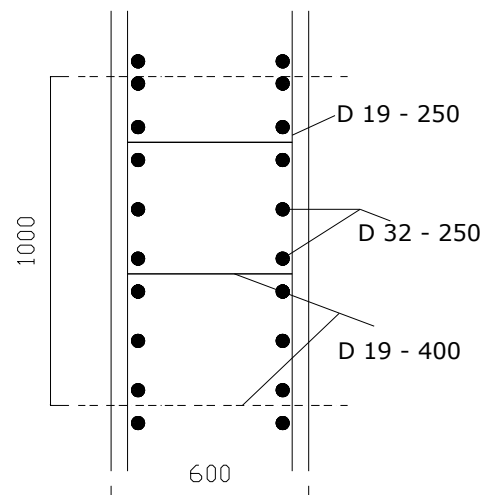
$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{b}{S_y} \dots\dots\dots(3.120)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \cdot \frac{1000}{400} = 708,46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser yang diperlukan, } S = A_{sv} \cdot f_y \cdot \frac{d}{V_s} \dots\dots\dots(3.121)$$

$$= 708,46 \cdot 390 \cdot \frac{500}{148570} = 572 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser D19 – 350 400



Gambar 5.13 Tulangan Kolom

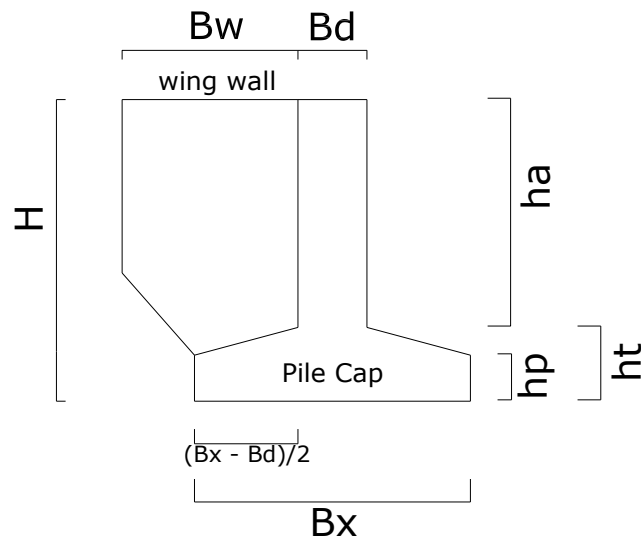
5.6 STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan. Konstruksi bagian bawah terdiri dari :

1. Kepala jembatan (*abutment*), dan
2. Pondasi

5.6.1 Perhitungan Beban Kepala Jembatan (*Abutment*)

Dimensi *abutment* yang direncanakan pada jembatan Kretek II ini dapat dilihat pada gambar berikut ini :



Gambar 5.14 Dimensi Penampang *Abutment*

Dari gambar diatas dapat di lihat dimensi pada masing-masing bagian *abutment* dibawah ini :

1. Dimensi *Abutment* :

B_d	= 0,9 m
B_x	= 6 m
B_y	= 20 m
h_p	= 1 m
h_t	= 1,75 m
h_a	= 2,8 m
$B_z = (B_x - B_d) / 2 = (6 - 0,9) / 2$	= 2,55 m
B_w	= 4 m

2. Input Data Timbunan Tanah Dipadatkan :

Berat volume (W_s)	= 17,2 kN/m ³
Sudut gesek (Φ)	= 35 °
Kohesi (C)	= 0
Kuat tekan beton (f'_c)	= 24,9 MPa
Berat beton (W_c)	= 25 kN/m ³

5.6.1.1 Perhitungan Beban Pada Abutment

1. Beban Struktur Atas

a. Beban Mati (M)

Tabel 5.7 Beban Mati Pada *Abutment*

No	Beban Mati	Parameter Volume			n	Berat Sat.	Beban
		b(m)	t(m)	L (m)		(kN/m ³)	kN
1	Aspal	7,5	0,1	40	2	22	1320
2	Air hujan	20	0,1	40	1	10	800
3	Slab	20	0,3	40	1	25	6000
4	Trotoar	1,5	0,3	40	2	25	900
5	Sandaran	0,15	1,3	40	2	25	390
6	Median	2	0,25	40	1	24	480

Total beban mati = 9890 kN

$$\begin{aligned}\text{Beban mati struktur atas pada abutment} &= \frac{1}{2} \cdot \text{Total beban mati} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 9890 = 4945 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Eksentrisitas beban terhadap Pondasi} &= Bz + \frac{Bd}{2} - \frac{Bx}{2} \\ &= 2,55 + \frac{0,9}{2} - \frac{6}{2} = 0 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat beban struktur atas} = 4945 \cdot 1 = 4945 \text{ kNm}$$

b. Beban Hidup+Kejut (H+K)

Beban merata (UDL) $L = 40 \text{ m}$ ($L > 30 \text{ m}$)

Lebar jalur lalu lintas, $b_1 = 7,5 \text{ m}$

$$\text{Beban merata, } q = 8 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{Le} \right) = 8 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{40} \right) = 7 \text{ kN/m}$$

Panjang Jembatan $L = 40 \text{ m}$

Beban hidup pada *abutment* akibat beban merata :

$$q = (5,5 \cdot L \cdot q \cdot 100 \% + L \cdot (b_1 - 5,5) \cdot q \cdot 50 \%) \cdot 2$$

$$q = (5,5 \cdot 40 \cdot 7 \cdot 100 \% + (7,5 - 5,5) \cdot 40 \cdot 7 \cdot 50 \%) \cdot 2$$

$$q = 3640 \text{ kN}$$

c. Beban garis P + Kejut

Besar muatan garis, $p = 44 \text{ kN/m}$ (BMS)

Beban hidup pada *abutment* akibat beba garis P:

$$\begin{aligned} P &= (5,5.p.100\% + (b_1 - 5,5).p.50\%).2 \\ &= (5,5.44.100\% + (7,5 - 5,5).44.50\%).2 = 572 \text{ kN} \end{aligned}$$

Koefisien kejut :

$DLA = 0,4$ (Peraturan Perencanaan Jembatan, "BMS") karena $L \leq 50 \text{ m}$

Beban hidup pada *abutment* akibat beban garis P + Kejut :

$$\begin{aligned} &= ((5,5.p.100\% + (b_1 - 5,5).p.50\%).2) \cdot DLA \\ &= ((5,5.44.100\%) + ((7,5 - 5,5).44.50\%).2) \cdot 0,4 = 228,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban hidup + kejut (H + K) pada *abutment* :

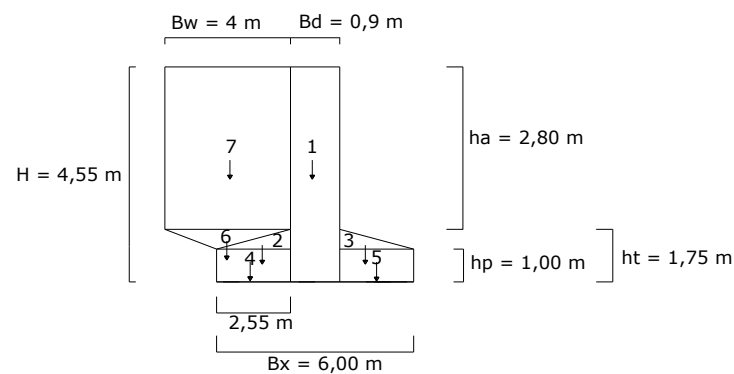
$$\begin{aligned} &= (1/2 \cdot \text{Beban hidup akibat } q) + \text{Beban hidup akibat garis P + Kejut} \\ &= (1/2 \cdot 3640) + 228,8 = 2048,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas beban terhadap Pondasi} &= Bz + \frac{Bd}{2} - \frac{Bx}{2} \\ &= 2,55 + \frac{0,9}{2} - \frac{6}{2} = 0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat beban hidup + kejut (H+K)} = 2048,8 \cdot 1 = 2048 \text{ kNm}$$

2. Beban Struktur Bawah

a. Beban Mati (M) Akibat Berat Sendiri *Abutment*



Gambar 5.15 Penampang *Abutment* Untuk Perhitungan Berat Sendiri

Dari gambar diatas dapat dihitung berdasarkan tabel 5.8 dibawah ini dengan nilai:

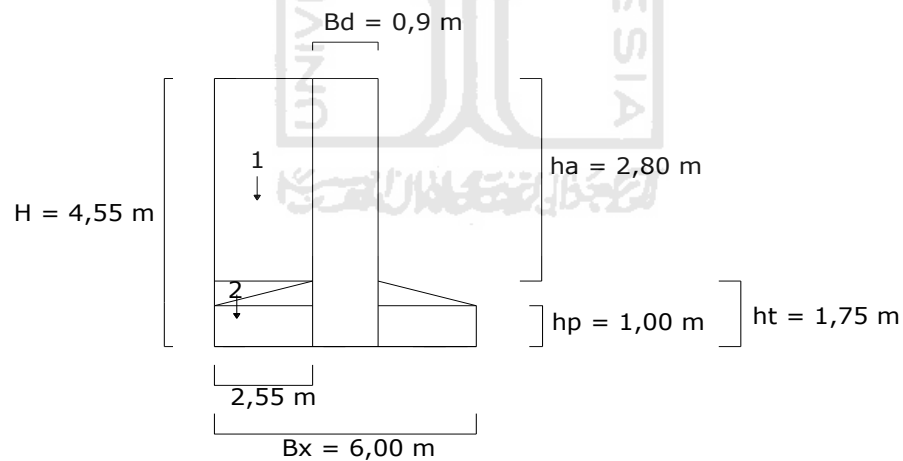
Bj beton = 25 kN/m³

2.Tebal *wing wall* = 2.0,5 = 1 m

Tabel 5.8 Perhitungan Berat Sendiri *Abutment*

No	b (m)	h (m)	shape	direc	Bj (kN/m ³)	By (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN-m)
1	0,9	4,55	1	-1	25	20	2025,000	0,450	-911,250
2	2,55	0,75	0,5	-1	25	20	478,125	1,300	-621,563
3	2,55	0,75	0,5	1	25	20	478,125	1,300	621,563
4	2,55	1	1	-1	25	20	1275	1,725	-2199,375
5	2,55	1	1	1	25	20	1275,000	1,725	2199,375
6	4	0,75	0,5	-1	25	1	37,500	3,117	-116,875
7	4	2,8	0,5	-1	25	1	140,000	2,450	-343,000
W Abutment							5731,250	Mbs	-1381,250

b. Beban Mati (M) Akibat Berat Tanah Di Atas Pondasi



Gambar 5.16 Berat Tanah di Atas Pondasi

Dari gambar diatas dapat dihitung berdasarkan tabel 5.9 dibawah ini :

Tabel 5.9 Perhitungan Berat Tanah di Atas Pondasi

Dimensi	b (m)	h (m)	shape	direc	Bj (kN/m ³)	By (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN-m)
1	2,55	2,8	1	-1	17,2	20	2456,160	1,725	-4236,876
2	2,55	0,75	0,5	-1	17,2	20	328,950	2,150	-707243
W tanah							2785,11	Mwt	-4944,119

Beban mati akibat berat sendiri *abutment* dan berat tanah :

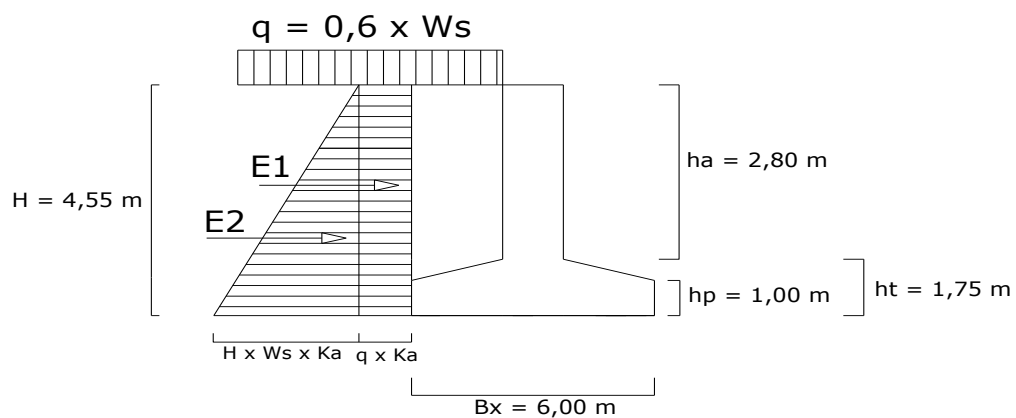
$$\begin{aligned}
 &= W (\text{abutment}) + W \text{ tanah} \\
 &= 5731,250 + 2785,11 = 8516,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen akibat beban mati berat sendiri *abutment* dan berat tanah :

$$\begin{aligned}
 &= Mbs + Mwt \\
 &= (-1381,250) + (-4944,118) = -6325,369 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Tekanan Tanah (Ta)

Tanah urug *abutment* jembatan ini di rencanakan sampai kedalamannya 4,55 m, mempunyai nilai $\emptyset = 35^\circ$ dan berat jenisnya $\gamma = 1,8 \text{ kN/m}^3$. Distribusi tekanan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.17 dibawah ini :



Gambar 5.17 *Abutment* dan Tekanan Tanah

Tekanan Tanah Aktif

Koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi/2)$

$$= \tan^2 (45^\circ - 35/2) = 0,2710$$

$$q = 0,6.W_s = 0,6.17,2 = 10,32 \text{ kN/m}^2$$

Panjang bentang arah y, $L = B_y = 20 \text{ m}$

Tabel 5.10 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif

NO	Tekanan tanah	E (kN)	Lengan	y (m)	Momen (kNm)
1	$E_1 = q.H.K_a.L$	254,502	H/2	2,275	578,99096
2	$E_2 = 1/2.H^2.w_s.K_a.L$	964,985	H/3	1,517	1463,5605
		H_{TA} =	1219,486	M_{TA} =	2042,5514

3. Beban – beban Sekunder

a. Beban Gempa

Berdasarkan *BMS* untuk wilayah gempa 3, Untuk faktor keutamaan struktur *I* dapat dilihat pada *BMS* tabel 2.13 halaman 2-50 sebesar 1,2. Untuk faktor jenis struktur *S* didapat dari *BMS* halaman 2-51 sebesar 1.

