

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN IRUNG PETRUK
MENGUNAKAN STRUKTUR *CABLE STAYED* TIDAK
SIMETRIS BERDASARKAN PERATURAN *BRITISH
STANDARD***

*Redesign Of Irung Petruk Bridge With Asymmetrical Cable Stayed Structure
Using British Standard*

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu teknik Sipil**



Disusun oleh:

Sri Sulastri Retnoningrum

06 511 052

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

2011

ABSTRAK

Jembatan merupakan suatu struktur yang membentang dan melintas di atas jalan, rel kereta, sungai, atau beberapa kendala lainnya. Jembatan sebagai jalur transportasi darat digunakan untuk pejalan kaki, jalan raya dan kereta api. Jembatan Irung Petruk dibangun dengan lebih mengutamakan segi fungsionalnya yaitu sebagai penghubung antar daerah yang dipisahkan oleh lembah. Agar jembatan tersebut memiliki manfaat ganda, selain jembatan berfungsi sebagai penghubung, jembatan bisa dijadikan sebagai land mark bagi propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, yaitu dengan merencanakan jembatan tersebut dibuat dengan menggunakan tipe cable stayed. Tujuan dari tugas akhir ini adalah untuk mengetahui apa saja keuntungan jembatan cable stayed, sehingga layak untuk dipilih sebagai bahan pertimbangan bagi perencana dalam merencanakan suatu jembatan, mengetahui bagaimana langkah-langkah dalam perencanaan jembatan dengan menggunakan sistem cable stayed dan mengetahui struktur mana yang lebih efisien dalam segi biaya, jembatan yang sudah ada atau jembatan dengan sistem cable stayed yang lebih efisien.

Jembatan Irung Petruk direncanakan ulang menggunakan struktur cable stayed dengan bentang asimetris dan menggunakan pylon H miring. Perencanaan ulang jembatan Irung Petruk meliputi perencanaan tiang sandaran, lantai jembatan, girder, ankur, kabel, pilar, abutment, pondasi, dan Rencana Anggaran Biaya (RAB). Perencanaan diawali dengan menentukan spesifikasi struktur yang digunakan meliputi tipe jembatan, mutu beton, kuat tarik baja, dan menentukan beban-beban yang bekerja. Beban-beban yang digunakan dalam perancangan jembatan ini mengacu pada peraturan pembebanan jembatan di Inggris (BS 540-2-1978). Perencanaan struktur atas dan struktur bawah jembatan di disain menggunakan beton konvensional yang mengacu pada peraturan Inggris (BS 8110-3-1985; BS 8110-2-1985; BS 8110-1-1997, dan BS 5400-4-1990). Hal tersebut bertujuan untuk menambah alternatif perencanaan dalam mendisain jembatan.

Hasil kajian ini adalah struktur jembatan yang direncanakan ulang menggunakan cable stayed memiliki volume dimensi dan tulangan yang besar. Hal ini disebabkan karena faktor beban kendaraan yang besar dan jembatan hanya dibagi menjadi 2 bentang, sehingga momen dan gaya-gaya internal lain yang dihasilkan sangat besar. Dengan demikian biaya jembatan menjadi sangat besar pula. Walaupun demikian jembatan cable stayed memiliki beberapa keuntungan antara lain jembatan lebih efisien digunakan untuk bentang yang panjang, keuntungan yang menonjol dari cable stayed adalah tidak diperlukannya pengangkeran kabel yang berat dan besar seperti pada jembatan gantung. Gaya-gaya anker pada ujung kabel bekerja secara vertikal dan biasanya diseimbangkan dengan berat dari pilar dan fondasi tanpa menambah biaya konstruksi lagi.

Kata Kunci : Cable Stayed, Pilar Miring, British Standard, Biaya.

ABSTRACT

A bridge is a structure that spans and provides a passage over a road, railway, river, or some other obstacle. Bridge as a overland transportation routes use for pedestrians, highway and railway. Irung Petruk bridge was built is more priority to the functional aspect connecting the regions which separated by a valley. In order to the bridge has a double function, be side of bridge serves as a liaison, a bridge can be used as a land mark for the province of D.I Yogyakarta, by design the bridge using the cable stayed structure. The purpose of this final assignment is to find out what the advantages cable stayed bridge are, so it is worth to be selected for consideration for planners in design a bridge, how to design the bridge using the cable stayed system and which structures are more efficient in terms of cost, an existing bridge or cable stayed bridge is more efficient.

In this final assignment, the bridge will be designed using cable stayed structure. The redesign of Irung Petruk bridge involve railling, slab, girders, anchorage, cable, columns, abutments and foundations design, Include Budget Plan (RAB). The preliminary design is by determine the specifications of structure include the type of bridge, characteristic cube strength of concrete, yield strength of steel, and also determine the specification of loads. The loads that used to design for its bridge refer to specification of loads from UK codes (BS 540-2-1978). Design of upper and lower structure is using reinforced concrete which refers to UK codes (BS 8110-3-1985; BS 8110-2-1985; BS 8110-1-1997, and BS 5400-4-1990). It purpose to increase the alternative of design the bridge.

The investigating results are the redesign of bridge provide great volume of dimension and reinforcement. It's because the load factors of vehicles is whacking and the bridge is only divided into two spans, so the moment and other internal forces generated are very large. Thus the cost of the bridge becomes very large as well. Although such cable stayed bridge has several advantages, among others, the bridge is more efficiently used for long span, the salient advantage of the cable stayed anchorage is no need for heavy cables and bulky like the suspension bridge. The forces of the anchorage at the end of the cable strands work vertically and it's usually balanced by against the weight of the pillar and foundation construction without raising any more costs.

Keywords: Cable Stayed, Oblique Pylon, British Standard, Cost.

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 lokasi jembatan irung petruk	6
Gambar 1.2 gambar kontur lokasi jembatan	7
Gambar 2.1 komponen utama jembatan ceble stayed	11
Gambar 2.2 tatanan kabel transversal dua bidang	13
Gambar 2.3 tatanan kabel transversal satu bidang	14
Gambar 2.4 tatanan kabel longitudinal	16
Gambar 2.5 variasi gabungan bentuk dasar tatanan kabel longitudinal	16
Gambar 2.6 cable planes	17
Gambar 2.7 gelagar solid web (Troitsky, 1977)	18
Gambar 2.8 variasi bentuk menara : bentuk I, H, A dan λ	19
Gambar 3.1 penampang memanjang jembatan	21
Gambar 3.2 gaya tarik pada kabel	22
Gambar 3.3 estimasi luas penampang kabel dari reaksi tumpuan dihitung sebagai gelagar menerus diatas dukungan kaku	23
Gambar 3.4 pendekatan aksi beban angin pada deck jembatan	26
Gambar 3.5 koefisien bentuk c_t , c_n , c_m (Walther, 1988)	27
Gambar 3.6 isotachs of mean hourly wind speed (in m/s).....	29
Gambar 3.7 gambaran sederhana flutter pada dek jembatan	30
Gambar 3.8 kecepatan kritis angin teoritis untuk flutter.....	32
Gambar 3.9 nilai koefisien koreksi (Walther, 1988).....	32
Gambar 3.10 diagram tegangan regangan dan gaya yang terjadi pada potongan balok tulangan sebelah	36
Gambar 3.11 diagram tegangan regangan dan gaya yang terjadi pada potongan balok tulangan rangkap.....	40
Gambar 3.12 diagram regangan balok tulangan rangkap	42
Gambar 3.13 gambar penampang tegangan geser akibat torsi	44
Gambar 3.14 tulangan torsi pada balok.....	45
Gambar 3.15 plat satu arah.....	46
Gambar 3.16 column end restraint condition	47

Gambar 3.17 grafik desain kolom (BS 8110-3-1985).....	48
Gambar 3.18 kolom yang menahan biaxial momen	48
Gambar 3.19 luas tulangan untuk gaya geser kolom	49
Gambar 3.20 kepala jembatan (abutment) dan bagian-bagiannya	51
Gambar 3.21 hitung reaksi tiang	57
Gambar 3.22 gaya-gaya sisi arah y (sejajar dengan sisi pendek)	59
Gambar 3.23 bagan perhitungan anggaran biaya	61
Gambar 4.1a penampang memanjang jembatan (a) tampak samping	62
Gambar 4.1b penampang memanjang jembatan (b) tampak atas	63
Gambar 4.2 penampang melintang jembatan	63
Gambar 4.3 lokasi jembatan irung petruk	65
Gambar 4.4a flow chart penulisan tugas akhir	66
Gambar 4.4b flow chart penulisan tugas akhir	67
Gambar 5.1 pemodelan struktur jembatan dengan sap 2000	71
Gambar 5.2 sketsa dek	72
Gambar 5.3 gambar detail trotoar	75
Gambar 5.4 dimensi kendaraan lalu lintas abnormal	76
Gambar 5.5 intensitas uniform distributed load (UDL)	77
Gambar 5.6 kecepatan kritis angin teoritis untuk flutter(Walther,1988)	82
Gambar 5.7 nilai koefisien koreksi (Walther, 1988)	82
Gambar 5.8 isotachs of mean hourly wind speed (in m/s)	85
Gambar 5.9 koefisien bentuk c_d , c_t , c_t (Walther,1988)	87
Gambar 5.10 pendekatan aksi beban angin pada dek jembatan	88
Gambar 5.11 beban gempa Bucharest 1977 NS	91
Gambar 5.12 beban gempa San Fransisco 1957 E10S	92
Gambar 5.13 beban gempa El-Centro 1940 N-S	92
Gambar 5.14 penyederhanaan struktur untuk perhitungan dimensi awal kabel	95
Gambar 5.15 tiang railing	99
Gambar 5.16 analisis penampang balok	101
Gambar 5.17 detail tulangan railing	104

Gambar 5.18 detail tulangan railing setelah disamakan	104
Gambar 5.19 detail trotoar untuk perhitungan berat sendiri	105
Gambar 5.20 beban hidup pada trotoar	106
Gambar 5.21 slab dibebani berat sendiri slab dan trotoar	110
Gambar 5.22 slab dibebani beban mati tambahan	111
Gambar 5.23 slab dibebani beban T	112
Gambar 5.24 posisi dukungan pada slab	117
Gambar 5.25 analisis tulangan sebelah	117
Gambar 5.26 potongan melintang jembatan	131
Gambar 5.27 tributari area beban mati jembatan	132
Gambar 5.28 tributari area untuk balok tepi	132
Gambar 5.29 diagram tegangan regangan pada balok tulangan rangkap baja desak sudah leleh	141
Gambar 5.30 luas tarik efektif beton	141
Gambar 5.31 diagram tegangan regangan pada balok tulangan rangkap untuk tulangan tumpuan	145
Gambar 5.32 diagram regangan balok tulangan rangkap	147
Gambar 5.33 diagram regangan balok untuk kuat lentur momen positif	147
Gambar 5.34 momen 3-3 diagram main girder from SAP2000	148
Gambar 5.35 momen 3-3 combo 1 main girder	151
Gambar 5.36 diagram tegangan regangan tulangan rangkap untuk tulangan lapangan	152
Gambar 5.37 tulangan torsi pada balok	157
Gambar 5.38a detail tulangan tumpuan	159
Gambar 5.38b detail tulangan lapangan	160
Gambar 5.39 potongan pylon/menara	161
Gambar 5.40 diagram M-N (BS 8110-3-1985)	162
Gambar 5.41 show values on diagram axial force combo 1	163
Gambar 5.42 show values on diagram moment 3-3 combo 1	163
Gambar 5.43 penampang pylon	164
Gambar 5.44 detail tulangan pylon P1	171

Gambar 5.45 cables hanger jembatan	172
Gambar 5.46 penampang angkur VSL SSI 2000	178
Gambar 5.47 detail dimensi penampang angkur	179
Gambar 5.48 pembesian angkur kabel 37 strand	180
Gambar 5.49 struktur atas	181
Gambar 5.50 struktur bawah	182
Gambar 5.51 elemen-elemen struktur atas	186
Gambar 5.52 penomeran pada struktur abutment	187
Gambar 5.53 posisi gaya rem pada abutment	191
Gambar 5.54 posisi beban angin yang mengenai bidang samping jembatan	192
Gambar 5.55 beban angin yang mengenai kendaraan	192
Gambar 5.56 koefisien angkat, C_l	193
Gambar 5.57 hubungan antara waktu getar, t dan koefisien geser dasar, C	194
Gambar 5.58 distribusi beban gempa pada arah x	196
Gambar 5.59 kerusakan pilecap oleh gaya geser 1 arah	210
Gambar 5.60 detail penulangan abutment sisi barat	229
Gambar 5.61 detail penulangan abutment sisi timur	230
Gambar 5.62 posisi pilecap pada jembatan	231
Gambar 5.62 hubungan Z_c terhadap ϕ'	232
Gambar 5.63 gaya-gaya yang ditinjau dari arah x	236
Gambar 5.64 gaya-gaya yang ditinjau dari arah y	240
Gambar 5.65 detail tulangan pilecap dan pondai sumuran	242
Gambar 5.66 posisi pondasi sumuran	243

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 koefisien gesek c_d untuk pilar	34
Tabel 3.2 akselerasi puncak pga di batuan dasr sesuai periode ulang	35
Tabel 3.3 pecepatan tanah untuk beberapa akselogram gempa	35
Tabel 3.4 tegangan geser ultimet pada beton, v_c	43
Tabel 3.5 nilai β untuk kolom	36
Tabel 3.6 nilai koefisien β	49
Tabel 4.1 jadwal penulisan tugas akhir	68
Tabel 5.1 tabel perhitungan lapis aspal dan air hujan	74
Tabel 5.2 perhitungan beban trotoar	74
Tabel 5.3 koefisien seret C_d untuk pilar	89
Tabel 5.4 parameter beban gempa riwayat waktu	93
Tabel 5.5 faktor skala beban gempa pada masing-masing riwayat waktu ...	94
Tabel 5.6 faktor aksi beban berdasarkan kombinasi untuk jembatan	94
Tabel 5.7 pendimensian awal main stay (MS)	97
Tabel 5.8 pendimensian awal back stay (BS)	98
Tabel 5.9 berat sendiri pada tiang railing	100
Tabel 5.10 perhitungan momen dan gaya geser akibat berat sendiri trotoar	105
Tabel 5.11 perhitungan momen dan gaya geser akibat beban hidup pada trotoar	106
Tabel 5.12 perhitungan momen tumpuan dengan metode cross untuk gambar 5.21	113
Tabel 5.13 momen lapangan untuk gambar 5.21	113
Tabel 5.14 gaya geser untuk gambar 5.21	114
Tabel 5.15 perhitungan momen tumpuan dengan metode cross untuk gambar 5.22	114
Tabel 5.16 momen lapangan untuk gambar 5.22	115
Tabel 5.17 gaya geser untuk gambar 5.22	115

Tabel 5.18 perhitungan momen tumpuan dengan metode cross untuk gambar 5.23	115
Tabel 5.19 momen lapangan untuk gambar 5.23	116
Tabel 5.20 gaya geser untuk gambar 5.23	116
Tabel 5.21 rekap momen-momen yang terjadi pada slab	116
Tabel 5.22 rekap gaya geser yang terjadi pada slab	116
Tabel 5.23 rekapitulasi tulangan slab	130
Tabel 5.24 perhitungan qd beban mati untuk balok tengah	133
Tabel 5.25 perhitungan qds beban mati tambahan untuk balok tepi	134
Tabel 5.26 perhitungan qds beban mati tambahan untuk balok tengah	134
Tabel 5.27 perhitungan qu beban udl untuk balok tepi	135
Tabel 5.28 perhitungan qu beban udl untuk balok tengah	135
Tabel 5.29 momen main girder dari hasil SAP2000 (knm)	137
Tabel 5.30 rekapitulasi tulangan pada balok girder	155
Tabel 5.31 gaya geser main girder dari hasil SAP2000	155
Tabel 5.32 torsi pada main girder dari hasil SAP2000	157
Tabel 5.33 rekapitulasi tulangan geser pada balok girder	158
Tabel 5.34 rectangular columns $f_{cu} = 30 \text{ mpa}$, $k = 0,90$	168
Tabel 5.35 rekapitulasi tulangan pylon	171
Tabel 5.36 gaya tarik kabel hasil analisis SAP200	173
Tabel 5.37 kebutuhan kabel strand	174
Tabel 5.38 spesifikasi angkur yang digunakan untuk disain	179
Tabel 5.39 data struktur atas.....	181
Tabel 5.40 perhitungan nilai N overburden	183
Tabel 5.41 data struktur bawah.....	185
Tabel 5.42 berat dan momen struktur atas	186
Tabel 5.43 berat dan momen struktur bawah	187
Tabel 5.44 beban mati tambahan pada abutment	188
Tabel 5.45 berat tekanan tanah yang membebani abutment	189
Tabel 5.46 distribusi beban gempa pada abutment	195
Tabel 5.47 rekap beban kerja	198

Tabel 5.48 stabilitas guling arah x	200
Tabel 5.49 stabilitas guling arah y	201
Tabel 5.50 stabilitas geser arah x	201
Tabel 5.51 stabilitas geser arah y	202
Tabel 5.52 beban kerja pile cap	202
Tabel 5.53 rekap beban kerja breast wall	205
Tabel 5.54 rekap kombinasi beban ultimit breast wall	207
Tabel 5.55 rectangular columns $f_{cu} = 30$ mpa, $k = 0,95$	226
Tabel 5.56 gaya aksial pada tiang bor	235
Tabel 5.57 rekapitulasi rencana anggaran biaya struktur	245
Tabel 6.1 faktor beban pada kedaan batas	246
Tabel 6.2 tulangan lentur girder jembatan untuk perencanaan awal	248
Tabel 6.3 tulangan lentur girder jembatan untuk perencanaan ulang	249
Tabel 6.4 tulangan geser dan tulangan torsi girder jembatan untuk perencanaan awal	249
Tabel 6.5 tulangan geser dan tulangan torsi girder jembatan untuk perencanaan ulang	249
Tabel 6.6 perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan breastwall	251
Tabel 6.7 perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan backwall atas	252
Tabel 6.8 perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan backwall bawah	252
Tabel 6.9 perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan pilecap	253
Tabel 6.10 perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan pilecap sumuran	254
Tabel 6.11 rencana anggaran biaya struktur jembatan cable stayed	255

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran A Lokasi Jembatan
- Lampiran B Hasil Analisis Struktur SAP 2000
1. Momen
 2. Gaya Normal
 3. Gaya Geser
- Lampiran C Hasil Perhitungan
1. Perhitungan Tiang Sandaran
 2. Perhitungan Slab dan Slab Trotoar
 3. Perhitungan Girder
 4. Perhitungan Pilar
 5. Perhitungan Abutment
 6. Perhitungan Fondasi
- Lampiran D Rencana Anggaran Biaya
1. Rekapitulasi RAB
 2. Analisis HARGA Satuan
 3. Daftar Harga Barang dan Upah
- Lampiran E Gambar Detail Penulangan

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan	ii
Lembar Persetujuan.....	iii
Surat Pernyataan.....	iv
Abstak	v
<i>Abstract</i>	vi
Motto.....	vii
Persembahan	viii
Kata Pengantar	ix
Daftar Isi.....	xi
Daftar Gambar.....	xv
Daftar Tabel	xix
Daftar Lampiran	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Masalah	3
1.6 Kerangka Tugas Akhir.....	4
1.7 Lokasi Jembatan Irung Petruk	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	8
2.1 Umum	8
2.2 Penelitian Terdahulu	10
2.3 Komponen Jembatan <i>Cable Stayed</i>	11
2.4 Sistim Kabel.....	13
2.4.1 Tatanan Kabel Transversal.....	13
2.4.2 Tatanan Kabel Longitudinal	15
2.5 <i>Stiffening Girder</i>	17

2.6 Menara/ <i>Pylon</i>	19
2.7 <i>Abutment</i>	20
2.8 Pondasi Sumuran	20
2.9 Dasar-Dasar Perencanaan	20
BAB III LANDASAN TEORI	21
3.1 Umum	21
3.2 Tatanan Sistem Kabel	21
3.3 Pembebanan Jembatan	24
3.3.1 Aksi tetap (<i>permanen Action</i>).....	24
3.3.2 Aksi Sementara (<i>Transient Action</i>).....	24
3.3.3 Aksi Lingkungan	25
3.4 Perencanaan Struktur Atas Jembatan.....	36
3.4.1 Perencanaan Sistem Dek Jembatan	36
3.4.2 Perencanaan Plat/Lantai Jembatan	45
3.4.3 Perencanaan Menara/ <i>Pylon</i>	46
3.5 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan.....	51
3.5.1 Kepala Jembatan (<i>Abutment</i>).....	51
3.5.2 Perencanaan Pondasi Sumuran	52
1. Perhitungan Pondasi Sumuran.....	52
2. Perhitungan <i>Pilecap</i>	55
3.6 Perencanaan Anggaran Biaya	60
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	62
4.1 Tinjauan Utama.....	62
4.2 Data Struktur	62
4.3 Lokasi Jembatan	64
4.4 Tahapan Perencanaan	65
4.5 Pelaksanaan Perencanaan Jadwal Perencanaan	68
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR	69
5.1 Umum	69
5.2 Pemodelan Awal Struktur	69
5.3 Pembebanan	71

5.3.1	Beban Statik	72
	a. Beban Mati.....	72
	b. Beban Hidup	76
5.3.2	Analisis Dinamis	79
	a. Analisis Frekuensi Natural dan Mode Shape.....	79
	b. Beban Aksi Lingkungan	80
	c. Kombinasi Beban.....	93
5.3.3	Dimensi Awal Kabel	94
5.4	Desain Struktur Atas	99
	5.4.1 Desain Trotoar.....	99
	5.4.2 Desain Slab/Lantai Jembatan	109
	5.4.3 Desain Gelagar Jembatan	131
	5.4.4 Disain Pilar Jembatan.....	161
	5.4.5 Perencanaan <i>Cable</i> dan Angkur Jembatan	172
5.5	Desain Struktur Bawah	181
	5.5.1 Perencanaan Abutment Jembatan.....	181
	5.5.2 Perencanaa Pondasi Sumuran pada Pilar	231
5.6	Rencana Anggaran Biaya.....	245
BAB VI	PEMBAHASAN.....	247
6.1	Umum	247
6.2	Tiang Sandaran	248
6.3	Plat Lantai	248
6.4	Balok.....	248
6.5	Pilar.....	250
6.6	Abutment	251
	6.6.1 Breast wall	251
	6.6.2 Back Wall	251
	6.6.3 Corbel	252
	6.6.4 Pondasi Langsung Abutment	253
6.7	Pondasi Sumuran	253
6.8	Pilecap Sumuran	254

6.9 Perencanaan Anggaran Biaya	255
BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN	256
7.1 Kesimpulan	256
7.2 Saran	256
DAFTAR PUSTAKA	257
LAMPIRAN	



KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum Wr. Wb

Alhamdulillah rabbil'alamiin, puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan hidayah, kesempatan, dan kemudahan dalam menyelesaikan tugas akhir yang berjudul "PERENCANAAN ULANG JEMBATAN IRUNG PETRUK MENGGUNAKAN STRUKTUR CABLE STAYED TIDAK SIMETRIS BERDASARKAN BRITISH STANDARD" sehingga akhirnya dapat terselesaikan. Shalawat dan salam semoga senantiasa tersampaikan untuk guru atau pemimpin kami tercinta, Muhammad SAW, juga untuk keluarganya, para sahabat, hingga para pengikutnya.

Penelitian yang merupakan salah satu syarat untuk mencapai derajat sarjana S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Dalam penelitian dan penulisan tugas akhir ini masih terdapat banyak keterbatasan, oleh karena itu penulis mohon maaf dan berharap akan ada pengembangan penelitian yang lebih baik dengan rekomendasi penelitian yang dikemukakan pada bagian akhir dari tugas akhir ini.

Selama pengerjaan Tugas Akhir telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini disampaikan ucapan terima kasih kepada:

1. Yth. Prof. DR. H. Edy Suandi Hamid, M.Ec selaku Rektor Universitas Islam Indonesia,
2. Yth. Prof. Ir. Muhammad Teguh, MSCE., Ph.D. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII,
3. Yth. Ir. H. Suharyatmo, MT selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-UII, dan dosen penguji tugas akhir penulis, terima kasih atas nasehat dan masukan-masukan yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir ini,
4. Yth. Ir. H. Tri Fajar MT selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil FTSP-UII,

5. Yth. DR. Ir. H. Harsoyo, MSc selaku dosen pembimbing tugas akhir penulis, terimakasih atas bimbingan, nasehat dan dukungan yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir ini,
6. Yth. Ir. H. Ilman Noor, MSCE selaku dosen penguji tugas akhir penulis, terimakasih atas bimbingan, nasehat dan dukungan yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir ini,
7. Seluruh dosen dan karyawan FTSP-UII,
8. Bapak dan Ibuku yang paling aku cintai H. Soekapdi dan Hj. Sumini yang selalu memberikan dorongan, nasehat dan semangat baik moral maupun material selama pendidikan dan penulisan tugas akhir ini.
9. Pak Santoro dan Pak Heri yang telah membantu saya dalam pengurusan administrasi tugas akhir ini.
10. Mas Tedy, Mas Resky, Abi dan sahabat-sahabatku; Wa Yeta, Simil (Eta), Cintong (Sonya), Umi, Tifa serta rekan-rekan di kampus lainnya, atas bantuan, semangat, dan doanya. Thanks for all.
11. Semua pihak yang tidak dapat Penyusun sebutkan satu persatu baik langsung maupun tidak langsung ikut membantu dan menyelesaikan tugas akhir ini.

Penulis berharap semoga perencanaan redesain yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk tugas akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil dan dapat bermanfaat untuk pengembangan perencanaan selanjutnya.

Wassalaamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta,

Penulis

Sri Suastri Retnoningrum

MOTTO

*If you can't explain it simply, you don't
understand it well enough*

(Einstein)

*Secara aerodinamika, lebah semestinya tidak
dapat terbang. Tetapi, mereka ternyata bisa*



PERNYATAAN BEBAS PLAGIARISME

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Sri Sulastri Retnoningrum
No. Mahasiswa : 06 511 052
Jurusan : Teknik Sipil
Email : retno_ningrum02@yahoo.com

dengan ini menyatakan bahwa :

1. Tugas akhir ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar kesarjanaan di suatu perguruan tinggi.
2. Data dan proses analisa yang diperoleh adalah benar-benar ada dan saya kerjakan.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali yang secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.

Demikian surat pernyataan ini apabila kemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar maka saya sanggup menerima hukuman/sangsi sesuai peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, Agustus 2011

Penyusun,

Materai

(Sri Sulastri Retnoningrum)

PERSEMBAHAN

Aku persembahkan untuk kedua orang tuaku yang tercinta,

H. Soekapdi dan Hj. Sumini



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia adalah negara kepulauan yang memiliki jumlah penduduk yang sangat banyak, keadaan tersebut menempatkan Indonesia sebagai negara ke-empat terbesar setelah Cina, India dan Amerika Serikat. Populasi penduduk terpadat berada di pulau Jawa. Hal tersebut dikarenakan pulau Jawa adalah pulau sebagai pusat perekonomian, pendidikan dan pusat pemerintahan. Salah satu kota tujuan di pulau Jawa adalah Daerah Istimewa Yogyakarta, kota ini merupakan salah satu kota pusat pendidikan, tempat wisata sejarah ataupun wisata yang lainnya. Oleh sebab itu, kota ini mempunyai peningkatan jumlah penduduk yang semakin bertambah setiap tahunnya. Dengan adanya pertambahan penduduk tersebut, semakin banyak fasilitas umum diperlukan untuk melayani kebutuhan hidup.

Untuk memenuhi kebutuhan hidup, manusia melakukan aktivitas ekonomi untuk menunjang hidup mereka. Aktivitas-aktivitas tersebut antara lain adalah tukar menukar barang, jasa serta aktivitas lainnya. Dari kebiasaan itu, fasilitas umum yang meningkat salah satunya adalah dari segi transportasi. Untuk itu, peningkatan sarana dan prasarana jalan dan jembatan diperlukan guna memudahkan pengangkutan barang, jasa ataupun manusia dari satu tempat ke tempat lain. Jembatan adalah sarana transportasi untuk menghubungkan dua atau beberapa tempat yang dipisahkan oleh suatu keadaan topografi yang curam, misal sungai, jurang, lembah, selat dan lain sebagainya. Jembatan digunakan untuk memudahkan akses mobilisasi antar dua tempat serta memperlancar proses distribusi barang dan jasa sehingga kegiatan perekonomian masyarakat dapat meningkat.

Jembatan Irung Petruk adalah salah satu jembatan yang masuk dalam wilayah Kabupaten Gunung Kidul. Lokasi jembatan berada di sebelah Timur Kota Yogyakarta yang berada di daerah zona Pegunungan Seribu. Jembatan ini dibangun dengan panjang bentang 110 m dan menggunakan tipe jembatan balok lengkung. Dilihat dari tipenya, jembatan tersebut dibangun dengan lebih

mengutamakan segi fungsionalnya yaitu sebagai penghubung antar daerah yang dipisahkan oleh lembah. Agar jembatan tersebut memiliki manfaat ganda, selain jembatan berfungsi sebagai penghubung, jembatan bisa dijadikan sebagai *land mark* bagi propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, yaitu dengan merencanakan jembatan tersebut dibuat dengan menggunakan tipe *cable stayed*.

Jembatan tipe *cable stayed* adalah salah satu alternatif rancangan baru jembatan yang memiliki nilai artistik yang tinggi. Dari alasan tersebut, jembatan Irung Petruk akan didesain ulang menggunakan tipe *cable stayed* yang mengacu pada peraturan *British Standard*.

Dari uraian di atas, maka diambil judul dari Tugas Akhir ini adalah “PERENCANAAN ULANG JEMBATAN IRUNG PETRUK MENGGUNAKAN STRUKTUR *CABLE STAYED* TIDAK SIMETRIS BERDASARKAN *BRITISH STANDARD*” sebagai salah satu aplikasi ilmu yang didapat dari bangku kuliah selama ini khususnya di bidang struktur jembatan. Sehingga dapat menjadi bekal untuk masuk ke dalam dunia kerja yang semakin kompetitif saat ini.

1.2 Rumusan Masalah

Cable Stayed adalah salah satu tipe jembatan yang masih jarang digunakan di Indonesia, dari banyaknya jembatan di Indonesia hanya sedikit jembatan menggunakan tipe ini. Berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan di atas, maka dapat dirumuskan masalahnya sebagai berikut :

1. Mengapa perencanaan ulang jembatan Irung Petruk menggunakan sistem *cable stayed* ?
2. Bagaimana cara menghitung perencanaan ulang jembatan Irung Petruk menggunakan sistem *cable stayed* ?
3. Berapa besar efisiensi biaya jembatan *cable stayed* terhadap jembatan sebelumnya ?

1.3 Tujuan

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Untuk mengetahui apa saja keuntungan jembatan *cable stayed*, sehingga layak untuk dipilih sebagai bahan pertimbangan bagi perencana dalam merencanakan suatu jembatan.
2. Untuk mengetahui bagaimana langkah-langkah dalam perencanaan jembatan dengan menggunakan sistem *cable stayed*.
3. Untuk mengetahui struktur mana yang lebih efisien dalam segi biaya. Jembatan dengan sistem pelengkung atau jembatan dengan sistem *cable stayed* yang didesain berdasarkan peraturan Inggris (*BS 5400-2-1978*) yang lebih efisien.

1.4 Manfaat

Manfaat penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut ini :

1. Memberikan alternatif lain untuk merancang sebuah jembatan.
2. Menambah pengetahuan tentang peraturan-peraturan perencanaan jembatan.

1.5 Batasan Masalah

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

1. Adapun lingkup pekerjaan perencanaan adalah sebagai berikut :
 - a. Perencanaan Sistem lantai jembatan,
 - b. Perencanaan Balok memanjang (Stringer),
 - c. Perencanaan Balok melintang (Cross Girder),
 - d. Perencanaan Gelagar utama (Main Girder),
 - e. Perencanaan sistem *cable stayed*,
 - f. Perencanaan menara Pylon,
 - g. Perencanaan Abutment,
 - h. Perencanaan Pondasi,
 - i. RAB.

2. Analisis struktur jembatan menggunakan program aplikasi SAP2000 versi 9.03.
3. Pylon, gelagar dan lantai jembatan didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang berdasarkan *British Standard (BS 8110-3-1985; BS 8110-2-1985; BS 8110-1-1997, dan BS 5400-4-1990)*
4. Kondisi jembatan ditentukan sebagai berikut :
 - a. Tipe Jembatan : *Cable stayed*
 - b. Panjang bentang jembatan : 110 meter
 - c. Tipe Pilar : *H-pylon*
 - d. Jumlah bentang : 2 buah (bentang I =45, bentang II=65 m)
 - e. Lebar total jembatan : 9 meter (1+3,5+3,5+1)
 - f. Lebar perkerasan : 7 meter (3,5 m x 2 jalur)
 - g. Lebar trotoar : 1 meter
5. Pondasi yang digunakan adalah pondasi sumuran pada *pier*.
6. Standar spesifikasi pembebanan menggunakan *British Standart (5400-2-1978)*.

1.6 Kerangka Tugas Akhir

Kerangka atau format penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bab I, Pendahuluan.

Bab ini berisi tentang latar belakang tugas akhir dibuat, menjelaskan mengenai perumusan masalah, maksud dan tujuan serta manfaat dari tugas akhir serta batasan-batasan masalah sehingga tugas akhir menjadi lebih terfokus.

2. Bab II, Tinjauan Pustaka.

Bab ini berisi tentang penelitian-penelitian sebelumnya yang menjadi referensi dalam penyusunan tugas akhir. Penelitian-penelitian tersebut antara lain berupa tugas akhir orang lain, jurnal, paper, dan sejarah perkembangan jembatan. Pernyataan keaslian penelitian terdapat pada

bab ini sehingga tugas akhir ini memang benar-benar asli dan belum pernah dilakukan sebelumnya.

3. Bab III Landasan Teori

Bab ini akan menjelaskan tentang manual pendisainan jembatan *cable stayed*, serta penjelasan elemen struktur yang digunakan.

4. Bab IV Metodologi Penelitian

Bab ini berisi tentang tata cara pelaksanaan tugas akhir dan rangkuman alur pendesainan yang ditampilkan dalam sebuah *flow chart*.

5. Bab V Analisis dan Pembahasan

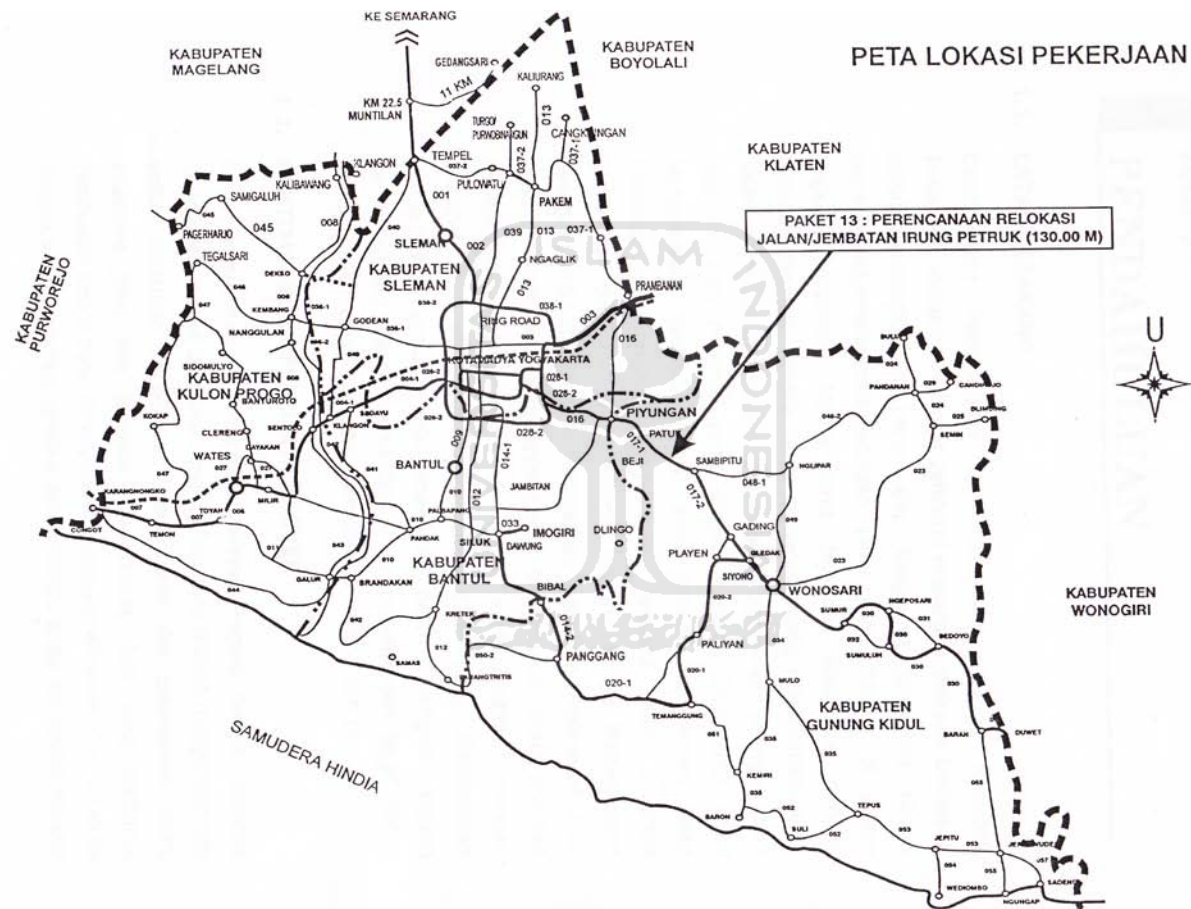
Bab ini menjelaskan tentang penerapan rumus dan teori yang digunakan untuk analisis serta pembahasan terhadap setiap elemen struktur yang didesain.

6. Bab VI Kesimpulan dan Saran

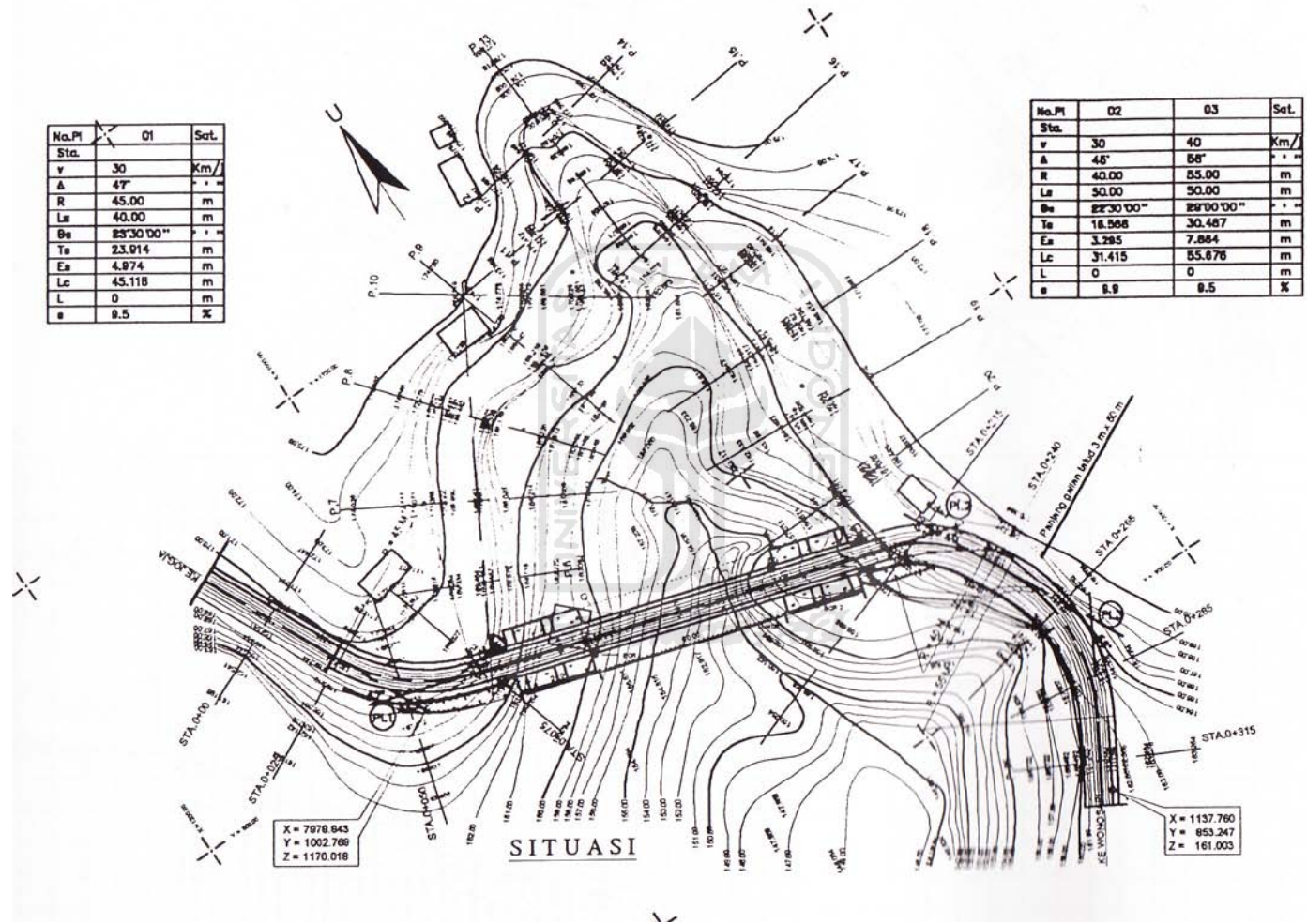
Bab ini berisi tentang kesimpulan yang didapatkan setelah perencanaan serta pembahasannya. Selain itu, bab ini juga berisi saran-saran yang sesuai untuk tindak lanjut tugas akhir ini

1.7 Lokasi Jembatan Irung Petruk

Jembatan Irung Petruk termasuk dalam wilayah Kabupaten Gunung Kidul. Lokasi jembatan berada di sebelah Timur Kota Yogyakarta yang berada di zona Pegunungan Seribu dengan Ketnggian pada 100-300 dpal. Adapun lebih jelasnya, denah jembatan padat dilihat pada *gambar 1.1*, sedangkan kontur lokasi jembatan pada *gambar 1.2*.



Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Irung Petruk



Gambar 1.2 Gambar Kontur Lokasi Jembatan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 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* dan *substructure*. Bagian atas jembatan seperti sandaran, batu pengaman dan pendukung lantai dengan sistem seperti balok, girder/gelagar, lengkungan dan kabel di atas 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*)

Konstruksi bagian atas jembatan berfungsi menampung beban-beban yang ditimbulkan oleh suatu lintasan orang, kendaraan, dan lain-lain kemudian menyalurkan pada bangunan bawah. Konstruksi bagian atas jembatan ini meliputi sandaran, konstruksi trotoar, lantai kendaran + perkerasan, balok diafragma/ikatan melintang, balok gelagar, ikatan pengaku (ikatan angin, ikatan rem, ikatan tumbukan) serta perletakan (sendi dan rol). Konstruksi bagian bawah jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang diberikan bangunan atas dan kemudian menyalurkan ke tanah dasar. Konstruksi bagian bawah jembatan ini meliputi pangkal jembatan (*abutment*), pilar/kolom, pondasi baik pada pilar maupun pangkal jembatan.

(http://azwaruddin.blogspot.com/pengertian_jembatan.html)

Jembatan *Cable stayed* sudah dikenal sekitar 200 tahun yang lalu (*Rene Walther, Cable Stayed Bridges, London, 1988*) yang pada awal era tersebut pada umumnya dibangun menggunakan kabel vertikal dan miring seperti Dryburg

Abbey Foot bridge. Jembatan seperti ini masih merupakan kombinasi dari jembatan *cable stayed* modern. sejak saat itu jembatan *cable stayed* mengalami banyak perkembangan dan mempunyai banyak bentuk yang bervariasi baik dari segi jenis material maupun segi estetika. *Cable stays* berhasil diangkat pertama kali oleh John Roebling di Amerika untuk menyediakan kebutuhan *extra stiffness* dan *aerodynamic stability* untuk jembatan *suspension*-nya, yang pertama kali didirikan untuk jembatan Grand Trunk yang membentang di atas Niagara dibuka pada tahun 1885.

Pada umumnya jembatan *cable stayed* menggunakan gelagar baja, rangka, beton, atau beton prategang sebagai gelagar utama (**Zarkasi dan roslianjsah 1955**). Pemilihan bahan gelagar tergantung pada ketersediaan jenis bahan, metode pelaksanaan dan harga konstruksi. Penilaian parameter tersebut tidak hanya bergantung pada penghitungan semata melainkan masalah tinjauan ekonomi dan nilai estetika lebih dominan. Perkembangan teknologi bahan dan metode pelaksanaan pembangunan pada masa sekarang telah memungkinkan untuk mendisain dan membangun struktur *cable stayed* yang lebih fleksibel.

Suatu penelitian antara jembatan gantung dan jembatan *cable stayed* menunjukkan bahwa jembatan *cable stayed* lebih unggul daripada jembatan gantung. Kelebihan jembatan *cable stayed* antara lain rasio panjang bentang utama dan tinggi *pylon* yang lebih besar. Defleksi akibat pembebanan simetris dan asimetris pada jembatan *cable stayed* lebih dari separuh bentang jembatan gantung yang mempunyai defleksi yang lebih besar di tengah bentang daripada *cable stayed*. Keuntungan yang menonjol dari *cable stayed* adalah tidak diperlukannya pengangkeran kabel yang berat dan besar seperti pada jembatan gantung. Gaya-gaya angker pada ujung kabel bekerja secara vertikal dan biasanya diseimbangkan dengan berat pilar dan atau pondasi tanpa menambah biaya konstruksi lagi. Komponen horizontal gaya pada kabel dilimpahkan pada struktur atas gelagar berupa tekanan atau tarik.

2.2 Penelitian terdahulu

Redisain jembatan menggunakan *cable stayed* sudah pernah dilakukan oleh mahasiswa sebelumnya. Berbagai penelitian yang telah dilakukan tersebut dijadikan salah satu referensi untuk menyelesaikan tugas akhir ini. Berikut ini adalah beberapa penelitian yang pernah dilakukan sebelumnya.

a. Penelitian Disain Jembatan Krasak dengan *Cable Stayed*

Penelitian ini dikerjakan oleh **Ali Rekso Tinamtu, 2008**. Disain jembatan dalam tugas akhir ini menggunakan pondasi *Bored Pile* dan Pondasi Sumuran, analisis struktur menggunakan program SAP 2000, tipe jembatan *cable stayed* dengan 1 *Pylon*, getaran yang timbul akibat pengaruh tiupan angin tidak diperhitungkan, dan spesifikasi pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2 Tentang Beban Jembatan *Bridge Management System* (BMS) Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga Direktorat Bina Program Jalan, serta pada tugas akhir ini tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya Jembatan yang di disain.

b. Penelitian Disain Jembatan Srandakan dengan *Cable Stayed 2 Pylon*

Penelitian ini dikerjakan oleh **Ady Wibowo, 2009**. Pada pendisainan tugas akhir ini tidak jauh beda dengan penelitian yang dikerjakan oleh **Ali Rekso Tinamtu**, yang membedakan hanyalah lokasi jembatan dan jumlah *pylon* yang digunakan 2 buah.

c. Penelitian Disain Jembatan Srandakan dengan *Cable Stayed 3 Pylon*

Penelitian ini dikerjakan oleh **Anfi Amanda, 2009**. Pada pendisainan tugas akhir ini tidak jauh beda dengan penelitian yang dikerjakan oleh **Ali Rekso Tinamtu** dan **Ady Wibowo**, yang membedakan hanyalah jumlah *pylon* yang digunakan sebanyak 3 buah.

d. Penelitian Perencanaan Ulang Jembatan Sardjito II Dengan Sistem *Cable Stayed*

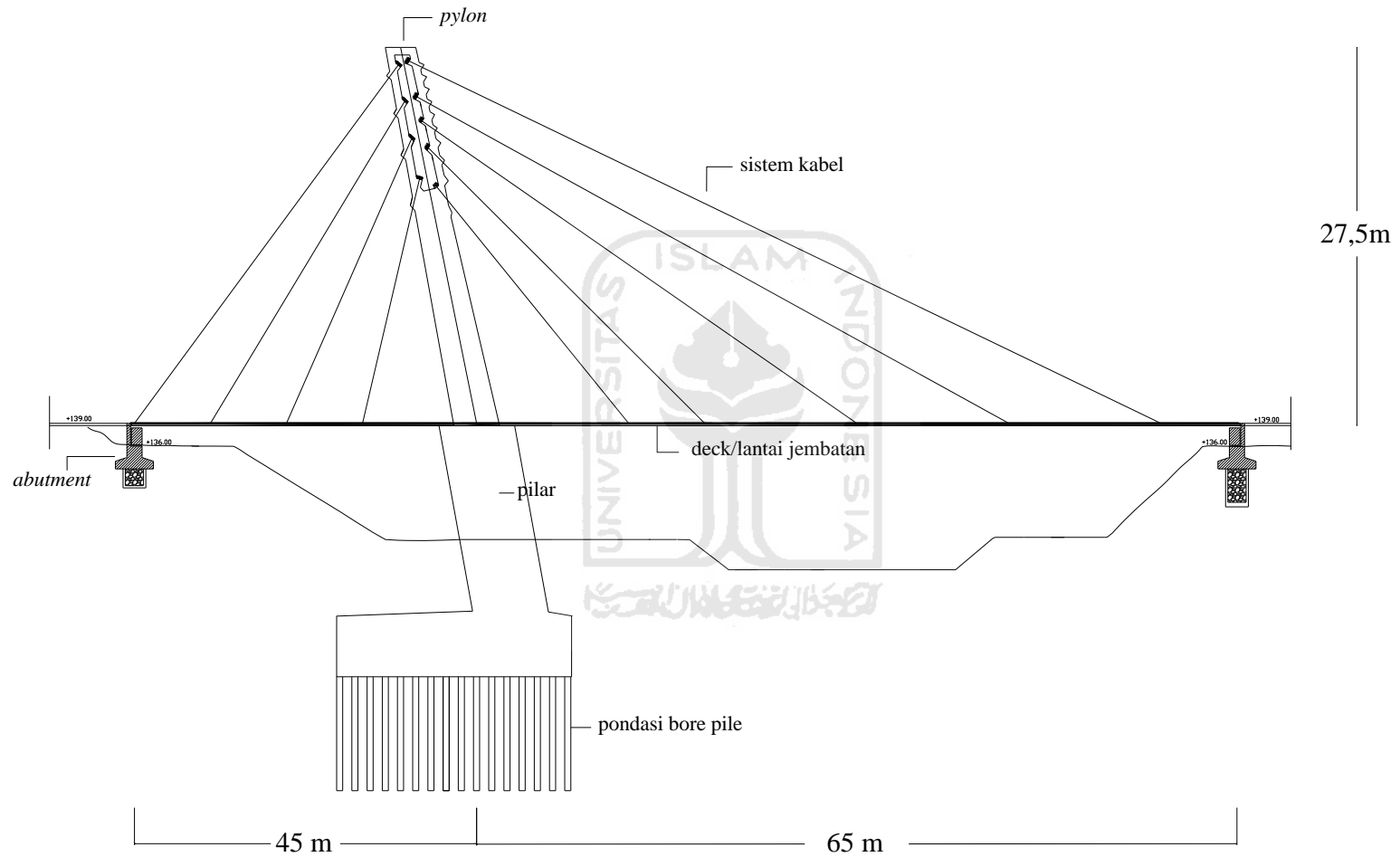
Penelitian ini dikerjakan oleh *Tedy Fitrianto Indrawan, 2010*. Disain jembatan pada tugas akhir ini menggunakan pondasi sumuran pada *abutment* dan *bore pile* pada pilar, tipe jembatan yang dipakai adalah tipe jembatan *cable stayed* dengan 1 *pylon* miring berada di median jalan, analisis struktur jembatan menggunakan program SAP 2000, Standar spesifikasi pembebanan menggunakan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2 Tentang Beban Jembatan Bridge Management System (BMS) Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga Direktorat Bina Program Jalan.

Penelitian tentang pendisainan ulang jembatan menggunakan sistem *cable stayed* telah banyak dilakukan. Untuk menjaga keaslian tulisan dari tugas akhir ini maka digunakan cara pendisainan yang belum pernah dilakukan sebelumnya. Penelitian yang dilakukan sebelumnya, spesifikasi pembebanan menggunakan *Bridge Management System* (BMS), sedangkan dalam Tugas akhir ini akan digunakan *British Standard (BS 5400-2-1978)*. Tugas akhir ini didisain dengan menggunakan pondasi *Bored Piled* dan pondasi sumuran, tipe jembatan *cable stayed* dengan *H-pylon*. Beban angin dalam tugas akhir ini diperhitungkan, beban gempa yang digunakan menggunakan *linear dynamic time-history analysis*. Dalam tugas akhir ini dihitung juga Rencana Anggaran Biayanya (RAB). Selain itu juga apabila ada kesamaan tugas akhir ini dengan yang lain, bukan karena menyalin tetapi semata-mata karena dasar teori adalah sama.

2.3 Komponen Jembatan *Cable Stayed*

Komponen utama jembatan *cable stayed* dapat dilihat pada *gambar 2.1* yang terdiri atas :

- a. sistem kabel,
- b. gelagar,
- c. menara atau *pylon*,
- d. *abutment*, dan
- e. pondasi.



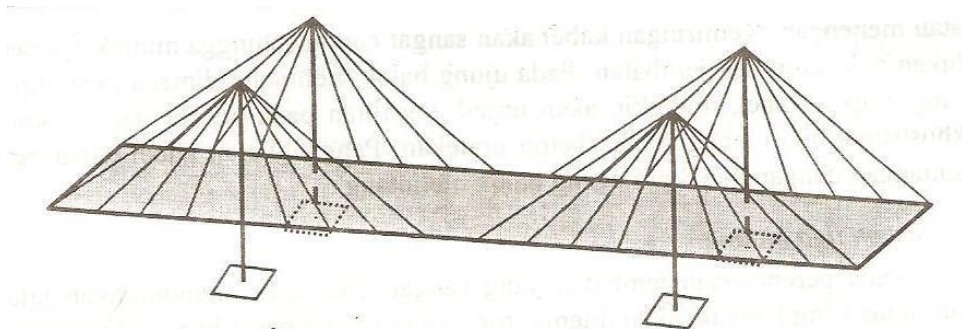
Gambar 2.1 *Komponen Utama Jembatan Cable Stayed*

2.4 Sistem Kabel

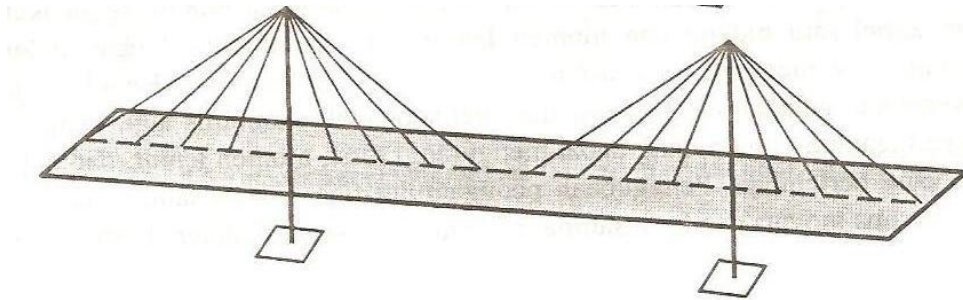
Sistem kabel adalah salah satu hal yang paling mendasar dalam perencanaan jembatan *cable stayed*. Kabel digunakan untuk menopang gelagar diantara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke menara *pylon*. Secara umum sistem kabel dapat dilihat sebagai tatanan kabel transversal dan tatanan kabel longitudinal. Pemilihan tatanan kabel tersebut didasarkan atas berbagai hal karena akan memberikan pengaruh yang berbeda terhadap perilaku struktur terutama pada bentuk menara *pylon* dan tampang gelagar. Selain itu akan berpengaruh pula terhadap metode pelaksanaan, biaya dan arsitektur jembatan. Sebagian besar struktur yang sudah dibangun terdiri atas dua bidang kabel dan diangkerkan terhadap sisi-sisi gelagar (*Walther 1988*). Namun ada beberapa yang menggunakan hanya satu bidang. Penggunaan tiga bidang atau lebih mungkin dapat dipikirkan untuk jembatan yang sangat lebar agar dimensi balok melintang dapat lebih kecil.

2.4.1 Tatanan Kabel Transversal

Tatanan kabel transversal terhadap arah sumbu longitudinal jembatan dapat dibuat satu atau dua bidang dan ditempatkan secara simetri (*Gambar 2.2* dan *Gambar 2.3*). Ada juga perencana yang menggunakan tiga bidang kabel sampai sekarang belum dapat diterapkan dilapangan. Berikut ini adalah macam-macam tatanan kabel transversal menurut *Bambang Supriyadi, 2007* :



Gambar 2.2 Tatanan kabel transversal dua bidang



Gambar 2.3 Tatanan kabel transversal satu bidang

a. Susunan satu bidang

Sistem ini sangat menguntungkan dari segi estetika karena tidak terjadi kabel bersilangan yang terlihat oleh pandangan sehingga terlihat penampilan struktur yang indah. Kabel ditempatkan di tengah-tengah dek dan membatasi dua arah jalur lalu lintas.

b. Susunan dua bidang

Sistem kabel dua bidang dibedakan dalam dua jenis yaitu sistem dua bidang vertikal dan sistem dua bidang miring. Pengangkeran sistem kabel dua bidang dapat ditempatkan pada sisi luar struktur gelagar atau masuk ke dalam struktur gelagar pada batas tertentu. Keuntungan pada pengangkeran sisi luar gelagar yaitu tidak mengurangi bagian dek untuk penempatan alat koneksi. Kerugiannya adalah dibutuhkan penambahan tulangan untuk menyalurkan gaya eksentris kabel yang dapat berupa momen dan geser ke dalam struktur utama gelagar.

c. Susunan tiga bidang

Sistem tiga bidang adalah sistem kabel yang bekerja pada tiga bidang kabel vertikal. Tiga bidang kabel tersebut diletakkan pada median dan pada dua sisi luar jembatan. Sistem ini biasa diterapkan pada daerah urban, yang di dalamnya terdapat satu sistem jalur angkutan massa atau jalur bus.

2.4.2 Tatanan Kabel Longitudinal

Tatanan kabel longitudinal jembatan mempunyai banyak variasi tergantung pada pengalaman perencana menentukan perbandingan antara bentang dengan tinggi menara *pylon* jembatan. Untuk bentang yang lebih pendek kabel tunggal mungkin sudah cukup untuk menahan beban rencana. Untuk bentang utama yang panjang dan bentang tidak simetris yang menggunakan angker, variasi tatanan kabel tidak cukup dengan kebutuhan secara teknis tetapi harus menggunakan konfigurasi dasar tatanan kabel longitudinal yaitu *radiating*, *harp*, *fan*, dan *star* (Podolny dan Scalzi, 1976).

a. Tipe radiating

Merupakan sebuah susunan dimana kabel dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang pada gelagar. Kelebihan tipe ini adalah kemiringan rata-rata kabel cukup besar sehingga komponen gaya horizontal tidak terlalu besar. Namun kekurangannya adalah kabel yang terkumpul di atas kepala menara menyulitkan dalam perencanaan dan pendetailan sambungan.

b. Tipe harp

Terdiri atas kabel-kabel penggantung yang dipasang sejajar dan disambungkan ke menara dengan ketinggian yang berbeda-beda satu terhadap yang lainnya. Susunan kabel yang sejajar memberikan efek estetika yang sangat indah namun terjadi lentur yang besar pada menara.

c. Tipe fan

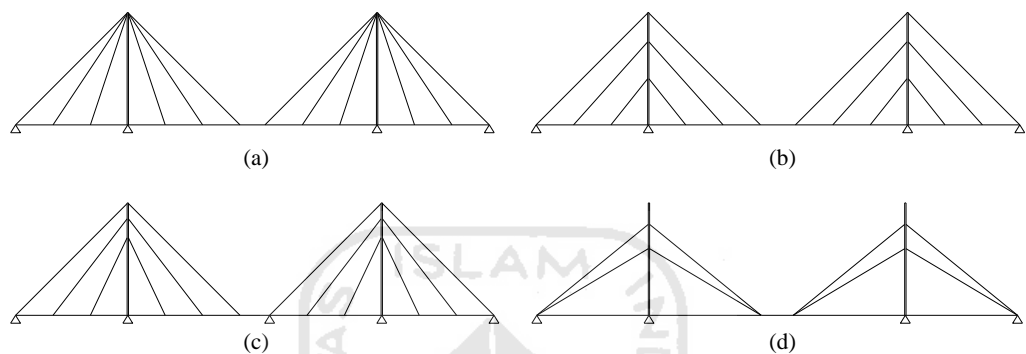
Merupakan solusi tengah antara tipe radiating dengan tipe harp. Kabel disebar pada bagian atas menara dan pada dek sepanjang bentang, menghasilkan kabel tidak sejajar. Penyebaran kabel pada menara akan memudahkan pendetailan tulangan.

d. Tipe star














Memiliki bentuk yang berlawanan dengan tipe radiating dimana kabel terpusat pada gelagar. Bentuk ini memberikan estetika yang baik namun

menyulitkan pendetailan sambungan pada gelagar. Dukungan antara dua tumpuan tetap jembatan hanya ada pada pertemuan kabel sehingga momen lentur yang akan terjadi menjadi lebih besar.

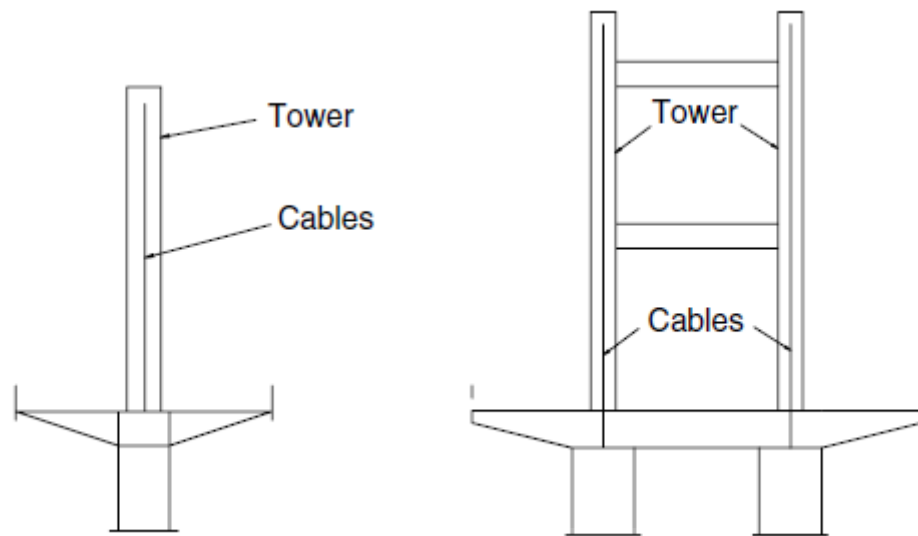
Gambar 2.4 - Gambar 2.6 merupakan gambar tatanan kabel longitudinal dan variasi bentuk rencana jembatan *cabl stayed*.



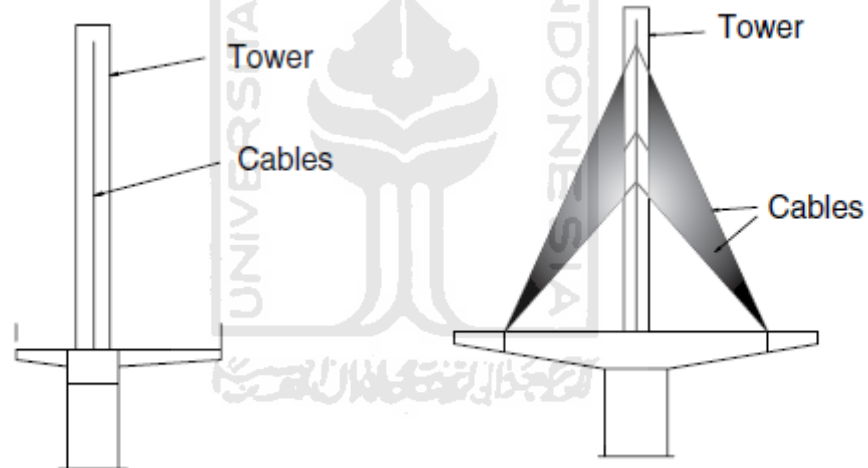
Gambar 2.4 Tatanan kabel longitudinal (a) radiating, (b) harp, (c) fan, (d) star (Troitsky, 1977)

SINGLE	DOUBLE	TRIPLE	MULTIPLE	COMBINED	
					RADIATING
					HARP
					FAN
					STAR

Gambar 2.5 Variasi Gabungan Bentuk Dasar Tatanan Kabel Longitudinal



(a) Cable stays in one central plane (b) Cable stays in two vertical planes



(c) Cable stays in one off-centre plane (d) Cable stays in two inclined planes

Gambar 2.6 Cable planes


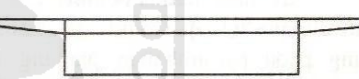


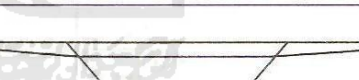

2.5 Stiffening Girder

Peran *Stiffening Girder* adalah untuk mentransferkan beban yang bekerja, baik itu beban sendiri maupun beban lalu lintas ke sistem kabel. Jembatan *cable stayed* selain dapat menahan seluruh gaya tekan aksial, jembatan juga mampu menahan *vertical bending moments*. Gaya tekanan tersebut akan diteruskan oleh kabel.

Untuk gelagar yang tersusun dari *solid web* yang terbuat dari baja atau beton cenderung terbagi atas dua tipe, yaitu :

1. Gelagar pelat (*plate girder*), dapat terdiri atas dua atau banyak gelagar
2. Gelagar box (*box girder*), dapat terdiri atas satu atau susunan box yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapesium.

Gelagar beton dapat berupa beton *precast* atau cetak setempat. Gelagar beton umumnya berupa gelagar box tunggal yang diberi pengaku lateral pada jarak tertentu.

	Susunan	Tipikal potongan melintang
Tipe gelagar utama	Gelagar I Kembar	
	Gelagar box persegi	
	Kombinasi gelagar box (tengah) – gelagar I individual (tepi)	
	Kombinasi gelagar box seluler kembar individual dan <i>sloping struts</i>	
	Gelagar box <i>trapezoidal</i> individual	
	Gelagar box persegi kembar	

Gambar 2.7 Gelagar *solid web* (Troitsky, 1977)

Pengalaman dalam perancangan jembatan *cable stayed* (Troitsky, 1977) menunjukkan bahwa tinggi gelagar dapat digunakan antara $\frac{1}{15}$ - $\frac{1}{18}$ panjang panel atau $\frac{1}{100}$ - $\frac{1}{200}$ panjang bentang utama. Menurut Leonhardt (*dalam Zarkasi dan Roliansjah, 1955*), perbandingan antara tinggi gelagar dengan bentang utama jembatan sangat tergantung pada rasio lendutan maksimum akibat beban hidup

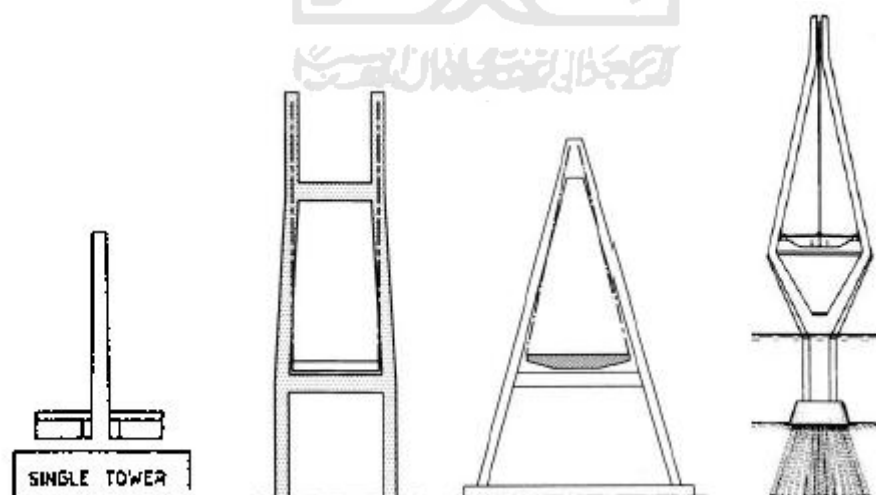
dan beban mati, dan memberikan nilai yang ekonomis bila nilainya berkisar antara $\frac{1}{10} - \frac{1}{90}$ khusus untuk jembatan *cable stayed* beton dengan sistem kabel dua bidang.

2.6 Menara/ Pylon

Menara berfungsi sebagai pendukung sistem kabel dan mentransferkan gaya-gaya dari kabel tersebut ke pondasi. Menara dikerahkan untuk menahan gaya aksial yang sangat besar, selain itu *bending moments* bisa saja terjadi pada menara tergantung pada kondisi dukungan.

Menara dapat di buat dari baja atau beton. Menara beton biasanya lebih murah daripada manara baja dan mempunyai kekakuan yang lebih besar. Akan tetapi menara beton mempunyai berat yang lebih besar dan pemilihannya disesuaikan dengan keadaan tanah yang ada. Sedangkan menara baja memiliki keuntungan dalam kaitannya dengan kecepatan pengerjaan.

Bentuk menara sangat tergantung pada sistem kabel dan beban yang bekerja, tetapi pertimbangan estetika juga berperan penting. Variasi bentuk menara dapat dilihat pada gambar 2.8.



Gambar 2.8 variasi bentuk menara : bentuk I, H, A dan λ

2.7 Abutment

Abutment mempunyai dua fungsi pokok, yaitu mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu sekitar jembatan jika ada. Oleh karena itu abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah (*Peck,Hanson,Tohrnburn, 1973*).

2.8 Pondasi Sumuran

Pada keadaan tanah di bawah kedalaman letak fondasi telapak dan plat akan didirikan terlalu lemah untuk menyediakan daya dukung yang cukup, beban perlu dipindahkan ke material yang lebih kuat di tanah yang lebih dalam misalnya dengan menggunakan tiang (*pile*) atau sumuran. Untuk tipe pondasi diperlukan penelitian sendiri guna menentukan faktor aman kapasitas daya dukung pondasi dan perkiraan jumlah penurunan (*Peck,Hansn,Thornburn,1973*).

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

2.9 Dasar-Dasar Perencanaan.

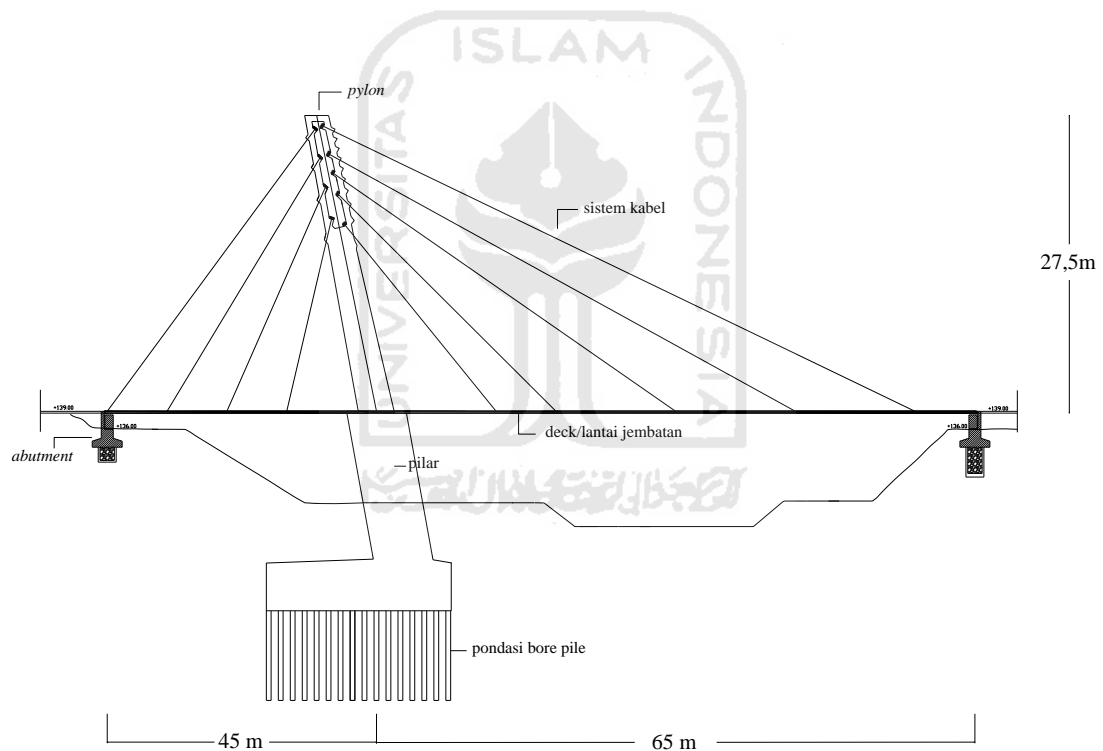
Dasar-dasar perencanaan dalam pembangunan Jembatan Irung Petruk digunakan peraturan-peraturan antara lain :

1. Peraturan perencanaan pembebanan jembatan mengacu pada peraturan Inggris (BS 5400-2-1978),
2. Perencanaan struktur jembatan menggunakan beton yang mengacu pada pada peraturan Inggris (BS 5400-4-1990, BS 8110-1-1997, BS 8110-2-1985, BS 8110-3-1985),
3. Pembebanan gempa struktur direncanakan berdasarkan peraturan Eropa (*Eurocode 8*).

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 UMUM

Bab ini akan menjelaskan tentang teori-teori yang digunakan dalam desain Jembatan Irung Petruk dengan sistem *cable stayed*. Beberapa teori yang akan dipaparkan adalah perencanaan struktur jembatan beton bertulang yang meliputi pembebanan jembatan, perencanaan struktur atas jembatan dan perencanaan struktur bawah jembatan serta perencanaan sistem *cable stayed*. Pemodelan struktur dapat dilihat pada gambar 3.1 berikut ini.

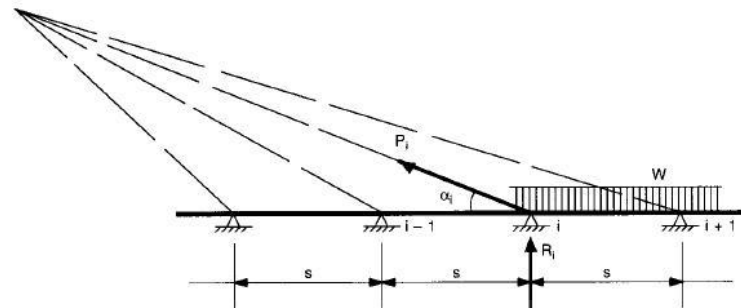


Gambar 3.1 Penampang Memanjang Jembatan

3.2 TATANAN SISTEM KABEL

Sistem kabel adalah salah satu komponen terpenting dalam perencanaan jembatan *cable stayed* ini. Kabel yang akan digunakan dalam perencanaan struktur jembatan ini adalah rangkaian kawat baja (*strand*) yang luas masing-

masing rangkaian berbeda-beda sesuai dengan gaya aksial pada kabel (lihat formula 3.1) yang dibutuhkan dan sesuai hitungan pada analisis struktur seperti terlihat pada gambar 3.2 di bawah ini.



Gambar 3.2 Gaya Tarik pada Kabel

$$P_i = \frac{R_i}{\sin \alpha_i} \dots\dots\dots(3.1)$$

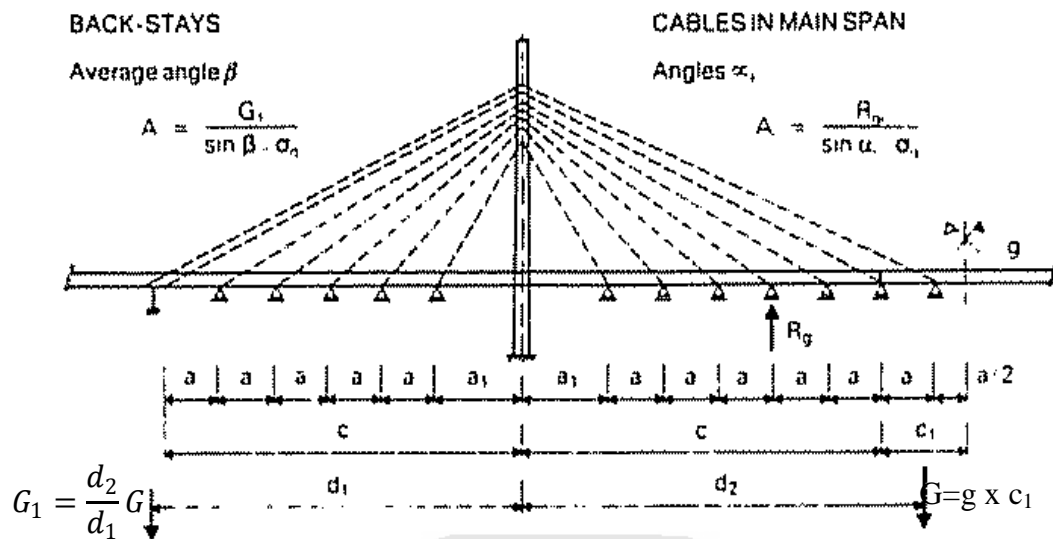
Keterangan :

- P_i = Gaya aksial pada kabel
- R_i = Reaksi dukungan pada main girder
- α_i = Sudut antara deck dengan kabel

Rene Walther (1988) menentukan luas penampang kabel yang dibutuhkan dinyatakan dalam gambar 3.3. Gambar tersebut menunjukkan bahwa struktur dibagi menjadi 2, yaitu *Main Stay* (bentang panjang) dan *Back Stay* (bentang pendek). Kebutuhan luas penampang kabel pada *Main Stay* (lihat formula 3.2), dan luas penampang *Back Stay* (lihat formula 3.3) diketahui dari gambar tersebut.

$$A = \frac{R_g}{\tau a x \sin \alpha_1} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$A = \frac{G1}{\tau a x \sin \beta} \dots\dots\dots(3.3)$$



Gambar 3.3 estimasi luas penampang kabel dari reaksi tumpuan dihitung sebagai gelagar menerus diatas dukungan kaku (Walther,1988)

Keterangan gambar 3.3 dan formula 3.2- formula 3.3:

- R_g = Reaksi dukungan pada main girder
- g = Total beban sendiri dan beban permanen deck
- c_1 = 1,5 kali Jarak per kabel
- G = Total beban sendiri dan beban permanen dek sepanjang c_1
- d_2 = panjang bentang *Main Stay*
- d_1 = panjang bentang *Back stay*
- G_1 = Total beban yang ditanggung kabel pada bentang *Back stay*
- A = Luas kabel baja
- τa = Tegangan izin kabel baja ($\tau a = 0,45 \times f_{pu}$)
- F_{pu} = Mutu Baja
- α_1 = Sudut antara deck dengan kabel pada *Main Stay*
- β = Sudut antara deck dengan kabel pada *Back Stay*

3.3 PEMBEBANAN JEMBATAN

Jembatan yang dirancang pada tugas akhir ini didasarkan pada peraturan pembebanan yang berlaku di *United Kingdom*, menggunakan sistem pembebanan *British Standard- 2-1978*. Beban-beban yang diperhitungkan dalam perencanaan jembatan ini adalah sebagai berikut.

3.3.1 Aksi Tetap (*Permanent Actions*)

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Berat sendiri dihitung berdasarkan berat isi dan kerapatan massa (*unit weights and mass densities*).

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan dapat berupa pelapisan kembali permukaan aspal dan sarana umum (pipa air, lampu jalan, dan lain-lain).

3. Tekanan Tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) bisa diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah. Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linear dengan sifat-sifat bahan tanah. Tekanan tanah lateral daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari w_s , c , dan ϕ .

3.3.2 Aksi Sementara (*Transient Actions*)

1. Beban Lalu Lintas

Beban standard jembatan terdiri dari beban HA dan beban HB. Tipe beban HA adalah formula pembebanan yang mewakili lalu lintas normal di Inggris, terdiri atas beban terbagi merata (UDL) dan beban titik (KEL). Beban “UDL” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah

total beban “UDL” yang bekerja tergantung pada bentang jembatan yang ada. Sedangkan tipe beban HB adalah beban kendaraan abnormal. Tipe beban HB digunakan pada saat terdapat kendaraan yang tidak normal berjalan diatas jembatan, beban dihitung per axle diatas jembatan.

2. Gaya Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t).

3. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas (beban merata) trotoar jembatan.

3.3.3 Aksi Lingkungan (*Environmental Actions*)

Beban Aksi Lingkungan pada jembatan meliputi pengaruh temperatur, beban angin, dan beban gempa. Beban-beban tersebut sebagaimana dijelaskan sebagai berikut ini.

1) Pengaruh Temperatur

Pengaruh temperatur dibagi menjadi :

- Variasi temperatur jembatan rata-rata
- Variasi temperatur di dalam bangunan atas jembatan (perbedaan temperatur).

Variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan plat lantai dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dan pergerakan tersebut. Karena perbedaan suhu minimum dan maksimum di Indonesia kecil, maka pengaruh suhu diabaikan.

2. Beban Angin

Beban angin yang bekerja pada jembatan merupakan beban titik dan terbagi merata. Arah beban angin yang diperhitungkan adalah arah angin melintang jembatan (*Transvers Wind Load*) dan searah sumbu longitudinal jembatan

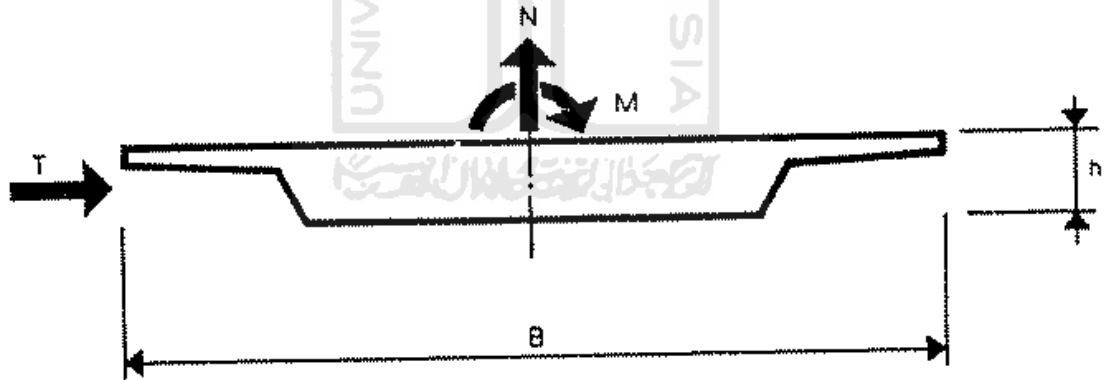
(*Longitudinal Wind Load*). Analisis beban angin dapat dilakukan secara relatif sederhana dengan menjabarkan gaya-gaya yang bekerja pada struktur jembatan berupa (lihat formula 3.4-3.6):

- Komponen gaya horizontal (T)
- Komponen gaya vertikal (N)
- Momen Torsi (M)

yang besarnya tergantung pada faktor :

- Intensitas angin (q)
- Bentuk penampang struktur lantai jembatan (koefisien C_T , C_N , C_M)
- Sudut singgung angin terhadap lantai jembatan (α)

Beban angin yang bekerja pada dek jembatan diperhitungkan sebagai mana dijelaskan pada gambar 3.4. Penentuan besarnya nilai koefisien C_T , C_N , C_M dilakukan dengan mengadakan pengujian terhadap beberapa bentuk tampang dengan menggunakan *Wind Tunnel*. Hasil pengujian pada empat jembatan dapat dilihat pada gambar 3.5.



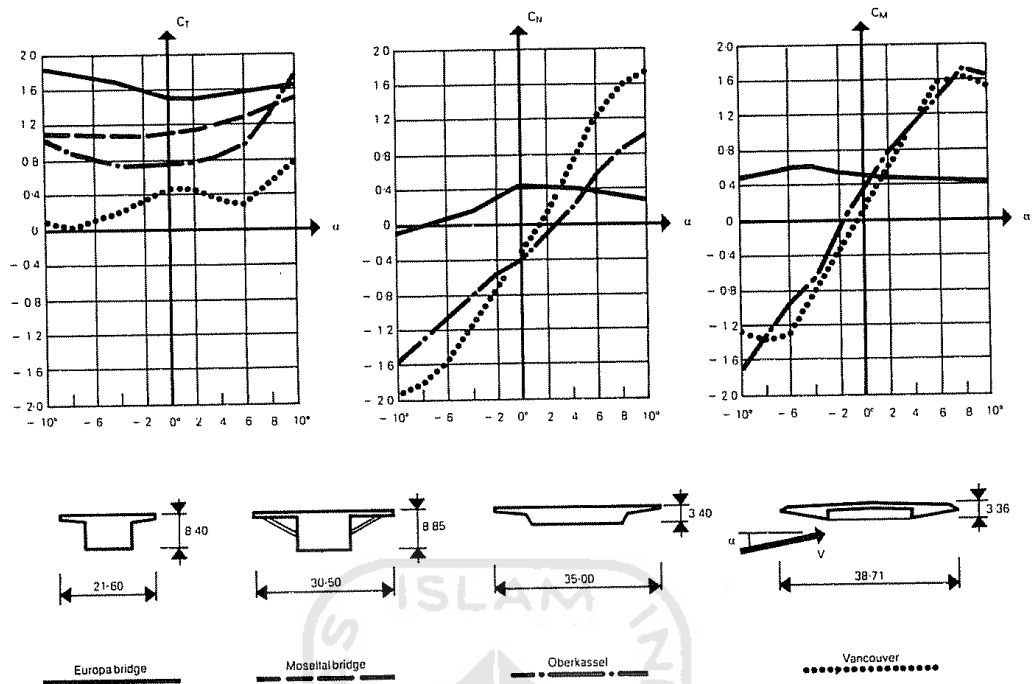
Gambar 3.4 Pendekatan Aksi Beban Angin Pada Dek Jembatan (Walther, 1988)

Besar beban pada struktur dirumuskan sebagai berikut:

$$T = C_T qhl \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

$$N = C_N qhl \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$M = C_M qbhl \quad \dots \dots \dots (3.6)$$



Gambar 3.5 Koefisien bentuk C_T , C_N , C_M (Walther, 1988)

Kecepatan angin pada tugas akhir ini ditentukan dengan 2 cara, pertama dengan membandingkan Angka *Reynold* (Re) (lihat formula 3.7) dan angka *Strouhal* (S) (lihat formula 3.8), kedua menggunakan peraturan pembebanan *BS 5400-2:1978*.

$$Re = \frac{VB}{\nu} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$S = \frac{fh}{V} \dots\dots\dots (3.8)$$

Keterangan :

- V = kecepatan angin,
- B = lebar dek,
- ν = viskositas kinematik udara ($\approx 0,15 \text{ cm}^2/\text{s}$),
- f = frekuensi pusaran (voetices),
- h = tinggi dek

Angka *Strouhal* (S) mempunyai nilai rata-rata 0,2 untuk sebuah silinder dengan diameter h dan 0,1-0,2 untuk dek jembatan dengan kedalaman h . Secara umum untuk menghitung kecepatan kritis digunakan angka *Reynold* (Re dengan order 10^5 - 10^7) yang merupakan fungsi dari kecepatan angin V dan lebar dek B .

Sedangkan peraturan pembebanan *BS 5400-2:1978* menunjukkan bahwa nilai kecepatan diperoleh berdasarkan pada letak geografi, keadaan topografi, dan ketinggian jembatan dari permukaan tanah. Nilai kecepatan angin yang didasarkan dari keadaan tersebut dapat dilihat pada gambar 3.9. Kecepatan angin maksimum diperhitungkan berdasarkan formula sebagai berikut:

$$V = v K_1 S_1 S_2 \dots\dots\dots (3.9)$$

keterangan,

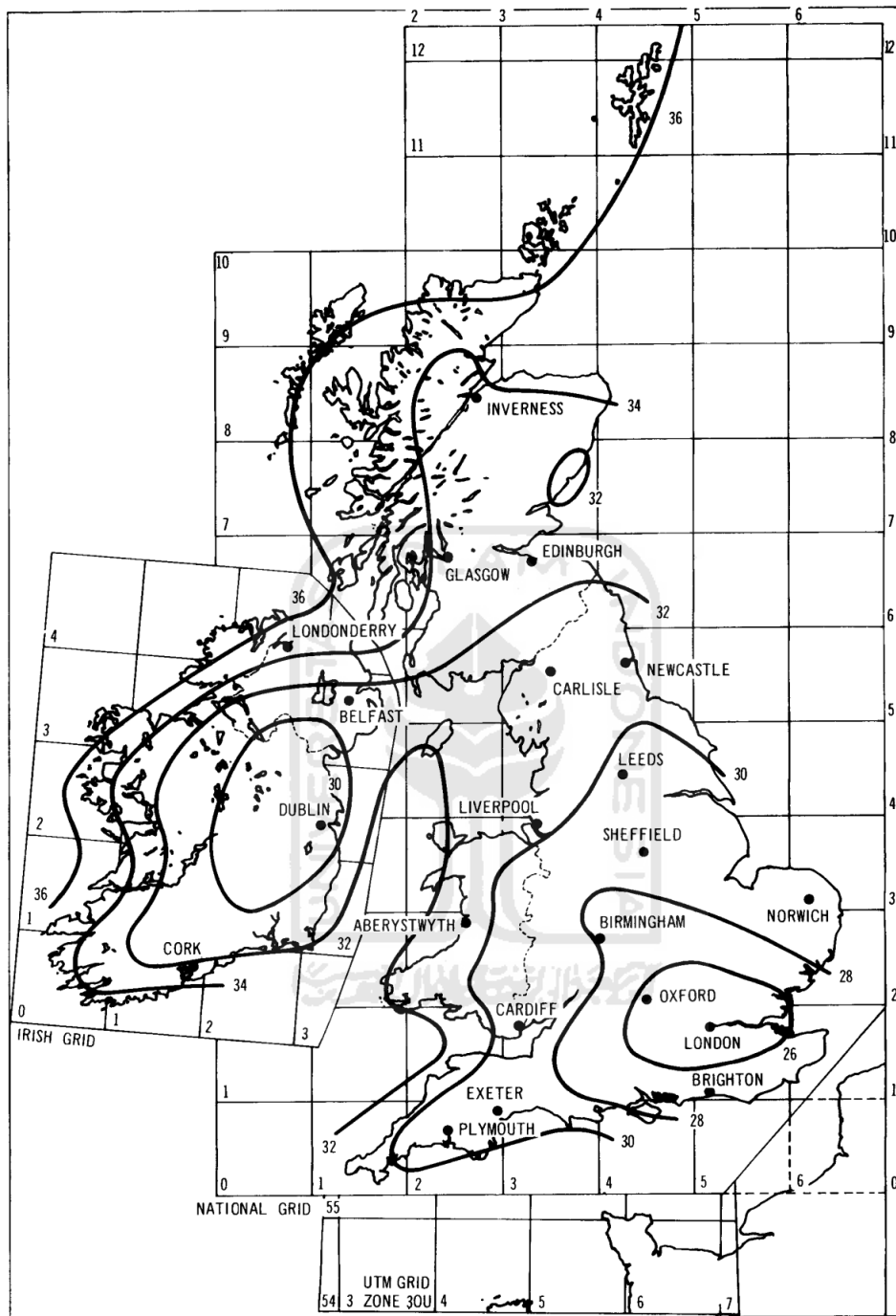
v = kecepatan angin per jam (m/s),

K_1 = koefisien angin berdasarkan periodenya,

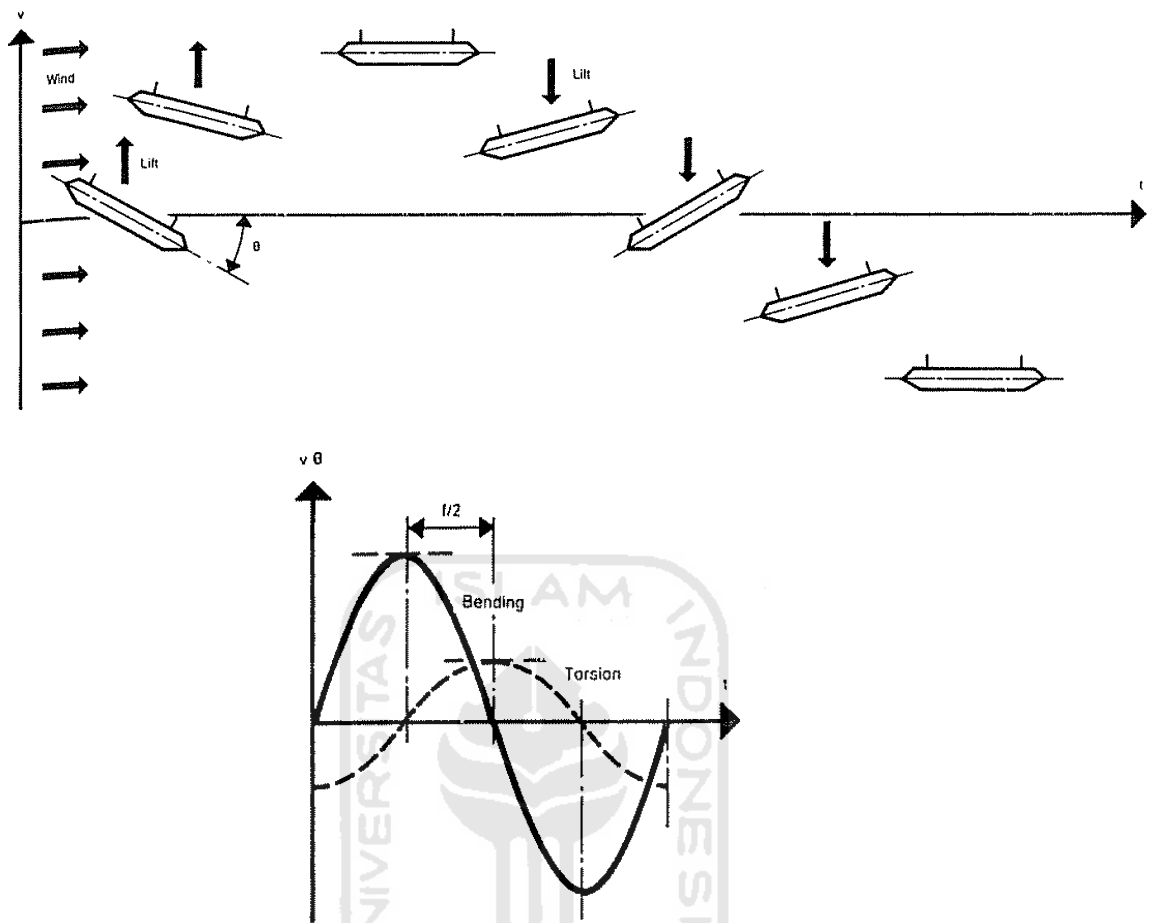
S_1 = funneling factor, diambil nilai funneling factor adalah sebesar 1,0

S_2 = gust faktor, karena elevasi jembatan kurang dari 300 m di atas permukaan air laut, maka nilai $S_2 = 1,0$.

Flutter merupakan suatu gaya yang bekerja pada gelagar yang bersifat periodik. Gaya tersebut dikontrol oleh gerakannya sendiri. Mekanisme *Flutter* secara sederhana dapat dilihat pada gambar 3.7 yang memberikan gambaran lentur dan torsi pada kondisi beda fase $\pi/2$. Kecepatan kritis yang menyebabkan *flutter* pada sebuah jembatan *cabl stayed* harus lebih tinggi dari kecepatan angin yang mungkin terjadi di lapangan, yang dapat dianggap sebagai cadangan keamanan. Untuk mengurangi bahaya *flutter*, sebaiknya dek digunakan sekaku mungkin terhadap torsi dan digunakan dua bidang kabel lateral yang digantung pada menara yang berbentuk A. Hal tersebut mengidentifikasi penggunaan dek yang lebar dan menghindari rasio kelangsingan antara bentang dan lebar jembatan yang besar (*Walther, R, 1988*).



Gambar 3.6 Isotachs of mean hourly wind speed (in m/s)



Gambar 3.7 Gambaran sederhana flutter pada dek jembatan (Walther,1988)

Kecepatan kritis yang menyebabkan flutter dapat ditentukan dengan menggunakan gambar 3.8 dan direduksi yang besarnya disesuaikan dengan gambar 3.9. Berikut ini adalah keterangan notasi yang ada pada gambar 3.8 dan 3.9.

f_T = Frekuensi natural untuk torsi

$$f_T = \frac{\bar{b} \cdot f_b}{2r} \dots\dots\dots (3.10)$$

nilai f_b didapat dari persamaan :

$$f_b = \frac{1,1}{2\pi} \left\{ \frac{g}{V_{maks}} \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3.11)$$

μ = friction coefficient

$$\mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho \cdot b^2} \dots\dots\dots (3.12)$$

ε = skala deformasi spesifik

$$\varepsilon = \frac{f_T}{f_b} \dots\dots\dots (3.13)$$

keterangan :

\bar{b} = jarak antar kabel arah melintang (m)

b = setengah dari lebar dek

r = jari-jari girasi dari dek (m)

m = massa per meter panjang dek jembatan (kg)

$$= \frac{W}{g}$$

W = berat sendiri total dek per meter panjang (kN)

g = percepatan gravitasi

f_b = frekuensi natural (Hz)

V_{maks} = deformasi maksimum struktur akibat beban mati (m)

ρ = massa jenis udara (1,3 kg/m³)

δ = angka penurunan logarima (0,05)

Pembacaan grafik digunakan (nilai konstanta) sebagai pengali untuk persamaan :

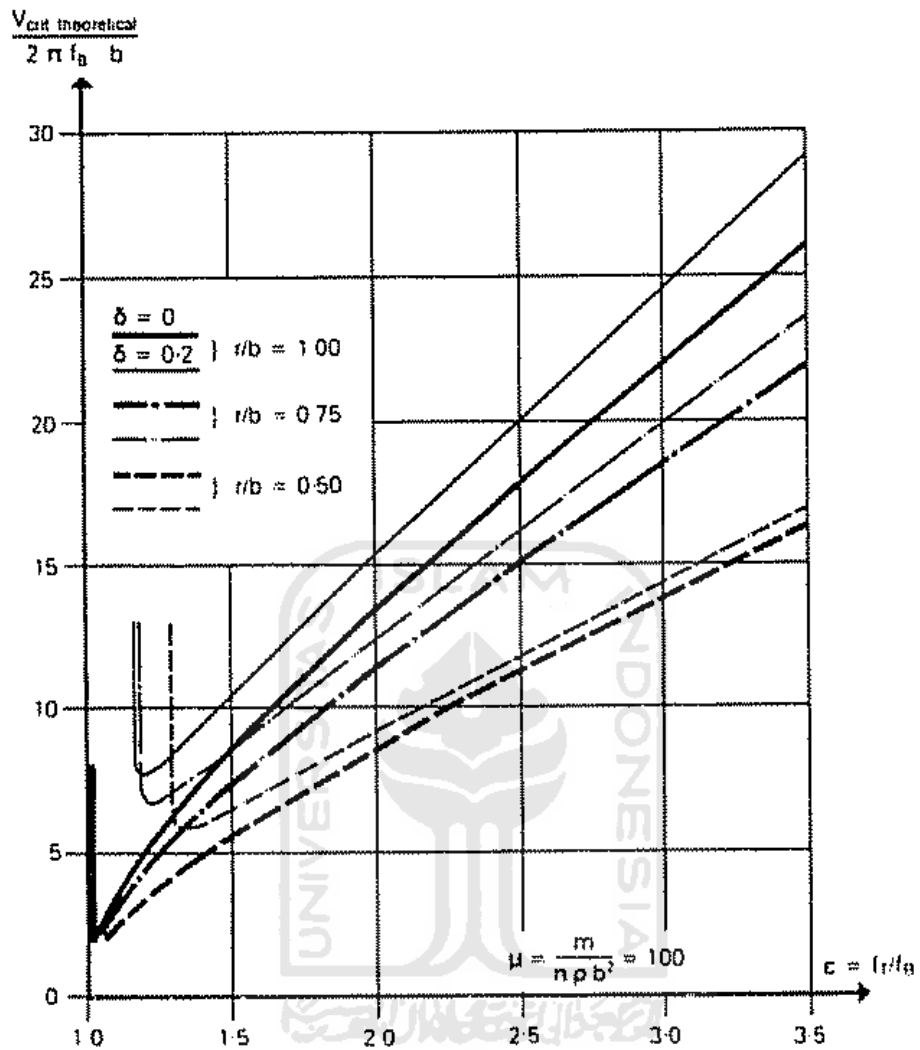
$$V_{crit\ theo} = \text{pembacaan grafik} \times 2\pi \times f_b \times b \dots\dots\dots (3.14)$$

Dengan diketahui $V_{crit\ theo}$ dapat dihitung kecepatan angin kritis aktual ($V_{crit\ actual}$) :

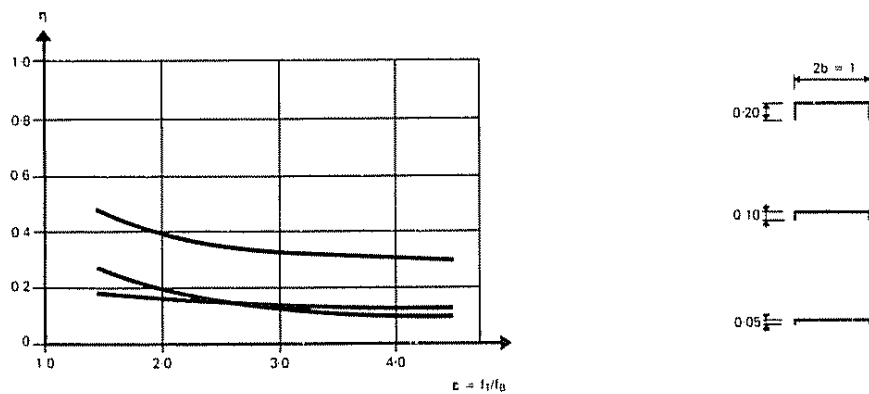
$$V_{crit\ actual} = \eta \times V_{crit\ theo} \dots\dots\dots (3.15)$$

keterangan :

η = koefisien reduksi (*gambar 3.8*)



Gambar 3.8 Kecepatan Kritis Angin Teoritis Untuk Flutter (Walther,1988)



Gambar 3.9 Nilai Koefisien Koreksi (Walther, 1988)

Beban angin pada jembatan, bekerja tidak hanya membebani gelagar tetapi juga membebani pilar jembatan tersebut. Arah angin yang bekerja pada pilar adalah *Longitudinal Wind Load* (PLs) dan *Transverse Wind Load* (Pt). Untuk mengetahui seberapa besar beban angin yang membebani pilar tersebut menggunakan rumus 3.16 dan 3.17. *Longitudinal Wind Load* (PLs) adalah beban angin yang bekerja longitudinal yaitu searah dengan arah memanjang jembatan. Besar *nominal Longitudinal Wind Load* (PLs) dirumuskan dengan :

$$PLs = q A_1 C_D \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

Keterangan :

q = tinggi tekanan dinamik (= $0,613 v^2c$ dalam N/m^2 , vc dalam m/s)

A_1 = luasan padat yang diproyeksikan pada elevasi normal yang searah dengan arah angin longitudinal (m^2).

C_D = koefisien seret, nilai koefisien seret untuk superstruktur tidak kurang dari 1,3 tetapi untuk pylon dapat ditentukan berdasarkan tabel 3.1.

Transverse Wind Load (PLs) adalah beban angin yang bekerja secara horisontal searah dengan arah melintang jembatan. Besar *nominal Transverse Wind Load* (Pt) dirumuskan dengan :

$$Pt = q A_2 C_D \quad \dots\dots\dots (3.17)$$













Keterangan :

q = tinggi tekanan dinamik (= $0,613 v^2c$ dalam N/m^2 , vc dalam m/s)

A_2 = luasan padat yang diproyeksikan pada elevasi normal yang searah dengan arah angin transversal jembatan (m^2).

C_D = koefisien seret, nilai koefisien seret untuk superstruktur tidak kurang dari 1,3 tetapi untuk pylon dapat ditentukan berdasarkan tabel 5.6.

Tabel 3.1 Koefisien Gesek C_D untuk pilar

Plane shape	$\frac{t}{b}$	C_D for pier $\frac{\text{height}}{\text{breadth}}$ ratios of						
		1	2	4	6	10	20	40
WIND 	$\leq \frac{1}{4}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1
	$\frac{1}{3}$ $\frac{1}{2}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
	$\frac{2}{3}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
	1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
	$1\frac{1}{2}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7
	2	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
	3	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2
	≥ 4	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.1
 SQUARE OR OCTAGONAL		1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 12 SIDED POLYGON		0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3
 CIRCLE WITH SMOOTH SURFACE WHERE $tv_c \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 CIRCLE WITH SMOOTH SURFACE WHERE $tv_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$. ALSO CIRCLE WITH ROUGH SURFACE OR WITH PROJECTIONS		0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2

NOTE 1 After erection of the superstructure, C_D shall be derived for a height/breadth ratio of 40.

NOTE 2 For a rectangular pier with radiused corners, the value of C_D derived from Table 9 shall be multiplied by $(1 - 1.5r/b)$ or 0.5, whichever is greater.

NOTE 3 For a pier with triangular nosings, C_D shall be derived as for the rectangle encompassing the outer edges of the pier.

NOTE 4 For a pier tapering with height, C_D shall be derived for each of the unit heights into which the support has been subdivided (see 5.3.2.1.4). Mean values of t and b for each unit height shall be used to evaluate t/b . The overall pier height and the mean breadth of each unit height shall be used to evaluate height/breadth.

3. Pengaruh Beban Gempa

Perhitungan gaya gempa digunakan analisis *linier time history* yang diambil dari rekaman gerakan tanah pada saat terjadi gempa. Berdasarkan peraturan Eurocode 8 menyebutkan bahwa apabila analisis pembebanan menggunakan analisis *linier time history*, paling sedikit harus menggunakan 3 buah akselogram. Ke-3 akselogram tersebut dipilih berdasarkan rekaman magnitud (*acceleration*),

sumber jarak, dan mekanisme yang konsisten yang dapat menentukan kekuatan gempa.

Untuk masuk dalam program analisis, akselogram tersebut harus terlebih dahulu disetarakan dengan dengan daerah wilayah gempa yang ada di Indonesia (lihat tabel 3.1). Untuk menyetakannya dengan mengalikan faktor skala beban gempa yang nilainya didapat dari perbandingan percepatan puncak antara daerah akselogram (lihat tabel 3.2) dengan wilayah gempa dimana jembatan tersebut dibangun.

Tabel 3.2 Akselerasi puncak PGA di batuan dasr sesuai periode ulang

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,36-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,52
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,67
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(SNI 2833:2008; Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan)

Tabel 3.3 Pecepatan tanah untuk beberapa akselogram gempa

Gempa	Perc.tanah (g)	frekuensi
El-Centro (NS)	0,3129	sedang
Chilie (N10E)	0,712	tinggi
Bucharest (NS)	0,2015	rendah
Parkfield (N65E)	0,49	rendah
Mexico (N90W)	0,17	rendah
Koyna (L)	0,64	tinggi

(Widodo, 2000).

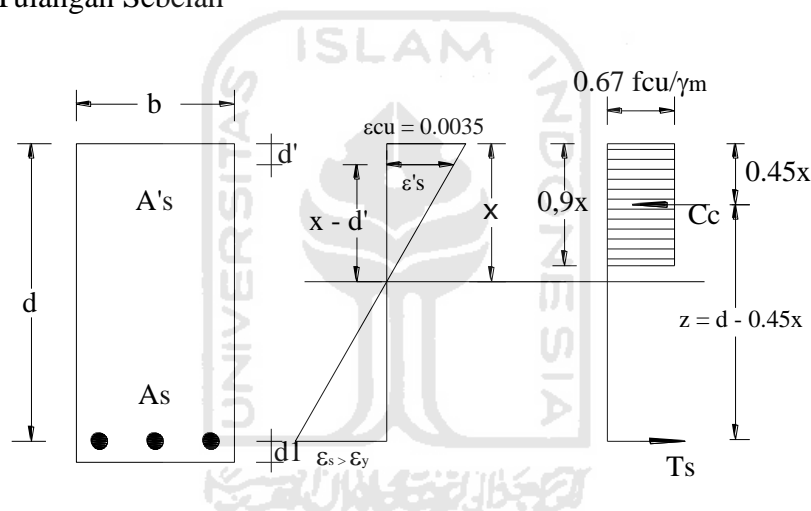
3.4 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perencanaan struktur atas jembatan Irung Petruk ini meliputi perencanaan plat/lantai jembatan, sistem deck jembatan, dan menara *pylon* menggunakan beton bertulang. Peraturan yang digunakan dalam mendisain struktur atas didasarkan *BS 8110-1-1997*, *BS 8110-2-1985*, dan *BS 8110-3-1985*.

3.4.1 Perencanaan Sistem Deck Jembatan

Dalam menghitung kapasitas momen, beton tarik diabaikan dan seluruh gaya tarik ditahan batang baja tulangan. Distribusi tegangan, regangan dan gaya seperti terlihat pada gambar berikut ini :

1. Balok Tulangan Sebelah



Gambar 3.10 Diagram Tegangan Regangan dan Gaya Yang Terjadi Pada Potongan Balok Tulangan Sebelah

Keterangan :

A_s = Luas tulangan tarik,

f_{cu} = mutu beton,

γ_m = *material faktor* ($\gamma_{m.beton} = 1,5$; $\gamma_{m.baja} = 1,15$),

b = lebar balok.

Momen yang bekerja pada penampang = M,

$$\begin{aligned}
 C &= \text{Gaya desak penampang} \\
 &= \left(\frac{0,67}{\gamma_m} \right) f_{cu} \cdot b \cdot (0,9x) \\
 &= \left(\frac{0,67}{1,5} \right) f_{cu} \cdot b \cdot (0,9x) = 0,402 \cdot f_{cu} \cdot b \cdot x \quad \dots\dots\dots(3.18)
 \end{aligned}$$

Asumsi Baja desak sudah leleh :

$$\begin{aligned}
 T &= \text{Gaya tarik baja} \\
 &= \left(\frac{f_y}{\gamma_m} \right) A_s \\
 &= \left(\frac{f_y}{1,15} \right) A_s = 0,87 \cdot f_y \cdot A_s \quad \dots\dots\dots(3.19)
 \end{aligned}$$

Berdasarkan keseimbangan gaya-gaya horisontal yaitu :

$$\begin{aligned}
 C &= T \\
 0,402 \cdot f_{cu} \cdot b \cdot x &= 0,87 \cdot f_y \cdot A_s \\
 \text{atau,} \\
 x &= \left(\frac{0,87}{0,402} \right) \left(\frac{f_y \cdot A_s}{f_{cu} \cdot b} \right) = 2,164 \left(\frac{f_y \cdot A_s}{f_{cu} \cdot b} \right) \quad \dots\dots\dots(3.20)
 \end{aligned}$$

Untuk memastikan bahwa penampang masih dalam batas desak, menurut BS 8110 batas maksimum tinggi sumbu netral (x) adalah $0,5d$.

$$\begin{aligned}
 \text{atau } z &= d - \frac{0,9}{2} x \quad \dots\dots\dots(3.21) \\
 &= d - 0,45 (d/2) = 0,775d
 \end{aligned}$$

Nilai d adalah tinggi efektif dari penampang balok. Sehingga akan didapatkan momen perlawanan maksimum yang dikerahkan oleh beton (M') sebesar :

$$\begin{aligned} M' &= 0,402 f_{cu} . b x z \\ &= 0,402 f_{cu} . b \left(\frac{d}{2} \right) 0(0,775d) \\ &= 0,156 f_{cu} . b . d^2 \end{aligned} \dots\dots\dots(3.22)$$

$$K' = \frac{M'}{f_{cu} . b d^2} = 0,156 \dots\dots\dots(3.23)$$

Nilai K' tersebut berlaku jika redistribusi tidak lebih dari 10%. Tetapi jika redistribusi momen lebih dari 10 % maka,

$$x \leq (\beta_b - 0,4)d$$

diperoleh :

$$\begin{aligned} M' &= 0,402 f_{cu} . b x z \\ &= 0,402 f_{cu} . b . (\beta_b - 0,4)d . [d - 0,45(\beta_b - 0,4)d] \\ &= [0,402 (\beta_b - 0,4) - 0,18 (\beta_b - 0,4)^2] f_{cu} . b . d^2 \end{aligned} \quad (3.24)$$

Didapat nilai $K' = [0,402 (\beta_b - 0,4) - 0,18 (\beta_b - 0,4)^2]$

Keterangan :

$$\beta_b = \frac{\text{momen.setelah.redistribusi}}{\text{momen.sebelum.redistribusi}} \leq 0,9$$

- Menentukan nilai z (lengan momen) :

$$\begin{aligned} M &= C . z \\ &= \left(\frac{0,67}{1,5} \right) f_{cu} . b . (0,9x) . z \\ &= 0,4 . f_{cu} . b . x . z \\ &= 0,4 . f_{cu} . b . 2 \frac{(d - z)}{0,9} . z \quad (\text{substitusi rumus 3.21}) \\ &= \frac{8}{9} . f_{cu} . b . (d - z) . z \end{aligned}$$

Kedua sisi dibagi dengan $f_{cu}bd^2$ diperoleh persamaan :

$$\frac{M}{f_{cu}bd^2} = \frac{8}{9} \left(1 - \frac{z}{d}\right) \left(\frac{z}{d}\right)$$

Substitusi $K = \frac{M}{f_{cu}bd^2}$ dan $u = \left(\frac{z}{d}\right)$ diperoleh persamaan :

$$0 = u^2 - u + 9K/8$$

dari persamaan kuadrat didapat nilai z/d :

$$\begin{aligned} \left(\frac{z}{d}\right) &= \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9}\right)^{1/2}\right] \\ z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9}\right)^{1/2}\right] \end{aligned} \quad (3.25)$$

Keterangan :

- M = Design Momen Ultimit
- x = Tinggi Sumbu Netral
- z = Lengan Momen
- f_y = Mutu Baja
- K = Faktor Momen Pikul

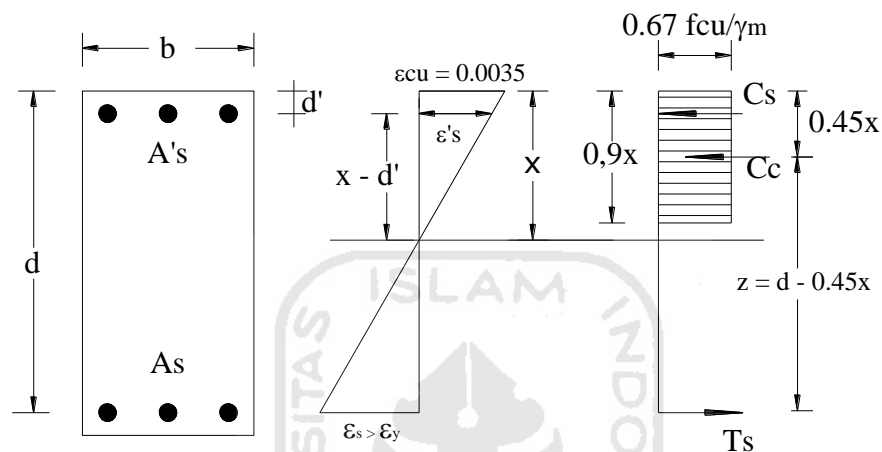
Jika nilai z telah didapat, luas tulangan tarik (A_s) dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

Pasal 3.4.4.1 BS 8110-1-1997 menyebutkan bahwa nilai z tidak diizinkan melebihi $0,95d$, agar luasan beton hanya mengalami desak. Selain itu harus diperhatikan bahwa rumus 3.26 dapat digunakan untuk menentukan nilai A_s jika dengan ketentuan $M \leq M'$ atau $K \leq K'$. Jika $M > M'$ atau $K > K'$ pendisainan yang digunakan dengan menggunakan balok tulangan rangkap.

2. Balok Tulangan Rangkap

Apabila Momen disain lebih dari $K' f_{cu} \cdot b \cdot d^2$ (M'), itu berarti kapasitas momen desak beton telah terlewati atau nilai $K > K'$. Jika keadaan tersebut terjadi maka analisis menggunakan balok tulangan rangkap. Distribusi tegangan, regangan balok digambarkan sebagai berikut (gambar 3.11).



Gambar 3.11 Diagram Tegangan Regangan dan Gaya Yang Terjadi Pada Potongan Balok Tulangan Rangkap

Keterangan :

- d = Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik
- d' = Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tekan
- As = Luas tulangan tarik
- $A's$ = Luas tulangan desak
- ϵ_s = Regangan tarik beton
- ϵ_c = Regangan desak beton
- Cc = Gaya tekan yang ditahan oleh beton tekan
- Cs = Gaya tekan yang ditahan oleh tulangan baja tekan

$$\begin{aligned}
 C &= C_c + C_s \\
 &= \left(\frac{0,67}{\gamma_m} \right) f_{cu} \cdot b \cdot (0,9x) + \left(\frac{f_y}{\gamma_m} \right) A_s \\
 &= \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{z} \right) + 0,87 \cdot f_y \cdot A_s \\
 T &= 0,87 \cdot f_y \cdot A_s
 \end{aligned}$$

Berdasarkan keseimbangan gaya-gaya horisontal yaitu :

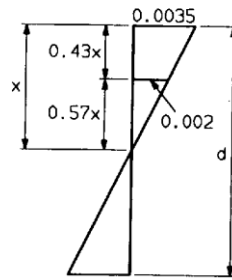
$C = T$, didapat formula untuk menentukan A_s :

$$A_s = \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \right) + A'_s \dots \dots \dots (3.27)$$

Momen yang bekerja pada pusat tulangan tarik (M) sebesar :

$$\begin{aligned}
 M &= K' f_{cu} b d^2 + 0,87 f_y A'_s (d - d') \\
 A'_s &= \frac{M - K' f_{cu} b d^2}{0,87 f_y (d - d')} \\
 &= \frac{(K - K') f_{cu} b d^2}{0,87 f_y (d - d')} \dots \dots \dots (3.28)
 \end{aligned}$$

Rumus diatas digunakan jika diasumsikan tulangan desak telah mencapai batas leleh. Hal tersebut terjadi pada saat nilai d' lebih kecil atau sama dengan $0,43x$ atau nilai regangan baja sedikitnya $0,002$ untuk $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ ($\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ maka $f'_s = f_y$). Jika d'/x lebih besar dari $0,43x$, tegangan baja f'_s lebih tepat digunakan dalam menghitung regangan tereduksi. f'_s digunakan dalam persamaan 3.29. f'_s pada persamaan tersebut digunakan untuk menentukan A'_s sebagai ganti $0,87 f_y$. Distribusi regangan dapat dilihat pada gambar 3.12 berikut ini.



Gambar 3.12 diagram regangan balok tulangan rangkap

$$\varepsilon_s' < \varepsilon_y \text{ maka } f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s'$$

maka rumus $A's$ menjadi :

$$A's = \frac{(K - K')f_{cu}bd^2}{f'_s(d - d')} \quad \dots\dots\dots (3.29)$$

3. Kuat Geser Beton Bertulang

Tegangan geser, v , pada semua penampang dihitung menggunakan rumus :

$$v = \frac{V}{bd} \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

keterangan :

V = gaya geser ultimate

b = lebar penampang

d = tinggi efektif tulangan tarik

Menurut BS 8110 pasal 3.4.5.2 untuk mencegah kerusakan akibat geser maka nilai v dibatasi tidak melebihi $0,8 \sqrt{f_{cu}}$ atau 5 N/mm^2 , jika nilai v melebihi batas tersebut maka dimensi balok harus diperbesar.

Parameter untuk menentukan v_c (tegangan geser ultimet pada beton) dapat ditentukan dengan nilai ρ (lihat formula 3.31).

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

nilai v_c dapat ditentukan dari tabel 3.4 dibawah ini.

Tabel 3.4 Tegangan geser ultimet pada beton, v_c

$\frac{100A_s}{bd}$	Mutu beton			
	20	30	30	40 atau lebih
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
≤0,15	0,31	0,34	0,36	0,39
0,25	0,37	0,40	0,42	0,47
0,50	0,47	0,50	0,53	0,59
1,00	0,59	0,63	0,67	0,74
2,00	0,74	0,80	0,85	0,93
≥ 3,00	0,85	0,91	0,97	1,06

(Tabel 8. *Ultimate shear stress in concrete, v_c , BS 5400-4:1990, sub 5.3.3.2*)

Nilai dari tabel diatas didapat dari persamaan :

$$v_c = \frac{0,27}{\gamma_m} p^{1/3} (f_{cu})^{1/3} \dots\dots\dots(3.32)$$

Untuk tahanan geser, bagian paling kritis pada balok berada pada jarak 2d dari muka kolom. Untuk menentukan besar luas tulangan sengkang dapat diperoleh dari kondisi sebagai berikut :

jika $v < 0,5 v_c$, maka penampang balok tidak memerlukan sengkang

$$0,5 v_c < v < (v_c + 0,4), \text{ maka } A_{sv} \geq \frac{0,4bs_v}{0,87f_{yv}} \dots\dots\dots(3.33)$$

$$(v_c + 0,4) < v < 0,8\sqrt{f_{cu}}, \text{ maka } A_{sv} \geq \frac{bs_v(v - v_c)}{0,87f_{yv}} \dots\dots\dots(3.34)$$

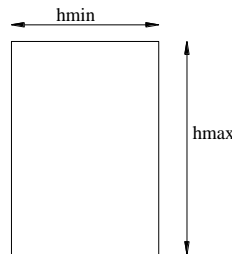
Berdasarkan BS 8110 selanjutnya merekomendasikan nilai $s_v \leq 0,75d$.