Beban gempa :

$$T_{EQ} = C.S.I.W_{TP}$$

Modulus elastis beton :

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_{c'}} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23452,953 \text{ MPa}$$

$$H = 4,55 \text{ m}$$

Inersia penampang *Abutment* :

$$I_c = \frac{1}{12}.B_y.H^3 = \frac{1}{12}.20.0,9^3 = 1,215 \text{ m}^4$$

Waktu getar alami :

$$K_p = 3.E_c \frac{I_c}{h^3} = 3.23452,953.10^3 \frac{1,215}{4,55^3} = 907327,786 \text{ kN/m} \dots\dots\dots(3.13)$$

$$W_{TP} = W_{\text{Struktur atas}} + 1/2.W_{\text{Struktur bawah}} (W_{\text{Abutment}} + W_{\text{Tanah}}) \dots\dots\dots(3.14)$$

$$W_{TP} = 4945 + 1/2.(5731,250 + 2785,11) = 9203,180 \text{ kN}$$

Waktu getar alami :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{9203,18}{9,81 \cdot 1244896,786}} = 0,202 \text{ detik}$$

dengan kondisi tanah sedang diperoleh koefisien gempa dasar C sebesar 0,18.

Distribusi gaya gempa arah memanjang jembatan :

Tabel 5.11 Perhitungan Beban Gempa Pada *Abutment*

Beban Mati akibat	W_{TP} (kN)	Notasi (kN)	$C \cdot I \cdot S \cdot W_{TP}$ (kN)	Lengan thd O		Momen (kN-m)
				Uraian	m	
P struktur atas	4945,000	Gbp	1068,120	H	4,55	4859,946
W abutment	5731,250	Gba	1237,950	1/2 . H	2,275	2816,336
W tanah	2785,11	Gbt	601,584	2/3 . H	3,033	1824,804
Gb =			2907,654	kN	Mgb =	9501,086 kN-m

b. Beban Angin

Untuk besaran tekanan angin didapat dari *BMS* tabel 2.15a halaman 2-17.

Tekanan angin, karena $(b/d = 20/1,45 = 13,79)$, maka diambil $= 0,68 \text{ kPa}$

Luas bidang kontak vertikal jembatan $= h \cdot \frac{L}{2} = 0,88 \cdot \frac{40}{2} = 17,6 \text{ m}^2$

Gaya angin, $A = 0,68 \cdot 17,6 = 11,97 \text{ kN}$

Lengan terhadap pondasi (Le) :

$$= H + \frac{1}{2} \cdot h = 4,55 + \frac{1}{2} \cdot 0,88 = 4,99 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin, Ma :

$$= \text{Gaya angin} \cdot Le$$

$$= 11,97 \cdot 4,99 = 59,73 \text{ kN-m}$$

c. Beban Rem dan Traksi (R_m)

Besarnya gaya rem arah melintang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

Gaya rem, $T_{TB} = 250 \text{ kN}$ untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$ (3.18)

Gaya rem, $T_{TB} = 250 + 2.5 \times (L_t - 80) \text{ kN}$ untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$ (3.19)

Gaya rem, $T_{TB} = 500 \text{ kN}$ untuk $L_t \geq 180 \text{ m}$(3.20)

Untuk bangunan Jembatan Kretek II $L_E < 80 \text{ m}$ maka gaya rem (T_{TB}) yang dipakai sebesar 250 kN.

Karena terdiri dari 4 bentang, maka gaya rem yang terjadi adalah :

$$\frac{TTB}{4} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi (L_e) :

$$= H + 1,8 = 4,55 + 1,8 = 6,35 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem :

$$\begin{aligned} M_{rm} &= R_m \cdot L_e \\ &= 62,5 \cdot 6,35 = 264,583 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

d. Beban Gesekan Pada Tumpuan (F)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer = 0,18

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban mati saja.

Beban mati struktur atas = 4955 kN

Beban gesek = Koefisien gesek . Beban mati

$$F = 0,18 \cdot 4955 = 891,9 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi, $H = 4,55 \text{ m}$

Momen akibat gaya gesek :

$$\begin{aligned} M_f &= F \cdot H \\ &= 891,9 \cdot 4,55 = 4058,145 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

4. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.12 Kombinasi Pembebanan Pada Perhitungan *Abutment*

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	Kekuatan yang digunakan dalam % kekuatan ijin
I	$M + (H + K) + Ta$	100%
II	$M + F + A + Ta$	125%
III	$M + (H + K) + Ta + Rm + F + A$	140%
IV	$M + Ta + T_{EQ}$	150%

a. Kombinasi I : $M + (H + K) + Ta \rightarrow 100\%$

Tabel 5.12a Pembebanan Kombinasi I ($M + (H + K) + Ta$)

KOMBINASI BEBAN		ARAH HORIZONTAL		ARAH VERTIKAL	
		GAYA H (kN)	MOMEN M _h (kN-m)	GAYA V (kN)	MOMEN M _v (kN-m)
M	Beban Mati struktur atas			4945	4945
	W (abutment) + W (tanah)			8516,360	-6325,369
H+K	Beban hidup + kejut pada abutment			2048,800	2048
Ta	Gaya horizontal akibat tekanan tanah	1219,486	2042,551		
		1219,486	2042,551	15510,160	668,432

b. Kombinasi II : $M + F + A + Ta \rightarrow 125\%$

Tabel 5.12b Pembebanan Kombinasi II ($M + F + A + Ta$)

KOMBINASI BEBAN		ARAH HORIZONTAL		ARAH VERTIKAL	
		GAYA H (kN)	MOMEN M _h (kN-m)	GAYA V (kN)	MOMEN M _v (kN-m)
M	Beban Mati struktur atas			4945	4945
	W (abutment) + W (tanah)			8516,360	-6325,369
F	Beban gesekan pada tumpuan	890,100	4049,955		
A	Beban angin	11,968	59,720		
Ta	beban akibat tekanan tanah	1219,486	2042,551		
		2121,554	6152,227	13461,360	-1380,369

c. Kombinasi III : $M + (H + K) + Ta + Rm + F + A \rightarrow 140\%$

Tabel 5.12c Pembebanan Kombinasi III ($M + (H + K) + Ta + Rm + F + A$)

KOMBINASI BEBAN		ARAH HORIZONTAL		ARAH VERTIKAL	
		GAYA H (kN)	MOMEN Mh (kN-m)	GAYA V (kN)	MOMEN Mv (kN-m)
M	Beban Mati struktur atas			4945	4945
	W (abutment) + W (tanah)			8516,360	-6325,369
H+K	Beban hidup + kejut pada abutment			2048,800	2048,800
Ta	Beban akibat tekanan tanah	1219,486	2042,551		
Rm	Beban Rem	41,667	264,583		
F	Beban gesekan pada tumpuan	890,100	4049,955		
A	Beban angin	11,968	59,720		
		2163,221	6416,810	15510,160	668,432

d. Kombinasi IV : $M + Ta + Gb \rightarrow 150\%$

Tabel 5.12d Pembebanan Kombinasi III ($M + Ta + Gb$)

KOMBINASI BEBAN		ARAH HORIZONTAL		ARAH VERTIKAL	
		GAYA H (kN)	MOMEN Mh (kN-m)	GAYA V (kN)	MOMEN Mv (kN-m)
M	Beban Mati struktur atas			4945,000	4945,000
	W (abutment) + W (tanah)			8516,360	-6325,369
Gb	Beban Gempa	2907,654	9501,08632		
Ta	beban akibat tekanan tanah	1219,486	2042,551		
		4127,140	11543,638	13461,360	-1380,369

5. Eksentrisitas Pondasi

$$\text{Eksentrisitas pondasi : } ex = \frac{(\sum M_v + \sum M_h)}{\sum V}$$

Untuk $ex < \frac{Bx}{6} = \frac{6}{6} = 1$ maka tidak terjadi tarik (masuk *kern*)

Tabel 5.13 Perhitungan Eksentrisitas Pondasi

KOMBINASI	ΣM_v	ΣM_h	ΣV	ex	
KOMBINASI I	668,432	2042,551	15510,160	0,175	Masuk kern (OK)
KOMBINASI II	-1380,369	6152,227	13461,360	0,354	Masuk kern (OK)
KOMBINASI III	668,432	6416,810	15510,160	0,457	Masuk kern (OK)
KOMBINASI IV	-1380,369	11543,638	13461,360	0,755	Masuk kern (OK)

6. Stabilitas Guling

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi :

$$= \frac{B_x}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

Momen penahan guling :

$$\Sigma M_{VA} = -\frac{B_x}{2} \cdot \Sigma V + \Sigma M_v \dots\dots\dots(3.122)$$

$$\text{Angka aman guling pondasi, } SF = \left(\frac{\Sigma M_{VA}}{\Sigma M_h} \right) > 1,5 \dots\dots\dots(3.123)$$

Tabel 5.14 Perhitungan Stabilitas Pondasi Terhadap Guling

KOMBINASI	ΣM_{VA}	ΣM_h	SF
KOMBINASI I : 100 %	47198,912	2042,551	23,108
KOMBINASI II : 125 %	39003,712	6152,227	6,340
KOMBINASI III : 140 %	47198,912	6416,810	7,356
KOMBINASI IV : 150 %	39003,712	11543,638	3,379

7. Stabilitas Geser

$$\text{Gaya penahan geser, } \Sigma H_p = C \cdot B_x \cdot B_y + \Sigma V \cdot \tan \Phi \dots\dots\dots(3.124)$$

$$\text{Angka aman terhadap geser, } SF = \left(\frac{\Sigma H_p}{\Sigma H} \right) > 2 \dots\dots\dots(3.125)$$

Tabel 5.15 Perhitungan Stabilitas Pondasi Terhadap Geser

KOMBINASI	ΣH	ΣHP	SF	
KOMBINASI I : 100 %	1219,486	10860,331	8,906	AMAN (OK)
KOMBINASI II : 125 %	2121,554	9425,746	5,554	AMAN (OK)
KOMBINASI III : 140 %	2163,221	10860,331	7,029	AMAN (OK)
KOMBINASI IV : 150 %	4127,140	9425,746	3,426	AMAN (OK)

5.6.2 Perhitungan Pembebanan Wing - Wall

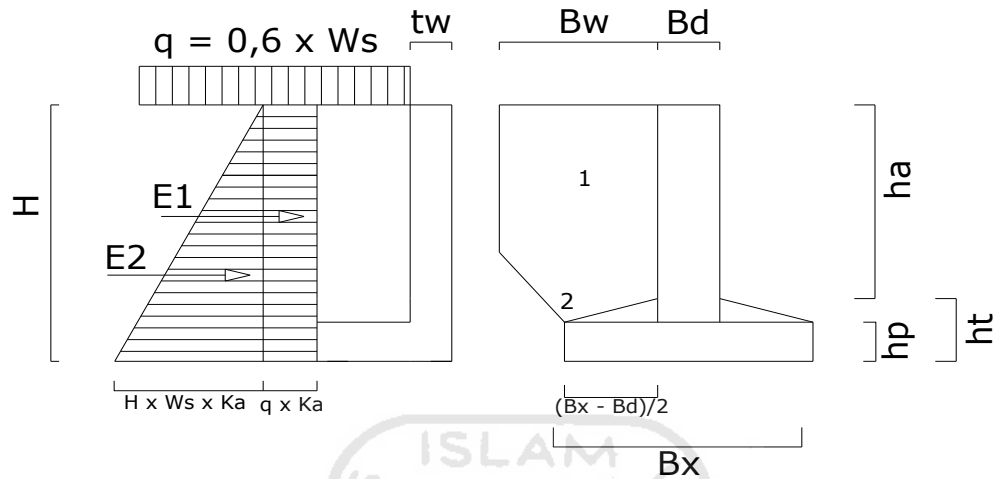
1. Data Dimensi dan Bahan Wing – Wall

Kuat tekan beton (f_c)	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa
Tebal wing – wall (t_w)	= 0,5 m
Panjang wing – wall (B_w)	= 4 m
Berat beton (W_c)	= 25 kN/m ³
Sudut gesek (Φ)	= 35 °
Kohesi (C)	= 0 kN/m ²