Dari hubungan nilai A_{sv} dan s_v yang diperoleh didapat nilai V_s sebesar :

$$V_s = A_{sv} (0,87f_{yv}) \frac{d}{s_v} \geq 0,5(v - v_c)bd \dots\dots\dots(3.35)$$

4. Disain Torsi tulangan

Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok/ elemen struktur.



Gambar 3.13 Gambar penampang tegangan geser akibat torsi

tegangan geser akibat torsi, v_t , ditentukan dari :

$$v_t = \frac{2T_o}{h^2 \min\left(h_{\max} - \frac{h_{\min}}{3}\right)} \dots\dots\dots(3.36)$$

Keterangan :

T_o = Momen torsi ultimit diperoleh dari analisis.

Nilai h_{\max} dan h_{\min} dapat dilihat pada gambar 3.13 diatas.

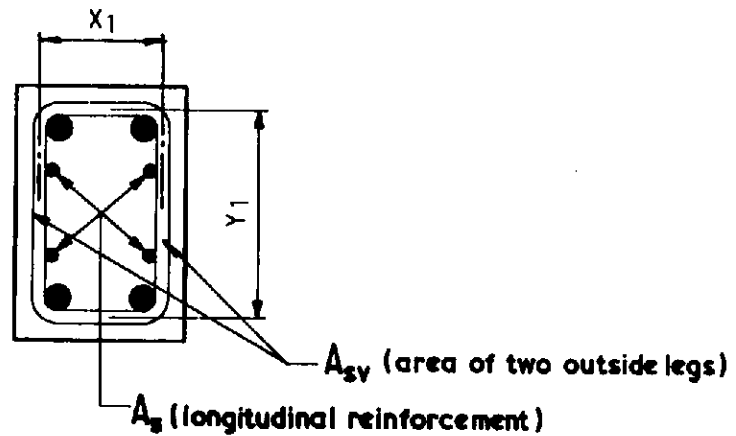
Tegangan geser akibat torsi minimum, $v_{t,min}$, didapat dari rumus :

$$v_{t,min} = 0,067\sqrt{f_{cu}} < 0,4 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots(3.37)$$

kombinasi maksimum tegangan geser (geser + torsi), didapat dari rumus :

$$v_{tu} = 0,8 \sqrt{f_{cu}} \leq 5 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots(3.38)$$

jika $v_{t,min} < vt < v_{tu}$, maka dibutuhkan tulangan geser akibat torsi dari tulangan sengkang dan tulangan longitudinal, dengan nilai $(v + v_t) < v_{tu}$.



Gambar 3.14 Tulangan torsi pada balok

BS 8110-2-1985 pasal 2.4.7 menjelaskan bahwa tulangan torsi sebaiknya terdiri atas tulangan sengkang yang bekerja bersama-sama dengan tulangan longitudinal (lihat gambar 3.14). Tulangan ini adalah tulangan tambahan untuk syarat geser atau lentur dan besarnya harus sedemikian hingga :

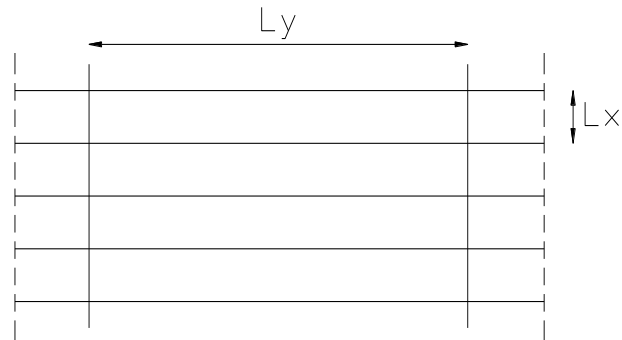
$$\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{T_o}{0,8x_1y_1(0,87f_{yv})} \dots\dots\dots(3.39)$$

$$A_s \geq \frac{A_{sv}f_{yv}(x_1 + y_1)}{S_vf_y} \dots\dots\dots(3.40)$$

nilai $s_v < x_1$, atau $s_v < y_1/2$, atau $s_v < 200$ mm

3.4.2 Perencanaan Plat/Lantai Jembatan

Perencanaan plat/lantai jembatan direncanakan menggunakan plat tulangan satu arah. Disain plat tulangan satu arah menurut BS 8110-1-1997 adalah bila rasio antara lebar plat (L_y) dengan bentang plat (L_x) lebih dari 2 (lihat gambar 3.15). Plat tulangan satu arah memiliki sistem tulangan utama sejajar dengan bentang pendek plat lantai dan tulangan susut sejajar dengan arah memanjang plat lantai. Plat tulangan satu arah menumpu pada dua tumpuan sehingga dihitung sebagai balok.



Gambar 3.15 Plat satu arah

3.4.3 Perencanaan Menara/Pylon

Menara/*pylon* merupakan elemen struktur yang bertugas menahan beban tekan aksial. Kolom memiliki peran yang sangat penting dalam struktur. Perencanaan kolom ini dihitung berdasarkan beban lentur dan gaya aksial yang terjadi pada kolom.

Menurut BS-1-1997 pasal 3.8.1.3, sebuah kolom dikatakan sebagai kolom pendek jika rasio l_{ex}/h dan l_{ey}/b kurang dari 10, lebih dari itu kolom tersebut termasuk jenis kolom langsing. l_{ex} dan l_{ey} adalah tinggi efektif kolom (lihat rumus 3.41).

$$l_e = \beta l_o \dots\dots\dots (3.41)$$

keterangan :

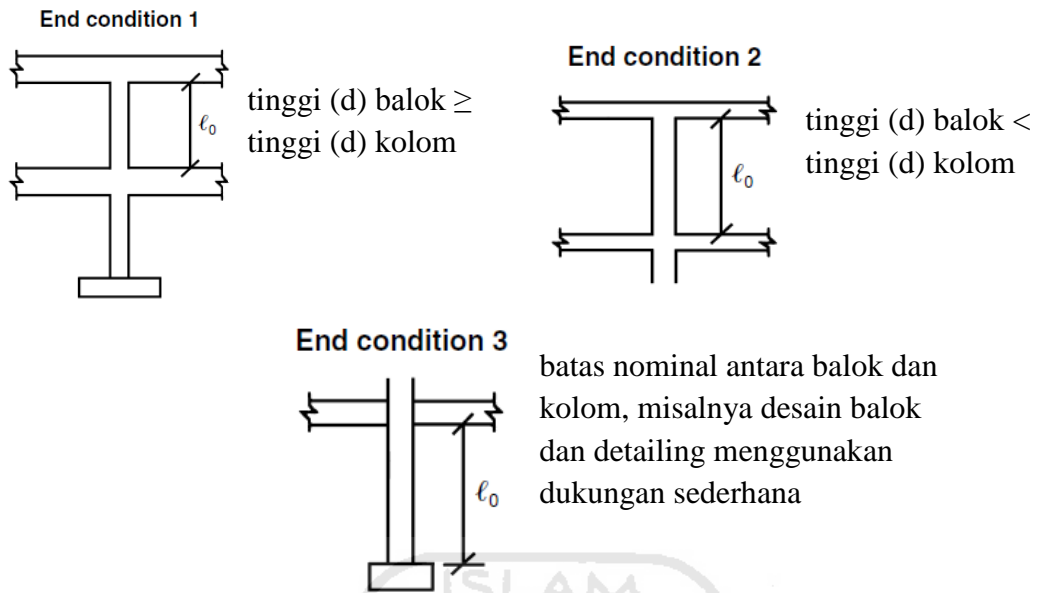
l_o = Tinggi kolom antar dukungan

β = koefisien fungsi berdasarkan posisi ujung kolom. (tabel 3.5)

Tabel 3.5 nilai β untuk kolom

<i>End condition at top</i>	<i>End condition at bottom</i>		
	1	2	3
1	1,2	1,3	1,6
2	1,3	1,5	1,8
3	1,6	1,8	-

(BS 8110-1-1997, Tabel 3.20 Values of β unbraced columns)



Gambar 3.16 Column end restraint condition

1. Perencanaan Tulangan Lentur Kolom/*Pylon*

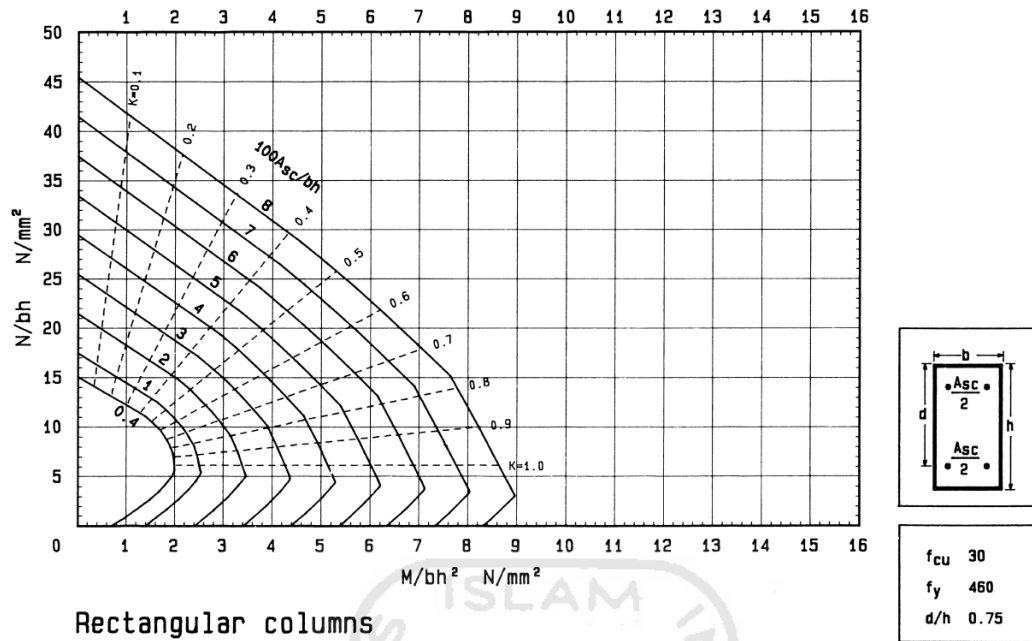
Menurut BS 8110 kolom yang menahan gaya aksial (N) dan momen (M), dalam menentukan luas tulangan longitudinal biasanya perhitungan menggunakan grafik pada BS 8110-3-1985. Sebagai contoh lihat gambar 3.17 diambil grafik no. 26 dari BS 8110-3-1985.

Saat kolom mengalami biaxial momen, permasalahannya pada bagaimana untuk mereduksi salah satu momen dengan menambahkan momen yang lain sesuai dengan prosedur yang telah ditentukan. Berdasar pada gambar 3.18, jika $M_x/M_y \geq h'/b'$ momen disain tambahan untuk axis x-x, M'_x :

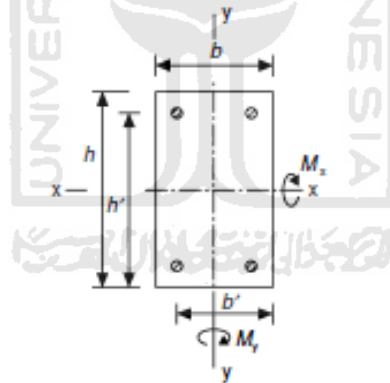
$$M'_x = M_x + \frac{\beta \cdot h'}{b'} M_y \dots\dots\dots(3.42)$$

keterangan :

- M_x = Momen yang bekerja pada x-axis
- β = koefisien untuk menentukan momen lentur modifikasi (tabel 3.5)
- h' = tinggi efektif tulangan tarik untuk momen perlawanan x-axis
- b' = tinggi efektif tulangan tarik untuk momen perlawanan y-axis
- M_y = Momen yang bekerja pada y-axis



Gambar 3.17 Grafik desain kolom (BS 8110-3-1985)



Gambar 3.18 Kolom yang menahan biaxial momen

jika $M_x/M_y < h'/b'$ momen disain tambahan untuk axis y - y , M'_y :

$$M'_y = M_y + \frac{\beta h'}{b'} M_x \dots\dots\dots(3.43)$$

Luas Tulangan longitudinal selanjutnya didapat dari grafik pada BS 8110-3-1985. Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.13.5.4 menyebutkan bahwa jumlah tulangan

minimum kolom persegi adalah 4 buah, sedangkan untuk kolom silinder adah 6 buah.

Tabel 3.6 nilai koefisien β

$\frac{N}{bh f_{cu}}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
β	1,00	0,88	0,77	0,65	0,53	0,42	0,30

(BS 811-1-1997, tabel 3.22 *Values of the coefficient β*)

2. Gaya Geser Kolom

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.8.4.6:

- jika $M_x/N \leq 0,6h$ dan $M_y/N \leq 0,6b$
 V_x/bh' dan $V_y/b'h \leq 0,8\sqrt{f_{cu}} \leq 5 \text{ N/mm}^2$, maka tulangan geser tidak diperlukan.

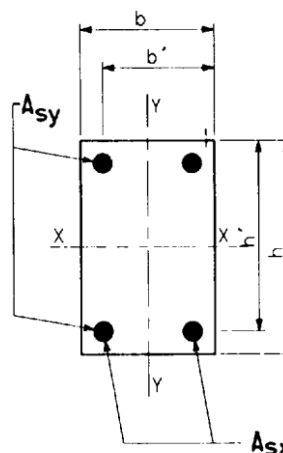
- jika $M_x/N > 0,6h$ dan $M_y/N > 0,6b$

$$v_x = V_x/bh' \text{ dan } v_y = V_y/b'h$$

maka,

$$\rho_x = \frac{100.A_{sx}}{bh'} \dots\dots\dots(3.44)$$

$$\rho_y = \frac{100.A_{sy}}{b'h} \dots\dots\dots(3.45)$$



Gambar 3.19 Luas tulangan untuk gaya geser kolom

keterangan :

V_x = Gaya geser kolom pada x-axis

V_y = Gaya geser kolom pada y-axis

N = Beban axial kolom

A_{sx} = Luas tuangan tarik pada x-axis (lihat gambar 3.19)

A_{sy} = Luas tuangan tarik pada y-axis (lihat gambar 3.19)

ρ_x = Persentase tulangan tarik terhadap tahanan momen pada x-axis

ρ_y = Persentase tulangan tarik terhadap tahanan momen pada y-axis

Perhitungan selanjutnya sama seperti gaya geser balok, tetapi karena apada kolom terjadi gaya aksial maka nilai v_c digantikan oleh nilai v'_c yang besarnya :

$$v'_{cx} = v_{cx} + \frac{0,6N.V_x \cdot h}{A_c \cdot M_x} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$v'_{cy} = v_{cy} + \frac{0,6N.V_y \cdot b}{A_c \cdot M_y} \dots \dots \dots (3.47)$$

Untuk menentukan nilai luas tulangan sengkang dan jarak spasi yang diperlukan dengan menggunakan rumus :

$$V_{sx} = \frac{0,87 \cdot f_{yv} \cdot A_{sh} \cdot h'}{S} \dots \dots \dots (3.48)$$

$$V_{sy} = \frac{0,87 \cdot f_{yv} \cdot A_{sb} \cdot b'}{S} \dots \dots \dots (3.49)$$

keterangan :

f_{yv} = Mutu baja untuk tulangan sengkang

A_{sh} = Luas semua kaki sengkang pada x-axis

A_{sb} = Luas semua kaki sengkang pada y-axis

S = Spasi sengkang pada kolom

Sebagai kontrol, berdasarkan BS 8110 nilai V_{sx} dan V_{sy} dibatasi sebagai berikut :

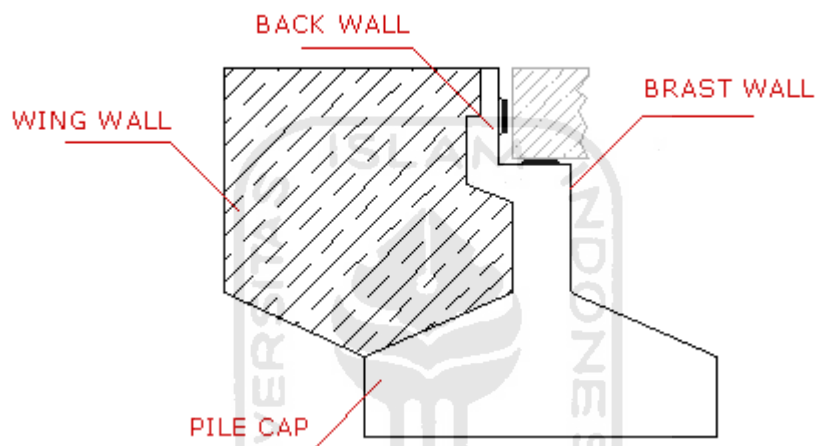
$$V_{sx} \geq V_x - V'_{cx} \text{ dan } V_{sy} \geq V_y - V'_{cy}$$

3.5 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bawah jembatan Irung Petruk ini meliputi perencanaan kepala jembatan (*abutment*) dan pondasi.

3.5.1 Kepala Jembatan (Abutment)

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan Jembatan cable stayed adalah model kepala jembatan T terbalik, seperti terlihat pada gambar 3.20 di bawah ini.



Gambar 3.20 Kepala Jembatan (abutment) dan Bagian-Bagiannya

Menghitung keamanan terhadap penggulingan,

$$n = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} > 1,5 \quad \dots\dots\dots (3.50)$$

ΣM_v adalah jumlah momen dari beban vertikal, ΣM_H adalah jumlah momen dari beban horizontal. Menghitung keamanan terhadap penggeseran,

$$n = \frac{b \cdot \frac{2}{3} \cdot c + \Sigma v \cdot \tan \phi}{\Sigma H} \quad \dots\dots\dots (3.51)$$

Menghitung tegangan tanah yang terjadi,

$$\sigma_{mak} = \frac{\Sigma v}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} < \sigma_{ijin} \text{ tanah} \quad \dots\dots\dots (3.52)$$

keterangan :

- b = Lebar pondasi
- c = Gaya kohesi tanah
- A = Luas dasar abutment
- ΣV = Jumlah gaya dari beban vertikal
- ΣH = Jumlah gaya dari beban horizontal

3.5.2. Perencanaan Pondasi Sumuran

Pondasi Jembatan Irung Petruk menggunakan pondasi sumuran. Letak kedalaman tanah keras yang terletak pada 9,7 meter di bawah muka tanah menjadi alasan penggunaan pondasi sumuran. Perhitungan pondasi sumuran dibagi menjadi dua yaitu perhitungan *pile cap* dan pondasi sumuran.

1. Perhitungan Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran memikul dua jenis beban yaitu beban horizontal dan beban vertikal.

- Beban Arah Vertikal :
 - a) Beban Vertikal Akibat Struktur Atas
 - b) Berat Sendiri Pondasi Sumuran (WPS)
- Beban Arah Horizontal :
 - a) Beban Horizontal Akibat Struktur Atas

Beban vertikal akibat struktur meliputi beban horizontal (R_h) dan momen horizontal total ($M_h \text{ tot}$).

Menentukan Kapasitas Daya Dukung Pondasi Sumuran

Kapasitas dukung pondasi sumuran dapat diperoleh dengan beberapa metode. Metode yang digunakan dalam tugas akhir ini antara lain Metode Paulos dan Davis, Metode Meyerhoff (Data Pengujian SPT), dan Metode Terzaghi dan Thomlinson (Pengujian Lab).

a. Metode Paulos dan Davis

- **Tahanan ujung ultimit (Q_b)**

Mengacu pada saran Vesic (1967), untuk mengestimasi besarnya tahanan ujung maksimum tiang pada tanah non kohesif (granuler), Paulos dan Davis (1980) menyarankan bentuk variasi distribusi tegangan vertikal efektif dan kedalaman kritis. Tahanan ujung ultimit dinyatakan dalam persamaan (3.53) dan (3.54) :

$$Q_b = A_b \cdot f_b \quad \dots\dots\dots (3.53)$$

$$f_b = p_b' N_q \quad \dots\dots\dots (3.54)$$

Keterangan :

Q_b = Tahanan ujung ultimit (kN)

A_b = Luas penampang ujung tiang (m^2)

p_b' = Tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_q = faktor kapasitas dukung (diambil dari usulan Berezantsev, 1961, dilihat dalam gambar 5.xx)

f_b = tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

Terdapat beberapa usulan untuk menentukan hubungan antara ϕ' dan N_q . Nilai N_q merupakan fungsi dari L/d (L = kedalaman tiang, d = lebar atau diameter tiang) dan sudut gesek dalam efektif tanah.

- **Tahanan gesek ultimit (Q_s)**

Pondasi sumuran tidak mengalami tahanan gesek, sebab dalam pemasangan pondasi langsung dicor pada tanah yang sudah digali.

- **Kapasitas Dukung Tiang Pondasi Sumuran (Q_u)**

Besar nilai kapasitas dukung tiang pondasi sumuran (Q_u) :

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad \dots\dots\dots (3.55)$$

Keterangan :

Q_u = Tahanan ujung ultimit pondasi (kN)

Q_b = Tahanan gesek ultimit pondasi (untuk pondasi sumuran $Q_b = 0$) (kN)

W_p = berat sendiri tiang (kN)

b. Metode Terzaghi dan Thomlinson (Pengujian Lab)

- Tahanan ujung ultimit (Q_b)

Tahanan ujung ultimit, secara pendekatan dapat dihitung menggunakan persamaan kapasitas dukung ultimit pondasi dangkal, sebagai berikut :

$$q_u = \frac{Q_b}{A_b} = c_b \cdot N_c + p_b \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \dots\dots\dots (3.56)$$

keterangan :

- q_u = tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)
- A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
- c_b = kohesi tanah di sekitar ujung tiang (kN/m^2)
- $p_b = \gamma \cdot Lt$ = tekanan "overburden" di dasar tiang (kN/m^2)
- γ = berat volume tanah (kN/m^3)
- Lt = kedalaman pondasi (m)
- d = diameter tiang (m)
- N_c, N_q, N_γ = faktor – faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ)

Dari persamaan diatas, tahanan ujung ultimit (Q_b) dapat dinyatakan dengan :

$$Q_b = A_b \cdot (c_b \cdot N_c + p_b \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma) \dots\dots\dots (3.57)$$

- Kapasitas Dukung Tiang Pondasi Sumuran (Q_u)

Besar nilai kapasitas dukung tiang pondasi sumuran (Q_u) :

$$Q_u = Q_b - W_p$$

Keterangan :

- Q_u = Tahanan ujung ultimit pondasi (kN)
- W_p = berat sendiri tiang (kN)

c. Metode Meyerhoff (Data Pengujian SPT)

Tahanan ujung ultimit, secara pendekatan dapat dihitung menggunakan persamaan 3.58 berikut ini.

$$q_u = 40 \cdot N^2 \text{ (dalam ton/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.58)$$

keterangan :

N' = nilai SPT terkoreksi, diambil dari nilai N' rerata lapisan tanah ke-3

$Q_u = A_b \cdot q_b - W_p$
= Tahanan ujung ultimit pondasi (kN)

W_p = berat sendiri tiang (kN)

Faktor keamanan pondasi sumuran terhadap desak (SF) dihitung harus lebih besar dari 3.

2. Perhitungan *Pile Cap*

Pile cap berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang-tiang. Jumlah minimum tiang dalam satu *pile cap* umumnya 3 tiang. Bila tiang hanya berjumlah 2 buah dalam satu kolom, maka pelat harus dihubungkan dengan balok *sloof* yang dihubungkan dengan kolom lain. Balok *sloof* dibuat melewati pusat berat tiang-tiang ke arah tegak lurus deretan tiang (tegak lurus *pile cap*). Demikian pula, bila *pile cap* hanya melayani 1 tiang, maka dibutuhkan balok *sloof* yang menghubungkan ke kolom-kolom yang lain. Bila kolom dilayani hanya 1 tiang yang besar, maka bisa tidak digunakan *pile cap* (Hari Christadi, 2010)

Tebal *pile cap* dipengaruhi oleh tegangan geser ijin beton. Tegangan geser harus dihitung pada potongan terkritis. Momen lentur pada *pile cap* harus dihitung dengan menganggap momen tersebut bekerja pada pusat tiang ke permukaan kolom terdekat.

Perancangan *pile cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut (Teng, 1962) :

- *Pile cap* sangat kaku,
- Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap*,
- Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Anggapan-anggapan di atas memungkinkan hitungan beban tiang dan tegangan pada *pile cap* secara teori elastis. Analisis tahanan momen kelompok tiang diilustrasikan pada gambar 3.21. Jika tidak ada momen, beban vertikal total

V akan lewat titik berat dari empat tiang dan beban pada masing-masing tiang akan sama (gambar 3.21b). Tetapi, jika beban yang bekerja hanya momen M saja, beban yang harus didukung oleh masing-masing tiang seperti yang ditunjukkan dalam gambar 3.21c. Beban pada tiang yang sama juga akan diperoleh bila beban vertikal V eksentrisitas sebesar e di sebelah kiri pusat berat tiang.

Dari keseimbangan momen, momen akibat reaksi tiang-tiang harus sama dengan momen yang bekerja (M_y) atau

$$M_y = Q_1 \cdot x_1 + Q_2 \cdot x_2 + Q_3 \cdot x_3 + Q_4 \cdot x_4 \quad \dots\dots\dots (3.59)$$

Jika variasi reaksi tiang dianggap linier, maka :

$$\frac{Q_1}{x_1} = \frac{Q_2}{x_2} = \frac{Q_3}{x_3} = \frac{Q_4}{x_4}$$

Atau,

$$Q_2 = \frac{Q_1 \cdot x_2}{x_1} ; Q_3 = \frac{Q_1 \cdot x_3}{x_1} ; Q_4 = \frac{Q_1 \cdot x_4}{x_1} \quad \dots\dots\dots (3.60)$$

Substitusi Q2, Q3, dan Q4 ke persamaan 3.xx, diperoleh :

$$M_y = \frac{Q_1 \cdot x_1^2}{x_1} + \frac{Q_1 \cdot x_2^2}{x_1} + \frac{Q_1 \cdot x_3^2}{x_1} + \frac{Q_1 \cdot x_4^2}{x_1} \quad \dots\dots\dots (3.61)$$

Diselesaikan,

$$Q_1 = \frac{M_y \cdot x_1}{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + x_4^2} = \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \quad \dots\dots\dots (3.62)$$

Reaksi tiang-tiang yang lain dapat dihitung dengan cara yang sama, yaitu dengan mengganti nilai x_1 dengan jarak masing-masing tiang ke titik berat kelompok tiang. Reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang adalah jumlah dari reaksi akibat beban-beban V dan M_y , yaitu :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \quad \dots\dots\dots (3.63)$$

Keterangan :

Q_i = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke-i (kN)

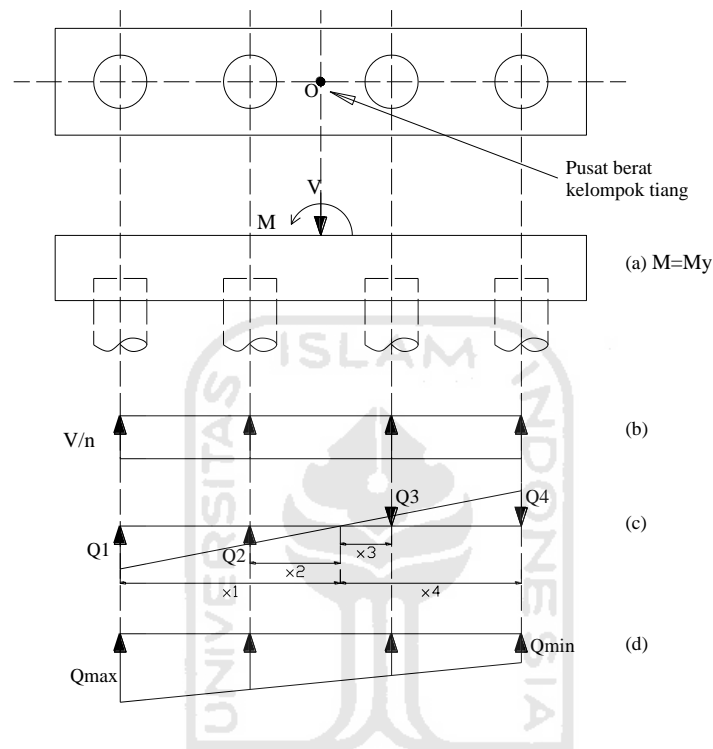
V = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

M_y = momen terhadap sumbu y (kNm)

n = jumlah tiang dalam kelompok

x_i = jarak se arah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer-i

$\sum x^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)



Gambar 3.21 Hitung reaksi tiang (Analisis dan perancangan pondasi II,HCH)

Jika momen yang bekerja dua arah, yaitu arah sumbu-x (M_x) dan sumbu-y (M_y), maka persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots (3.64)$$

1. Pembebanan *Pile Cap*

Beban – beban yang bekerja pada *pile cap* dapat dibedakan menjadi dua sesuai dengan arah beban – beban tersebut, yaitu beban arah vertikal dan beban arah horizontal.

a) Beban Arah Vertikal :

Beban vertical terdiri dari :

i. Beban Akibat Struktur Atas Arah Vertikal (R_v)

Beban struktur atas jembatan dapat dihitung menggunakan program *SAP2000* dengan mencatat nilai reaksi dan momen pada dukungan jepit.

ii. Beban Mati Akibat Berat Sendiri *Pile Cap* (W_{bs})

Struktur *pile cap* memiliki berat sendiri yang harus dihitung sebagai beban mati tambahan pada dasar *pile cap*.

b) Beban Arah Horizontal

Beban Akibat Struktur Atas arah Horizontal (R_h), beban struktur atas jembatan dapat dihitung menggunakan program *SAP2000* dengan mencatat nilai reaksi dan momen pada dukungan jepit.

2. Perhitungan Tulangan *Pile Cap*

Penulangan untuk *pile cap* bujur sangkar, tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar *pile cap*. Untuk *pile cap* bentuk persegi panjang, tulangan yang sejajar sisi panjang harus tersebar merata pada seluruh lebar *pile cap*, sedangkan tulangan yang sejajar sisi pendek dibagi menjadi 2 bagian, yaitu tulangan pada jalur pusat (dipasang lebih rapat) dan tulangan pada jalur tepi (dipasang lebih renggang).

a) Perhitungan Momen dan gaya geser *Pile Cap*

Momen dan gaya geser ditinjau dari dua sisi, sisi yang pertama adalah sepanjang L atau sejajar dengan sisi panjang, sisi yang ke dua adalah sepanjang B atau sejajar sisi pendek. Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

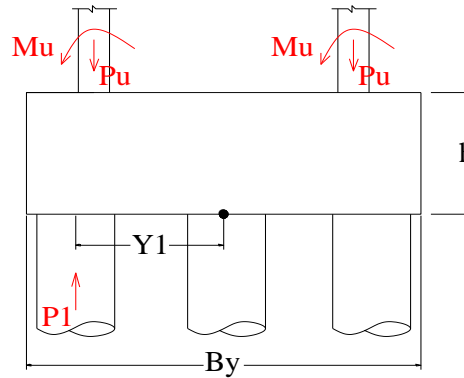
$$M = n \cdot P_i \cdot y \quad \dots\dots\dots (3.65)$$

Keterangan :

n = jumlah urutan tiang

P_i = beban aksial tiang ke- i

y = jarak pusat tiang ke pusat berat pilecap



Gambar 3.22 gaya-gaya sisi arah y (sejajar dengan sisi pendek)

b) Disain Tulangan *Pile Cap*

- Untuk tulangan sejajar sisi panjang : tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar *pile cap*. Untuk disain tulangan sama dengan mendisain tulangan pada slab jika tebal *pile cap*, $t < 1/8 B$. Jika tebal *pile cap* $> 1/8 B$ maka disain tulangan sama dengan disain balok.
- Untuk tulangan sejajar sisi pendek, ditentukan jalur pusat (jalur bujur sangkar yang berpusat di sumbu kolom dengan sisi = lebar pondasi) dan jalur tepi (di luar jalur pusat), kemudian dipasang tulangan pada jalur pusat lebih rapat daripada jalur tepi, dengan luas tulangan :

$$A_{s.pusat} = \frac{2.B.A_{s,u}}{L + B} \dots\dots\dots (3.66)$$

$$A_{s.tepi} = A_{s,u} - A_{s.pusat} \dots\dots\dots (3.67)$$

Keterangan :

$A_{s.pusat}$ = luas tulangan jalur pusat

$A_{s.tepi}$ = luas tulangan jalur tepi

$A_{s,u}$ = luas tulangan akibat momen sisi pendek

L = panjang sisi panjang

B = panjang sisi pendek

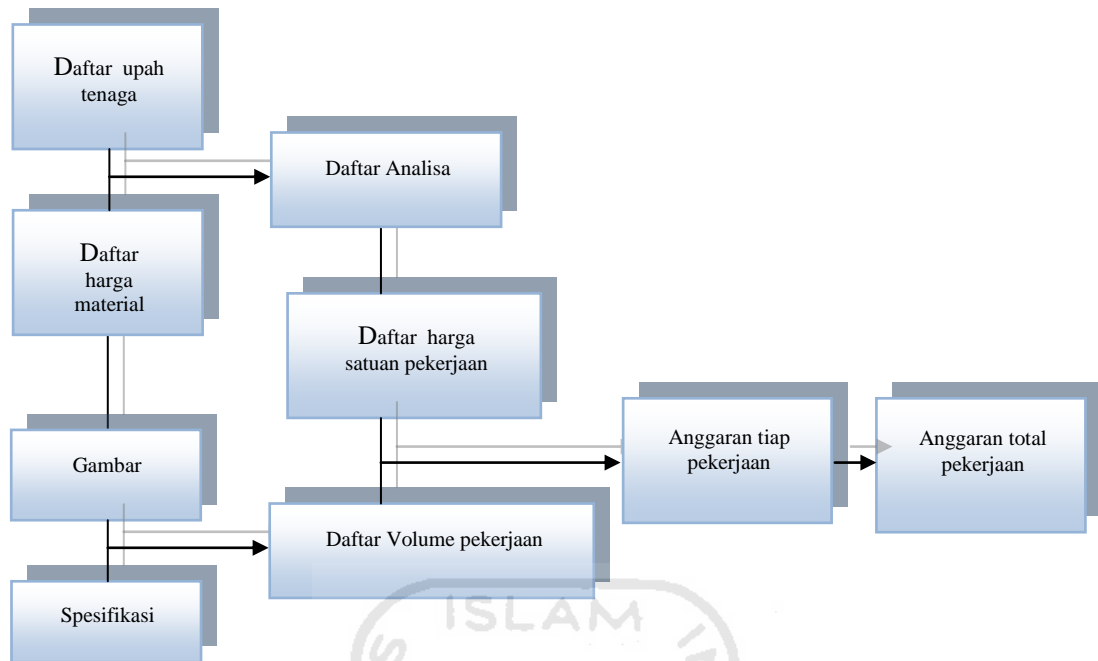
3.6 Perencanaan Anggaran Biaya

Estimasi biaya atau Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan perkiraan atau perhitungan biaya-biaya yang diperlukan untuk tiap pekerjaan dalam suatu proyek konstruksi, sehingga diperoleh biaya total yang diperlukan untuk menyelesaikan proyek tersebut (KBK Manajemen Konstruksi, 2001). Rencana Anggaran Biaya (RAB) dihitung berdasarkan gambar-gambar rencana, upah tenaga kerja, harga satuan pekerjaan, dan alat yang digunakan dalam proyek pembangunan gedung tersebut.

Langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam pembuatan Rencana Anggaran Biaya (RAB) suatu proyek adalah sebagai berikut:

1. Mengumpulkan data gambar rencana, harga material bangunan, dan upah tenaga kerja.
2. Menghitung volume untuk tiap pekerjaan yang ada.
3. Menghitung harga satuan pekerjaan. Analisa Harga Satuan Beton menggunakan Tata Cara Perhitungan Harga Satuan SNI-DT-0008-2007.
4. Menghitung harga masing-masing jenis pekerjaan.
5. Membuat rekapitulasi dari masing-masing jenis pekerjaan, sehingga diperoleh harga nominal proyek. Kemudian dengan menambahkan jasa pemborong atau kontraktor (10% dari jumlah nominal) dan PPN 10%, maka diperoleh jumlah total anggaran proyek.

Untuk lebih jelasnya bagan perhitungan anggaran biaya dapat dilihat pada Gambar 3.23.



Gambar 3.23 Bagan Perhitungan Anggaran Biaya



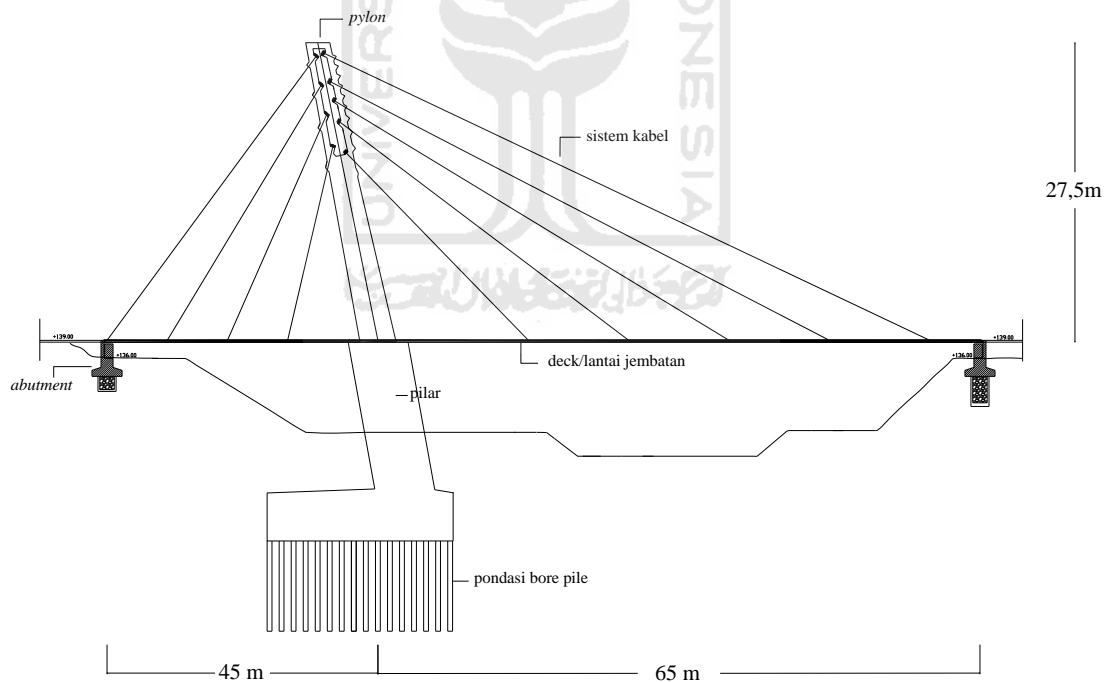
BAB IV METODE PERENCANAAN

4.1 Tinjauan Umum

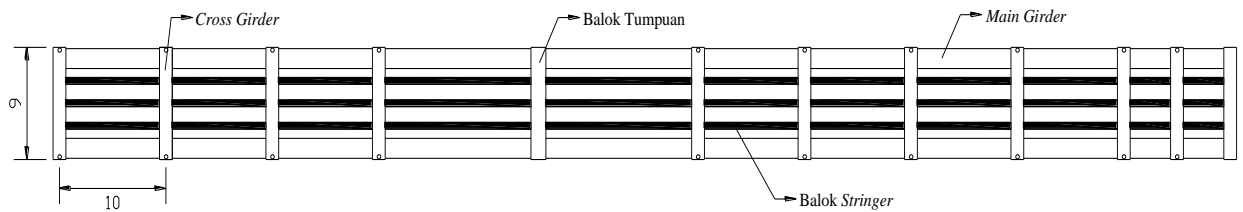
Dalam perencanaan/desain suatu bangunan, analisis struktur dibutuhkan dalam perhitungan untuk memperoleh hasil yang sesuai dengan syarat agar tidak menyebabkan kegagalan pada struktur yang direncanakan. Perencanaan dapat dilaksanakan dan dianalisis berdasarkan data yang diperlukan sesuai dengan struktur yang direncanakan. Bab ini akan menjelaskan tentang tahapan-tahapan perencanaan jembatan Irung Peruk.