Dimensi abutment dan pile-cap :

B_d	= 0,9 m
B_x	= 6 m
B_y	= 20 m
h_p	= 1 m
h_t	= 1,75 m
h_a	= 2,8 m

2. Analisis Beban Pada Wing – Wall



Gambar 5.18 Beban Pada Wing Wall

$$H_w = h_a + h_t - h_p = 2,8 + 1,75 - 1 = 3,55 \text{ m}$$

$$(B_x - B_d) / 2 = (6 - 0,9) / 2 = 2,55 \text{ m}$$

Tabel 5.16 Perhitungan Luas Wing-wall

No	Parameter berat bagian beton			Luas (m ²)
	b	h	Shape	
1	4	2,8	1	11,2
2	1,45	0,75	1	1,09
A =				12,2875 m ²

Tinggi ekuivalen wing – wall, $H_e = A / B_w = 12,2875 / 4 = 3,072 \text{ m}^2$

Sudut gesek dalam, $\Phi = 35^\circ$

Kohesi tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) = \tan^2(45 - 35/2) = 0,27099$

Beban merata, $q = 0,6.W_s = 0,6.17,2 = 10,32 \text{ kN/m}^2$

Tabel 5.17 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah

Gaya akibat tekanan tanah	E (kN)	Lengan momen arah		My (kNm)	Mx (kNm)
		Y (m)	X (m)		
$E1 = q \cdot He \cdot Ka \cdot Bw$	34,363	1,775	2	60,995	68,727
$E2 = 1/2 \cdot He^2 \cdot Ws \cdot Ka \cdot Bw$	87,967	1,183	2	104,065	175,934
Total momen				165,060	244,661

Momen pada wing – wall :

Arah y : lebar jepitan efektif, $b_y = (B_x - B_d) / 2 = (6 - 0,9) / 2 = 2,55 \text{ m}$

Momen arah y, $M_y = M_{y_{tot}} / b_y = 165,060 / 2,55 = 64,729 \text{ kNm/m}$

Arah x : lebar jepitan efektif, $b_x = He = 3,072 \text{ m}$

Momen arah x, $M_x = M_{x_{tot}} / b_x = 244,661 / 3,072 = 79,645 \text{ kNm/m}$

Faktor beban ultimit = 1,25

Momen ultimit rencana arah y (vertikal), $M_{uy} = M_y \cdot \text{faktor beban ultimit}$

= $64,729 \cdot 1,25 = 80,912 \text{ kNm/m}$

Momen ultimit rencana arah x (horisontal), $M_{ux} = M_x \cdot \text{faktor beban ultimit}$

= $79,645 \cdot 1,25 = 99,557 \text{ kNm/m}$

5.6.3 Perhitungan Pondasi Abutment

5.6.3.1 Data Fondasi Tiang Bor

1. Data Dimensi Abutment

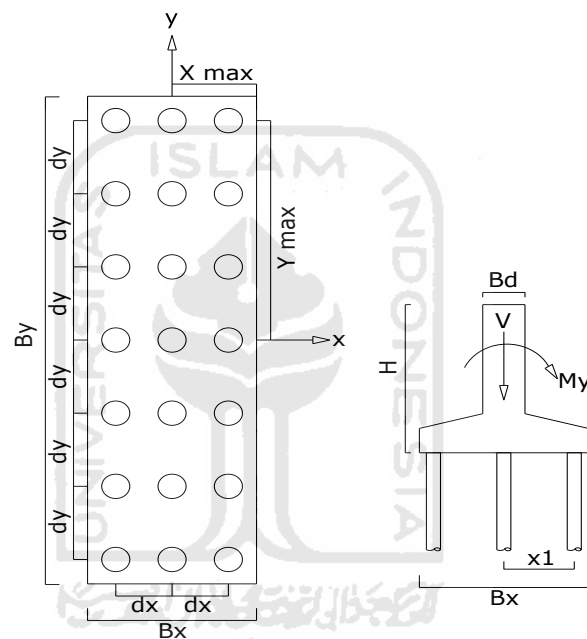
Dimensi *abutment* yang direncanakan pada jembatan Kretek II ini dapat dilihat pada data tiang bor berikut ini :

Kuat tekan beton (f'_c)	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa
Berat jenis beton	= 25 kN/m^3
Jumlah tiang bor (n_y)	= 7 buah
Jumlah kolom tiang bor (n_x)	= 3 buah
Jarak antara tiang bor arah y (d_y)	= 3 m
Jarak antara tiang bor arah x (d_x)	= 2 m
Dimensi tiang bor (d_s)	= 0,8 m
Panjang efektif tiang bor (L_e)	= 30 m

Tebal abutment (Bd) = 0,9 m
 Tinggi abutment (H) = 4,55 m

B. Ukuran Pile – Cap :

Lebar (Bx) = 6 m
 Panjang (By) = 20 m
 hp = 1 m
 ht = 1,75 m



Gambar 5.19 Fondasi Tiang Bor

5.6.3.2 Perhitungan Gaya Yang Diterima Tiang Bor

Jumlah tiang bor , n = 21 buah

Tabel 5.18 Perhitungan Jarak Tiang Bor

X max = 2 m				Y max = 9 m			
X1	2	X1 ²	56	Y1	9	Y1 ²	486
X2	0	X2 ²	0	Y2	6	Y2 ²	216
X3	tidak ada	X3 ²	Tidak ada	Y3	3	Y3 ²	54
X4	tidak ada	X4 ²	Tidak ada	Y4	0	Y4 ²	0
X5	tidak ada	X5 ²	Tidak ada	Y5	Tidak ada	Y5 ²	Tidak ada

Lanjutan **Tabel 5.18** Perhitungan Jarak Tiang Bor

				Y6	Tidak ada	$Y6^2$	Tidak ada
				Y7	Tidak ada	$Y7^2$	Tidak ada
				Y8	Tidak ada	$Y8^2$	Tidak ada
				Y9	Tidak ada	$Y9^2$	Tidak ada
				Y10	Tidak ada	$Y10^2$	Tidak ada
$\Sigma X^2 =$				56 m²		$\Sigma Y^2 =$	756 m²

1. Gaya Aksial Pada Bore Pile

Gaya aksial yang diterima satu tiang bor :

$$P1 = \frac{\Sigma V}{n} + \Sigma v.ex.X_{max} / \Sigma X^2 - \Sigma v.ex.Y_{max} / \Sigma Y^2 \dots\dots\dots(3.146)$$

$$P2 = \frac{\Sigma V}{n} + \Sigma v.ex.X_{max} / \Sigma X^2 - \Sigma v.ex.Y_{max} / \Sigma Y^2 \dots\dots\dots(3.147)$$

Tabel 5.19 Gaya Aksial Yang Diterima Satu Tiang Bor

KOMBINASI PEMBEBANAN	ΣV (kN)	ex (m)	P1 (kN)	P2 (kN)	Pmax (kN)
Kombinasi I	15510,16	0,175	801,513	607,871	801,513
Kombinasi II	13461,36	0,354	751,792	410,945	751,792
Kombinasi III	15510,16	0,457	903,96	396,969	903,96
Kombinasi IV	13461,36	0,755	876,95	151,002	876,95

2. Gaya Lateral Pada Bore Pile

Gaya lateral yang diterima satu tiang bor, $H_{max} = \frac{\Sigma H}{n} \dots\dots\dots(3.149)$

Tabel 5.20 Gaya Lateral Yang Diterima Satu Tiang Bor

KOMBINASI PEMBEBANAN	ΣH (kN)	Hmax (kN)
Kombinasi I	1219,486	58,071
Kombinasi II	2121,554	101,026
Kombinasi III	2163,221	103,01
Kombinasi IV	4127,140	196,53

5.6.3.3 Daya Ijin Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Tanah

Daya tekan beton , $f_c' = 2490 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Tegangan ijin } f = 0,33.f_c' = 0,33.2490 = 821,7 \text{ Ton/ m}^2 \dots\dots\dots(3.150)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \pi/4.ds^2 = 3,14/4.0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(3.151)$$

Panjang efektif, $L_e = 30 \text{ m}$

$$\text{Berat tiang, } W = A.L_e.B_j \text{ beton} = 0,5024.30.25 = 36,02 \text{ Ton} \dots\dots\dots(3.152)$$

$$\text{Daya dukung ijin, } P_{ijin} = A.f - W = 0,5024.821,7 - 36,02 = 36,02 \text{ Ton} \dots\dots\dots(3.153)$$

$$P_{ijin} = 36 \text{ Ton} = 360 \text{ kN}$$

5.6.3.4 Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Tanah

1. Daya Dukung Tiang Bor Menurut Terzaghi (Data Pengujian Lab)

$$Q_{ultimit} = (1,3.C.N_c) + (\gamma.D_f.N_q) + (0,6.\gamma.R.N_g) \dots\dots\dots(3.154)$$

$$\text{Kedalaman tiang bor (Df)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari penampang tiang bor (R)} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Parameter kekuatan tanah diujung tiang bor (C)} = 0,02 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,5 \text{ Ton/ m}^2$$

$$\Phi = 35^\circ$$

Faktor daya dukung menurut Thomlinson :

$$N_c = \frac{(228 + 4,3.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(228 + 4,3.35)}{(40 - 35)} = 76 \dots\dots\dots(3.155)$$

$$N_q = \frac{(40 + 5.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(40 + 5.35)}{(40 - 35)} = 43 \dots\dots\dots(3.156)$$

$$N_g = \frac{(6.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(6.35)}{(40 - 35)} = 42 \dots\dots\dots(3.157)$$

$$Q_{ultimit} = (1,3.C.N_c) + (\gamma.D_f.N_q) + (0,6.\gamma.R.N_g) \dots\dots\dots(3.154)$$

$$= (1,3.0,02.76) + (1,5.30.43) + (0,6.1,5.0,4.42) = 1952,088 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.159)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \frac{1}{4}.\pi.ds^2 \dots\dots\dots(3.158)$$

$$= \frac{1}{4}.3,14.0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2$$

Angka aman, $SF = 4$

$$P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} = \frac{0,5024.1952,088}{4} = 245,2 \text{ Ton} = 2452 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.159)$$

2. Daya Dukung Tiang Bor Menurut Meyerhoff (Data Pengujian CPT)

$$Q_{ultimit} = 40.N \dots\dots\dots(3.160)$$

Nilai SPT = 45 pukulan / 30 cm

$$Q_{ultimit} = 40.N = 40.45 = 1800 \text{ Ton/.m}^2$$

$$\text{Daya dukung tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.162)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(3.161)$$

Angka aman, $SF = 4$

$$P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} = \frac{0,5024.1800}{4} = 226,1 \text{ Ton} = 2261 \text{ kN}$$

Diambil daya dukung ijin tiang : $P_{ijin} = 2000 \text{ kN}$

5.6.3.5 Daya Dukung Lateral Tiang Bor

$$L_a = h_p = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pile cap (By)} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek } (\Phi) = 35^\circ$$