4.2 Data Struktur

Pemodelan struktur jembatan *cable stayed* dapat dilihat pada gambar 4.1 dan 4.2 dibawah ini.

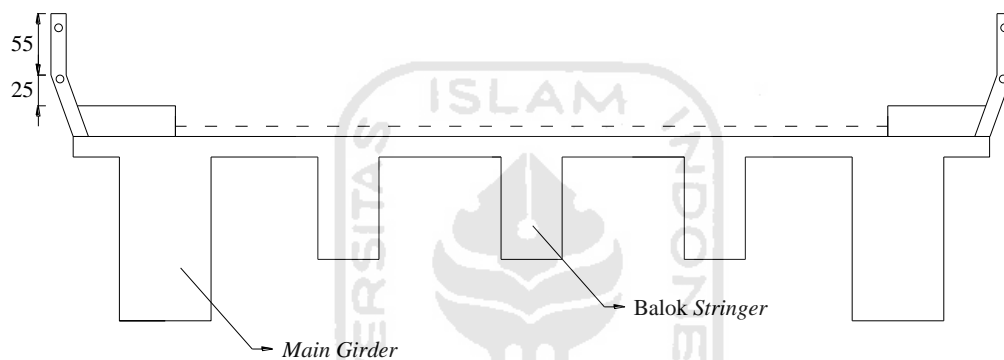


(a)



(b)

Gambar 4.1 Penampang memanjang jembatan (a) tampak samping, (b) tampak atas



Gambar 4.2 Penampang melintang jembatan

Perencanaan Jembatan Irung Petruk ini memiliki data struktur sebagai berikut ini.

4.2.1 Struktur Atas Jembatan (*superstructure*)

- a. tipe jembatan adalah jembatan *cabl stayed* dengan panjang total jembatan 110 meter,
- b. jembatan terdiri dari dua bentang asimetri 45 meter dan 65 meter menggunakan *pylon* H dengan tinggi vertikal *pylon* 27,5 meter,
- c. lebar total jembatan : 9 meter,
- d. lebar perkerasan : 7 meter ,
- e. lebar trotoar : 2 x 1 meter,
- f. 2 gelagar utama (*main girder*), terdapat pada sisi kanan dan kiri jembatan,

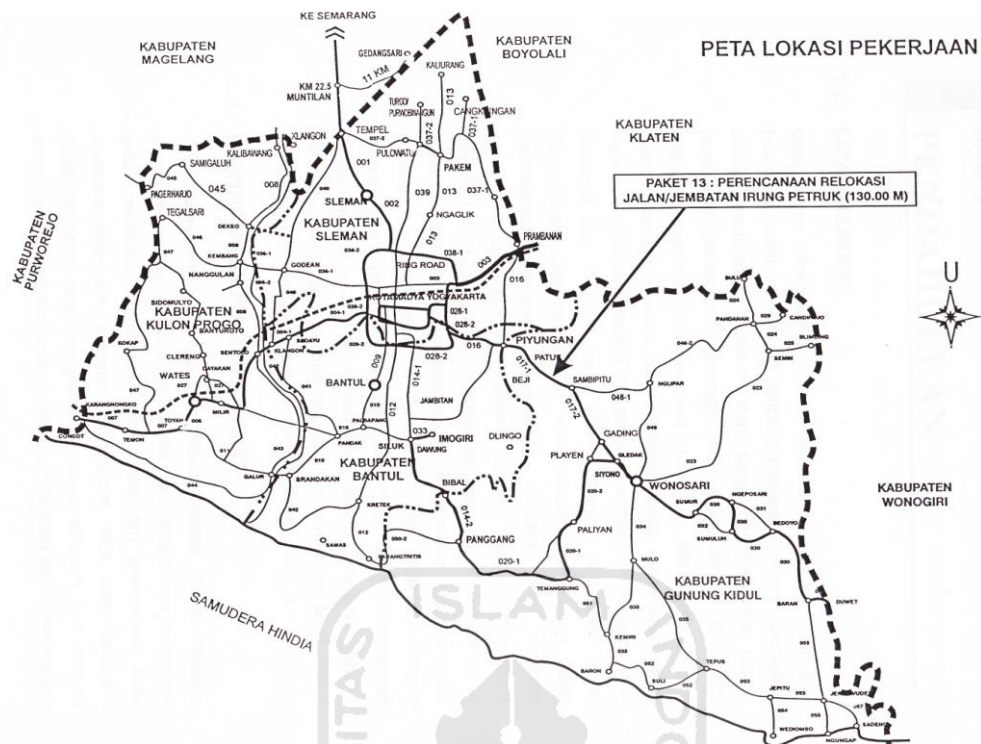
- g. balok melintang (*cross girder*), dipasang dengan jarak 10 meter pada daerah dekat pilar, selain itu jarak antar *cross girder* 5 meter,
- h. balok *stinger* jumlahnya 3 buah dengan jarak antar *stinger* adalah 1,8 meter,
- i. struktur jembatan menggunakan beton konvensional dengan kuat tekan beton rencana ($f'c$) 30 MPa, kecuali *slab* dan *railing* menggunakan kuat tekan beton rencana ($f'c$) 25 MPa,
- j. propertis kabel menggunakan *Stranded cable ASTM A 416-74 Grade 270* dengan diameter 15,2 mm.

4.2.2 Struktur Bawah Jembatan (*substructure*)

- a. pilar jembatan terletak di bawah pylon dengan ketinggian 10 meter dan tebal pile cap 3,2 meter,
- b. Perletakan pada ujung-ujung jembatan menggunakan *abutment* dengan ketinggian ± 8 meter,
- c. Pondasi yang digunakan adalah pondasi langsung untuk *abutment* dan pondasi sumuran untuk pilar.

4.3 Lokasi Jembatan

Jembatan Irung Petruk termasuk dalam wilayah Kabupaten Gunung Kidul. Lokasi jembatan berada di sebelah Timur Kota Yogyakarta yang berada di zona Pegunungan Seribu. Adapun lebih jelasnya, denah jembatan padat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.3 Lokasi Jembatan Irung Petruk

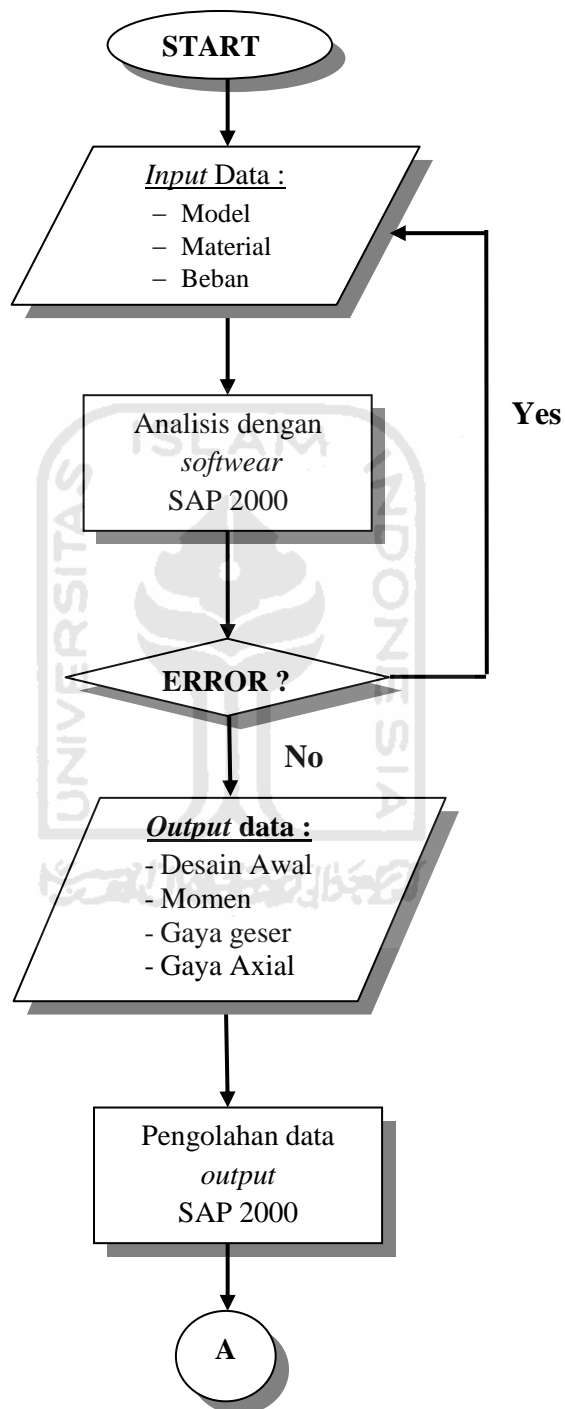
4.4 Tahapan Perencanaan

Perencanaan jembatan dilakukan secara bertahap. Adapun tahapan perancangan jembatan tersebut meliputi :

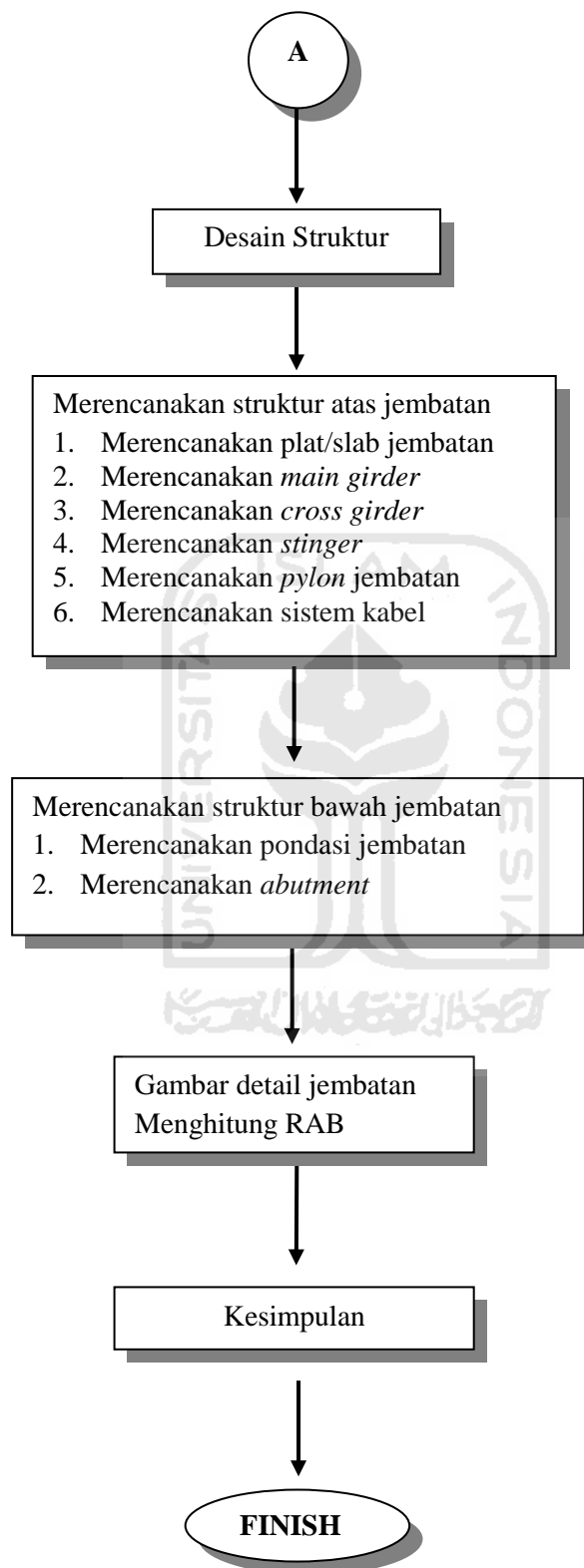
1. menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur jembatan,
2. menghitung beban-beban yang bekerja pada jembatan,
3. merencanakan elemen-elemen struktur jembatan,
4. menganalisa struktur jembatan dengan program SAP 2000 dan program tambahan lain,
5. menghitung penulangan beton,
6. merencanakan pondasi serta penulangannya,
7. menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB),
8. menggambar jembatan lengkap dengan detail-detail yang diperlukan,
9. Menyimpulkan hasil

Langkah-langkah penyelesaian tugas akhir ini dapat digambarkan dalam bentuk flow chart di bawah ini.

Flow Chart Perencanaan Jembatan Irung Petruk



Gambar 4.4a Flow Chart penulisan tugas akhir



Gambar 4.4b Flow Chart penulisan tugas akhir

BAB V

PERANCANGAN STRUKTUR

5.1. Umum

Kekuatan struktur jembatan *cable stayed* dipengaruhi secara bersamaan oleh semua elemen struktur utama yaitu gelagar, kabel penggantung dan menara. Pada analisis beban mati jembatan, kabel penggantung merupakan penunjang utama yang tingkah lakunya sangat ditentukan pada masa pelaksanaan pekerjaan jembatan. Bila pelaksanaan jembatan dilaksanakan per segmen, maka pada setiap kabe penggantung dapat dianggap bekerja menahan berat satu interval sistem lantai jembatan antara dua kabel pada arah memanjang (Supartono,1994).

Pada saat beban hidup bekerja, struktur dianalisis secara keseluruhan dimana gelagar tidak lagi berupa *rigid support*. Deformasi elemen struktur harus diteliti pada semua tahap pembebanan agar deformasi yang terjadi jangan sampai mengganggu komabilitas struktur jembatan secara keseluruhan.

5.2. Pemodelan Awal Struktur

Pemodelan struktur untuk analisis statik jembatan *cable stayed* dihitung menggunakan SAP 2000 versi 9.03. meliputi seluruh elemen jembatan. Berikut ini adalah pemodelan tiap elemen pada struktur jembatan *cable stayed* yang digunakan pada tugas akhir ini, sebagaimana dapat dilihat pada gambar 5.1.

a) Dek/Lantai jembatan

Dek dimodelkan sebagai elemen *shell* pada menu SAP 2000. Keseluruhan beban hidup baik beban kendaraan maupun beban pejalan kaki berada di atas dek/lantai jembatan.

b) Gelagar

Gelagar berupa balok girder dimodelkan sebagai elemen 3D *frame*, perletakan kabel berada pada *joint* antar elemen gelagar memanjang dan melintang.

c) Pylon

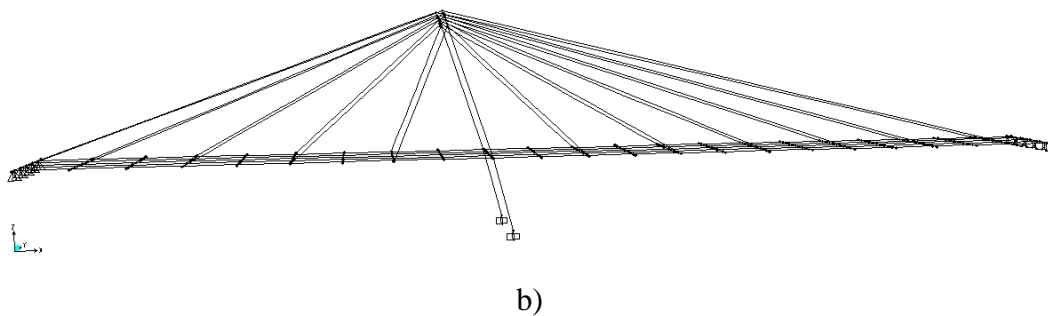
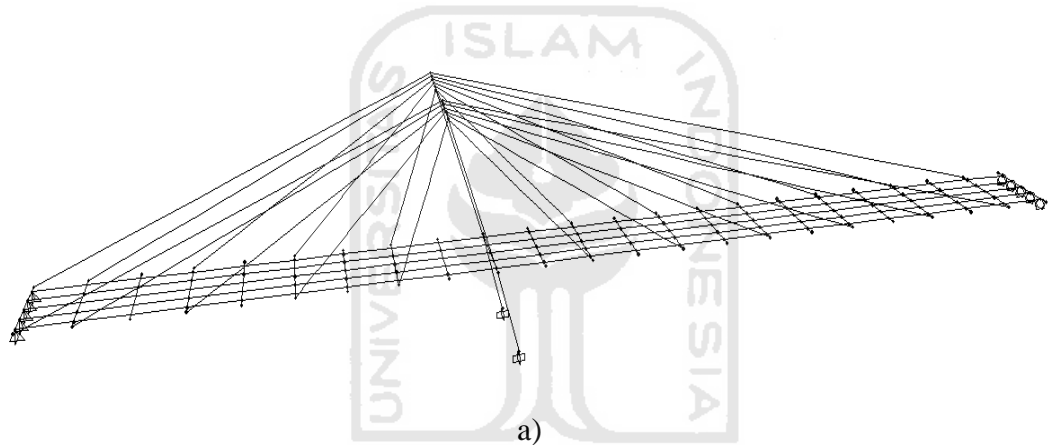
Pylon dimodelkan sebagai elemen *frame* 3D karena bentuk menara yang seperti rangka portal yang dapat menahan gaya aksial, gaya geser dan momen.

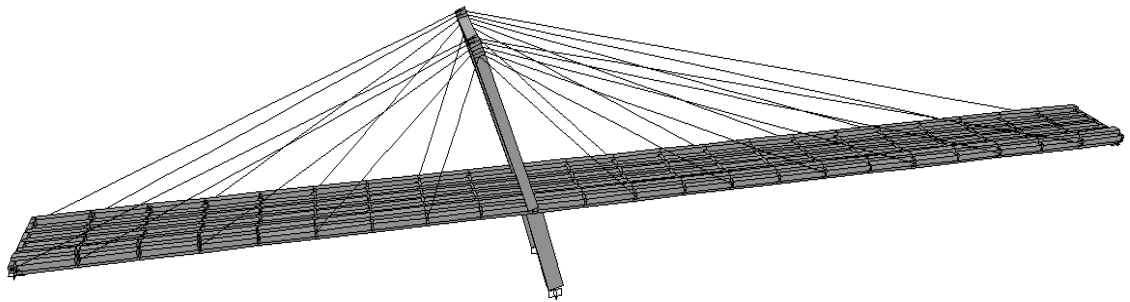
d) Kabel

Pada tugas akhir ini kabel dimodelkan sebagai elemen *cable* pada SAP 2000 versi 9.03. Untuk mencegah terjadinya momen, gaya geser dan torsi pada kabel maka *stiffness properties* pada kabel diberi nilai nol kecuali untuk *axial stiffness*.

e) Perletakan

Perletakan pada ujung-ujung gelagar adalah sendi pada salah satu *abutment*-nya, sedangkan ujung satunya lagi berupa rol.





c)

Gambar 5.1 Pemodelan struktur jembatan dengan SAP 2000

a) Perspektif 3D, b) Tampak samping, c) Setelah di-extrude

5.3. Pembebanan

Pedoman pembebanan rencana yang digunakan mengacu pada *British Standard (BS 5400-2-1978, Specification for loads)*. Secara umum beban rencana tersebut adalah :

1. Beban Statik.

Beban statik terdiri dari :

- a. Beban mati berupa berat sendiri dan beban mati tambahan,
- b. Beban hidup berupa beban “*single nominal wheel load*”, beban “UDL” beban “KEL” serta beban hidup pada trotoar,
- c. Beban-beban lainnya, yaitu beban rem, beban tumbukan dan lain sebagainya,
- d. Beban akibat pengaruh suhu

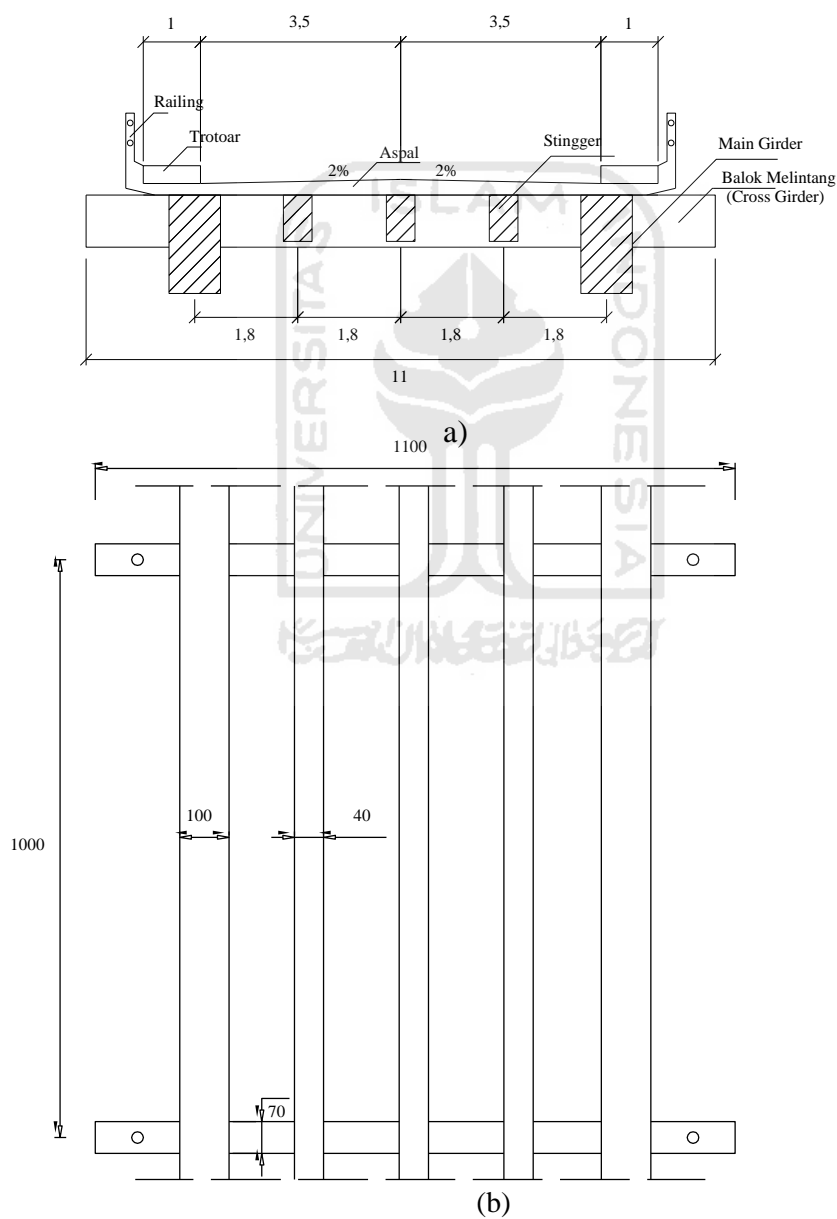
2. Beban Dinamis

Beban dinamis terdiri dari beban lingkungan, yaitu beban angin, beban gempa. Beban-beban tersebut dikombinasikan satu sama lainnya hingga diperoleh kondisi pembebanan yang paling besar.

5.3.1. Beban Statik

a. Beban Mati

Beban mati adalah semua beban yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap nilai kesatuan tetap dengannya. Beban mati yang dianalisis adalah berat gelagar, berat perkerasan, berat trotoar, dan kelengkapannya. Bagian *superstruktur* jembatan dapat dilihat pada gambar 5.2.



Gambar 5.2 sketsa dek, (a) potongan melintang (b) tampak atas

Berikut ini adalah beberapa nilai berat volume material:

- Berat beton bertulang (γ_{cs}) = 24 kN/m³
- Berat beton tidak bertulang (γ_c) = 22 kN/m³
- Berat aspal (γ_a) = 22 kN/m³
- Berat volume air (γ_w) = 9,81 kN/m³
- Berat volume baja (γ_s) = 77 kN/m³

1. Beban Mati Primer

Beban mati primer adalah semua beban elemen struktur atas.

i. Berat Gelagar Memanjang (W_1 dan W_2)

$$W_1 = A_1 \times \gamma_{cs}$$

$$W_2 = A_2 \times \gamma_{cs}$$

keterangan :

$$A_1 \text{ (luas)} = 1,7 \times 0,85 = 1,445 \text{ m}^2$$

$$A_2 \text{ (luas)} = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{cs} = 24 \text{ kN/m}^3$$

maka :

$$W_1 = 1,445 \times 24 = 34,68 \text{ kN/m} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$W_2 = 0,45 \times 24 = 10,8 \text{ kN/m} \dots\dots\dots (5.2)$$

ii. Berat gelagar melintang (W_3)

$$W_3 = A \times \gamma_{cs} \times L$$

keterangan :

$$A \text{ (luas)} = 1,1 \times 0,55 = 0,605 \text{ m}^2$$

$$L \text{ (panjang gelagar melintang)} = 11 \text{ m}$$

$$\gamma_{cs} = 24 \text{ kN/m}^3$$

maka :

$$W_3 = 0,605 \times 24 \times 11 = 159,72 \text{ kN} \dots\dots\dots (5.3)$$

Berat gelagar melintang dimasukkan sebagai beban per meter panjang:

$$W_3 = 159,72/10 = 15,972 \text{ kN/m}$$

iii. Berat Plat (W_4)

$$W_4 = t_b \times \gamma_{cs} \times b$$

keterangan :

$$t_b \text{ (tebal plat)} = 0,2 \text{ m}$$

$$b \text{ (lebar plat)} = 9 \text{ m}$$

$$\gamma_{cs} = 24 \text{ kN/m}^3$$

maka:

$$W_4 = 0,2 \times 24 \times 9 = 43,2 \text{ kN/m} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

2. Beban Mati Sekunder

Beban mati sekunder adalah beban tambahan atau berat semua material yang membebani struktur jembatan tetapi berat material tersebut bukan termasuk elemen struktur jembatan. Contoh beban mati tambahan adalah berat lapis aspal, berat air hujan, berat trotoar dan kelengkapan jembatan. Perhitungan beban mati sekunder dapat dilihat pada *tabel 5.1* dan *tabel 5.2*.

Tabel 5.1 Tabel perhitungan lapis aspal dan air hujan

Jenis	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	panjang (m)	Beban kN/m
i. Lapisan aspal + overlay (W_5)	0,1	22	7	15,4
ii. Air hujan (W_6)	0,05	9,81	7	3,4335

iii. Beban mati Trotoar (W_7)

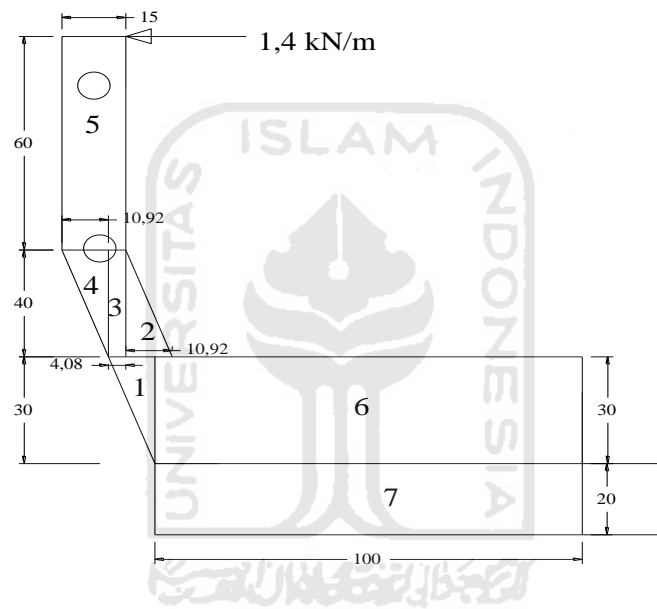
$$\text{jarak antara tiang railing (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\gamma_{cs} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 5.2 Perhitungan beban mati trotoar

No	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Berat (kN)
1	0,1092	0,30	0,50	0,15	0,0590
2	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786
3	0,0408	0,40	1,00	0,15	0,0588

4	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786
5	0,15	0,60	1,00	0,15	0,3240
6	1,00	0,30	1,00	2,00	14,4
7	1,00	0,20	1,00	2,00	9,6
8	SGP 3" dengan berat/m		0,63	4,00	2,52
				Total (W7)	27,1190
				Total (W7)/m	13,5595



Gambar 5.3 gambar detail trotoar

Total berat sendiri dek tiap satu meter panjang (W_{tot})

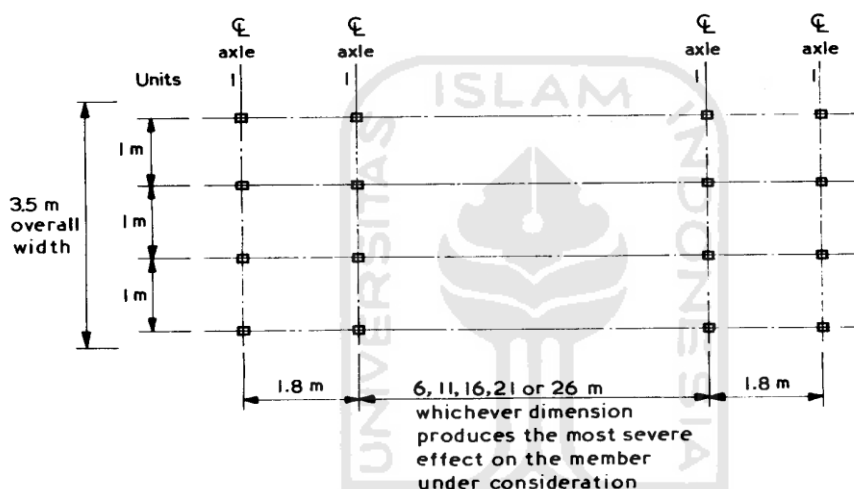
$$\begin{aligned}
 W_{tot} &= (W_1 \times 2) + (W_2 \times 3) + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 \\
 &= (34,68 \times 2) + (10,8 \times 3) + 15,972 + 43,2 + 15,4 + 3,4335 + 13,5595 \\
 &= 193,325 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang sifatnya berubah-ubah atau tidak pasti. Karena lainnya tidak pasti maka untuk menentukan besarnya memerlukan estimasi angka minimum dan maksimum serta faktor reduksinya.

1. Beban "T"

Beban "T" adalah beban kendaraan truk yang mempunyai beban roda gandar (*dual wheel loader*) sebesar 10 ton dengan ukuran-ukuran dan kedudukan seperti pada gambar 5.4 dibawah ini.



*Gambar 5.4 dimensi kendaraan lalulintas abnormal
British Standard (BS 5400-2-1978, Specification for loads)*

2. Beban Lajur

Beban Lajur adalah susunan beban pada setiap lajur lalulintas yang terdiri dari beban terbagi merata (Uniform Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL. UDL mempunyai intensitas w (kN/m^2) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dilalui beban lalu lintas seperti gambar 5.5 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

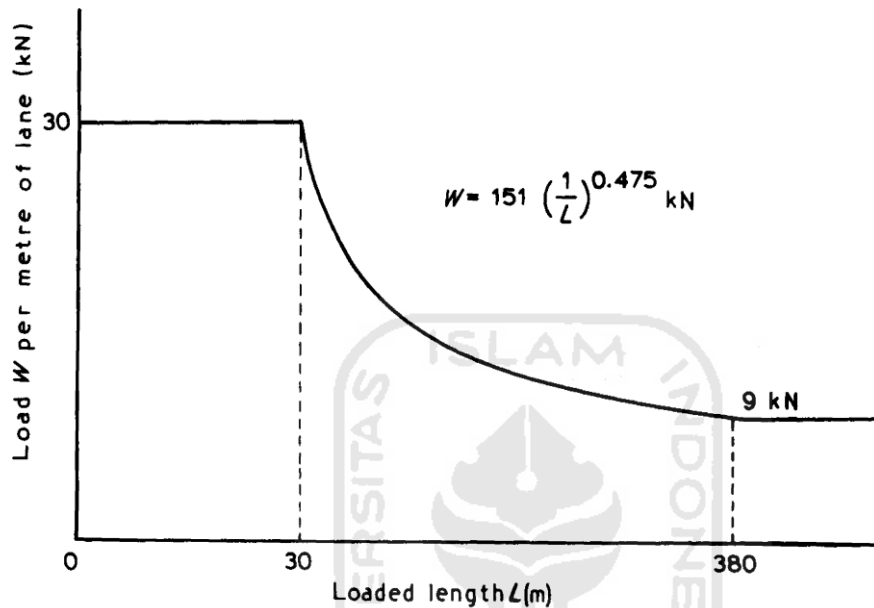
$$w = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$

Panjang bentang (L) = 110 m

$$\text{Maka nilai } w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} = 151 \left(\frac{1}{110} \right)^{0,475} = 16,2 \text{ kN/m}^2$$

KEL mempunyai intensitas $p = 120 \text{ kN/m}$



Gambar 5.5 Intensitas Uniform Distributed Load (UDL)

3. **Beban Longitudinal**

Beban Longitudinal disebabkan oleh gaya pengereman kendaraan, intensitas beban “ w_{LG} ” maksimum sebesar 700 kN, beban bekerja di permukaan dan sejajar dengan panjang bentang jembatan.

4. **Beban *Accidental* Saat Kendaraan Mengerem (Pac)**

Beban *accidental* saat kendaraan mengerem, bekerja pada salah satu lajur kendaraan, aplikasi beban ke segala arah pada permukaan jalan, mempunyai intensitas $Pac = 250 \text{ kN}$.

5. Beban Hidup Trotoar

i. Beban Pejalan Kaki

Beban hidup trotoar mempunyai intensitas q (kN/m) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dilalui beban lalu lintas dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 5 \text{ kN/m untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = \frac{w \cdot UDL}{30} \times 5 \text{ kN/m untuk } L > 30 \text{ m}$$

Panjang bentang (L) = 110 m

$$\text{Maka nilai } q = \frac{16,2}{30} \times 5 = 2,7 \text{ kN/m}$$

ii. Beban Hidup pada Tiang Sandaran

Beban Hidup pada Tiang Sandaran mempunyai intensitas qp sebesar 1,4 kN/m, diaplikasikan pada ketinggian 1 m di atas jalan pedestrian dan bekerja secara horizontal.

iii. Beban Benturan Pada Trotoar

Beban ini berupa beban titik yang bekerja secara horizontal kesegala arah, beban benturan pada trotoar mempunyai intensitas Pp sebesar 50 kN.

5.3.2. Analisis Dinamis

Peranan analisis dinamis pada jembatan *cable stayed* sangatlah penting, dan dapat menjadi suatu aspek yang menentukan untuk jembatan tersebut, karena sifat jembatan yang relatif lebih fleksibel. Pada umumnya, ada dua aspek pokok dinamis struktur yang harus ditinjau, yaitu :

- Aspek stabilitas aero-dinamis
- Aspek struktur anti-seismik (tahan gempa)

Seperti telah disebutkan di atas, tingkah laku aero-dinamis dan anti seismik dari struktur jembatan terutama kabel penggantungnya pada kondisi tertentu dapat menjadi pendukung utama faktor keamanan jembatan, terutama berhubungan dengan tingkah laku getaran, resonansi, dan fatik dari komponen kabel, menara utama, dan gelagar memanjang.

Analisis pengaruh dari kedua aspek dinamis ini membutuhkan penelitian tingkah laku dinamis struktur jembatan, mengenai frekuensi alaminya dan moda getarannya yang kesemuanya hanya bisa didapat dari analisis dinamis struktur.

a) Analisis Frekuensi Natural dan Mode Shape

Nilai dari frekuensi natural untuk struktur ini dapat didekati dengan persamaan dibawah ini :

$$f_b = \frac{1,1}{2\pi} \left\{ \frac{g}{V_{maks}} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$f_b = \frac{1,1}{2\pi} \left\{ \frac{9,81}{0,199731} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$= 1,227 \text{ Hz}$$

dimana :

f_b = frekuensi natural (Hz)

g = percepatan gravitasi (m/s^2)

V_{maks} = deformasi maksimum struktur akibat beban mati (m)

arah getar yang sama dengan berat sendiri yaitu pada *mode shape* ke-4 (*symmetrical bending*) diperoleh periode alami = 13,414, sehingga diperoleh natural frekuensi sebesar :

$$f_b = \frac{1}{T} = \frac{1}{13,414} = 0,0746$$

untuk perhitungan selanjutnya digunakan nilai f_b yang terbesar dari hitungan tersebut diatas, yaitu $f_b = 1,227$ Hz.

b) Beban Aksial Lingkungan

1. Beban Angin

Angin yang bekerja pada jembaaan merupakan beban periodik dan terbagi merata. Beban merata yang bekerja pada struktur tersebut diubah menjadi beban titik yang bekerja pada gelagar dan menara. Arah beban angin yang diperhitungkan adalah tegak lurus sumbu longitudinal jembatan (*Transverse Wind Load*), searah sumbu longitudinal jembatan (*Longitudinal Wind Load*), dan *Vertical Wind Load*.

i. Flutter

Frekuensi natural untuk torsi :

$$f_T = \frac{\bar{b} \cdot f_b}{2r}$$

$$f_T = \frac{9 \times 1,227}{2 \times 4,32} = 1,278 \text{ Hz}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{193,325 \times 10^3}{9,81} = 19,707 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho \cdot b^2} = \frac{19,707 \times 10^3}{\pi \cdot 1,3 \cdot 4,5^2} = 238,29$$

$$\frac{r}{b} = \frac{4,32}{4,5} = 0,96$$

$$\delta = 0,05$$

$$\varepsilon = \frac{f_T}{f_b} = \frac{1,278}{1,227} = 1,042$$

keterangan :

- \bar{b} = jarak antar kabel arah melintang (m)
- r = jari-jari girasi dari dek (3,0267 m)
- W = berat sendiri total dek per meter panjang (kN)
- g = percepatan gravitasi
- m = massa per meter panjang dek jembatan (kg)
- b = setengah dari lebar dek ($9/2 = 4,5$ m)
- ρ = massa jenis udara ($1,3 \text{ kg/m}^3$)
- δ = angka penurunan logarima (0,05)
- ε = skala deformasi spesifik

Dengan menggunakan *gambar 5.6* kecepatan kritik secara teoritis dapat ditentukan dengan diketahuinya rasio diatas ($\varepsilon = 1,042$; $\mu = 238,29$; $\frac{r}{b} = 0,96$) yaitu 5.

Pembacaan grafik digunakan (nilai konstanta) sebagai pengali untuk persamaan :

$$V_{\text{crit theo}} = \text{pembacaan grafik} \times 2\pi \times f_b \times b$$

$$V_{\text{crit theo}} = 5 \times 2\pi \times 1,227 \times 4,5 = 173,463 \text{ m/s}$$

Dengan diketahui $V_{\text{crit theo}}$ dapat dihitung kecepatan angin kritis aktual ($V_{\text{crit actual}}$)

$$V_{\text{crit actual}} = \eta \times V_{\text{crit theo}}$$

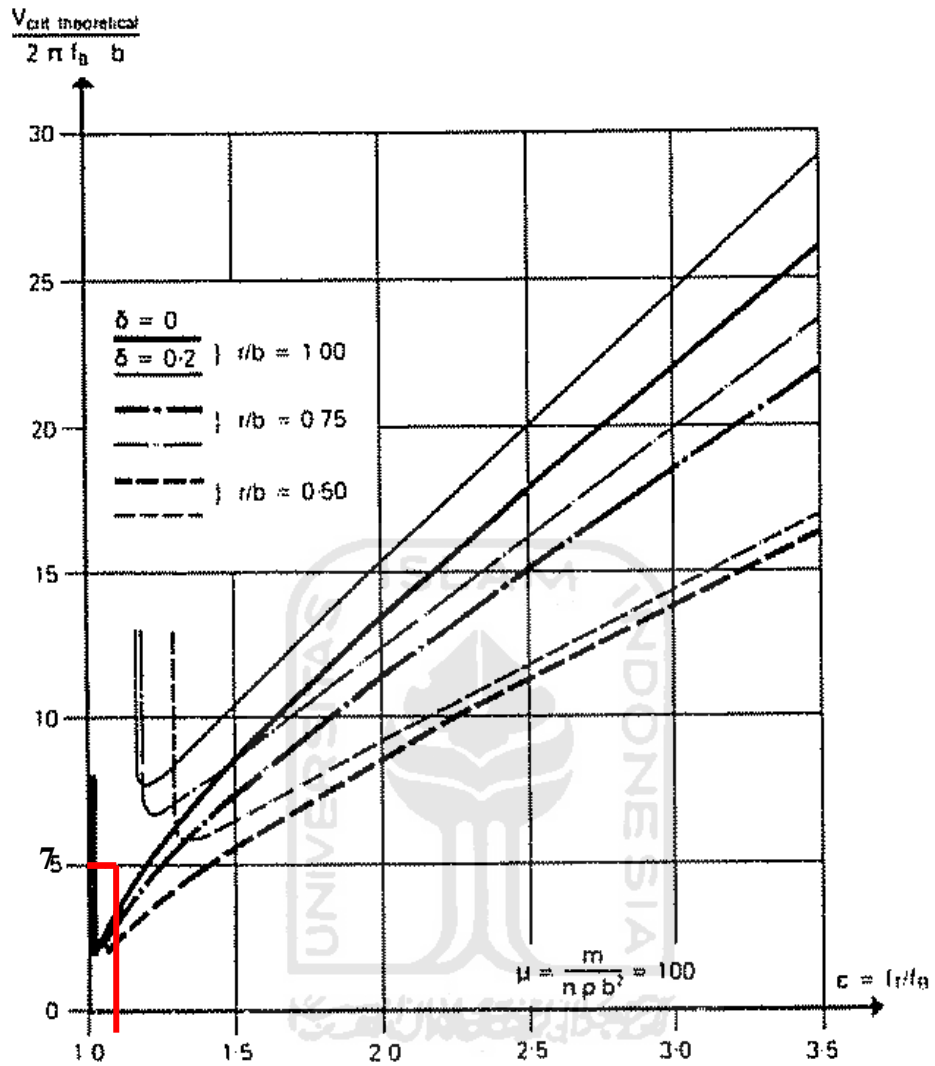
Dimana : η = koefisien reduksi (*gambar 5.7*)

$$\eta = 0,5$$

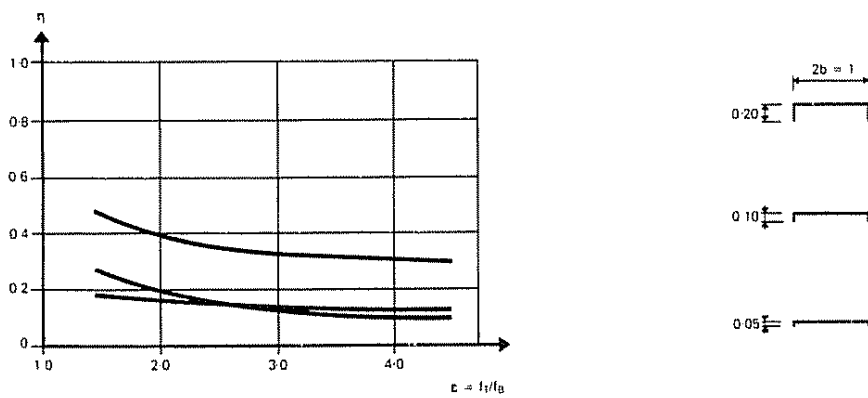
Sehingga didapat nilai kecepatan aktual kritis sebagai berikut :

$$V_{\text{crit actual, } \alpha=0} = 0,5 \times 173,463 = 86,73 \text{ m/s} = 312,234 \text{ km/jam}$$

Dari hasil hitungan di atas diketahui bahwa struktur akan mulai mengalami *flutter* pada kecepatan angin 312,234 km/jam.