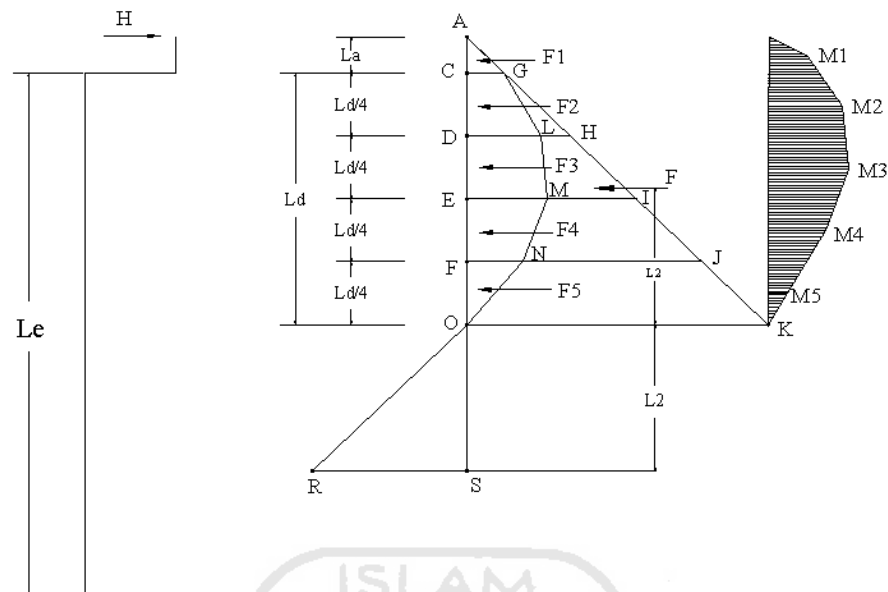
$$\gamma = 1,5 \text{ Ton/ m}^2$$

$$\text{Panjang efektif tiang bor (Le)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jepitan tiang } L_d = \frac{1}{3} \cdot L_e = \frac{1}{3} \cdot 30 = 10 \text{ m}$$

$$\frac{L_d}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah pasif, } K_p = \tan^2 (45 + \Phi/2) = 3,690$$



Gambar 5.20 Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metode Brinch Hansen, 1961

Tabel tekanan tanah pasif efektif :

Tabel 5.21 Perhitungan tekanan tanah pasif pada tiang bor *abutment*

BAGIAN	KEDALAMAN H (m)	$H \times \gamma \times K_p$ (Ton/m ²)	BAGIAN	TEKANAN (Ton/m ²)
OK	$L_a + L_d = 11,8$	65,313	0	0,0000
FJ	$L_a + 3/4.L_d = 9,3$	51,476	$F_N = 1/4.FJ$	12,869
EI	$L_a + 1/2.L_d = 6,8$	37,638	$E_M = 1/2.EI$	18,819
DH	$L_a + 1/4.L_d = 4,3$	23,801	$D_L = 3/4.DH$	17,850
CG	$L_a = 1,8$	9,963	CG	9,963

Tabel 5.22 Perhitungan gaya dan momen akibat tekanan tanah

Kode	Teg - 1 (Ton/m ²)	Teg - 2 (Ton/m ²)	Lebar (m)	Besar gaya (Ton)	Lengan THD. O (m)	Momen (Ton - m)
F1	0	12,869	1,8	231,651	10,6	2455,501
F2	12,869	18,819	2,5	792,234	8,75	6932,048
F3	18,819	17,850	2,5	867,190	6,25	5419,938
F4	17,850	9,963	2,5	645,780	3,75	2421,675
F5	9,963	0	2,5	249,087	1,667	415,228
F =				2785,942	M =	17644,389

$$L_2 = \frac{M}{F} = \frac{17644,389}{2785,942} = 6,333 \text{ m}$$

$$\text{Gaya lateral} = \Sigma M_s = 0$$

$$\text{Beban lateral, } H = F \cdot \left(\frac{2 \cdot L_e}{L_2 + L_d + L_a} \right)$$

$$= 2785,942 \cdot \left(\frac{2 \cdot 6,333}{6,333 + 2,5 + 1,8} \right) = 1946,07 \text{ Ton}$$

$$\text{Jumlah baris tiang (ny)} = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang per baris (nx)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Angka aman (SF)} = 2$$

$$\text{Daya dukung ijin lateral satu tiang bor, } H_{ijin} = \frac{H}{ny \cdot nx \cdot SF}$$

$$= \frac{1946,07}{7 \cdot 3 \cdot 2} = 46,3 \text{ Ton} = 463 \text{ kN}$$

$$\text{Diambil daya dukung ijin lateral tiang, } H_{ijin} = 200 \text{ kN}$$

5.6.3.6 Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

1. Perhitungan Dengan Cara Bending Momen Diagram (BMD)

Tabel 5.23 Perhitungan bending moment diagram pada tiang bor *abutment*

Lengan yh (m)	Momen Mh=H.yh (Ton-m)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (Ton-m)				
			F1	F2	F3	F4	F5
			231,651	792,234	867,190	645,780	249,08
1,200	2335,2826	0,600	138,9906				
2,450	4767,8686	1,850	428,5544	475,3404			
4,950	9633,0407	4,350	1007,682	1465,6329	520,314		
7,450	14498,213	6,850	1586,809	3446,2179	1604,3015	387,468	
9,950	19363,385	9,350	2165,937	5426,8029	3772,2765	1194,693	149,45
12,450	24228,557	11,850	2745,064	7407,3879	5940,2515	2809,143	460,81
14,950	29093,729	14,350	3324,192	9387,9729	8108,2265	4423,593	1083,52

Kode	BMD $H.yh - \sum(F1.yf1)$ (Ton - m)
M1	2196,2920
M2	3863,9739
M3	6639,4120
M4	7473,4161
M5	6654,2235
M6	4865,8993
M7	2766,2164

Momen maksimum = M max = 7473,4161 Ton-m

Jumlah baris tiang (ny) = 7 buah

Jumlah tiang per baris (nx) = 3 buah

Angka aman (SF) = 2

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral,

$$M_{\text{max ijin}} = \frac{M_{\text{max}}}{ny.nx.SF}$$

$$M_{\text{max ijin}} = \frac{7473,4161}{7.3.2} = 177,938 \text{ Ton-m} = 1779,38 \text{ kNm}$$

5.6.3.7 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin

1. Terhadap Daya Dukung Ijin Aksial

Dari hasil Pmax diatas dapat dikatakan aman, maka dilakukan kontrol terhadap daya dukung ijin aksial.

Tabel 5.24 Kontrol gaya terhadap daya dukung ijin aksial

KOMBINASI PEMBEBANAN		Pmax (kN)	P ijin (kN)	Keterangan
Kombinasi - I :	100%	801,513	2000	AMAN
Kombinasi - II :	125%	751,792	2500	AMAN
Kombinasi - III :	140%	903,96	2800	AMAN
Kombinasi - IV :	150%	876,95	3000	AMAN

2. Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral

Dari hasil Hmax diatas dapat dikatakan aman, maka dilakukan kontrol terhadap daya dukung ijin lateral.

Tabel 5.25 Kontrol gaya terhadap daya dukung ijin lateral

KOMBINASI PEMBEBANAN		Hmax (Ton)	H ijin (Ton)	Keterangan
Kombinasi - I :	100%	58,071	200	AMAN
Kombinasi - II :	125%	101,026	150	AMAN
Kombinasi - III :	140%	103,01	280	AMAN
Kombinasi - IV :	150%	196,53	300	AMAN

5.6.3.8 Pembesian Bore Pile

1. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Beban maksimum pada bore pile :

$$P_{max} = P_{ijin} = P_n = 2000 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.163)$$

$$\text{Eksentrisitas, } e = 0,15 \cdot d_s = 0,15 \cdot 0,8 = 0,12 \text{ m} \dots\dots\dots(3.165)$$

$$M_{max} = M_{max} = 1779,38 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor beban ultimit, } \Phi = 1,5$$

$$\text{Beban ultimit, } P_u = \Phi \cdot P_n \dots\dots\dots(3.166)$$

$$= 1,5 \cdot 2000 = 3000 \text{ kN} = 3000000 \text{ N}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = \Phi \cdot M_{max} \dots\dots\dots(3.167)$$

$$= 1,5 \cdot 1779,38 = 2669,08 \text{ kNm} = 2669080000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tiang bor } (D) = 800 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = \frac{3,14}{4} 800^2 = 502400 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.168)$$

$$\frac{\Phi \cdot P_n}{(f'_c \cdot A_g)} = \frac{1,5 \cdot 2000}{(24,9 \cdot 502400)} = 0,240$$

$$\frac{\Phi \cdot M_n}{(f'_c \cdot A_g \cdot D)} = \frac{1,5 \cdot 177,938}{(24,9 \cdot 502400 \cdot 800)} = 0,032$$

Plot nilai $\frac{\Phi.Pn}{(fc'.Ag)}$ dan $\frac{\Phi.Mn}{(fc'.Ag.D)}$ ke dalam diagram interaksi kolom lingkaran

diperoleh rasio tulangan, $p = 1\%$

Luas tulangan yang diperoleh, $A_s = \rho.A_g = 1\%.502400 = 5024 \text{ mm}^2$ (3.169)

Diameter besi tulangan yang digunakan D19

$$A_s' = \frac{1}{4}\pi.D^2 = \frac{1}{4}3,14.19^2 = 283,385 \text{ mm}^2 \text{(3.170)}$$

$$\text{Jumlah tulangan yang digunakan, } n = \frac{A_s}{A_s'} \text{(3.171)}$$

$$= 5024 / 283,385 = \frac{5024}{283,385} = 17,72853 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan **18 D19**

2. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser bore pile didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

$$\text{Beban ultimit (Pu)} = 3000000 \text{ N}$$

$$\text{Momen ultimit (Mu)} = 2669080000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (fc')} = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser (\Phi)} = 0,6$$

$$\text{Panjang bore pile (L)} = 30000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter bore pile (D)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan bore pile (As)} = 5024 \text{ mm}^2$$

$$V_u = \frac{Mu}{L} = \frac{2669080000}{30000} = 88969,08 \text{ N(3.172)}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif pier, } d = D - d' = 800 - 50 = 750 \text{ mm}$$

$$V_c \text{ max} = 0,2.fc'.D.d = 0,2.24,9.800.750 = 2988000 \text{ N(3.173)}$$

$$\Phi.V_c \text{ max} = 0,6.2988000 = 1792800 \text{ N} > V_u \text{ (OK)(3.174)}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,4 - \frac{750}{2000} = 1,025 \dots\dots\dots(3.175)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{Pu}{14 \cdot f_c' \cdot A_g} = 1 + \frac{3000000}{14 \cdot 24,9 \cdot 502400} = 1,017 \dots\dots\dots(3.176)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.177)$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot D \cdot d \cdot \sqrt{\frac{A_s \cdot f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.178)$$

$$= 1,025 \cdot 1,017 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 750 \cdot \sqrt{\frac{5024 \cdot 24,9}{800 \cdot 750}} = 278611 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + (0,6 \cdot D \cdot d) = 278611 + (0,6 \cdot 800 \cdot 50) = 638661 \text{ N} \dots\dots\dots(3.179)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 638661 = 383197 \text{ N} > V_u \text{ (hanya perlu tulangan geser minimum)}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u = 88969,08 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang : 2 D10

$$A_{sv} = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 1/4 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.180)$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$S = A_{sv} \cdot f_y \cdot (d / V_s) = 157 \cdot 390 \cdot (750 / 88969,08) = 516,161 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.181)$$

Digunakan sengkang : **2 Φ 10 – 200**

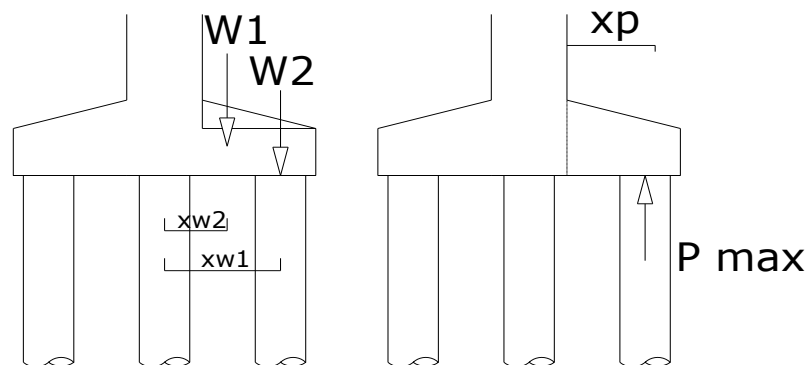
5.6.3.9 Pembesian Pile Cap

1. Perhitungan Momen Rencana

Dari perhitungan P_{max} , maka diperoleh gaya reaksi maksimum rencana tiang bor yang tercantum dalam tabel berikut ini :

Tabel 5.26 Momen rencana pile cap

Kombinasi Pembebanan	Faktor kekuatan	P_{max} (kN)
Kombinasi - I	100%	801,513
Kombinasi - II	125%	751,792
Kombinasi - III	140%	903,96
Kombinasi - IV	150%	876,95