Gambar 5.6 Kecepatan Kritis Angin Teoritis Untuk Flutter (Walther,1988)



Gambar 5.7 Nilai Koefisien Koreksi (Walther, 1988)

ii. Beban pada gelagar

Untuk mengevaluasi efek beban angin pada gelagar menggunakan angka Reynold (Re) dan angka Strouhal (S), yaitu :

$$Re = \frac{VB}{\nu}$$

$$S = \frac{fxh}{V}$$

Keterangan :

Re = angka Reynold

ν = viskositas kinematik ($0,15\text{cm}^2/\text{s} = 0,15 \times 10^{-4} \text{ m/s}$)

V = kecepatan angin

S = angka Strouhal (0,2 untuk silinder, 0,1-0,2 untuk *box*)

Diambil nilai S = 0,2

B = lebar deck (9 m)

H = tinggi (1,9 m)

Fb = frekuensi pusaran angin

Sehingga :

$$V = \frac{fxh}{S} = \frac{1,227 \times 1,9}{0,2} = 11,66 \text{ m/s} = 41,96 \text{ km/jam}$$

Cek dengan menggunakan angka Reynold's :

$$Re = \frac{11,66 \times 9}{0,15 \times 10^{-4}} = 6,99 \times 10^6 < (10^5 - 10^7) \dots \text{OK!}$$

Sedangkan dari peraturan *British Standard*, nilai kecepatan diperoleh berdasarkan pada letak geografi, keadaan topografi, dan ketinggian jembatan dari permukaan tanah. Kecepatan angin maksimum $V = v K1 S1 S2$

Keterangan :

v = kecepatan angin per jam (m/s)

= 34 m/s di dapat dari gambar 5.9. jarak lokasi jembatan dari pantai adalah 26,1 km lokasinya sama dengan kota Londonderry.

K_1 = koefisien angin berdasarkan periodenya,

Untuk periode 120 tahun nilai $K_1 = 1,0$.

S_1 = funneling factor, diambil nilai funneling factor adalah sebesar 1,0

Pada daerah lembah dan daerah bukit nilai funneling factor tidak kurang dari 1,1.

S_2 = gust faktor, karena elevasi jembatan kurang dari 300 m di atas permukaan air laut, maka nilai $S_2 = 1,0$.

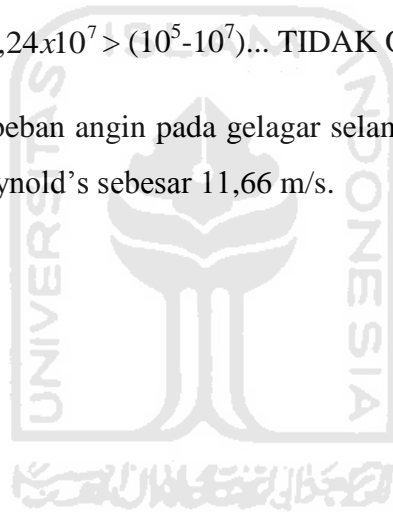
Maka,

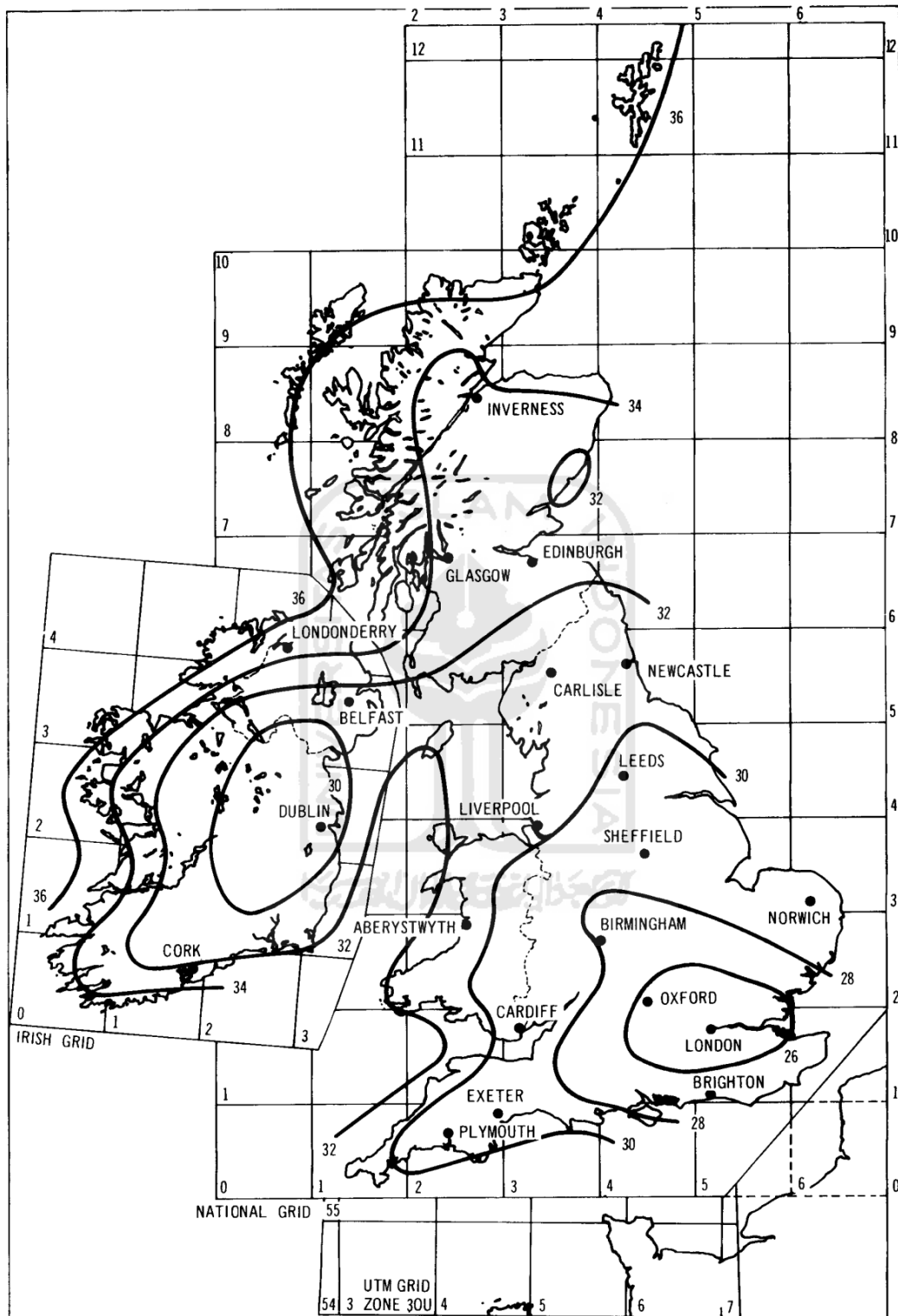
$$V = 34 \times 1,0 \times 1,1 \times 1,0 = 37,4 \text{ m/s}$$

Cek dengan menggunakan angka Reynold's :

$$Re = \frac{37,4 \times 9}{0,15 \times 10^{-4}} = 2,24 \times 10^7 > (10^5 - 10^7) \dots \text{TIDAK OK!}$$

Maka untuk perhitungan beban angin pada gelagar selanjutnya digunakan nilai V yang memenuhi angka Reynold's sebesar 11,66 m/s.





Gambar 5.8 Isotachs of mean hourly wind speed (in m/s)

Dengan nilai koefisien pengangkatan C_T , C_N , C_M , sehingga didapat gaya tekan angin sebagai berikut :

$$T = C_T \cdot q \cdot h \cdot l$$

$$N = C_N \cdot q \cdot h \cdot l$$

$$M = C_M \cdot q \cdot b \cdot h \cdot l$$

dimana nilai $q = 0,613 V^2$

$$= 0,613 \times 11,66^2$$

$$= 83,283 \text{ N/m}^2$$

sedangkan nilai koefisien C_T , C_N , C_M , diambil dari pendekatan pada jembatan *oberkassel* karena dari keempat jembatan (Europe Bridge, Moseltal Bridge, Oberkassel Bridge, dan Vancouver Bridge), bentuk jembatan oberkassel-lah yang mendekati bentuk gelagar yang akan dirancang (lihat gambar 5.9).

Diasumsikan sudut angin = 0^0 , maka diperoleh koefisien C sebagai berikut.

$$C_T : 0,8$$

$$C_N : -0,4$$

$$C_M : 0,4$$

Sehingga didapat nilai horizontal (T), vertikal (N), dan momen torsi (M) akibat beban angin yang dianggap sebagai beban statis pada gelagar :

$$T = C_T \cdot q \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (5.5)$$

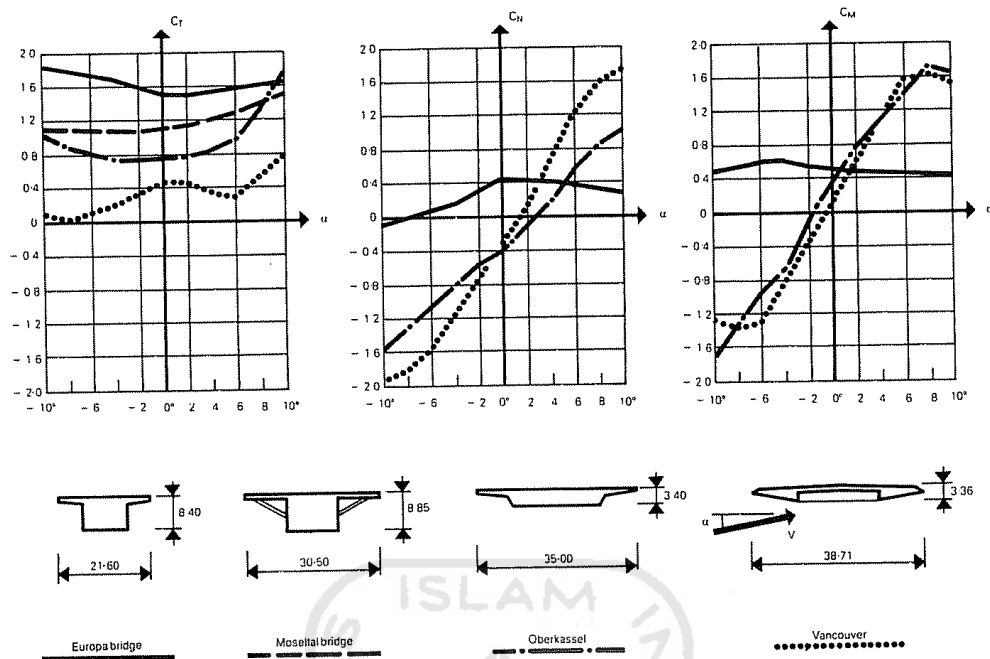
$$T = 0,8 \times 83,283 \times 1,9 \times 110 = 13924,93 \text{ N} = 13,925 \text{ kN}$$

$$N = C_N \cdot q \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (5.6)$$

$$N = -0,4 \times 83,283 \times 1,9 \times 110 = -6962,467 \text{ N} = -6,963 \text{ kN}$$

$$M = C_M \cdot q \cdot b \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (5.7)$$

$$M = 0,4 \times 83,283 \times 9 \times 1,9 \times 110 = 62662,2 \text{ N} = 62,662 \text{ kNm}$$



Gambar 5.9 Koefisien bentuk C_T , C_N , C_M (Walther, 1988)

Untuk mengevaluasi gaya periodik yang berhubungan dengan respon dinamik menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$F(t) = F_0 \sin(\omega \cdot t)$$

$$F_{T(t)} = F_0 \cdot L \sin(\omega \cdot t)$$

$$F_{N(t)} = F_0 \cdot L \sin(\omega \cdot t)$$

$$F_{M(t)} = F_0 \cdot L \cdot B \sin(\omega \cdot t)$$

keterangan :

$$F_o = \left(\frac{\rho \cdot V^2}{2} \right) C \cdot h = \left(\frac{1,3 \times 11,66^2}{2} \right) C \cdot 1,9 = 123,634 \cdot C \cdot N / m$$

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f = 2 \times \pi \times 1,227 = 7,71$$

Sehingga didapat nilai periodik loading untuk gelagar berjarak 10 m :

$$F(t) = F_0 \sin(\omega \cdot t)$$

$$= 123,634 C \sin(7,71 \cdot 13,414)$$

$$= 120,263 C N$$

$$F_{T(t)} = F_0 \sin(\omega \cdot t) \cdot L$$

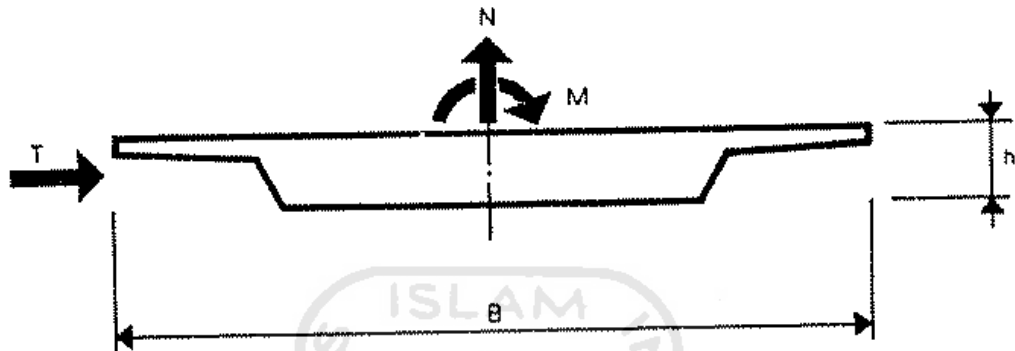
$$= 120,263 \times 0,8 \times 10 = 481,05 N = 0,481 kN$$

$$F_{N(t)} = F_0 \sin(\omega \cdot t) \cdot L$$

$$= 120,263 \times -0,4 \times 10 = -240,526 \text{ N} = -0,241 \text{ kN}$$

$$F_{M(t)} = F_0 \sin(\omega \cdot t) \cdot L \cdot B$$

$$= 120,263 \times 0,4 \times 10 \times 9 = 2164,736 \text{ N} = 2,165 \text{ kNm}$$



Gambar 5.10 Pendekatan Aksi Beban Angin Pada Dek Jembatan

(Walther, 1988)

iii. Pada *Pylon*

Beban angin bekerja pada menara seluas bagian menara yang terkena gaya angin terdiri dari sisi yang angsumg terkena angin sbesar 100% ditambah 50% bagian sisi lainnya. Jadi beban angin yang bekerja pada menara sebesar 1,5 kali beban pada sisi permukaan yang ditinjau. Beban angin ini bekerja pada tiap-tiap join yang menerima beban angin setengah dari join lainnya.

Estimasi ukuran *Pylon* :

$$\text{Tinggi Pylon } (h) = 27,5 \text{ m}$$

Dimensi *Pylon* :

$$\text{Ketinggian 0-10} = 2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$$

$$\text{Ketinggian 11-27,5} = 2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$$

$$V = \frac{fxh}{S} = \frac{1,227 \times 3}{0,1} = 36,81 \text{ m/s}$$

Nilai koefisien Strouhal (S)= 0,1 karena angin hanya bekerja pada satu sisi saja.

$$Re = \frac{36,81 \times 3}{0,15 \times 10^{-4}} = 7,36 \times 10^6 \text{ ada diantara } (10^5 - 10^7) \dots \text{ OK!}$$














$$q = 0,613 \times 36,81^2 = 830,524 \text{ N/m}^2$$

$$A_1 = 3 \times 27,5 \times 1,5 = 123,75 \text{ m}^2$$

$$C_D = 1,758, \text{ nilai } C_D \text{ didapat dari tabel 5.3}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } P_t &= 830,524 \times 123,75 \times 1,758 \dots\dots\dots (5.8) \\ &= 180682,6 \text{ N} = 180,6826 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.3 Koefisien C_D untuk pilar

Plane shape	$\frac{t}{b}$	C_D for pier $\frac{\text{height}}{\text{breadth}}$ ratios of						
		1	2	4	6	10	20	40
WIND \rightarrow 	$\leq \frac{1}{4}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1
\rightarrow 	$\frac{1}{3}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
\rightarrow 	$\frac{1}{2}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
\rightarrow 	$\frac{2}{3}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
\rightarrow 	1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
\rightarrow 	$1\frac{1}{2}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7
\rightarrow 	2	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
\rightarrow 	3	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2
\rightarrow 	≥ 4	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.1
\rightarrow  SQUARE OR OCTAGONAL		1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 12 SIDED POLYGON		0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3
 CIRCLE WITH SMOOTH SURFACE WHERE $tv_c \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 CIRCLE WITH SMOOTH SURFACE WHERE $tv_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$. ALSO CIRCLE WITH ROUGH SURFACE OR WITH PROJECTIONS		0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2

NOTE 1 After erection of the superstructure, C_D shall be derived for a height/breadth ratio of 40.
NOTE 2 For a rectangular pier with radiused corners, the value of C_D derived from Table 9 shall be multiplied by $(1 - 1.5r/b)$ or 0.5, whichever is greater.
NOTE 3 For a pier with triangular nosings, C_D shall be derived as for the rectangle encompassing the outer edges of the pier.
NOTE 4 For a pier tapering with height, C_D shall be derived for each of the unit heights into which the support has been subdivided (see 5.3.2.1.4). Mean values of t and b for each unit height shall be used to evaluate t/b . The overall pier height and the mean breadth of each unit height shall be used to evaluate height/breadth.

iv. Longitudinal Wind Load (P_{Ls})

Longitudinal Wind Load (P_{Ls}) adalah beban angin yang bekerja longitudinal yaitu searah dengan arah memanjang jembatan. Besar nominal *Longitudinal Wind Load (P_{Ls})* dirumuskan dengan :

$$P_{Ls} = q A_1 C_D$$

Keterangan :

- q = tinggi tekanan dinamik ($= 0,613 v_c^2$ dalam N/m^2 , v_c dalam m/s)
- A_1 = luasan padat yang diproyeksikan pada elevasi normal yang searah dengan arah angin longitudinal (m^2),
- C_D = koefisien seret, nilai koefisien seret untuk *superstruktur* tidak kurang dari 1,3 tetapi untuk *pylon* dapat ditentukan berdasarkan tabel 5.3.

❖ Pada *pylon*

$$q = 0,613 \times 36,81^2 = 830,524 \text{ N/m}^2$$

$$A_1 = 2 \times 27,5 \times 1,5 = 110 \text{ m}^2$$

$$C_D = 1,875, \text{ nilai } C_D \text{ didapat dari tabel 5.6}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } P_{Ls} &= 830,524 \times 110 \times 1,875 && \dots\dots\dots (5.9) \\ &= 171296 \text{ N} = 171,296 \text{ kN} \end{aligned}$$

❖ Balok penghubung antar *pylon*

$$q = 0,613 v_c^2 = 0,613 \times 11,66^2 = 83,283 \text{ N/m}^2$$

$$A_1 = 9 \times 1 = 9 \text{ m}^2$$

$$C_D = 2,81 ; \text{ nilai } C_D \text{ diambil berdasarkan gambar 5.12}$$

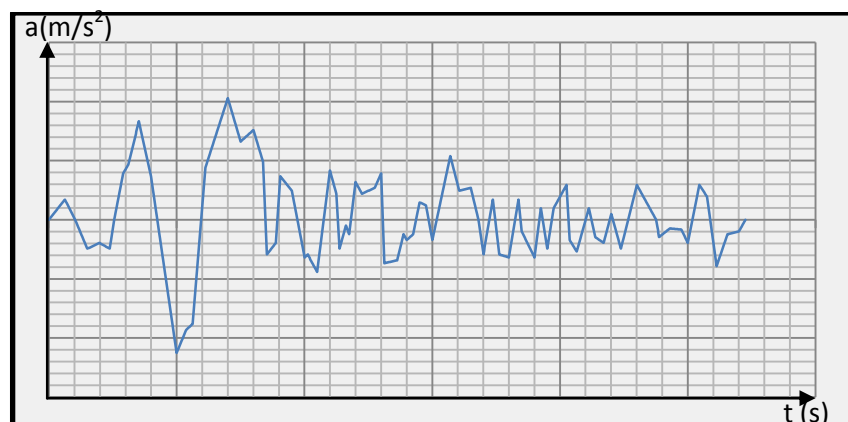
$$\begin{aligned} \text{Maka, } P_{Ls} &= 83,283 \times 9 \times 2,81 && \dots\dots\dots (5.10) \\ &= 1634 \text{ N} = 1,634 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban Gempa (*Time History*)

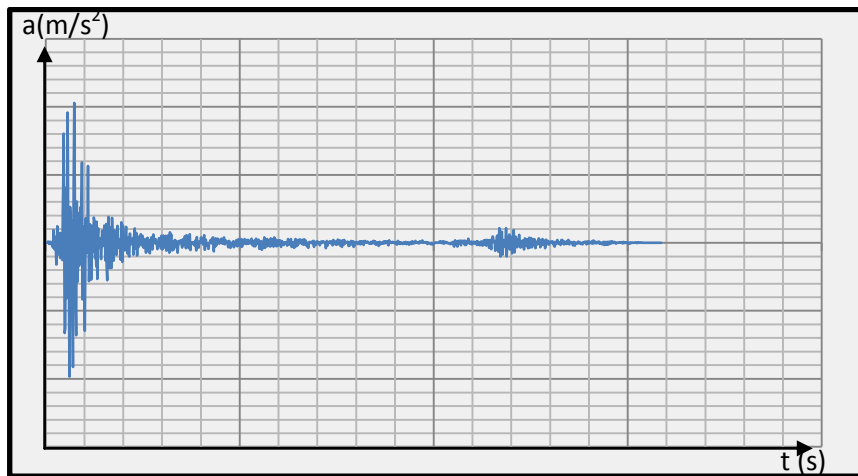
Untuk menghitung gaya gempa digunakan analisis linier *time history* yang diambil dari rekaman gerakan tanah pada saat terjadi gempa. Berdasarkan peraturan *Eurocode 8* menyebutkan bahwa saat analisis pembebanan menggunakan analisis linier *time history*, paling sedikit harus 3 buah akselogram yang digunakan. Ke-3 akselogram tersebut dipilih berdasarkan rekaman magnitud, sumber jarak, dan mekanisme yang konsisten yang dapat menentukan kekuatan gempa.

Pada tugas akhir ini akselogram yang digunakan ada 3 buah. Ke-3 akselogram tersebut antara lain akselogram gempa El-centro 1940 N-S yang termasuk jenis gempa frekuensi sedang, San Francisco 1957 E10S termasuk gempa frekuensi tinggi, dan Bucharest 1977 NS termasuk gempa frekuensi rendah, (Widodo, 2000). Ke-3 akselogram beban gempa diatas dapat dilihat pada gambar 5.11 sampai dengan gambar 5.13.

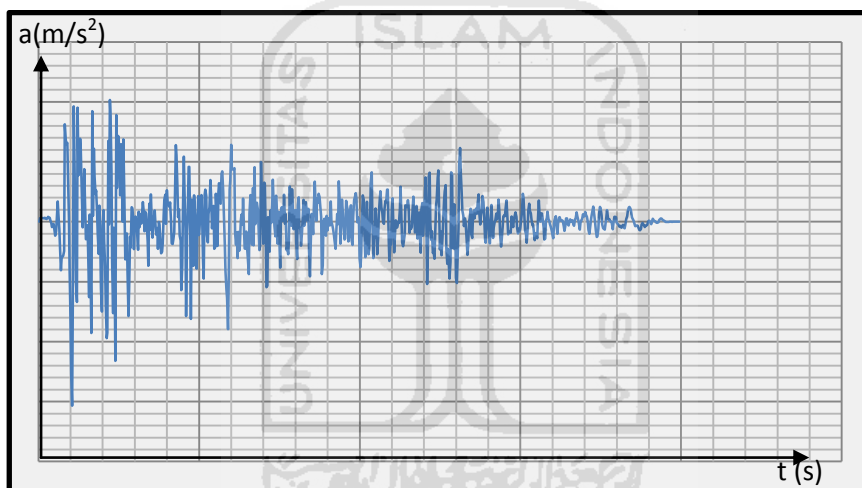
Sebelum data akselogram dimasukkan ke dalam program SAP, data tersebut harus disetarakan dengan kondisi tanah lokasi jembatan. Untuk menyetakannya dengan mengalikan faktor skala beban gempa yang nilainya didapat dari membandingkan percepatan puncak antara daerah akselogram dengan daerah lokasi jembatan.



Gambar 5.11 Beban Gempa Bucharest 1977 NS



Gambar 5.12 Beban Gempa San Francisco 1957 E10S



Gambar 5.13 Beban Gempa El-centro 1940 N-S

Lokasi jembatan berada di daerah Yogyakarta yang termasuk dalam wilayah gempa 3 tanah sedang menurut SNI 2833:2008 Tabel 6 menunjukkan bahwa percepatan puncak maksimumnya sebesar 0,26g. Sedangkan durasi dan percepatan tanah maksimum gempa dapat dilihat pada tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Parameter Beban gempa Riwayat Waktu

Parameter	gempa		
	El-centro 1940 N-S	San Francisco 1957 E10S	Bucharest 1977 NS
percepatan maksimum	0,3129	0,1118	0,2015
frekuensi	Menengah	Tinggi	Rendah

Sehingga skala intensitas gempa untuk El-centro 1940 NS adalah

$$A_0 = \frac{0,26}{0,3129} = 0,8309$$

Nilai skala tersebut belum dapat dipakai untuk input kedalam SAP. Angka tersebut harus di sesuaikan dengan angka keutamaan jembatan dengan faktor daktilitas jembatan, nilai tersebut dirumuskan sebagai berikut :

$$A = \frac{A_0 \cdot I}{R} = \frac{0,8309 \cdot 1,25}{5} = 0,2077$$

Tabel 5.5 Faktor skala beban gempa pada masing-masing riwayat waktu

Gempa	Percepatan puncak tanah asli (g)	Percepatan tanah puncak wilayah 3 (g)	Skala Gempa (g)	skala minimal	Skala gempa SAP (m/s ²)
El-centro 1940 N-S	0,3129	0,26	0,8309	0,2077	2,0379
San Francisco 1957 E10S	0,1118	0,26	2,3256	0,5814	5,7035
Bucharest 1977 NS	0,2015	0,26	1,2903	0,3226	3,1645

Karena beban dinamik riwayat waktu yang akan di inputkan kedalam SAP masih dalam satuan g, maka skala tersebut harus dikalikan dengan nilai g tersebut, besar

skalanya menjadi : $0,2077 \times 9,81 = 2,0379 \text{ m/dt}^2$. Faktor skala beban untuk masing-masing riwayat waktu dapat dilihat pada tabel 5.5 diatas.

c) Kombinasi Beban

Kombinasi beban dengan menggunakan peraturan *Eurocode 1 (DD ENV 1991-3:2000)*. Hal tersebut disebabkan karena pada peraturan *British Standard* tidak mempehitungkan beban gempa. Sedangkan pada tugas akhir ini jembatan yang ditinjau berada pada wilayah yang mempunyai intensitas gempa yang sedang, sehingga memerlukan analisis pembebanan menggunakan beban gempa. Pada tabel 5.6 berikut ini merupakan kombinasi beban pada *Eurocode 1 (DD ENV 1991-3:2000)*

Tabel 5.6 faktor aksi beban berdasarkan kombinasi untuk jembatan (ULS)

Jenis Beban	Kombinasi Beban									
	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL
beban mati	1,35		1,35		1,35		1,35		1,35	
beban mati tambahan	1,35		1,35		1,35		1,35		1,35	
beban lajur	1,9	2,16	1,79	1,3	-	-	-	-	1,9	0,9
beban gempa	-		1,5		-		-		-	
beban jalur pejalan kaki	0,75		-		1,5		1,5		-	
beban angin	1,5		-		-		-		-	
beban kecelakaan	-		-		-		1		-	

5.3.3. Dimensi Awal Kabel

Pada saat pelaksanaan pembangunan maupun saat layanan/opersional, kabel penggantung pada masa jembatan *cable stayed* sangat berperan penting. Untuk menghitung reaksi dukungan pada dek dilakukan penyederhanaan akibat beban permanen sebagai balo menerus atas dukungan tetap. Gaya dalam kabel dapat ditentukan dengan rumus :

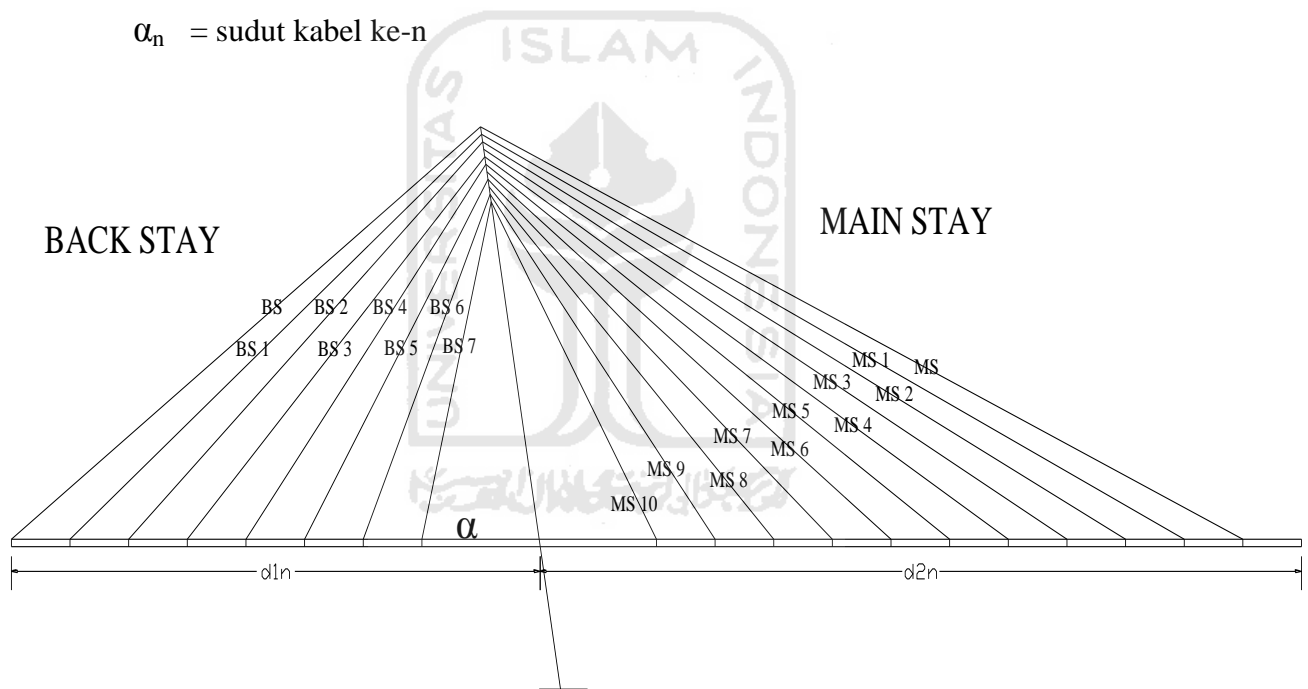
$$F_n = \frac{P_n}{\sin \alpha_n}$$

Keterangan :

F_n = gaya dalam kabel ke-n

P_n = reaksi tumpuan ke-n

α_n = sudut kabel ke-n



Gambar 5.14 Penyederhanaan struktur untuk perhitungan dimensi awal kabel

Kabel pada bentang samping (*back stay*) yang diangker pada balok pemberat mendukung secara tidak langsung kabel-kabel pada bentang utama (*main stay*) melalui perantara *pylon* atau menara. Tegangan dalam kabel ini diperoleh dari reaksi tumpuan dek P_n pada arah vertikal komponen, dimana F_n merupakan gaya dalam kabel yang mendukung panel bagian tengah gelagar pada bentang utama. Untuk mengetahui luas penampang kabel yang diperlukan pada analisis

struktur digunakan tegangan ijin kabel σ_g (pada kondisi layan σ_g dikaikan 0,45).
Jadi luas tampang yang diperlukan adalah :

$$A_n = \frac{P_n}{f \sin \alpha_n}$$

Keterangan :

A_n = luas kabel ke-n

P_n = reaksi tumpuan ke-n

α_n = sudut kabel ke-n

f = $\sigma_g = 0,45 \times f_y$ kabel

Tipe kabel penggantung yang digunakan adalah *ASTM A 416-74 Grade 270*

Dengan : $\phi = 15,2\text{mm}$

$A = 140 \text{ mm}^2$

$f_y = 1670 \text{ N/mm}^2$

$f_u = 1860 \text{ N/mm}^2$

$E = 200000 \text{ N/mm}^2$

$0,45 f_y = 837 \text{ N/mm}^2$

Beban-beban yang digunakan dalam perhitungan dimensi awal kabel adalah beban mati dan beban hidupnya sebagai masukan data/input pada program SAP 2000. Perhitungan dimensi awal kabel tersebut sebagai berikut :

Beban yang diperhitungkan per panel dek total keseluruhan, (10 m).

Berat gelagar total : $\{ (34,68 \times 2) + (10,8 \times 3) \} \times 10 + (15,972 \times 10) = 1177,32 \text{ kN}$

Berat perkerasan : $15,4 \times 10 = 154 \text{ kN}$

Berat plat : $43,2 \times 10 = 432 \text{ kN}$

Berat trotoar : $27,119 \times 10 = 271,19 \text{ kN}$

Berat genangan air hujan : $3,4335 \times 10 = 34,335 \text{ kN}$

Beban lalu lintas : $(16,2 \times 10 \times 7) + (120 \times 7) = 1973,479 \text{ kN}$

Beban pejalan kaki : $2,7 \times 1 \times 10 \times 2 = 54 \text{ kN}$

Total beban :

$2G = 1177,32 + 154 + 432 + 271,19 + 34,335 + 1973,479 + 54 = 4096,3 \text{ kN}$

Untuk 1 kabel penggantung reaksi tumpuan pada dek :

$$P_n = G = 4096,3 / 2 = 2048,15 \text{ kN} = 2048150 \text{ N}$$

i. Perhitungan kabel *Main Stay* (MS-MS11)

Untuk No kabel BS dengan $\alpha_n = 24,23^\circ$

$$F_n = \frac{P_n}{\sin \alpha_n} = \frac{2048150}{\sin 24,23} = 4990612,07 \text{ N}$$

$$A_n = \frac{P_n}{f \sin \alpha_n} = \frac{2048150}{0,45 \cdot \sin 24,23} = 6640,87 \text{ mm}^2$$

Jumlah *strand* kabel yang digunakan adalah 61 ($A = 8540$), dari *tabel 5.7* dibawah ini di dapat jumlah *strand* kabel untuk *MS-MS10* menggunakan 61 *strand*, untuk perhitungan dimensi awal *main stay* dapat dilihat pada *tabel 5.7* sebagai berikut.

Tabel 5.7 Pendimensian Awal *Main Stay* (MS)

No. Kabel	Pn(N)	Sudut α_n	Fn (N)	An (mm ²)	jumlah kabel	kabel pakai
MS	2048150	24.23	4990.612	5962.5	43	61
MS-1	2048150	25.73	4717.817	5636.58	41	61
MS-2	2048150	27.48	4438.615	5303.01	38	61
MS-3	2048150	29.54	4154.200	4963.21	36	61
MS-4	2048150	32.01	3863.943	4616.43	33	37
MS-5	2048150	35	3570.840	4266.24	31	37
MS-6	2048150	38.66	3278.626	3917.12	28	37
MS-7	2048150	43.23	2990.311	3572.66	26	37
MS-8	2048150	49	2713.825	3242.33	24	37
MS-9	2048150	56.31	2461.568	2940.95	22	37
MS-10	2048150	65.56	2249.737	2687.86	20	37

ii. Perhitungan kabel *back stay* (BS-BS-4)

Untuk No kabel BS dengan $\alpha_n = 30,97^\circ$

$$G_{BS} = G \frac{d_2}{d_1}$$

Dengan $d_1 = 45 \text{ m}$, dan $d_2 = 60 \text{ m}$.

$$G_{BS} = P_{BS} = 2048150 \frac{65}{45} = 2958438,89 \text{ N}$$

gaya dalam kabel pada tumpuan (BS)

$$F_n = \frac{P_n}{\sin \alpha_n} = \frac{2958438,89}{\sin 30,97} = 5749128N$$

$$A_n = \frac{P_{BS}}{f \sin \alpha_n} = \frac{2958438,89}{0,45 \cdot 1670 \cdot \sin 30,97} = 7650,21mm^2$$

Jumlah *strand* kabel yang digunakan adalah 61 (A= 8540), dari *tabel 5.8* dibawah ini di dapat jumlah *strand* kabel untuk BS-BS-8 menggunakan 61 *strands*, untuk perhitungan dimensi awal back stay dapat dilihat pada *tabel 5.8* sebagai berikut.

Tabel 5.8 Pendimensian Awal Back Stay (BS)

No. Kabel	Pn(N)	Sudut α_n	Fn (N)	An (mm ²)	jumlah kabel	kabel pakai
BS	2958439	30.97	5749.128	6868.74	50	61
BS-1	2958439	33.03	5427.551	6484.53	47	61
BS-2	2958439	36.08	5023.548	6001.85	43	61
BS-3	2958439	39.24	4676.855	5587.65	40	61
BS-4	2958439	43.23	4319.338	5160.5	37	61
BS-5	2958439	49	3919.97	4683.36	34	37
BS-6	2958439	56.31	3555.598	4248.03	31	37
BS-7	2958439	65.56	3249.621	3882.47	28	37

Jumlah kabel atau luas diatas akan dimasukkan sebagai dimensi kabel pada model dan akan dianalisis lebih lanjut dengan menggunakan SAP 2000.

5.4. DESAIN STRUKTUR ATAS

Disain struktur atas merupakan hal pokok dalam jembatan. Struktur atas adalah struktur yang menerima beban secara langsung yang kemudian akan ditransferkan lagi ke bagian struktur bawah. Struktur atas terdiri dari pelat, gelagar balok, dan kolom/pilar jembatan.