Gambar 5.21 Gaya reaksi Pile Cap

Gaya geser maksimum rencana tiang bor, $P_{max} = 903,96 \text{ kN}$

Lebar dinding Pier (bd) = $0,9 \text{ m}$

Jumlah baris tiang bor (ny) = 7 buah

Tabel 5.27 Perhitungan momen max pada pile cap

Jarak tiang terhadap pusat (m)	Lengan terhadap sisi luar dinding (m)	$M = ny.P_{max}.X_p$ (kNm)
$X_1 = 2$	$X_{p1} = X_1 - bd / 2 = 1,55$	9808
$X_2 = 0$	$X_{p2} = X_2 - bd / 2 = \text{tidak ada}$	tidak ada
$X_3 = \text{tidak ada}$	$X_{p3} = X_3 - bd / 2 = \text{tidak ada}$	tidak ada
$X_4 = \text{tidak ada}$	$X_{p4} = X_4 - bd / 2 = \text{tidak ada}$	tidak ada
$X_5 = \text{tidak ada}$	$X_{p5} = X_5 - bd / 2 = \text{tidak ada}$	tidak ada

Momen max pada pile-cap, $M_p = 9808 \text{ kNm}$

$h_p = 1 \text{ m}$

$h_t = 1,75 \text{ m}$

$B_x = 6 \text{ m}$

$B_d = 0,9 \text{ m}$

Berat jenis beton = 25 kN/m^3

Tabel 5.28 Perhitungan berat dan momen pada pile cap

Kode	Parameter berat bagian beton				Berat (kN)	Lengan xw (m)	Momen (kNm)
	b	h	Panjang	Shape			
W1	2,55	1	20	1	1275	1,275	1625,62
W2	2,55	0,75	20	0,5	478,125	0,85	406,406
Wbs =					1753,125	Mbs =	2032,03

Momen rencana pile cap :

$$M_r = M_p - M_{bs} = 9808 - 2032,03 = 7775,935 \text{ kNm}$$

Untuk lebar pile cap (B_y) = 20 m

Momen rencana pile-cap per meter lebar,

$$\frac{M_r}{B_y} = \frac{7775,935}{20} = 388,797 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana pile-cap :

$$V_r = 2 \cdot n_y \cdot P_{\max} - W_{bs} = 2 \cdot 7 \cdot 903,96 - 1753,125 = 10902,3 \text{ kN}$$

Untuk lebar pile-cap (B_y) = 20 m

$$\text{Gaya geser rencana pile-cap per meter lebar, } \frac{V_r}{B_y} = \frac{10902,3}{20} = 545,116 \text{ kN}$$

2. Input Data Material

Kuat tekan beton (f_c') = 24,9 Mpa

Tegangan leleh baja (f_y) = 390 Mpa

Modulus elastis baja (E_s) = 200000

Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (3.128)$$

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0280$$

$$R_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \dots \dots \dots (3.129)$$

$$= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,598$$

Faktor beban ultimit (Fb)	= 2
Faktor reduksi kekuatan lentur (Φ)	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser (Φ)	= 0,6

3. Perhitungan Pembesian Pile-Cap

a. Perhitungan Tulangan Lentur

Momen ultimit, M_u = momen rencana. $F_b = 7775,935 \cdot 2 \cdot 10^5 = 1555186950 \text{ Nmm}$

Tebal pile-cap (h_t) = 1750 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 100 mm

Tebal efektif plat, $d = h_t - d' = 1750 - 100 = 1650 \text{ mm}$

Ditinjau selebar 1 m (b) = 1000 mm

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1555186950}{0,6} = 1943983688 \text{ Nmm} \dots\dots\dots(3.126)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1943983688}{1000 \cdot 1650^2} = 0,71 \dots\dots\dots(3.127)$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots(3.129)$$

$$= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,598$$

$R_n = 0,71 < R_{max} = 6,598$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \dots\dots\dots(3.130)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,71}{0,85 \cdot 24,9}} \right) = 0,00186$$

$$\text{Rasio tulangan minimum, } \rho_{min} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.132)$$

$$= 25 \% \cdot \frac{1,4}{390} = 0,00090$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0,00090$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00186 \cdot 1000 \cdot 1650 = 3073,71 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.133)$$

Diameter tulangan yang digunakan = D25

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 = 490,625 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.134)$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{sv} \cdot b}{A_s} = \frac{490,625 \cdot 1000}{3073,71} = 159,62 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.135)$$

Digunakan tulangan **D25 – 150 mm**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana (V_r) = 545,116 kN

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit rencana, } V_u &= V_r \cdot \text{faktor beban ultimit} \cdot 10^3 \dots\dots\dots(3.136) \\ &= 545,116 \cdot 2 \cdot 10^3 = 1090232 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{24,91000} \cdot 1650 = 1372247 \text{ N} \dots\dots\dots(3.137)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 1372247 = 823348 \text{ N}$$

$$V_u - (\Phi \cdot V_c) = 1090232 - (0,6 \cdot 1372247) = 266883 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - \Phi \cdot V_c}{\phi} \dots\dots\dots(3.139) \\ &= \frac{1090232 - 0,6 \cdot 1372247}{0,6} = 444805 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan : D16 ambil jarak y : 500 mm

$$\text{Luas tulangan, } A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot (1000/\text{jarak y}) \dots\dots\dots(3.140)$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2 \cdot \frac{1000}{500} = 401,92 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x),

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{401,92 \cdot 390 \cdot 1650}{444805} = 581,456 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.141)$$

Digunakan tulangan **D16 – 500 mm** (jarak arah y)

Digunakan tulangan **D16 – 500 mm** (jarak arah x)

c. Perhitungan Tulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = 0,0018.b.h$

$$= 0,0018.20000.1750 = 63000 \text{ mm}^2,$$

Pakai diameter = 19 mm,

$$A\phi = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.19^2 = 283,529 \text{ mm}^2, \dots\dots\dots(3.109)$$

Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \frac{\pi.D^2}{4} \cdot \frac{b}{A_s}$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \cdot \frac{20000}{63000} = 90 \text{ mm} < 500 \text{ mm (OK)}$$

Digunakan tulangan D 19 – 90 mm untuk tulangan bagi

5.6.4 Pembesian Wing – Wall

5.6.4.1. Tulangan Lentur Arah Vertikal (Sisi Dalam)

Muy = 80,912 kNm

Kuat tekan beton, f_c' = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja, f_y = 390 MPa

Tebal pelat beton, h = 500 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 50 mm

Modulus elastis baja (E_s) = 200000 MPa

Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser ϕ = 0,6

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.128)$$

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85.24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,027957$$

$$R_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85.f_c'} \right) \dots\dots\dots(3.129)$$

$$= 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390}{0,85.24,9} \right) = 6,59766 \text{ MPa}$$

$$M_u = 80,912 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal efektif slab, } d = h - d' = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M}{\phi} = \frac{80,912}{0,8} = 101,140 \text{ kNm} \dots\dots\dots(3.126)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{101,140}{1000.450^2} = 0,499 \text{ MPa} < R_{\max} \text{ (Ok)} \dots\dots\dots(3.127)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f_c'}} \right) \dots\dots\dots(3.130)$$

$$= \frac{0,85.24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.0,499}{0,85.24,9}} \right) = 0,00130$$

$$\rho_{\max} = 0,75. \rho_b = 0,75. 0,027957 = 0,02096775 \dots\dots\dots(3.131)$$

$$\rho_{\min} = 25 \% . \frac{1,4}{f_y} = 25 \% . \frac{1,4}{390} = 0,00090 \dots\dots\dots(3.132)$$

$$\text{Ternyata : } \rho_{\min} = 0,00090 < \rho = 0,00130 < \rho_{\max} = 0,02096775$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan } \rho = 0,00130$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho . b . d = 0,00130 . 1000 . 450 = 583,26 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.133)$$

Dipakai tulangan Ø 16

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi . 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.134)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi . b}{A_s} \dots\dots\dots(3.135)$$

$$= \frac{201,06.1000}{583,26} = 344,547 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D16 – 200**

$$A_s = \frac{201,06.1000}{200} = 1005,3 \text{ mm}^2$$

Tulangan Susut

$$A_s' = 30 \% . A_s \dots\dots\dots(3.142)$$

$$= 30 \% \cdot 1005,3 = 301,59 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D 10

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.143)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} \dots\dots\dots(3.144)$$

$$= \frac{78,5398 \cdot 1000}{301,59} = 260,419 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D10 – 250**

$$A_s = \frac{78,5398 \cdot 1000}{250} = 314,159 \text{ mm}^2$$

5.6.4.2 Tulangan Lentur Arah Horizontal (Sisi Luar)

$$M_{ux} = 99,557 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c' = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pelat, } h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis baja (} E_s \text{)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton (} \beta_1 \text{)} = 0,85$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } \phi = 0,6$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.128)$$

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,027957$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots(3.129)$$

$$= 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,027957 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,59766 \text{ MPa}$$

$$M_u = 99,557 \text{ kNm}$$

Tebal efektif slab, $d = h - d' = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$

Ditinjau selebar 1 m, $b = 1000 \text{ mm}$

$$M_n = \frac{M}{\phi} = \frac{99,577}{0,8} = 124,446 \text{ kNm} \dots\dots\dots(3.126)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{124,446}{1000.450^2} = 0,6145 \text{ Mpa} < \mathbf{R_{max} (Ok)} \dots\dots\dots(3.127)$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f_c'}} \right) \dots\dots\dots(3.130) \\ &= \frac{0,85.24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.0,6145}{0,85.24,9}} \right) = 0,00160 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75. \rho_b = 0,75. 0,027957 = 0,02096775 \dots\dots\dots(3.131)$$

$$\rho_{min} = 25 \% . \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00090 \dots\dots\dots(3.132)$$

Ternyata : $\rho_{min} = 0,00090 < \rho = 0,00160 < \rho_{max} = 0,02096775$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,00160$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho . b . d = 0,00160 . 1000 . 450 = 719,70 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.133)$$

Dipakai tulangan Ø 16

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi . 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.134)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{A_1 \phi . 1000}{A_s} \dots\dots\dots(3.135)$$

$$= \frac{201,06.1000}{719,70} = 279,228 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D16 – 250**

$$A_s = \frac{201,06.1000}{250} = 804,24 \text{ mm}^2$$

Tulangan Susut

$$A_s' = 30 \% . A_s \dots\dots\dots(3.142)$$

$$= 30 \% . 804,24 = 241,272 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D 10

$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.143)$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot 1000}{A_s} \dots\dots\dots(3.144)$$

$$= \frac{78,5398 \cdot 1000}{241,272} = 325,524 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D10 – 300**

$$A_s = \frac{78,5398 \cdot 1000}{300} = 261,799 \text{ mm}^2$$

5.6.5 Perhitungan Pondasi Pier

5.6.5.1 Input Data Struktur Bawah :

1. Dimensi Pondasi Tiang Bor

Dimensi Pondasi Tiang Bor yang direncanakan pada jembatan Kretek II ini dapat dilihat sebagai berikut ini :

Kuat tekan beton (f_c')	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa
Berat jenis beton	= 25 kN/m ³
Jumlah tiang bor (ny)	= 10 buah
Jumlah kolom tiang bor (nx)	= 5 buah
Jarak antara tiang bor arah y (dy)	= 2,1 m
Jarak antara tiang bor arah x (dx)	= 2 m
Dimensi tiang bor (ds)	= 0,8 m
Panjang efektif tiang bor (Le)	= 30 m
Tebal abutment (Bd)	= 1,5 m

2. Ukuran Pile – Cap :

Lebar (Bx)	= 10 m
Panjang (By)	= 20,9 m
hp	= 1,8 m
ht	= 3,1 m

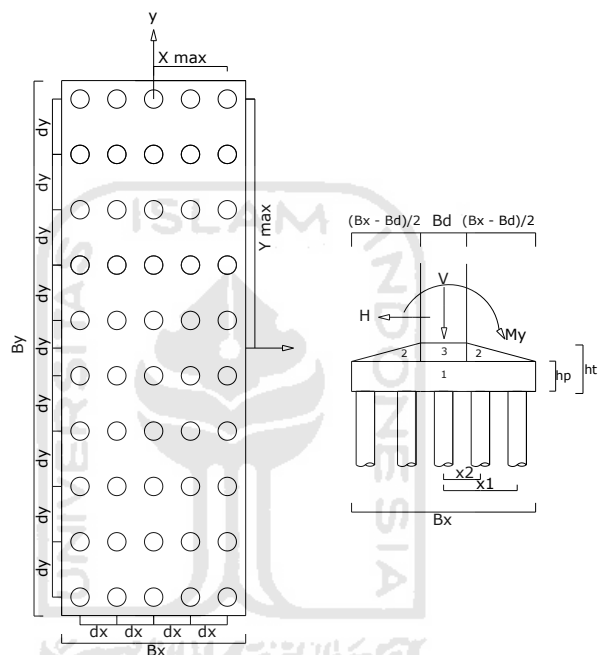
$$\frac{B_x - B_d}{2} = \frac{10 - 1,5}{2} = 4,25 \text{ m}$$

3. Input Data Timbunan Tanah Dipadatkan

$$\text{Berat volume (Ws)} = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek } (\Phi) = 35^\circ$$

$$\text{Koheesi (C)} = 0$$



Gambar 5.22 Fondasi Pier

5.6.5.2 Perhitungan Beban Pada Pondasi

1. Beban Struktur Atas

Dari hasil analisis SAP 2000 diperoleh reaksi tumpuan dengan kombinasi untuk tegangan ijin.

Tabel 5.29 Perhitungan hasil analisis SAP 2000

REAKSI TUMPUAN HASIL ANALISIS SAP		V	Mx	My	Hx	Hy
KOMBINASI UNTUK TEGANGAN IJIN		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
COM-1	MS+MA+TD+TB+TP+EF	48713,11	908,51	-10360,8	-4416,19	-516,86
COM-2	MS+MA+TD+TP+ET+EF	26039,29	0	-9938,19	-4241,98	0
COM-3	MS+MA+TD+TB+TP+EW+EF	25951,78	25951,7	1649,58	-10048,9	-4236,6
COM-4	MS+MA+EQ	24980,45	0	18669,46	-2287,57	0

2. Beban Vertikal Tambahan Akibat Berat Sendiri Pile - Cap

Tabel 5.30 Perhitungan berat pile-cap

NO	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Volume (m ³)	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	10	1,8	20,9	376,2	25	9405
2	8,5	1,3	20,9	230,945	25	5773,625
3	1,5	1,3	20,9	40,755	25	1018,875
V_{BS} =						16197,5

3. Gaya Yang Diterima Tiang Bor

Jumlah bor – pile, n = 50 buah

Tabel 5.31 Perhitungan jarak tiang bor

X max = 4 m				Y max = 9,45 m			
X1	4	X1 ²	320	Y1	9,45	Y1 ²	893,03
X2	2	X2 ²	80	Y2	7,35	Y2 ²	540,23
X3	0	X3 ²	0	Y3	5,25	Y3 ²	275,63
X4	tidak ada	X4 ²	Tidak ada	Y4	3,15	Y4 ²	99,23
X5	tidak ada	X5 ²	Tidak ada	Y5	1,05	Y5 ²	11,03
				Y6	Tidak ada	Y6 ²	Tidak ada
				Y7	Tidak ada	Y7 ²	Tidak ada
				Y8	Tidak ada	Y8 ²	Tidak ada
				Y9	Tidak ada	Y9 ²	Tidak ada
				Y10	Tidak ada	Y10 ²	Tidak ada
$\Sigma X^2 =$			400	$\Sigma Y^2 =$			1819,15

a. Gaya Asial Pada Bor Pile

Beban vertikal total pada pondasi

$$V_{tot} = V + V_{bs} \dots\dots\dots(3.145)$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor :

$$P_{max} = \frac{V_{tot}}{n} + \frac{M_{y_{tot}} \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_{x_{tot}} \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \dots\dots\dots(3.146)$$

$$P_{min} = \frac{V_{tot}}{n} - \frac{M_{y_{tot}} \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} - \frac{M_{x_{tot}} \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \dots\dots\dots(3.147)$$

Tabel 5.32 Gaya aksial yang diterima satu tiang bor

Kode KOMB	Vtot (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vtot/n (kN)	My.X/ ΣX^2 (kN)	Mx.Y/ ΣY^2 (kN)	P max (kN)	P min (kN)
COM-1	64910,61	908,513	10360,83	1298,21	103,60	4,719	1406,54	1189,88
COM-2	42236,79	0	9938,19	844,736	99,38	0	944,11	745,35
COM-3	42149,27	1649,583	10048,96	842,98	100,48	8,569	952,04	733,92
COM-4	41177,95	0	-18669,4	823,55	-186,69	0	636,86	1010,25

b. Gaya Lateral Pada Bor Pile

Gaya lateral yang diterima satu tiang bor : $H_{max} = \frac{H}{n} \dots\dots\dots(3.149)$

Tabel 5.33 Gaya lateral yang diterima satu tiang bor

Kode KOMB	Kombinasi Pembebanan	Hx (kN)	Hy (kN)	hx (kN)	hy (kN)	H max (kN)
COM-1	MS+MA+TD+TB+TP+EF	4416,191	516,868	88,324	10,337	88,324
COM-2	MS+MA+TD+TP+ET+EF	4241,981	0	84,840	0	84,840
COM-3	MS+MA+TD+TB+TP+EW+EF	4236,670	4236,670	1010,384	84,733	20,208
COM-4	MS+MA+EQ	2287,576	0	45,752	0	45,752

4. Daya Dukung Ijin Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Bahan

Daya tekan beton (f_c') = 2490 Ton/m²

Tegangan ijin, $f = 0,33 \cdot f_c' = 0,33 \cdot 2490 = 821,7$ Ton/m²(3.150)

Luas tiang bor, $A = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,5024$ m²(3.151)

Panjang efektif (L_e) = 30 m

Berat tiang, $W = A \cdot L_e \cdot B_j \text{ beton} = 0,5024 \cdot 30 \cdot 2490 = 376,8$ Ton(3.152)

Daya dukung ijin, $P_{ijin} = A \cdot f - W = 0,5024 \cdot 821,7 - 376,8 = 36,02$ Ton.....(3.153)

$P_{ijin} = 30$ Ton = 360 kN

5. Daya Dukung Ijin Tiang Bor Berdasarkan Kekuatan Tanah

a. Daya Dukung Tiang Bor Menurut Terzaghi (Data Pengujian Lab)

$$Q_{ultimit} = (1,3.C.N_c) + (\gamma.D_f.N_q) + (0,6.\gamma.R.N_g) \dots\dots\dots(3.154)$$

$$\text{Kedalaman tiang bor (Df)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari penampang tiang bor (R)} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Parameter kekuatan tanah diujung tiang bor (C)} = 0,02 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,5 \text{ Ton/ m}^2$$

$$\Phi = 35^\circ$$

Faktor daya dukung menurut Thomlinson :

$$N_c = \frac{(228 + 4,3.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(228 + 4,3.35)}{(40 - 35)} = 76 \dots\dots\dots(3.155)$$

$$N_q = \frac{(40 + 5.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(40 + 5.35)}{(40 - 35)} = 43 \dots\dots\dots(3.156)$$

$$N_g = \frac{(6.\Phi)}{(40 - \Phi)} = \frac{(6.35)}{(40 - 35)} = 42 \dots\dots\dots(3.157)$$

$$Q_{ultimit} = (1,3.C.N_c) + (\gamma.D_f.N_q) + (0,6.\gamma.R.N_g) \dots\dots\dots(3.154)$$

$$= (1,3.0,02.76) + (1,5.30.43) + (0,6.1,5.0,4.42) = 1952,088 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.159)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \pi/4.d.s^2 = 3,14/4.0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(3.158)$$

Angka aman, SF = 4

$$P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} = \frac{0,5024.1952,088}{4} = 245,2 \text{ Ton} = 2452 \text{ kN}$$

b. Daya Dukung Tiang Bor Menurut Meyerhoff (Data Pengujian CPT)

$$Q_{ultimit} = 40.N \dots\dots\dots(3.160)$$

Nilai SPT = 45 pukulan / 30 cm

$$Q_{ultimit} = 40.N = 40.45 = 1800 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Daya dukung tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A.Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(3.162)$$

$$\text{Luas tampang tiang bor, } A = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(3.161)$$

Angka aman, $SF = 4$

$$P_{ijin} = \frac{A \cdot Q_{ult}}{SF} = \frac{0,5024 \cdot 1800}{4} = 226,1 \text{ Ton} = 2261 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang bor terkecil = 2261 kN

Diambil daya dukung ijin tiang : $P_{ijin} = 2000 \text{ kN}$

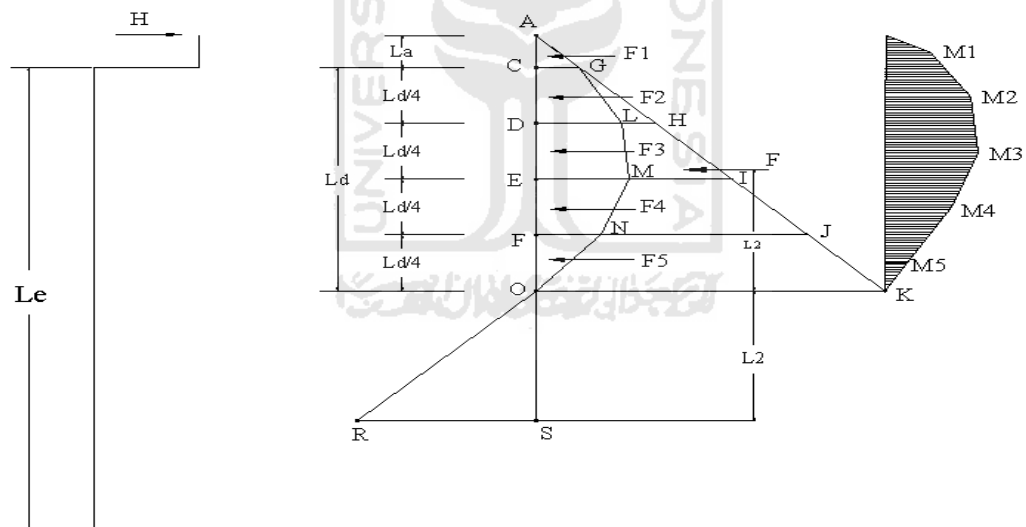
5.6.5.3 Daya Dukung Lateral Tiang Bor

$L_a = h_p$ = 1,8 m

Panjang pile cap (B_y) = 20,9 m

Sudut gesek (Φ) = 35 °

γ = 1,5 Ton/ m²



Gambar 5.23 Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metoda Brinch Hansen, 1961

Panjang efektif tiang bor (L_e) = 30 m

Panjang jepitan tiang $L_d = \frac{1}{3} \cdot L_e$ = 10 m

$$\frac{L_d}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah pasif, } K_p = \tan^2 (45 + \Phi/2) = 3,690$$

Tabel 5.34 Tekanan tanah pasif

BAGIAN	KEDALAMAN H (m)	H.γ.Kp (Ton/m ²)	BAGIAN	TEKANAN (Ton/m ²)
OK	La + Ld = 11,8	65,313	0	0
FJ	La + 3/4.Ld = 9,3	51,476	FN = 1/4.FJ	12,869
EI	La + 1/2.Ld = 6,8	37,638	EM = 1/2.EI	18,819
DH	La + 1/4.Ld = 4,3	23,801	DL = 3/4.DH	17,850
CG	La = 1,8	9,963	CG	9,963

Tabel 5.35 Perhitungan gaya dan momen akibat tekanan tanah

Kode	Teg - 1 (Ton/m ²)	Teg - 2 (Ton/m ²)	Lebar (m)	Besar gaya (Ton)	Lengan THD. O (m)	Momen (Ton - m)
F1	0	12,869	1,8	242,075	10,6	2565,995
F2	12,869	18,819	2,5	827,884	8,75	7243,985
F3	18,819	17,850	2,5	906,214	6,25	5663,838
F4	17,850	9,963	2,5	674,840	3,75	2530,650
F5	9,963	0,000	2,5	260,296	1,667	433,913
F =				2911,309	M =	18438,381

$$L_2 = M / F = 18438,381 / 2911,309 = 6,333 \text{ m}$$

$$\text{Gaya lateral} = \Sigma M_s = 0$$

$$\text{Beban lateral, } H = F \cdot \frac{2.L_2}{L_2 + L_d + L_a}$$

$$= 2911,309 \cdot \frac{2 \cdot 6,333}{6,333 + 2,5 + 1,8} = 2033,641 \text{ Ton}$$

$$\text{Jumlah baris tiang (ny)} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang per baris (nx)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Angka aman (SF)} = 2$$

$$\text{Daya dukung ijin lateral satu tiang bor, } H_{ijin} = \frac{H}{ny.nx.SF}$$

$$= \frac{2033,641}{10 \cdot 5 \cdot 2} = 20,3 \text{ Ton} = 203 \text{ kN}$$

$$\text{Diambil daya dukung ijin lateral tiang, } H_{ijin} = 200 \text{ kN}$$

5.6.5.4 Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

1. Perhitungan Dengan Cara Bending Gaya Lateral

Tabel 5.36 Perhitungan bending moment diagram pada tiang bor

Lengan yh (m)	Momen Mh=H.yh (Ton-m)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (Ton-m)				
			F1	F2	F3	F4	F5
			242,075	827,884	906,214	674,840	260,296
1,200	2440,370	0,600	145,245				
2,450	4982,422	1,850	447,839	496,730			
4,950	10066,525	4,350	1053,026	1531,585	543,728		
7,450	15150,629	6,850	1658,214	3601,295	1676,496	404,904	
9,950	20234,733	9,350	2263,401	5671,005	3942,031	1248,454	156,178
12,450	25318,836	11,850	2868,589	7740,715	6207,566	2935,554	481,548
14,950	30402,940	14,350	3473,776	9810,425	8473,101	4622,654	1132,288