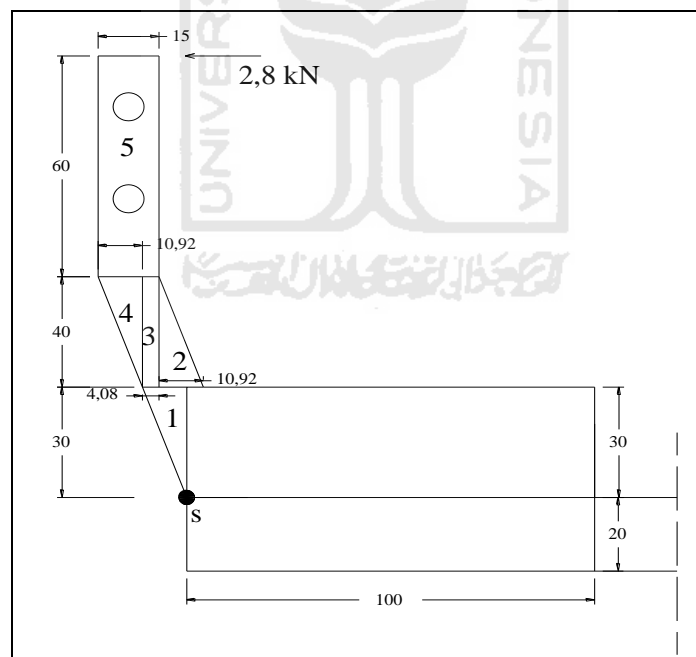
5.4.1. Desain Trotoar

Desain trotoar terdiri dari 2 macam bagian antara lain :

1. Desain Railing
2. Desain Slab trotoar

1. Perencanaan Tiang Sandaran Pejalan Kaki (Tiang Railing Jembatan)

Tiang sandaran merupakan konstruksi sebagai batas lebar jembatan yang berfungsi untuk pengaman bagi pengguna jalan. Tiang sandaran direncanakan untuk beban yang bekerja secara horizontal pada tiang sebesar 1,4 kN/m.



Gambar 5.15 Tiang Railing

a. Pembebanan Tiang Railing

i. Berat sendiri tiang railing

$$\text{Faktor beban ultimate} = 1,35$$

$$\text{Jarak antara tiang railing (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Berat beton bertulang } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 5.9 Berat Sendiri Pada Tiang Railing

No	b	h	shape	L	Berat	Lengan	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN)	(m)	(kNm)
1	0,1092	0,30	0,50	2,00	0,7862	0,0364	0,0286
2	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786	0,0328	0,0026
3	0,0408	0,40	1,00	0,15	0,0588	0,0896	0,0053
4	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786	0,1456	0,0114
5	0,15	0,60	1,00	0,15	0,3240	0,1442	0,0467
6	SGP 3" dengan berat/m		0,63	4,00	2,5200	0,1442	0,3634
			Total	P	3,8462	ΣMs	0,4580

ii. Beban hidup tiang railing

$$\text{Faktor beban ultimate} = 1,5$$

$$\text{Beban horizontal pada railing (w)} = 1,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jarak antara tiang railing (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya horizontal pada tiang (H)} &= L \times w \\ &= 2 \times 1,4 = 2,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

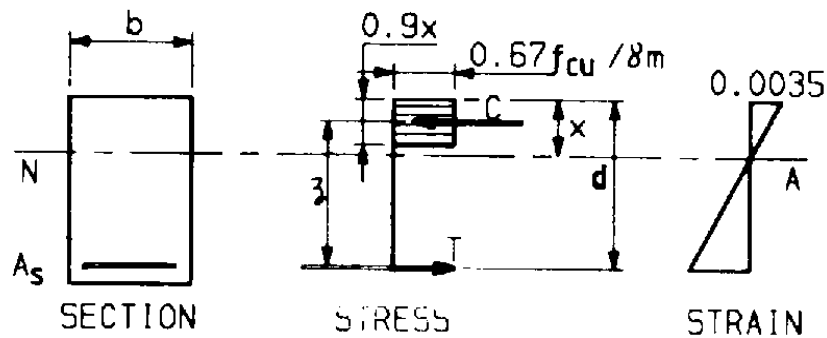
$$\text{Lengan terhadap sisi bawah tiang (y)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada tiang railing (M}_H) &= H \times y \\ &= 2,8 \times 1,3 = 3,64 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimate rencana (M)} &= (M_S \times 1,35) + (M_H \times 1,5) \\ &= (0,4580 \times 1,4) + (3,64 \times 1,6) \\ &= 6,078 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimate (V)} &= H \times 1,6 \\ &= 2,8 \times 1,5 = 4,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Desain Tulangan Tiang Railing



Gambar 5.16 Analisis Penampang Balok

Estimasi Ukuran dan Mutu Bahan Tiang Railing :

$$b \times h = 150 \times 150 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_{cu}) = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{tegangan leleh baja } (f_y) = 460 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{tebal selimut beton } (c) = 25 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan sengkang} = 6 \text{ mm}$$

$$d' = 25 + 6 + 12/2 = 37 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif } (d) = 150 - 37 = 113 \text{ mm}$$

$$\text{momen disain } (M) = 6,465 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tahanan ultimit } (M') = 0,156 f_{cu} \cdot b d^2$$

$$= 0,156 \times 25 \times 150 \times 113^2$$

$$= 7469865 \text{ Nmm} = 7,47 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$K = \frac{M}{f_{cu} b d^2}$$

$$= \frac{6,078 \times 10^6}{25 \cdot 150 \cdot 113^2}$$

$$= 0,127$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 113 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,127}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 93,8 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 113 = 107,35 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0,45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{113 - 93,8}{0,45} = 42,67 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{42,67 - 37}{42,67} \cdot 0,0035 = 0,00047 < \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, maka tulangan desak belum leleh

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\ &= \frac{6,078 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 93,8} \\ &= 161,922 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 12 mm

$$A_d = 0,25 \pi 12^2 = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{161,922}{113,1} = 1,43 \approx 2 \text{ buah}$$

Kontrol kapasitas momen balok :

$$A_s = 2 \cdot A_d = 2 \times 113,1 = 226,2 \text{ mm}^2$$

$$C = T$$

$$0,402 f_{cu} b x = 0,87 f_y A_s$$

$$x = \frac{0,87 \times 460 \times 226,2}{0,402 \times 25 \times 150} = 60,05 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,45 x = 113 - 0,45 \times 60,05 = 85,98 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,87 A_s f_y z$$

$$= 0,87 \times 226,2 \times 460 \times 85,98$$

$$= 7783360,14 \text{ Nmm} = 7,783 \text{ kNm} > 6,078 \text{ kNm} \text{ **OK!!**}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.12.5.3 tulangan tarik diperoleh dari luas minimum (A_s') : $0,0013bh = 0,0013 \times 150 \times 150 = 29,25 \text{ mm}^2$.

ϕ tul. pakai = 8 mm

$$A_d = 0,25 \pi 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{29,25}{50,27} = 0,582 \approx 2 \text{ buah}$$

Tulangan geser

$$V = 4,2 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{4,2 \times 10^3}{150 \cdot 113} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

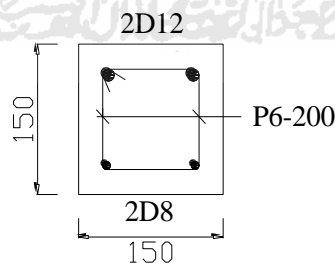
$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2}{150 \cdot 113} = 1,334$$

$$v_c = 0,79 \rho^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4}$$

$$= 0,79 \cdot 1,334^{1/3} \left(\frac{400}{113} \right)^{1/4} = 0,954 \text{ N/mm}^2$$

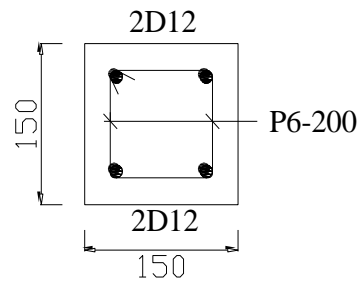
$v < v_c$, maka digunakan jarak tuangan sengkang minimum

Maka jarak sengkang (s_v) yang dipakai untuk semua titik = 200 mm



Gambar 5.17 Detail Tulangan railing

Untuk menghindari kesalahan dalam pemasangan tulangan, maka tulangan tarik dan desak disamakan dengan memakai tulangan 2D12



Gambar 5.18 Detail Tulangan railing setelah disamakan

2. Desain Slab Trotoar

Trotoar adalah bagian jembatan yang difungsikan untuk pejalan kaki. Oleh karena itu, trotoar di desain dengan menggunakan beban pejalan kaki yang bekerja di sepanjang trotoar sebesar $2,7 \text{ kN/m}^2$ sesuai dengan peraturan BS 5400-2-1978, beban horizontal yang bekerja sepanjang pinggir trotoar sebesar 50 kN/m serta beban tiang railing.

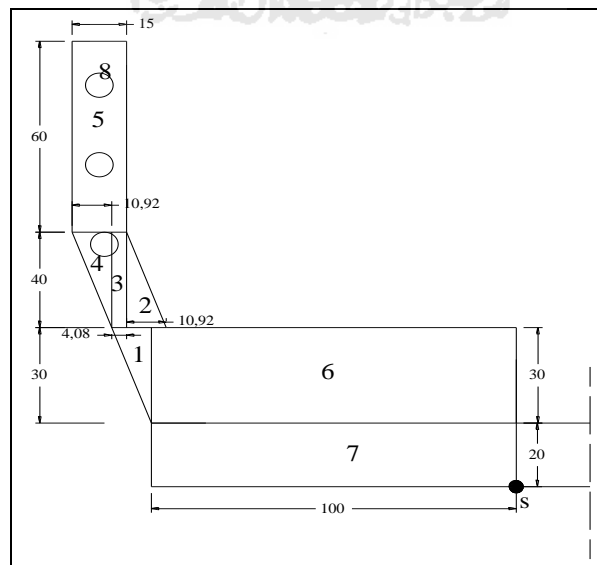
a. Pembebanan Tiang Railing

i. Berat sendiri tiang railing

$$\text{Faktor beban ultimate} = 1,35$$

$$\text{Jarak antara tiang railing (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Berat beton bertulang } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$



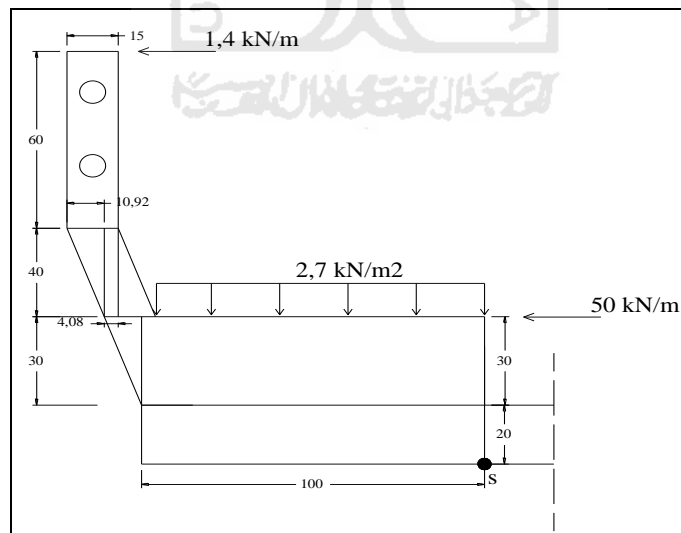
Gambar 5.19 Detail Trotoar untuk Perhitungan Berat Sendiri

Tabel 5.10 Perhitungan Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri Trotoar

No	b	h	shape	L	Berat	Lengan	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN)	(m)	(kNm)
1	0,1092	0,30	0,50	2,00	0,7862	1,0364	0,8149
2	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786	1,0328	0,0812
3	0,0408	0,40	1,00	0,15	0,0588	1,0896	0,0640
4	0,1092	0,40	0,50	0,15	0,0786	1,1456	0,0901
5	0,15	0,60	1,00	0,15	0,3240	1,1442	0,3707
6	1,00	0,30	1,00	2,00	14,4000	0,5000	7,2000
7	1,00	0,20	1,00	2,00	9,6000	0,5000	4,8000
8	SGP 3" dengan berat/m		0,63	4,00	2,5200	1,1442	2,8834
				Total	27,8462	Σ MMs	16,3043
				P/m =	13,923	MS/m =	8,152

ii. Beban hidup tiang railing

Faktor beban ultimate = 1,5



Gambar 5.20 Beban hidup pada Trotoar

Tabel 5.11 Perhitungan Momen dan Gaya Geser Akibat Beban Hidup pada Trotoar

No	Jenis Beban	Gaya	Lengan	Momen
		(kN)	(m)	(kNm)
1	Beban horizontal pada railing (H1)	1,40	1,40	1,96
2	Beban horizontal pada kerb (H2)	50,00	0,40	20,00
3	Beban vertikal merata = $q \times$ lebar trotoar	2,70	0,50	1,35
			MP =	23,31

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimate rencana (M)} &= (M_S \times 1,35) + (M_P \times 1,5) \\
 &= (8,152 \times 1,35) + (23,31 \times 1,5) \\
 &= 45,971 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimate (V)} &= (13,923 \times 1,35) + (1,5 \times 2,7) \\
 &= 22,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Desain Tulangan Slab Trotoar

i. Tulangan Pokok

Estimasi Ukuran dan Mutu Bahan Tiang Railing :

$$b \times h = 1000 \times 300 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (} f_{cu} \text{)} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{tegangan leleh baja (} f_y \text{)} = 460 \text{ MPa}$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 12 \text{ mm}$$

$$d' = 20 + 12/2 = 26 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 300 - 26 = 274 \text{ mm}$$

$$\text{momen disain (M)} = 45,971 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\
 &= 0,156 \times 25 \times 300 \times 274^2 \\
 &= 292796400 \text{ Nmm} = 292,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\
 &= \frac{45,971 \times 10^6}{25.300.274^2} \\
 &= 0,0245 \\
 z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\
 &= 274 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0245}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 198,043 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 274 = 263,04 \text{ mm}$) **OK!!**

$$\begin{aligned}
 z &= d - 0,45 x \\
 x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{274 - 198,043}{0,45} = 168,8 \text{ mm} \\
 \varepsilon_y &= 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{168,8 - 26}{168,8} \cdot 0,0035 = 0,00301 > \varepsilon_y (0,002)
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\
 &= \frac{45,971 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 198,043} \\
 &= 580,017 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab}
 \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 12 mm

$$\begin{aligned}
 A_d &= 0,25 \pi 12^2 = 113,1 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{113,0973 \times 1000}{580,017} = 195 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 s &< 3d \quad (3 \times 274 = 822 \text{ mm}) \\
 s &< 750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s \leq 200 \text{ mm (untuk } f_y = 460 \text{ MPa)}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152. \text{mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab.maka digunakan tulangan pokok D12-150 mm

ii. Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,min}$). Besar $A_{s,min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 300 = 390 \text{ mm}^2 / \text{m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 12 \text{ mm}$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{390} = 290 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D12-150 mm

5.4.2. Desain Slab/Lantai Jembatan

Slab/lantai jembatan merupakan bagian struktur jembatan yang menahan langsung beban yang berada di atasnya. Perencanaan lantai jembatan meliputi analisis beban lantai jembatan yang meliputi aksi tetap, aksi sementara, perencanaan tulangan memanjang dan tulangan bagi. Aksi tetap adalah berat sendiri slab, berat sendiri trotoar dan beban mati tambahan, aksi sementara adalah beban truk "T".

a. Mutu bahan Plat lantai

Perhitungan plat lantai jembatan dilakukan dengan metode pendekatan pada jenis plat 1-arah. Perencanaan plat lantai jembatan menggunakan mutu bahan sebagai berikut :

1).Beton.

$$- \text{Kuat tekan beton } f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

- Modulus elastik beton = 23500 Mpa

2). Baja

- Baja tulangan dengan $\varnothing > 25$ mm; $f_y = 400$ Mpa
- Jenis baja ulir/ Deform.

Tebal plat lantai (h) = 0,20 meter.

b. Pembebanan Plat Lantai

Disain struktur plat lantai dipengaruhi oleh momen-momen akibat beban/gaya yang bekerja pada plat lantai. Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut dibawah :

1) Berat Sendiri Slab (W_s)

Besarnya beban mati plat telah ditentukan pada sub bab pembebanan 5.3.1. besarnya adalah $W_4 = 0,2 \times 24 \times 1 = 4,8$ kN/m. Dalam penghitungan menggunakan software SAP2000, berat sendiri (MS) tidak perlu dimasukkan, karena beban sudah secara otomatis menghitung bebannya. Faktor beban ultimitenya sebesar 1,35.

2) Beban Trotoar

Beban trotoar terdiri dari beban merata akibat beban mati trotoar dan beban titik akibat beban railing. Masing-masing beban telah dihitung pada sub bab 5.3.1. besarnya adalah 7,2 kN/m dan 3,8462 kN. Faktor beban ultimitenya sebesar 1,35.

3) Beban Tambahan (W_{ex})

Beban mati tambahan memiliki faktor beban ultimate sebesar 1,35. merupakan beban mati yang distribusi bebannya secara merata di atas permukaan plat lantai. Beban mati tambahan yang mempengaruhi plat lantai jembatan yaitu aspal dan air hujan, berdasarkan sub bab 5.3.1 besarnya beban mati adalah

$$\text{a). Aspal + overlay} = 1 \times 0,1 \times 22 \text{ kN/m}^3 = 2,22 \text{ kN/m}$$

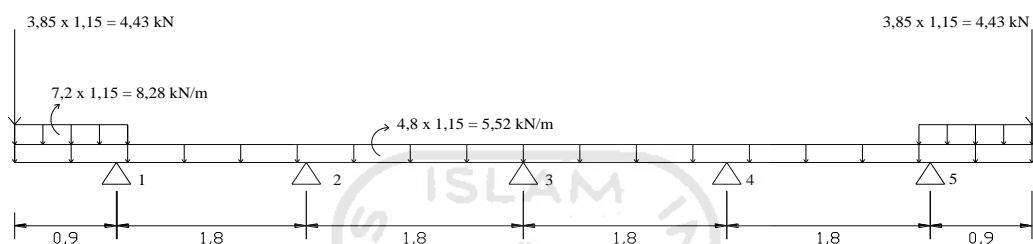
$$\text{b). air hujan} = 1 \times 0,10 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 = 0,98 \text{ kN/m}$$

$$W_{ex} = 2,22 + 0,98 = 3,18 \text{ kN/m}$$

4) Beban Truk (T)

Beban Truk T merupakan beban hidup dari kendaraan truk yang mempunyai roda ganda sebesar 100 KN. Beban truk ini merupakan beban terpusat pada plat lantai, sehingga dalam perhitungan momen pengaruh maksimum diambil pada tengah bentang. Faktor beban ultimitenya sebesar 1,75.

i. Perhitungan Analisis Struktur akibat Beban sendiri slab dan trotoar



Gambar 5.21 Slab dibebani berat sendiri slab dan trotoar

Sepanjang bentang l struktur dibuat dari beton, memiliki dimensi yang sama dan dukungan sama, maka angka distribusinya : join 1 dan 5 = 1, sedangkan yang lain 0,5.

$$\text{FEM } 1-1' = -(0,5 \times 8,28 \times 0,9^2 + 4,43 \times 0,9 + 0,5 \times 5,52 \times 0,9^2) = -9,576 \text{ kNm}$$

$$\text{FEM } 1-2 = \frac{8,28}{1,8^2} \left[\frac{1}{3} \cdot 1,8 \times (1,8^3 - 1,7^3) - \frac{1}{4} (1,8^4 - 1,7^4) \right] + \frac{1}{12} \cdot 5,52 \cdot 1,8^2 = 1,529 \text{ kNm}$$

$$\text{FEM } 2-1 = - \left(\frac{8,28}{1,8^2} \left[\frac{1}{3} \cdot 1,8 \times (0,1^3 - 0^3) - \frac{1}{4} (0,1^4 - 0^4) \right] + \frac{1}{12} \cdot 5,52 \cdot 1,8^2 \right) = -1,4919 \text{ kNm}$$

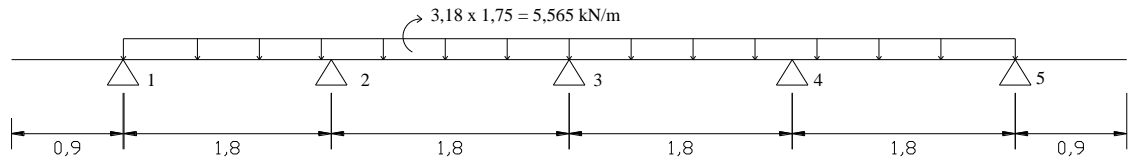
$$\text{FEM } 2-3 = \frac{1}{12} \cdot 5,52 \cdot 1,8^2 = 1,4904 \text{ kNm}$$

$$\text{FEM } 2-3 = -\text{FEM } 3-2 = \text{FEM } 3-4 = -\text{FEM } 4-3 = \text{FEM } 4-5$$

$$\text{FEM } 5-4 = -\text{FEM } 1-2 = -1,529 \text{ kNm}$$

$$\text{FEM } 5-5' = -\text{FEM } 1-1' = 9,576$$

ii. Perhitungan Analisis Struktur akibat Beban tambahan

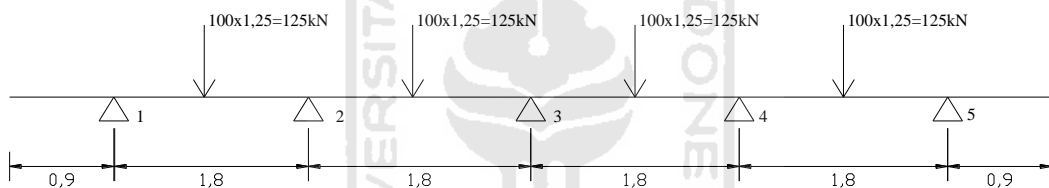


Gambar 5.22 Slab dibebani beban mati tambahan

$$\text{FEM 1-2} = \frac{1}{12} \cdot 5,565 \cdot 1,8^2 = 1,503 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{FEM 1-2} &= -\text{FEM 2-3} = \text{FEM 2-3} = -\text{FEM 3-2} = \text{FEM 3-4} = -\text{FEM 4-3} = \text{FEM 4-5} = \\ \text{FEM 5-4} &= 1,503 \text{ kNm} \end{aligned}$$

iii. Perhitungan Analisis Struktur akibat Beban "T"



Gambar 5.23 Slab dibebani beban T

$$\text{FEM 1-2} = \frac{125 \cdot (1,8/2) \cdot (1,8/2)^2}{1,8^2} = 28,125 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{FEM 1-2} &= -\text{FEM 2-3} = \text{FEM 2-3} = -\text{FEM 3-2} = \text{FEM 3-4} = -\text{FEM 4-3} = \text{FEM 4-5} = \\ \text{FEM 5-4} &= 28,125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.12 Perhitungan Momen Tumpuan dengan metode *cross* untuk Gambar 5.21

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
DF	-	-1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-1	-
FEM	-9,576	1,529	-1,492	1,490	-1,490	1,490	-1,490	1,492	-1,529	9,576
		8,047	4,024					-4,024	-8,047	
		-1,006	-2,011	-2,011	-1,006	1,006	2,011	2,011	1,006	
		1,006	0,503	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,503	-1,006	
		-0,126	-0,251	-0,251	-0,126	0,126	0,251	0,251	0,126	
		0,126	0,063	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,063	-0,126	
		-0,016	-0,031	-0,031	-0,016	0,016	0,031	0,031	0,016	
		0,016	0,008	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,008	-0,016	
			-0,004	-0,004			0,004	0,004		
Mtotal	-9,576	9,576	0,807	-0,807	-2,637	2,637	0,807	-0,807	-9,576	9,576
M tumpuan	-9,576		0,807		-2,637		0,807		-9,576	

Tabel 5.13 Momen Lapangan untuk Gambar 5.21

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
M.Lap		0,807	1,62	1,62	0,807					

Tabel 5.14 Gaya Geser untuk Gambar 5.21

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
Reaksi	16,85	5,77	4,99	4,97	4,97	4,97	4,97	4,99	5,77	16,85
M/L	5,769		-7,235		2,364		-7,235		5,769	
total V	28,389		2,725		12,304		2,725		28,389	

Tabel 5.15 Perhitungan Momen Tumpuan dengan metode *cross* untuk Gambar 5.22

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
DF	-	-1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-1	-
FEM	0	1,50255	-1,50255	1,50255	-1,50255	1,50255	-1,50255	1,50255	-1,50255	0
		-1,50255	-0,75128					0,75128	1,50255	
		0,18782	0,375638	0,37564	0,187819	-0,18782	-0,37564	-0,37564	-0,18782	
		-0,18782	-0,09391	6,9E-18	1,39E-17	1,4E-17	6,94E-18	0,09391	0,187819	
		0,02348	0,046955	0,04695	0,023477	-0,02348	-0,04695	-0,04695	-0,02348	
		-0,02348	-0,01174	1,7E-18	3,47E-18	3,5E-18	1,73E-18	0,01174	0,023477	
			0,005869	0,00587			-0,00587	-0,00587		
Mtotal	0	0	-1,93101	1,93101	-1,28832	1,28832	-1,93101	1,93101	0	0
M tumpuan	0		-1,931		-1,288		-1,931		0	

Tabel 5.16 Momen Lapangan untuk Gambar 5.22

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
M,Lap		1,36	0,5		0,5		1,36			

Tabel 5.17 Gaya Geser untuk Gambar 5.22

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
Reaksi	0,000	5,009	5,009	5,009	5,009	5,009	5,009	5,009	5,009	0,000
M/L	-1,073		0,357		-1,430		0,357		-1,073	
total V	3,936		10,374		8,587		10,374		3,936	

Tabel 5.18 Perhitungan Momen Tumpuan dengan metode *cross* untuk Gambar 5.23

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
DF	-	-1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-1	-
FEM	0,000	28,125	-28,125	28,125	-28,125	28,125	-28,125	28,125	-28,125	0,000
		-28,125	-14,063					14,063	28,125	
		3,516	7,031	7,031	3,516	-3,516	-7,031	-7,031	-3,516	
		-3,516	-1,758	0,000	0,000	0,000	0,000	1,758	3,516	
			0,879	0,879			-0,879	-0,879		
Mtotal	0,000	0,000	-36,035	36,035	-24,609	24,609	-36,035	36,035	0,000	0,000
M tumpuan	0,000		-36,035		-24,609		-36,035		0,000	

Tabel 5.19 Momen Lapangan untuk Gambar 5.23

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
M,Lap		38,3	26,13	26,13	26,13	26,13	38,3	38,3		

Tabel 5.20 Gaya Geser untuk Gambar 5.23

join	1		2		3		4		5	
batang	11'	12	21	23	32	34	43	45	54	55'
Reaksi	0	62,5	62,5	62,5	62,5	62,5	62,5	62,5	62,5	0
M/L	-20,020		6,348		-26,367		6,348		-20,020	
total V	42,480		131,348		98,633		131,348		42,480	

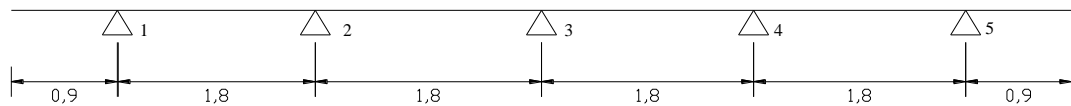
Tabel 5.21 Rekap Momen-Momen yang Terjadi Pada Slab

Posisi	B. slab+trotoar (kNm)	B. Mati tambahan (kNm)	B. "T" (kNm)	Momen total (kNm)
dukungan 1&5	-9,576	0	0	-9,576
batang 1-2 & 4-5	0,807	1,36	38,3	40,467
dukungan 2&4	0,807	-1,931	-36,035	-37,159
batang 2-3 & 3-4	1,62	0,5	26,13	28,250
dukungan 3	-2,637	-1,291	-24,609	-28,538

Tabel 5.22 Rekap Gaya Geser yang Terjadi Pada Slab

Posisi	B. slab+trotoar (kN)	B. Mati tambahan (kN)	B. "T" (kN)	Geser total (kN)
1	28,389	3,936	42,480	74,805
2	2,726	10,372	131,348	144,446
3	12,302	8,589	98,633	119,524
4	2,726	10,372	131,348	144,446
5	28,389	3,936	42,480	74,805

c. Desain Tulangan Slab



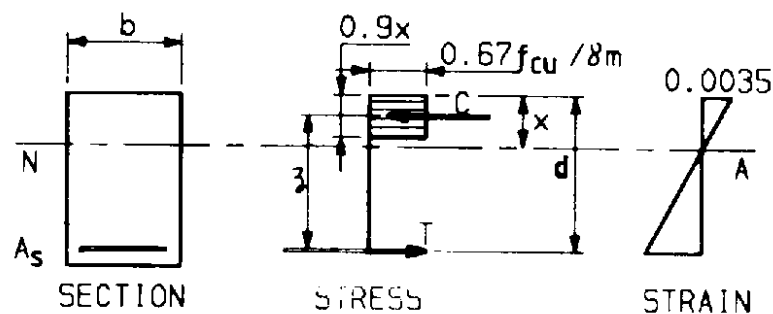
Gambar 5.24 Posisi dukungan pada slab

i. tumpuan 1 dan 5

Tulangan Pokok

tinggi slab (h)	=	200	mm
lebar slab (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	20	mm
ϕ tulangan utama	=	13	mm
ϕ tulangan bagi	=	13	mm
d'	=	$20 + 13/2 = 26,5$	mm
tinggi efektif (d)	=	$200 - 26,5 = 173,5$	mm
momen disain (M)	=	9,576	kNm
Momen tahanan ultimit (M')	=	$0,156 f_{cu} \cdot b \cdot d^2$	
	=	$0,156 \times 25 \times 1000 \times 173,5^2$	
	=	117398775 Nmm	= 117,399 kNm

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.



Gambar 5.25 Analisis tulangan sebelah

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\
 &= \frac{9,576 \times 10^6}{25.200.173,5^2} \\
 &= 0,0127 \\
 z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\
 &= 173,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0127}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 127,67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 173,5 = 166,56 \text{ mm}$) **OK!!**

$$\begin{aligned}
 z &= d - 0,45 x \\
 x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{173,5 - 127,67}{0,45} = 101,84 \text{ mm} \\
 \varepsilon_y &= 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{101,84 - 26,5}{101,84} \cdot 0,0035 = 0,00259 > \varepsilon_y (0,002)
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\
 &= \frac{9,576 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 127,67} = 187,42 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab}
 \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_d &= 0,25 \pi 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{132,732 \times 1000}{187,42} = 708,22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 s &< 3d \quad (3 \times 173,5 = 520,5 \text{ mm}) \\
 s &< 750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152. \text{mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, maka digunakan tulangan pokok D13-150 mm ($A_s = 884,88 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110, jika nilai $v < v_c$ maka slab tidak memerlukan tulangan geser

$$V = 74,805 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{74,805 \times 10^3}{1000 \cdot 173,5} = 0,431 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 884,88}{1000 \cdot 173,5} = 0,51$$

$$v_c = 0,79 \rho^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m}$$

$$= 0,79 \times 0,51^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{173,5}\right)^{1/4}}{1,25} = 0,622 \text{ N/mm}^2$$

Karena nilai $v < v_c$, maka tulangan sengkang tidak dibutuhkan

Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,\min}$). Besar $A_{s,\min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,\min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2/\text{m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} = 510,51 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D13-150 mm

ii. lapangan 1-2 dan 4-5

Tulangan Pokok

tinggi slab (h)	=	200	mm
lebar slab (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	20	mm
ϕ tulangan utama	=	19	mm
ϕ tulangan bagi	=	13	mm
d'	=	$20 + 19/2 = 29,5$	mm
tinggi efektif (d)	=	$200 - 29,5 = 170,5$	mm
momen disain (M)	=	40,467	kNm

$$\begin{aligned} \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\ &= 0,156 \times 25 \times 200 \times 170,5^2 \\ &= 113373975 \text{ Nmm} = 113,374 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned} K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\ &= \frac{40,467 \times 10^6}{25 \cdot 200 \cdot 170,5^2} \\ &= 0,0557 \\ z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\ &= 170,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0557}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 117,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 170,5 = 163,7 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0,45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{170,5 - 117,33}{0,45} = 118,164 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{118,164 - 29,5}{118,164} \cdot 0,0035 = 0,00262 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{40,467 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 117,33} = 861,85 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab}$$

ϕ tulangan utama = 19 mm

$$A_d = 0,25 \pi 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{283,529 \times 1000}{861,85} = 328,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d (3 \times 170,5 = 511,5 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, maka digunakan tulangan pokok D19-150 mm ($A_s = 1890,192 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110, jika nilai $v < v_c$ maka slab tidak memerlukan tulangan geser

$$V = 135,465 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{135,465 \times 10^3}{1000 \cdot 170,5} = 0,795 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100.1890,192}{1000.170,5} = 1,109\%$$

$$v_c = 0,79\rho^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m}$$

$$= 0,79 \times 1,109^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{170,5}\right)^{1/4}}{1,25} = 0,81 \text{ N/mm}^2$$

Karena nilai $v < v_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,\min}$). Besar $A_{s,\min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,\min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2/\text{m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} = 510,51 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D13-150 mm

iii. Dukungan 2 dan 4

Tulangan Pokok

tinggi slab (h)	=	200	mm
lebar slab (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	20	mm
ϕ tulangan utama	=	19	mm
ϕ tulangan bagi	=	13	mm
d'	=	20 + 19/2 = 29,5	mm
tinggi efektif (d)	=	200 - 29,5 = 170,5	mm

$$\begin{aligned}
 \text{momen disain (M)} &= 37,159 \text{ kNm} \\
 \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} \cdot b d^2 \\
 &= 0,156 \times 25 \times 200 \times 170,5^2 \\
 &= 113373975 \text{ Nmm} = 113,374 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\
 &= \frac{37,159 \times 10^6}{25 \cdot 200 \cdot 170,5^2} \\
 &= 0,0511 \\
 z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\
 &= 170,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0511}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 118,19 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 170,5 = 163,7 \text{ mm}$) **OK!!**

$$\begin{aligned}
 z &= d - 0,45 x \\
 x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{170,5 - 118,19}{0,45} = 116,247 \text{ mm} \\
 \varepsilon_y &= 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{116,247 - 29,5}{116,247} \cdot 0,0035 = 0,00261 > \varepsilon_y (0,002)
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh.

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\
 &= \frac{37,159 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 118,19} = 785,614 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab}
 \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 19 mm

$$A_d = 0,25 \pi 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{283,529 \times 1000}{785,614} = 360,901 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 170,5 = 511,5 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152,17 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, maka digunakan tulangan pokok D19-150 mm ($A_s = 1890,192 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110, jika nilai $v < v_c$ maka slab tidak memerlukan tulangan geser

$$V = 119,524 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{119,524 \times 10^3}{1000 \cdot 170,5} = 0,701 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 1890,192}{1000 \cdot 170,5} = 1,109\%$$

$$v_c = 0,79 \rho^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m}$$

$$= 0,79 \times 1,109^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{170,5}\right)^{1/4}}{1,25} = 0,81 \text{ N/mm}^2$$

Karena nilai $v < v_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,min}$). Besar $A_{s,min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,\min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2/\text{ m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} = 510,51 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D13-150 mm

iv. Lapangan 2-3 dan 3-4

Tulangan Pokok

tinggi slab (h)	=	200	mm
lebar slab (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	20	mm
ϕ tulangan utama	=	19	mm
ϕ tulangan bagi	=	13	mm
d'	=	$20 + 19/2 = 29,5$	mm
tinggi efektif (d)	=	$200 - 29,5 = 170,5$	mm
momen disain (M)	=	28,25	kNm
Momen tahanan ultimit (M')	=	$0,156 f_{cu} \cdot b \cdot d^2$	
	=	$0,156 \times 25 \times 1000 \times 170,5^2$	
	=	113373975 Nmm	= 113,374 kNm

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$K = \frac{M}{f_{cu} b d^2}$$

$$= \frac{28,25 \times 10^6}{25 \cdot 1000 \cdot 170,5^2}$$

$$= 0,0389$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 170,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0389}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 120,511 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 170,5 = 163,7 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0,45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{170,5 - 120,511}{0,45} = 111,087 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{111,087 - 29,5}{111,087} \cdot 0,0035 = 0,00257 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{40,467 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 120,511} = 585,753 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab}$$

ϕ tulangan utama = 19 mm

$$A_d = 0,25 \pi 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{283,529 \times 1000}{585,753} = 484,04 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 170,5 = 511,5 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, maka digunakan tulangan pokok D19-150 mm ($A_s = 1890,192 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110, jika nilai $v < v_c$ maka slab tidak memerlukan tulangan geser

$$V = 135,465 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{135,465 \times 10^3}{1000 \cdot 170,5} = 0,795 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 1890,192}{1000 \cdot 170,5} = 1,109\%$$

$$v_c = 0,79 \rho^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m}$$

$$= 0,79 \times 1,109^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{170,5}\right)^{1/4}}{1,25} = 0,81 \text{ N/mm}^2$$

Karena nilai $v < v_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,\min}$). Besar $A_{s,\min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,\min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2 / \text{m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} = 510,51 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D13-150 mm

v. Tumpuan 3

Tulangan Pokok

tinggi slab (h)	=	200	mm
lebar slab (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	20	mm
ϕ tulangan utama	=	13	mm
ϕ tulangan bagi	=	13	mm
d'	=	$20 + 13/2 = 26,5$	mm
tinggi efektif (d)	=	$200 - 26,5 = 173,5$	mm
momen disain (M)	=	28,538	kNm

$$\begin{aligned} \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\ &= 0,156 \times 25 \times 200 \times 173,5^2 \\ &= 117398775 \text{ Nmm} = 117,399 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned} K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\ &= \frac{28,538 \times 10^6}{25 \cdot 200 \cdot 173,5^2} \\ &= 0,0379 \\ z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\ &= 173,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0379}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 122,82 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 173,5 = 166,56 \text{ mm}$) **OK!!**

$$\begin{aligned} z &= d - 0,45 x \\ x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{173,5 - 122,82}{0,45} = 112,634 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x-d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{112,634 - 26,5}{112,634} \cdot 0,0035 = 0,00268 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\ &= \frac{28,538 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 122,82} = 580,624 \text{ mm}^2/\text{m lebar slab} \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 13 mm

$$\begin{aligned} A_d &= 0,25 \pi 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2 \\ s &= \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{132,732 \times 1000}{580,624} = 228,603 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} s &< 3d \quad (3 \times 173,5 = 520,5 \text{ mm}) \\ s &< 750 \text{ mm} \\ s &\leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, maka digunakan tulangan pokok D13-150 mm ($A_s = 884,88 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110, jika nilai $v < v_c$ maka slab tidak memerlukan tulangan geser

$$\begin{aligned} V &= 74,805 \text{ kN} \\ v &= \frac{V}{bd} = \frac{74,805 \times 10^3}{1000 \cdot 173,5} = 0,431 \text{ N/mm}^2 \\ \rho &= \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 884,88}{1000 \cdot 173,5} = 0,51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v_c &= 0,79 \rho^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m} \\
 &= 0,79 \times 0,51^{1/3} \frac{\left(\frac{400}{173,5}\right)^{1/4}}{1,25} = 0,622 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena nilai $v < v_c$, maka tulangan sengkang tidak dibutuhkan

Tulangan Bagi

Berdasarkan BS 8110, tulangan bagi diperlukan pada arah melintang pelat dan desain tulangan bagi biasanya didasarkan dari persen luas minimum tulangan ($A_{s,\min}$). Besar $A_{s,\min}$ tertera pada tabel 3.25 (BS 8110-1-1997).

$$A_{s,\min} = 0,13 \% A_c = 0,13 \% \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2 / \text{m lebar pelat}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} = 510,51 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada slab, digunakan tulangan bagi D13-150 mm

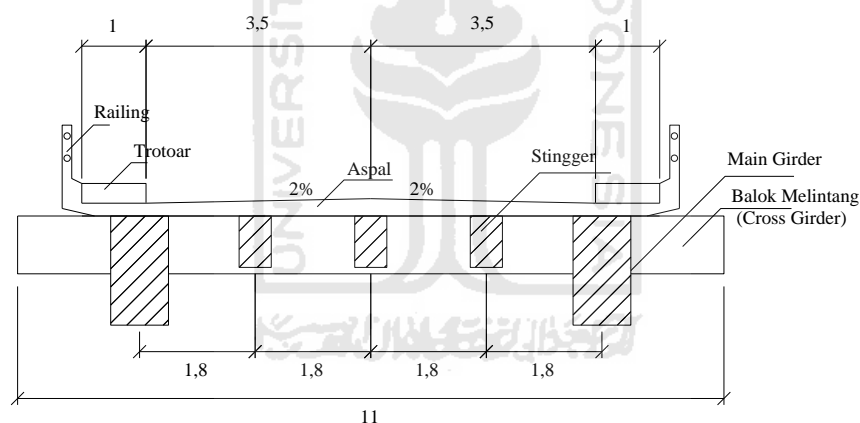
Tabel 5.23 Rekapitulasi tulangan slab

Posisi	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
dukungan 1&5	D13-150	D13-150
batang 1-2 & 4-5	D19-150	D13-150
dukungan 2&4	D19-150	D13-150
batang 2-3 & 3-4	D19-150	D13-150
dukungan 3	D13-150	D13-150

Untuk memudahkan dalam pelaksanaan penulangan dilapangan maka untuk tulangan tumpuan dan lapangan digunakan tulangan D19-150 sedangkan untuk tuangan bagi digunakan tuangan D13-150.