Kode	BMD H.yh - $\sum(F1.yf1)$ (Ton - m)
M1	2295,1248
M2	4037,8524
M3	6938,1852
M4	7809,7199
M5	6953,6634
M6	5084,8646
M7	2890,6958

Momen maksimum = M max = 7809,7199 Ton-m

Jumlah baris tiang (ny) = 10 buah

Jumlah tiang per baris (nx) = 5 buah

Angka aman (SF) = 2

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral,

$$\frac{M_{\max}}{ny.nx.SF} = \frac{7809,7119}{10.5.2} = 78,097 \text{ Ton} = 780,97 \text{ kN}$$

5.6.5.5 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin

1. Terhadap Daya Dukung Ijin Aksial

Tabel 5.37 Kontrol gaya terhadap daya dukung ijin aksial

Kode	Kombinasi Pembebanan	Persen H ijin	P max (kN)	Kontrol P max	P ijin (kN)	Ket.
Comb 1	MS+MA+TD+TB+TP+EF	100%	1406,540	< 100 % P ijin	2000	Aman
Comb 2	MS+MA+TD+TP+ET+EF	125%	944,118	< 125 % P ijin	2500	Aman
Comb 3	MS+MA+TD+TB+TP+EW+EF	140%	952,044	< 140 % P ijin	2800	Aman
Comb 4	MS+MA+EQ	150%	636,864	< 150 % P ijin	3000	Aman

2. Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral

Tabel 5.38 Kontrol gaya terhadap daya dukung ijin lateral

Kode	Kombinasi Pembebanan	Persen H ijin	H max (kN)	Kontrol H max	H ijin (kN)	Ket.
Comb 1	MS+MA+TD+TB+TP+EF	100%	88,324	< 100 % P ijin	200	Aman
Comb 2	MS+MA+TD+TP+ET+EF	125%	84,840	< 125 % P ijin	150	Aman
Comb 3	MS+MA+TD+TB+TP+EW+EF	140%	20,208	< 140 % P ijin	280	Aman
Comb 4	MS+MA+EQ	150%	45,752	< 150 % P ijin	300	Aman

5.6.5.6 Pembesian Bore Pile

1. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Beban maksimum pada bore pile :

$$P_{max} = P_{ijin} = P_n = 2000 \text{ kN} \dots\dots\dots(3.163)$$

$$\text{Eksentrisitas, } e = 0,15 \cdot d_s = 0,15 \cdot 0,8 = 0,12 \text{ m} \dots\dots\dots(3.164)$$

$$M_{max} = 780,97 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor beban ultimit, } \Phi = 1,5$$

$$\text{Beban ultimit, } P_u = \Phi \cdot P_n = 1,5 \cdot 2000 = 3000 \text{ kN} = 3000000 \text{ N} \dots\dots\dots(3.166)$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = \Phi \cdot M_n$$

$$= 1,5 \cdot 780,97 = 1171,458 \text{ kNm} = 1171458000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots(3.165)$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 24,9 \text{ MPa}$$

Diameter tiang bor (D) = 800 mm

$$A_g = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 800^2 = 502400 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.168)$$

$$\frac{\Phi \cdot P_n}{(f_c' \cdot A_g)} = \frac{1,5 \cdot 2000}{24,9 \cdot 502400} = 0,240$$

$$\frac{\Phi \cdot M_n}{(f_c' \cdot A_g \cdot D)} = \frac{1,5 \cdot 780,97}{(24,9 \cdot 502400 \cdot 800)} = 0,117$$

Plot nilai $\Phi \cdot P_n / (f_c' \cdot A_g)$ dan $\Phi \cdot M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot D)$ ke dalam diagram interaksi kolom lingkaran diperoleh rasio tulangan, $p = 2 \%$

$$\text{Luas tulangan yang diperoleh, } A_s = p \cdot A_g = 2 \% \cdot 502400 = 10048 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.169)$$

Diameter besi tulangan yang digunakan D19

$$A_s' = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 283,385 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.170)$$

$$\text{Jumlah tulangan yang digunakan, } n = \frac{A_s}{A_s'} \dots\dots\dots(3.171)$$

$$= \frac{10048}{283,38} = 35,457 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan **36 D19**

2. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser bore pile didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Beban ultimit (P_u) = 3000000 N

Momen ultimit (M_u) = 1171458000 Nmm

Kuat tekan beton (f_c') = 24,9 MPa

Teagangan leleh baja (f_y) = 390 MPa

Faktor reduksi kekuatan geser (Φ) = 0,6

Panjang bore pile (L) = 30000 mm

Diameter bore pile (D) = 800 mm

Luas tulangan bore pile (A_s) = 10048 mm²

$$V_u = M_u / L = 1171458000 / 30000 = 39048,599 \text{ N} \dots\dots\dots(3.172)$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 50 mm

Tebal efektif pier, $d = D - d' = 800 - 50 = 750$ mm

$$V_c \max = 0,2 \cdot f_c' \cdot D \cdot d = 0,2 \cdot 24,9 \cdot 800 \cdot 750 = 2988000 \text{ N} \dots\dots\dots(3.173)$$

$$\Phi \cdot V_c \max = 0,6 \cdot 2988000 = 1792800 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \dots\dots\dots(3.174)$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,4 - \frac{750}{2000} = 1,02 \dots\dots\dots(3.175)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{14 \cdot f_c' \cdot A_g} = 1 + (P_u / (14 \cdot 24,9 \cdot 502400)) = 1,017 \dots\dots\dots(3.176)$$

$$\beta_3 = 1 \dots\dots\dots(3.177)$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot D \cdot d \cdot \sqrt{\frac{A_s \cdot f_c'}{b \cdot d}} \dots\dots\dots(3.178)$$

$$= 1,025 \cdot 1,017 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 750 \cdot \sqrt{\frac{10048 \cdot 24,9}{800 \cdot 750}} = 394086,32 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + (0,6 \cdot D \cdot d) = 394086,32 + (0,6 \cdot 800 \cdot 750) = 754086,32 \text{ N} \dots\dots\dots(3.179)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 754086,32 = 452551,79 \text{ N} > V_u = 39048,599$$

(hanya perlu tulangan geser minimum)

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u = 39048,599 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang : 2 D10

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.180)$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 390 \cdot 750}{39048,599} = 1176 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.181)$$

Digunakan sengkang : **2 Φ 10 – 300**

5.6.5.7 Pembesian Pile Cap

1. Momen Rencana

Dari perhitungan $P_{\max}$, maka diperoleh gaya reaksi maksimum rencana tiang bor yang tercantum dalam tabel berikut ini :

Tabel 5.39 Kontrol gaya reaksi maksimum rencana tiang bor

Kombinasi Pembebanan	Faktor kekuatan	Pmax (kN)	100 %Pmax Rencana
Kombinasi - I	100%	1406,540	1406,540
Kombinasi - II	125%	944,118	755,294
Kombinasi - III	140%	952,044	680,032
Kombinasi - IV	150%	636,864	424,576

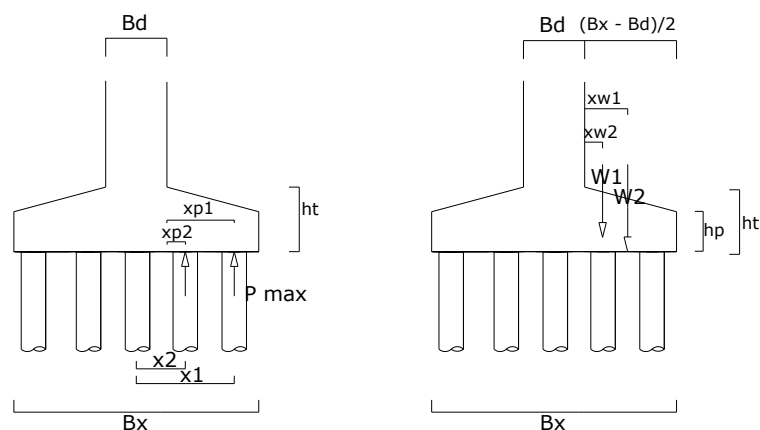
Gaya geser maksimum rencana tiang bor, $P_{max} = 1406,54 \text{ kN}$

Lebar dinding Pier (bd) = 1,5 m

Jumlah baris tiang bor (ny) = 10 buah

Tabel 5.40 Perhitungan momen maksimum pada pile-cap

Jarak tiang terhadap pusat (m)	Lengan terhadap sisi luar dinding (m)	$M = n_y \cdot p_{max} \cdot X_p$ (kNm)
X1 = 4	$X_{p1} = X1 - b_d / 2 = 3,25$	45712,6
X2 = 2	$X_{p2} = X2 - b_d / 2 = 1,25$	17581,8
X3 = 0	$X_{p3} = X3 - b_d / 2 =$ tidak ada	tidak ada
X4 = tidak ada	$X_{p4} = X4 - b_d / 2 =$ tidak ada	tidak ada
X5 = tidak ada	$X_{p5} = X5 - b_d / 2 =$ tidak ada	tidak ada
Momen max pada pile-cap, $M_p =$		63294,3 kNm



Gambar 5.24 Gaya Reaksi Tiang Bor

hp	= 1,8 m
ht	= 3,1 m
Bx	= 10 m
Bd	= 1,5 m
Berat jenis beton	= 25 kN/m ³

Tabel 5.41 Perhitungan berat dan momen pile-cap

Kode	Parameter berat bagian beton				Berat (kN)	Lengan xw (m)	Momen (kNm)
	b	h	Panjang	Shape			
W1	4,25	1,8	20,9	1	3997,125	2,125	8493,8906
W2	4,25	1,3	20,9	0,5	1443,40625	1,417	2045,3067
Wbs =					5440,53125	Mbs =	10539,197

Momen rencana pile cap :

$$Mr = Mp - Mbs = 63294,3 - 10539,197 = 52755,107 \text{ kNm}$$

Untuk lebar pile cap (By) = 20 m

Momen rencana pile-cap per meter lebar,

$$Mr = Mr / By = 52755,107/20 = 2524,168 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana pile-cap :

$$Vr = 2.ny.Pmax - Wbs = 2.10.1406,54 - 5440,531 = 22690,27 \text{ kN}$$

Untuk lebar pile-cap (By) = 20 m

Gaya geser rencana pile-cap per meter lebar,

$$Vr = Vr / By = 22690,27/20 = 1085,66 \text{ kN}$$

2. Input Data Material

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja } (fy) = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis baja } (Es) = 200000$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'_c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \dots\dots\dots(3.128)$$

$$= 0,85 \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 360} \right) = 0,0280$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right) \dots \dots \dots (3.129)$$

$$= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,028 \cdot 390}{0,85 \cdot 24,9} \right) = 6,598$$

$$\text{Faktor beban ultimit} = 2$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\Phi) = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

3. Perhitungan Pembesian Pile-Cap

a. Perhitungan Tulangan Lentur

$$\text{Momen ultimit, } M_u = \text{momen rencana} = 5275510651 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pile-cap (ht)} = 3100 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif plat, } d = ht - d' = 3100 - 100 = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5275510651}{0,6} = 6594388313 \text{ Nmm} \dots \dots \dots (3.126)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (3.127)$$

$$= \frac{6594388313}{1000 \cdot 3000^2} = 0,733 < R_{max} = 6,598 \text{ (OK)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \dots \dots \dots (3.130)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,733}{0,85 \cdot 24,9}} \right) = 0,00191$$

$$\text{Rasio tulangan minimum, } \rho_{min} = 25 \% \cdot \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (3.132)$$

$$= 25 \% \cdot \frac{1,4}{390} = 0,00090$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0,00191$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00191 \cdot 1000 \cdot 3000 = 5737,32 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.133)$$

Diameter tulangan yang digunakan = D32

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 = 803,84 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.134)$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{sv} \cdot b}{A_s} = \frac{803,84 \cdot 1000}{5737,32} = 140,11 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.135)$$

Digunakan tulangan **D32 – 140 mm**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana (V_r) = 1085,66 kN

$$\text{Gaya geser ultimit rencana, } V_u = V_r \cdot \text{faktor beban ultimit} \cdot 10^3 \dots\dots\dots(3.136)$$

$$= 1085,66 \cdot 2 \cdot 10^3 = 2171318 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 3000 = 2494995 \text{ N} \dots\dots\dots(3.137)$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 2494995 = 1496997 \text{ N}$$

$$V_u - (\Phi \cdot V_c) = 2171318 - (0,6 \cdot 2494995) = 674321 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u - \Phi \cdot V_c}{\phi} = \frac{2171318 - (0,6 \cdot 2494995)}{0,6} = 1123868 \text{ N} \dots\dots\dots(3.139)$$

Diameter tulangan yang digunakan : D16 ambil jarak y : 500 mm

$$\text{Luas tulangan, } A_{sv} = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot (1000/\text{jarak } y)$$

$$= \frac{3,14}{4} 16^2 \cdot (1000/500) = 401,92 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x),

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{401,92 \cdot 390 \cdot 3000}{1123868} = 418,418 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.141)$$

Digunakan tulangan **D16 – 400 mm** (jarak arah x)

Digunakan tulangan **D16 – 500 mm** (jarak arah y)

c. Perhitungan Tulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = 0,0018.b.h$

$$= 0,0018.20000.3100 = 111600 \text{ mm}^2,$$

Pakai diameter = 25 mm,

$$A\phi = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2 = 490,87 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(3.109)$$

Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \frac{\pi.D^2}{4} \cdot \frac{b}{A_s}$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{20000}{111600} = 88 \text{ mm} < 500 \text{ mm (OK)}$$

Digunakan tulangan D 25 – 80 mm untuk tulangan bagi



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 KESIMPULAN

Dalam perencanaan/disain Jembatan Kretek II ini menggunakan struktur beton bertulang masif, spesifikasi bahan yang dipakai pada penulisan Tugas Akhir ini, untuk beton dipakai, $f_c' = 24,9$ Mpa, untuk baja tulangan dipakai mutu baja tulangan, $f_y = 390$ Mpa.

Pada penulisan Tugas Akhir ini digunakan program SAP 2000 untuk mencari momen, geser dan aksial yang terjadi pada struktur. Hasil-hasil tersebut difaktorkan yang digunakan sebagai perhitungan perencanaan.

6.1.1 Pelat Lengkung

Pelat lengkung pada Jembatan Kretek II merupakan struktur utama yang menahan beban-beban yang bekerja pada struktur di atasnya. Sehingga direncanakan lebih kuat dari struktur utama lainnya. Dimensi pelat lengkung adalah (800 x 17000) mm², dimensi pelat lengkung tengah direncanakan sama dengan pelat lengkung tepi.

Untuk memudahkan pekerjaan di lapangan menggunakan tulangan pokok Ø 32 dan tulangan gesernya Ø19 dengan $f_y = 390$ Mpa dan $f_c' = 24,9$ Mpa. Perencanaan penulangan pelat lengkung dianggap sebagai kolom hal ini dikarenakan adanya gaya aksial yang besar.

Dari hasil perhitungan seperti pada Bab V dapat diperoleh tulangan pelat lengkung tengah seperti pada tabel 6.1, dan pelat lengkung tepi pada tabel 6.2.

Tabel 6.1 Tulangan pelat lengkung tengah

Elemen	Ukuran Pelat lengkung	Tulangan tarik		Tulangan tekan		Tul. Geser
		Utama	Bagi	Utama	Bagi	
28 dan 20	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
29 dan 21	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
30 dan 22	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
31 dan 23	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
32 dan 24	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
33 dan 25	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
34 dan 26	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
35 dan 27	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
44 dan 43	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
45 dan 42	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
46 dan 41	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
47 dan 40	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
48 dan 39	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
49 dan 38	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
50 dan 37	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500
52 dan 36	800 X 17000	D32-200	D19-195	D32-200	D19-195	D19-500/500

Tabel 6.2 Tulangan pelat lengkung tepi

Elemen	Ukuran Pelat lengkung	Tulangan tarik		Tulangan tekan		Tul. Geser
		Utama	Bagi	Utama	Bagi	
10 dan 1	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
11 dan 2	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
12 dan 3	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
13 dan 4	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
14 dan 5	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
16 dan 6	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
17 dan 7	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150
18 dan 8	800 X 17000	D32-200	D19-300	D32-200	D19-300	D19-200/150

6.1.2 Kolom

Kolom-kolom pada Jembatan Kretek II direncanakan tiap jarak 5 m dengan ketinggian bervariasi setiap kolom. Pada penulisan Tugas Akhir ini direncanakan dimensi kolom yang bervariasi, yaitu $(900 \times 17000) \text{ mm}^2$ untuk kolom yang berfungsi sebagai pilar 1 dan $(800 \times 17000) \text{ mm}^2$ untuk kolom yang berfungsi sebagai pilar 2 dan untuk beban yang akan diteruskan ke pelat

lengkung. Khusus untuk kolom dengan bervariasi ukurannya seperti, (500 x 17000), (600 x 17000), (700 x 17000) yang tertera dalam gambar.

Perhitungan tulangan kolom dengan menggunakan tulangan pokok $\varnothing 32$ dan tulangan gesernya $\varnothing 19$ dan $\varnothing 16$ dengan $f_y = 390$ Mpa dan $f_c' = 24,9$ Mpa. Perhitungan tulangan kolom digunakan tulangan minimum untuk kolom dengan ρ penulangan 1 % dari grafik $M_n - P_n$. Dari hasil perhitungan seperti pada bab 5 dapat diperoleh tulangan seperti pada tabel 6.3.

Tabel 6.3 Tulangan kolom

Elemen	Ukuran Kolom	Tinggi Kolom	Tulangan tarik		Tulangan tekan		Tul. Geser
			Utama	Bagi	Utama	Bagi	
9, 19 dan 53	1500 x 17000	1400	D32-100	D19-200	D32-100	D19-200	D19-400/400
1 dan 11	900 x 20000	2800	D32-150	D19-350	D32-150	D19-350	D19-500/500
139	900 x 17000	11000	D32-150	D19-350	D32-150	D19-350	D19-500/500
123 dan 155	800 x 17000	7365	D32-150	D19-200	D32-150	D19-200	D19-400/450
138 dan 140	700 x 17000	8781	D32-150	D19-450	D32-150	D19-450	D16-550/600
124 dan 122	600 x 17000	5866	D32-250	D19-250	D32-250	D19-250	D19-350/400
141 dan 137	600 x 17000	6864	D32-250	D19-250	D32-250	D19-250	D19-350/400
154 dan 156	600 x 17000	5866	D32-250	D19-250	D32-250	D19-250	D19-350/400
125 dan 142	500 x 17000	4172	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
126 dan 143	500 x 17000	2999	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
127 dan 144	500 x 17000	2093	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
128 dan 145	500 x 17000	1445	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
129 dan 146	500 x 17000	1049	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
130 dan 147	500 x 17000	902	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
131 dan 148	500 x 17000	1000	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
132 dan 149	500 x 17000	1344	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
133 dan 150	500 x 17000	1935	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
134 dan 151	500 x 17000	2777	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
135 dan 152	500 x 17000	3873	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
136 dan 153	500 x 17000	5245	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
116 dan 157	500 x 17000	259	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
117 dan 158	500 x 17000	875	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
118 dan 159	500 x 17000	1549	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
119 dan 160	500 x 17000	2383	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
120 dan 161	500 x 17000	3378	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600
121 dan 162	500 x 17000	4538	D32-300	D16-450	D32-300	D16-450	D16-500/600

6.1.3 Pondasi

Pondasi merupakan struktur yang menghubungkan antara tanah dengan struktur di atasnya, dalam perencanaan ini terdiri dari dua jenis pondasi, yaitu pondasi pilar dan *abutment*.

1. Pondasi Pilar

Untuk menghindari terjadinya overlap dari dimensi ketiga pilar, maka dalam perencanaan ini digunakan pondasi gabungan. Selain menerima gaya vertikal, pondasi juga memikul momen dari arah X dan arah Y yang cukup besar. Sehingga pondasi direncanakan menggunakan tiang bor untuk mendapatkan kuat dukung yang lebih aman.

a. *Pile cap*

Pile cap merupakan struktur balok beton bertulang yang didesain khusus untuk mengikat dan mempersatukan pondasi, juga berfungsi sebagai tempat duduk kolom atau pilar serta untuk menyebarkan beban vertikal dan beban horizontal dari setiap momen guling pada semua tiang bor dalam kelompok tersebut. *Pile cap* pada pilar direncanakan memakai ukuran $(10000 \times 209000) \text{ mm}^2$, dengan ketebalan 3100 mm, berdasarkan perhitungan dipakai tulangan lentur dan bagi D32-140 untuk bagian bawah *pile cap* dan D25-80 untuk tulangan bagian atas *pile cap*. untuk keamanan terhadap geser maka dipakai tulangan geser minimum D16-400/500.

b. Tiang Bor

Pada perencanaan ini digunakan tiang bor diameter 800 mm dengan panjang 30 m. Dari hasil perhitungan diperoleh tulangan pokok 36D19 dan tulangan geser 2 Ø10 – 300, sedangkan jumlah tiang bor yang digunakan pada pilar sebanyak 50 buah.

2. *Abutment*

Untuk mendapatkan kuat dukung tanah yang baik pada kedalaman 30 m, maka *abutment* didukung oleh pondasi tiang bor, dimana tinggi *abutment* itu sendiri direncanakan 4,55 m dan tiang bor direncanakan panjang nya 30 m.

a. Telapak *Abutment*

Telapak *abutment* dianggap sebagai kantilever yang menerima beban dari bawah, dengan dimensi (6000x20000) mm², didapatkan tulangan pokok D25-150, tulangan bagi D19-90, sedangkan untuk tulangan geser D16-500 (untuk arah x) dan D16-500 (untuk arah y).

b. *Wing wall*

Wing wall direncanakan dengan tebal 0,5 m, dari hasil hitungan diperoleh tulangan pokok D16-200 dan tulangan susut D10-250 untuk *wing wall* sisi dalam, sedangkan tulangan pokok D16-250 dan tulangan susutnya D10-300 untuk *wing wall* sisi luar.

6.1.4 Pelat

Elemen struktur yang memakai pelat dalam perencanaan ini adalah trotoar dan lantai jembatan. Trotoar dalam perencanaan ini merupakan pelat kantilever dengan tebal pelat 300 mm, dari hasil analisis diperoleh penulangan lentur D16-200 dan penulangan susut D13-250, sedangkan pada perencanaan pelat lantai pembebanan diasumsikan pelat hanya ditumpu pada kedua sisi pelat sehingga diperoleh tulangan pokok D25-100 dan tulangan susutnya D16-100.

6.1.5 Tiang Sandaran

Tiang sandaran direncanakan memakai ukuran (150 x 150) mm², dengan tulangan tarik As 2D13 dan tulangan tekan As' 2D13. Tulangan geser menggunakan 2 Ø 6-200.

6.2 SARAN

Dengan memperhatikan hal-hal tersebut di atas, maka dapat diberikan beberapa saran antara lain sebagai berikut ini :

1. Perlu dilakukan perhitungan sampai tahap akhir yaitu RAB pada tugas akhir ini, sehingga penghematan dari segi biaya dapat diketahui dengan jelas.
2. Perlu dilakukan *redesain* untuk Tugas Akhir ini dengan peningkatan spesifikasi bahan yang lain atau mendesain ulang jembatan ini dengan bentuk dan tipe yang lain misalnya dengan gelagar lengkung atas atau dengan struktur beton prategang, sehingga diketahui sejauh mana efisiensi bahan yang digunakan.



DAFTAR PUSTAKA

- Aboe, Kadir. 2000. *Struktur Beton 1*. Jogjakarta: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia
- Bowles Joseph, 1986. *Analisa dan Desain Pondasi*. Jakarta: Erlangga
- Braja, 1990, *Jembatan*, Jakarta: Erlangga
- DPU. 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Lampiran A Persyaratan Tahan Gempa: Bridge Management System*
- DPU. 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 1 Persyaratan Umum Perencanaan: Bridge Management System*
- DPU.1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2 Beban Jembatan: Bridge Management System*
- DPU.1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 6 Perencanaan Beton Struktural: Bridge Management System*
- DPU.1992. *Bridge Design Manual Section 4 Design Of Earthquake Resistant Bridge Structures: Bridge Management System*
- Hary Christadi Hardiyatmo. 2003. *Teknik Pondasi 2*. Jogjakarta: Beta Offset
- Kusuma, Gideon dan Takim Andriono. 1993. *Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*. Jakarta: Erlangga
- Suryolelono, K. Basah, 1993. *Teknik Fondasi 1*. Yogyakarta: NAFIRI
- Purwanto, Edi. 2002. *Pondasi Dalam (Deep Foundation)*. Jogjakarta. Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia
- Supriyadi, Bambang dan Agus Setyo Muntohar. 2000. *Jembatan*. Jogjakarta: Beta Offset

TUGAS AKHIR
DESAIN JEMBATAN KRETEK II
DENGAN VARIASI BETON MASIF



Disusun Oleh :
ADIMAS DESTA WIRAWANSYAH
(02 511 097)

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2007



**Diagram Interaksi Kolom
17000 x 500**