5.4.3. Disain Gelagar Jembatan

Balok / gelagar jembatan dibedakan menjadi 3 yaitu balok memanjang (*stinger*), balok melintang (*Cross Girder*) dan balok sandaran. Dalam merencanakan pembebanan pada balok *stinger* jembatan, balok dihitung terlebih dahulu karena secara fungsional balok memanjang menumpu pada balok melintang. Dari **gambar 5.26** dapat dilihat bahwa balok memanjang berjumlah lima buah. Perhitungan beban balok memanjang memiliki perbedaan pada balok yang letaknya di tepi dan di tengah. Hal ini dikarenakan beban yang berada di atas balok tepi dan balok tengah berbeda. Setelah *stinger* dan *cross girder* dihitung, desain selanjutnya adalah balok sandaran. Balok sandaran berfungsi sebagai tumpuan gelagar pada pilar sehingga dihitung terakhir setelah *stinger* dan *cross girder*.



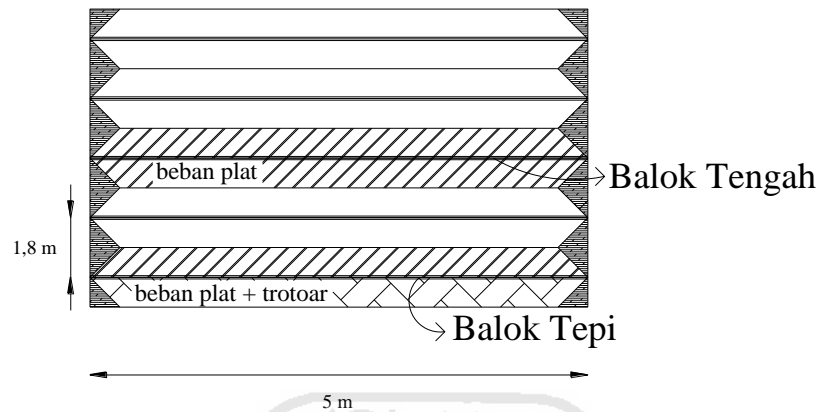
Gambar 5.26 Potongan melintang jembatan

a. Perhitungan Pembebanan *Stringer*

1). Beban Mati

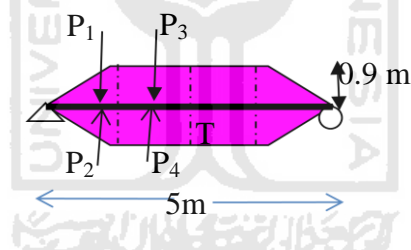
Berat sendiri (self weigt) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri elemen struktural dihitung secara otomatis oleh program SAP 2000. Sedangkan untuk beban plat yang membebani balok dihitung dengan menggunakan tributari area. Beban plat ang membabani balok tepi dan balok tengah mempunyai nilai yang tidak sama. Balok tepi selain

mendapatkan beban plat, balok tersebut juga dibebani oleh beban plat trotoar dan reilling.



Gambar 5.27 Tributari area beban mati jembatan

- Beban mati untuk balok tepi



Gambar 5.28 tributari area untuk balok tepi

$$q_{\text{plat}} = 0,2 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{trotoar}} = 0,3 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = 0,5 \times 0,9 \times 0,9 \times 4,8 = 1,944 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,5 \times 0,9 \times 0,9 \times (4,8 + 7,2) = 4,86 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,9 \times (2,5 - 0,9) \times 4,8 = 6,912 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,9 \times (2,5 - 0,9) \times (4,8 + 7,2) = 17,28 \text{ kN}$$

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$= 1,944 + 4,86 + 6,912 + 17,28 = 30,996 \text{ kN}$$

$$M_T = P_1 (2,5 - 2/3 \cdot 0,9) + P_2 (2,5 - 2/3 \cdot 0,9) + P_3 (1,6/2) + P_4 (1,6/2)$$

$$= 45,2088 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 1/8 q_d L^2 = 1/8 \cdot 5^2 q_d = 3,125 q_d$$

$$M_T = M_{\max}$$

$$45,2088 = 3,125 q_d$$

$$q_d = 14,467 \text{ kN/m}$$

➤ **Beban sendiri untuk balok tengah**

Dengan menggunakan perhitungan yang sama dengan balok tepi, tetapi tanpa tambahan beban pelat trotoar didapat nilai-nilai yang dapat dilihat pada tabel 5.25 sebagai berikut :

Tabel 5.24 Perhitungan q_d beban mati untuk balok tengah

P1	1,944	kN
P2	1,944	kN
P3	6,912	kN
P4	6,912	kN
Reaksi	17,712	kN
Mt	25,8336	kNm
Mmax	3,125	Qeq
q_d	8,26675	kN/m

2). **Beban Mati Tambahan**

Beban mati tambahan (*Superimposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan hanya bekerja diatas lantai jembatan. Beban mati tambahan pada balok tepi hanya terbebani separuh nya saja, sedangkan untuk beban balok tengah

bekerja penuh seebar 1,8 m. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan yang dapat dilihat pada **tabel 5.25** dan **5.26** :

Tabel 5.25 Perhitungan q_{ds} beban mati tambahan untuk balok tepi

P1	1,08965	kN
P2	0	kN
P3	3,87432	kN
P4	0	kN
Reaksi	4,96397	kN
Mt	7,24014	kNm
Mmax	3,125	Qeq
Q_{ds}	2,31684	kN/m

Tabel 5.26 Perhitungan q_{ds} beban mati tambahan untuk balok tengah

P1	1,08965	kN
P2	1,08965	kN
P3	3,87432	kN
P4	3,87432	kN
Reaksi	9,92795	kN
Mt	14,4803	kNm
Mmax	3,125	Qeq
Q_{ds}	4,63369	kN/m

3). Beban Lajur

Beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniform distributed load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL. UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$w = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang (L) = 110 m}$$

$$\text{Maka nilai } w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} = 151 \left(\frac{1}{110} \right)^{0,475} = 16,2 \text{ kN/m}^2$$

Pada peraturan BS 5400-2-1978 pasal 6.4.1 menjelaskan bahwa pembebanan tipe HA (beban UDL dan KEL) akan berlaku untuk 2 jalur khayal dan beban yang bekerja sebesar sepertiga beban UDL dan KEL pada masing-masing jalur. Maka beban UDL yang membebani jembatan sebesar $1/3w$, atau sama dengan $5,4 \text{ kN/m}^2$. Beban tersebut membebani balok tengah dan balok tepi jembatan dengan nilai yang berbeda. Dengan memakai perhitungan yang sama dengan menghitung q_d beban mati untuk balok tepi maka diperoleh nilai beban merata (q) yang membebani balok yang tertera pada tabel 5.27 dan tabel 5.28.

Tabel 5.27 Perhitungan q_u beban UDL untuk balok tepi

P1	2,186	kN
P2	0	kN
P3	7,77243	kN
P4	0	kN
Reaksi	9,95842	kN
Mt	14,5247	kNm
Mmax	3,125	Qeq
Qu	4,64791	kN/m

Tabel 5.28 Perhitungan q_u beban UDL untuk balok tengah

P1	2,186	kN
P2	2,186	kN
P3	7,77243	kN
P4	7,77243	kN
Reaksi	19,9168	kN
Mt	29,0494	kNm
Mmax	3,125	Qeq
Qu	9,29582	kN/m

sedangkan untuk beban KEL menurut BS 5400-21987 mempunyai intensitas sebesar $p = 120 \text{ kN/m}$

4). Gaya Rem (Pac)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan, beban tersebut bekerja pada salah satu lajur kendaraan. Besarnya gaya rem saat kendaraan mengalami *accident* diatas lantai jembatan menurut BS 5400 mempunyai intensitas $Pac = 250 \text{ kN}$. Sedangkan untuk beban rem sendiri BS 5400 menentukan besarnya tidak lebih dari 700kN .

5). Beban Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban. Beban yang akan ditahan oleh trotoar adalah beban pejalan kaki. Distribusi beban pejalan kaki hanya pada balok-balok tepi jembatan. Beban pejalan kaki diperhitungkan sebagai beban hidup merata trotoar. Beban hidup trotoar mempunyai intensitas $q \text{ (kN/m)}$ yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dilalui beban lalu lintas dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 5 \text{ kN/m untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = \frac{w \cdot UDL}{30} \times 5 \text{ kN/m untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang (L)} = 110 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } q = \frac{16,2}{30} \times 5 = 2,7 \text{ kN/m}$$

6). Beban Angin (EW)

Gaya akibat angin dapat dilihat pada rumus 5,4 s/d rumus 5,9 yang masing-masing besar berbeda-beda sesuai dengan arah angin dan struktur yang terkena angin

7). Beban Gempa (EQ)

Perencanaan Gempa pada jembatan Irung Petruk ini terdapat pada wilayah gempa 3. Pada tugas akhir ini beban gempa yang digunakan adalah linier *time history*, akselogram yang digunakan ada 3 buah. Ke-3 akselogram tersebut antara lain akselogram gempa El-centro 1940 N-S yang termasuk jenis gempa frekuensi sedang, San Francisco 1957 E10S termasuk gempa frekuensi tinggi, dan

Bucharest 1977 NS termasuk gempa frekuensi rendah, (Widodo, 2000). Ke-3 akselogram beban gempa diatas dapat dilihat pada gambar 5.11 sampai dengan gambar 5.13. Saat akselogram masuk dalm program SAP, akselogram tersebut harus dikalikan dengan skala yang besar dapat dilihat pada tabel 5.5.

b. Perhitungan Penulangan *Main Girder*

1). Hasil momen perhitungan SAP2000

Dari hasil analisis perhitungang dengan *software* SAP2000, didapat Mu pada masing-masing kombinasi yang dapat dilihat pada **Tabel 5.29** dibawah ini :

Tabel 5.29 Momen Main Girder dari hasil SAP2000 (kNm)

Kombo 1						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	2,16	-1478,94	1511,73	-3194,50	3265,34
4	Beban KEL	1,9	-5237,40	8261,99	-9951,07	15697,78
5	Beban Angin	1,5	-538,07	277,58	-807,11	416,37
6	Beban Pedestrian	0,75	-129,34	144,34	-97,00	108,26
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-
8	Elcentro 1	-	0,00	0,03	-	-
9	Elcentro 2	-	0,03	-0,03	-	-
10	Elcentro 3	-	1,91	-2,24	-	-
Total momen ultimit, Mu					-22657,09	28608,11

Kombo 2						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	1,3	-1478,94	1511,73	-1922,62	1965,25
4	Beban KEL	1,79	-5237,40	8261,99	-9374,95	14788,96
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-
6	Beban Pedestrian	-	-129,34	144,34	-	-
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-

8	Elcentro 1	1,5	0,00	0,03	0,01	0,05
9	Elcentro 2	0,45	0,03	-0,03	0,01	-0,01
10	Elcentro 3	0,45	1,91	-2,24	0,86	-1,01
Total momen ultimit, Mu					-19904,98	25874,57

Kombo 3						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	1,3	-1478,94	1511,73	-1922,62	1965,25
4	Beban KEL	1,79	-5237,40	8261,99	-9374,95	14788,96
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-
6	Beban Pedestrian	-	-129,34	144,34	-	-
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-
8	Elcentro 1	0,45	0,00	0,03	0,00	0,01
9	Elcentro 2	1,5	0,03	-0,03	0,04	-0,04
10	Elcentro 3	0,45	1,91	-2,24	0,86	-1,01
Total momen ultimit, Mu					-19904,98	25874,57

Kombo 4						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	1,3	-1478,94	1511,73	-1922,62	1965,25
4	Beban KEL	1,79	-5237,40	8261,99	-9374,95	14788,96
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-
6	Beban Pedestrian	-	-129,34	144,34	-	-
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-
8	Elcentro 1	0,45	0,00	0,03	0,00	0,01
9	Elcentro 2	0,45	0,03	-0,03	0,01	-0,01
10	Elcentro 3	1,5	1,91	-2,24	2,87	-3,36
Total momen ultimit, Mu					-19904,98	25874,57

Kombo 5						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	-	-1478,94	1511,73	-	-
4	Beban KEL	-	-5237,40	8261,99	-	-
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-
6	Beban Pedestrian	1,5	-129,34	144,34	-194,00	216,51
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-
8	Elcentro 1	-	0,00	0,03	-	-
9	Elcentro 2	-	0,03	-0,03	-	-
10	Elcentro 3	-	1,91	-2,24	-	-
Total momen ultimit, Mu					-8801,42	9336,87

Kombo 6						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	-	-1478,94	1511,73	-	-
4	Beban KEL	-	-5237,40	8261,99	-	-
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-
6	Beban Pedestrian	1,5	-129,34	144,34	-194,00	216,51
7	Beban Kecelakaan	1	-69,62	294,69	-69,62	294,69
8	Elcentro 1	-	0,00	0,03	-	-
9	Elcentro 2	-	0,03	-0,03	-	-
10	Elcentro 3	-	1,91	-2,24	-	-
Total momen ultimit, Mu					-8801,42	9336,87

Kombo 7						
No.	Jenis Beban	faktor beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Momen Tumpuan	Momen Lapangan
1	Beban Mati	1,35	-5638,66	6002,27	-7612,19	8103,06
2	Beban Mati Tambahan	1,35	-737,20	753,55	-995,23	1017,30
3	Beban UDL	1,9	-1478,94	1511,73	-2809,98	2872,29
4	Beban KEL	1,9	-5237,40	8261,99	-9951,07	15697,78
5	Beban Angin	-	-538,07	277,58	-	-

6	Beban Pedestrian	-	-129,34	144,34	-	-
7	Beban Kecelakaan	-	-69,62	294,69	-	-
8	Elcentro 1	-	0,00	0,03	-	-
9	Elcentro 2	-	0,03	-0,03	-	-
10	Elcentro 3	-	1,91	-2,24	-	-
Total momen ultimit, Mu					-21368,46	27690,43

2). Tulangan Tumpuan Main Girder (Mu-)

Dari hasil kombinasi pembebanan pada **Tabel 5.29** digunakan kombo terbesar yang mempengaruhi tulangan tumpuan balok *Main Girder* yaitu kombo 1 sebesar **22657,1 kNm**. Maka analisa tulangannya sebagai berikut ini :

Perhitungan Gelagar jembatan berdasarkan *BS 8110-1-1997 (Code of practice for design and construction)* sebagai berikut :

Data propertis gelagar :

$$f_{cu} = 30 \text{ Mpa}$$

$$l = 5000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h_t = 1900 \text{ mm}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$E_c = 5,5 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_m}} = 5,5 \sqrt{\frac{30}{1,5}} = 24,6 \text{ kN/mm}^2$$

Propertis tulangan yang dipakai :

$$\phi \text{ tulangan pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$f_y = 460 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan sengkang} = 16 \text{ mm}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa}$$

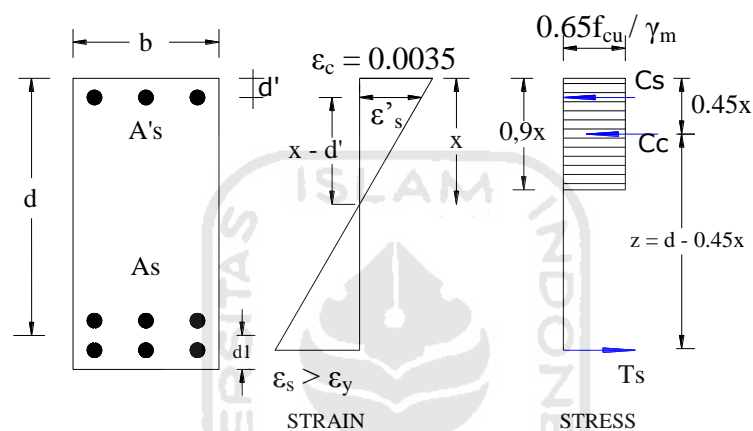
$$C = 0,9x \left(\frac{0,67 f_{cu}}{\gamma_m} \right) b + \frac{A's \cdot f_y}{\gamma_m}$$

$$= \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{z} \right) + 0,87 \cdot f_y \cdot A's$$

Diasumsikan tulangan desak sudah leleh :

$$T = 0,87 f_y \cdot A_s$$

$C = T$, dengan mensubtitusikan persamaan diatas didapat nilai A_s .



Gambar 5.29 Diagram tegangan regangan pada balok tulangan rangkap baja desak sudah leleh

$$A_s = \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \right) + A's$$

dimana nilai :

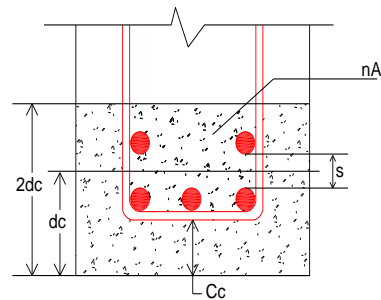
$$A's = \frac{(K - K') f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{0,87 \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

$$K = \frac{M_d}{f_{cu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$M_d = M + N(0,5h - d_1)$$

N adalah gaya aksial balok, jika nilai gaya aksial balok, $N \leq 0,1 f_{cu} b d$, maka nilai

N sepenuhnya diabaikan.



Gambar 5.30 Luas tarik efektif beton

estimasi : tulangan desak = 9 lapis

tulangan tarik = 4 lapis

pusat berat tulangan baja desak = $d_1 = 268,5$ mm

pusat berat tulangan baja tarik = $d' = 143,5$ mm

tinggi efektif d :

$$d = 1900 - 268,5 = 1631,5 \text{ mm}$$

kontrol kelangsingan balok

$$l = 5 \text{ m}$$

$$60 b_c = 60 \times 850 \text{ mm} = 51000 \text{ mm} = 51 \text{ m}$$

$$\frac{250b^2c}{d} = \frac{250.1000^2}{1631,5} = 153233,22 \text{ mm} = 153,23 \text{ m}$$

Disain aman jika $l < 60 b_c < \frac{250b^2c}{d}$ OK!!

Momen Disain (M_d) = 22657,1 kNm

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_d}{f_{cu} \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{22657,1 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 1631,5^2} \\ &= 0,2837 \end{aligned}$$

$K' = 0,156$, untuk momen tidak diresdistribusi atau momen redistribusi $< 10\%$

$$\begin{aligned}
 z &= d \left[0,5 + \sqrt{\left(0,25 - \frac{K'}{0,9}\right)} \right] \\
 &= 1631,5 \left[0,5 + \sqrt{\left(0,25 - \frac{0,156}{0,9}\right)} \right] = 1267,5 \text{ mm} \\
 x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{1631,5 - 1267,5}{0,45} = 808,91 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

syarat $x \leq 0,5 d$ (815,75) OK!!

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} 0,0035 = \frac{808,91 - 143,5}{808,91} 0,0035 = 0,00288 > \varepsilon_y (0,002)$$

jika nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ maka tulangan desak sudah leleh dan asumsi benar, dengan menggunakan **rumus 3.25** didapat nilai $A's$:

$$\begin{aligned}
 A's &= \frac{(K - K') f_{cu} b d^2}{0,87 f_y (d - d')} \\
 &= \frac{(0,2837 - 0,156) \cdot 30 \cdot 850 \cdot 1631,5^2}{0,87 \cdot 460 \cdot (1631,5 - 143,5)} = 17128,375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

peraturan *BS 8110-1-1997* membatasi besar luas minimum tulangan desak ($A's_{\min}$) = $0,002 bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1900 = 3800 \text{ mm}^2 < A's$ provide.

$$\text{jumlah tulangan (n)} = \frac{A's}{Ad} = \frac{17128,375}{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} = 34,9 \approx 35 \text{ buah}$$

Didapat dari analisis diatas, maka digunakan tulangan 35D25

$$\begin{aligned}
 A_s &= \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \right) + A's \\
 &= \left(\frac{0,156 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 1631,5^2}{0,87 \cdot 460 \cdot 1267,5} \right) + 17128,375 = 41689,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Peraturan *BS 8110-1-1997* membatasi besar luas minimum tulangan tarik ($A's_{\min}$), $A's_{\min} = 0,0013bh = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 1900 = 2470 \text{ mm}^2$ (OK!!)

$$\text{jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s}{Ad} = \frac{41689,77}{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} = 85,03 \approx 86 \text{ buah}$$

Didapat dari analisis diatas, maka dipakai tulangan 85D25.

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{1000 - 2(40 + 16) - 10.25}{9} = 70,9 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!!}$$

Kontrol jarak tulangan, berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.12.11

$$s \geq 25 \text{ mm}$$

$$s \leq 4700/f_s \text{ (} 4700/287,45 = 163,51 \text{ mm)}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

a) Cek Defleksi

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.6 bahwa defleksi balok tidak akan merugikan jika rasio dari panjang bentang dengan tinggi efektifnya tidak lebih dari nilai *basic span/effective ratio* dari balok yang dimodifikasi. Modifikasi dari rasio panjang bentang dan tinggi efektif dibagi menjadi modifikasi rasio panjang bentang dan tinggi efektif untuk tulangan tarik dan untuk tulangan desak.

$$l/d = 5000/1456,5 = 3,433$$

basic span/depth ratio untuk *continuous beam* (BS 8110-1-1997, tabel 3.9) = 26

1). Modifikasi untuk tulangan tarik

$\beta = M/M' = 1$, momen tidak didistribusi

$$f_s = f_y \left(\frac{5}{8\beta_b} \right) \left(\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov.}} \right) = 460 \left(\frac{5}{8.1} \right) \left(\frac{41689,77}{8.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} \right) = 287,5 \text{ N/mm}^2$$

$$M/bd^2 = 22657,1 / (1000 \times 1631,5^2) = 8,512$$

$$\begin{aligned} \text{faktor modifikasi tulangan tarik } (\tau) &= 0,55 + \left(\frac{477 - f_s}{120 \cdot \left(0,9 + \frac{M}{bd^2} \right)} \right) \\ &= 0,55 + \left(\frac{477 - 287,5}{120 \cdot (0,9 + 8,512)} \right) = 0,718 \end{aligned}$$

modified span/depth ratio tulangan tarik = 0,718 x 26

$$= 18,66 > 3,433 \text{ OK!!}$$

2). Modifikasi untuk tulangan desak

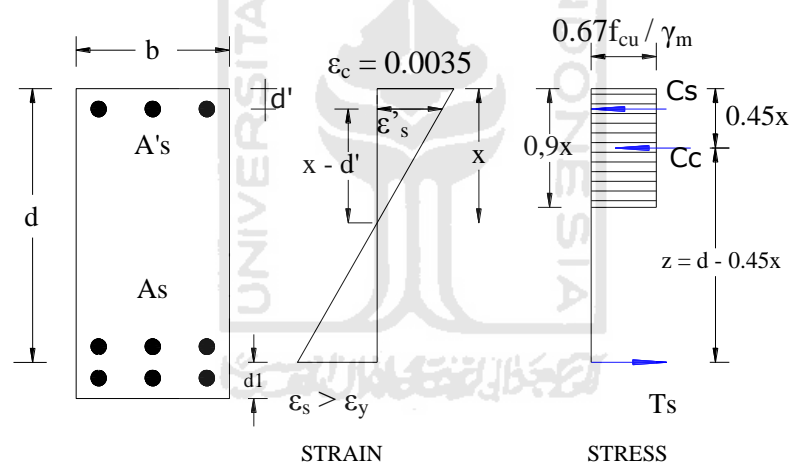
$$\frac{100.A's}{b.d} = \frac{100.17128,375}{850.1631,5} = 0,432$$

$$\begin{aligned} \text{faktor modifikasi tulangan tarik } (\tau) &= 1 + \left(\frac{\frac{100.A's}{b.d}}{3 + \frac{100.A's}{b.d}} \right) \\ &= 1 + \left(\frac{0,432}{3 + 0,432} \right) = 1,13 \end{aligned}$$

$$\text{modified span/depth rasio tulangan tarik} = 1,13 \times 26$$

$$= 29,3 > 3,265 \text{ OK!!}$$

b) Kontrol kuat lentur momen negatif



Gambar 5.31 diagram tegangan-regangan dan gaya balok tulangan rangkap untuk tulangan tumpuan

Keseimbangan gaya-gaya horizontal dengan estimasi baja desak sudah leleh, sebagai berikut :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = \left(0,67 \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b \right) + \left(A_s' \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \right)$$

$$\left(86.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2\right) \frac{460}{1,15} = \left(0,67 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 850\right) + \left(35.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15}\right)$$

Didapat persamaan : $12060 x + 6872233,93 - 16894503,54 = 0$

$$x = \frac{10022269,61}{12060}$$

didapat nilai $x = 831,03$ cm

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \times \varepsilon_c = \frac{831,03 - 143,5}{831,03} \times 0,0035 = 0,0029 < \varepsilon_y = 0,002$$

nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ maka tulangan desak sudah leleh

$$f_s = f_y = 460 \text{ MPa}$$

Momen Nominal Negatif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,67 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9 \cdot x \cdot b \left(d - \frac{0,9x}{2} \right) \\ &= 0,67 \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 831,03 \cdot 1000 \left(1456,5 - \frac{0,9 \cdot 831,03}{2} \right) \\ &= 12603351971 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A's \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} (d - d') \\ &= 35.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} (1631,5 - 143,5) = 10225884087 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= M_1 + M_2 \\ &= 829236060 \text{ Nmm} = 22829,24 \text{ kNm} > 22657,1 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

Desain tulangan momen negatif sukses.

c) Kontrol kuat lentur momen positif

Keseimbangan gaya-gaya horizontal dengan estimasi baja desak belum leleh :

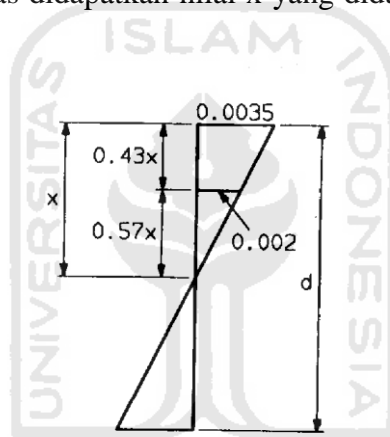
$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = \left(0,67 \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b\right) + A_s' \cdot \left(\frac{x - d'}{0,57x}\right) \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$35.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} = \left(0,67 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9x \cdot 1000\right) + 86.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \left(\frac{x - 268,5}{0,57x}\right) \frac{460}{1,15}$$

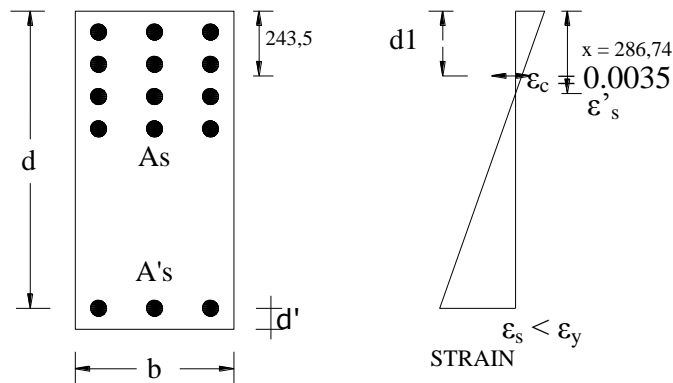
Didapat persamaan : $12060 x^2 + 22748997,52 x - 7954223242 = 0$

Dari hasil persamaan diatas didapatkan nilai x yang didapat menggunakan rumus abc sebesar 301,5 mm



Gambar 5.32 Diagram Regangan Balok Tulangan Rangkap

Gambar 5.32 diatas menggambarkan batas nilai x pada baja desak saat mengalami mulai mengalami leleh.



Gambar 5.33 Diagram regangan balok untuk kuat lentur momen positif

Berdasarkan Gambar 5.33 diatas maka didapatkan persamaan :

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \times \varepsilon_c = \frac{301,5 - 268,5,5}{301,5} \times 0,0035 = 0,00183 < \varepsilon_y = 0,002$$

nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ maka tulangan desak belum leleh, asumsi benar.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00183 \times 2 \times 10^5 = 366,8 \text{ Mpa}$$

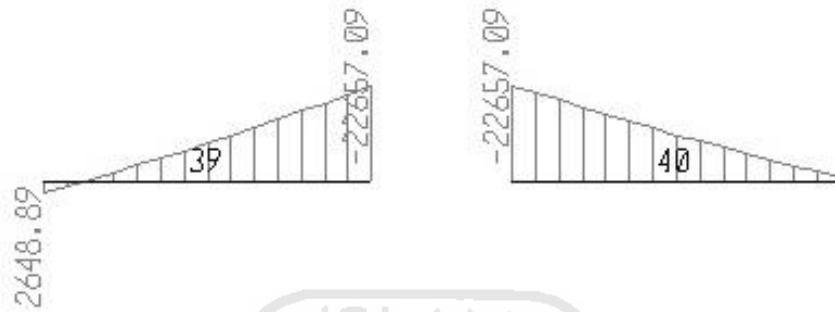
Momen Nominal Positif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,67 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b \left(d - \frac{0,9x}{2} \right) \\ &= 0,67 \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 301,5 \cdot 1000 \left(1756,5 - \frac{0,9 \cdot 301,5}{2} \right) \\ &= 5892940162 \text{ Nmm} \\ M_2 &= A's \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} (d - d') \\ &= 86.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{366,8}{1,15} (1756,5 - 268,5) = 20035623818 \text{ Nmm} \\ M_t &= M_1 + M_2 \\ &= 25928563980 \text{ Nmm} = 25928,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Desain tulangan momen positif sukses.

3). Tulangan Lapangan Main Girder (M_u+)

Dari hasil *out put* SAP didapatkan hasil momen positif pada batang bernilai kecil, dibandingkan dengan batang yang lain. Hal tersebut dapat dilihat pada gambar 5.34 dan gambar 5.35.



Gambar 5.34 *Moment 3-3 Diagram Main Girder from SAP2000*

Maka untuk mendisain sebuah struktur yang aman, analisa daerah lapangan akan ditinjau dari batang yang berbeda dengan jenis balok *Main Girder* yang sama. Adapun besarnya momen yang dapat diambil terlihat pada gambar hasil *run analyze* pada SAP2000 di bawah, setelah diamati terdapat momen terbesar pada kombinasi 1. Batang nomor 39 didapat momen tumpuan terbesar -22667,1 kNm dan telah dilakukan analisa penulangan sebelumnya pada sub bab 5.4.3 (b).(2), sedangkan pada batang nomor 50 didapat momen lapangan terbesar + 28608,11 kNm. Jika biasanya disain tulangan lapangan menggunakan tulangan sebelah, untuk disain tulangan lapangan *Main Girder* pada tugas akhir ini digunakan analisis tulangan rangkap. Sebab momen yang bekerja didaerah lapangan balok sangat besar. Analisa balok tulangan lapangan *Main Girder* dapat dilakukan dengan cara dibawah ini :

estimasi : tulangan atas = 7 lapis

tulangan bawah = 12 lapis

$d' = 218,5 \text{ mm}$

$d_1 = 343,5 \text{ mm}$

tinggi efektif d :

$$d = 1900 - 343,5 = 1556,5 \text{ mm}$$

$$M_d = 28608,11 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_d}{f_{cu} \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{28608,11 \times 10^6}{35 \cdot 1000 \cdot 1556,5^2} \\ &= 0,3936 \end{aligned}$$

$K' = 0,156$, untuk momen tidak didistribusikan atau momen redistribusi <10%

$$\begin{aligned} z &= d \left[0,5 + \sqrt{\left(0,25 - \frac{K'}{0,9} \right)} \right] \\ &= 1556,5 \left[0,5 + \sqrt{\left(0,25 - \frac{0,156}{0,9} \right)} \right] = 1209,23 \text{ mm} \\ x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{1556,5 - 1209,23}{0,45} = 771,72 \text{ mm} \end{aligned}$$

syarat $x \leq 0,5 d$ (778,25) OK!!

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{771,72 - 218,5}{771,72} \cdot 0,0035 = 0,00251 > \varepsilon_y (0,002)$$

jika nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ maka tulangan desak sudah leleh dan asumsi benar,

dengan menggunakan rumus 3.25 didapat nilai $A's$:

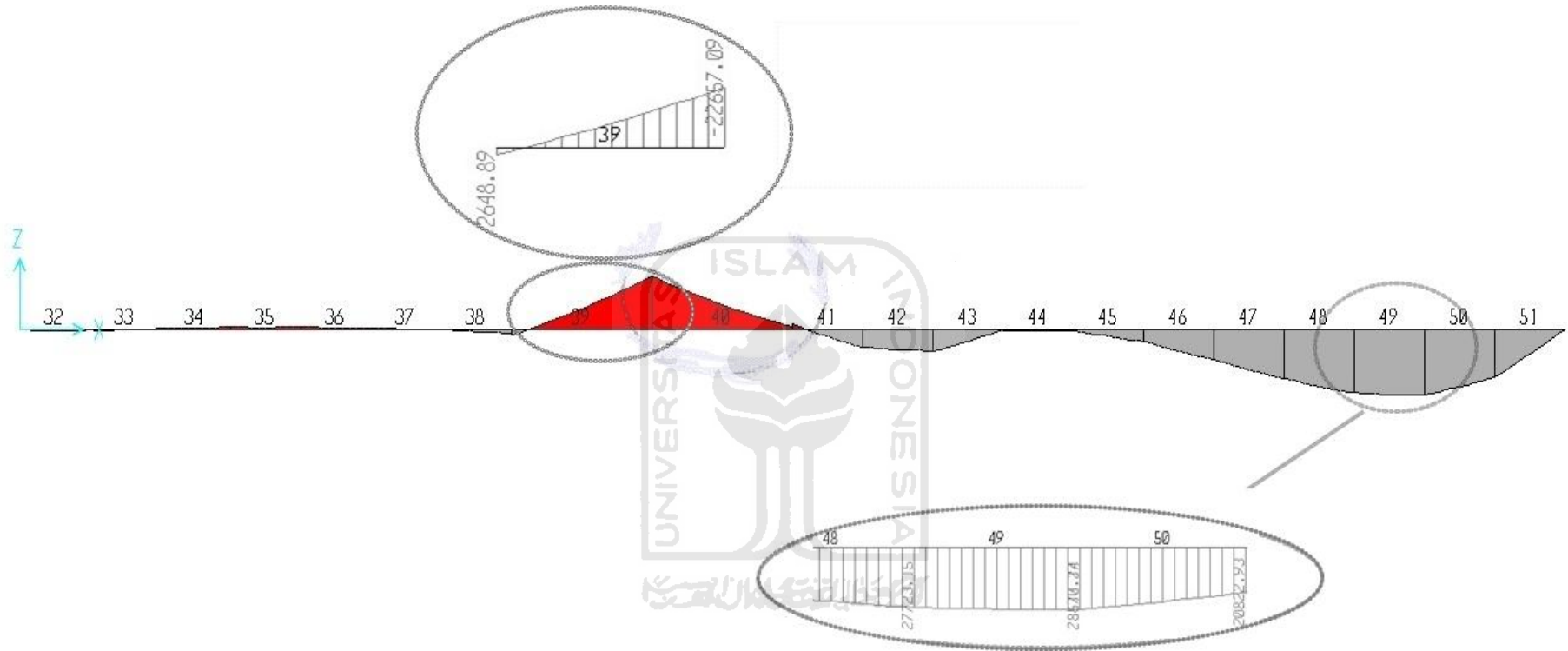
$$\begin{aligned} A's &= \frac{(K - K') f_{cu} b d^2}{0,87 f_y (d - d')} \\ &= \frac{(0,3936 - 0,156) \cdot 35 \cdot 1000 \cdot 1556,5^2}{0,87 \cdot 460 \cdot (1556,5 - 218,5)} = 32252,01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Peraturan BS 8110-1-1997 membatasi besar luas minimum tulangan desak

$$(A'_{s_{\min}}) = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1900 = 3800 \text{ mm}^2 \text{ (OK!!)}$$

$$\text{jumlah tulangan (n)} = \frac{A's}{A_d} = \frac{32252,01}{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} = 65,71 \approx 66 \text{ buah}$$

Didapat dari analisis diatas, maka dipakai tulangan 66D25



Gambar 5.35 Momen 3-3 Combo 1 Main Girder

$$A_s = \left(\frac{K' \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \right) + A's$$

$$= \left(\frac{0,156 \cdot 35 \cdot 1000 \cdot 1566,5^2}{0,87 \cdot 460 \cdot 1209,23} \right) + 32252,01 = 55827 \text{ mm}^2$$

Peraturan *BS 8110-1-1997* membatasi besar luas minimum tulangan tarik ($A's_{min}$) sebesar $0.0013bh = 0.0013 \cdot 1000 \cdot 1900 = 2470 \text{ mm}^2$ (OK!!)

$$\text{jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s}{A_d} = \frac{55827}{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} = 113,73 \approx 114 \text{ buah}$$

Didapat dari analisis diatas, maka dipakai tulangan 114D25.

$$\text{Jarak tulangan. } s = \frac{1000 - 2(40 + 16) - 10 \cdot 25}{9} = 70,9 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!!}$$

Kontrol jarak tulangan. berdasarkan *BS 8110-1-1997* pasal 3.12.11

$$s \geq 25 \text{ mm}$$

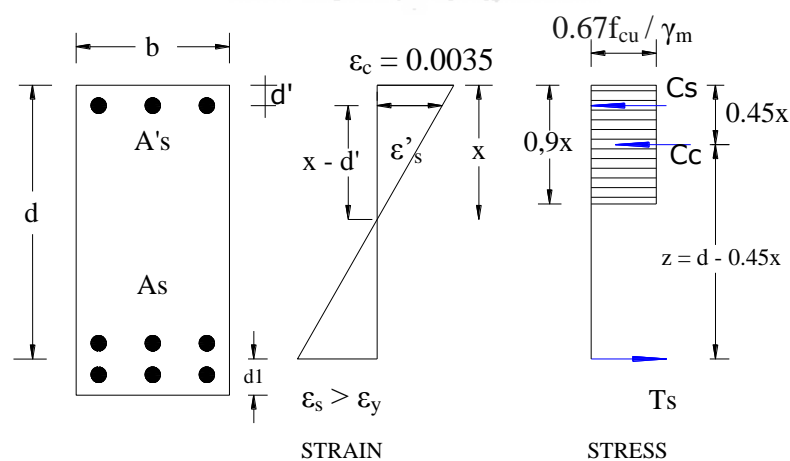
$$s \leq 4700/f_s \quad (4700/286.6 = 164 \text{ mm})$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

a) Kontrol kuat lentur momen negatif

Keseimbangan gaya-gaya horizontal dengan estimasi baja desak sudah leleh :

$$T_s = C_c + C_s$$



Gambar 5.36 Diagram tegangan-regangan tulangan rangkap untuk tulangan lapangan

$$A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = (0,67 \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b) + A_s' \cdot \left(\frac{x - d'}{0,57x} \right) \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$114 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} = (0,67 \cdot \frac{35}{1,5} \cdot 0,9 \times 1000) + 66 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \left(\frac{x - 218,5}{0,57x} \right) \frac{460}{1,15}$$

Didapat persamaan : $12060 x^2 - 340170,4124 x - 8580474935 = 0$

Dari hasil persamaan diatas didapatkan nilai x yang didapat menggunakan rumus abc sebesar 829,51 mm

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \times \varepsilon_c = \frac{829,51 - 218,5,6}{829,51} \times 0,0035 = 0,0026 < \varepsilon_y = 0,002$$

jika nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ maka tulangan desak sudah leleh dan asumsi benar,

$$f_s = f_y = 460 \text{ MPa}$$

Momen Nominal Negatif yang dapat dikerahkan :

$$M_1 = 0,67 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b \left(d - \frac{0,9x}{2} \right)$$

$$= 0,67 \frac{35}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 829,51 \cdot 1000 \left(1556,5 - \frac{0,9 \cdot 829,51}{2} \right)$$

$$= 11836795421 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} (d - d')$$

$$= 66 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} (1556,5 - 218,5) = 17339235253 \text{ Nmm}$$

$$M_t = M_1 + M_2$$

$$= 229176030670 \text{ Nmm} = 29176,03 \text{ kNm} > 28608,11 \text{ kNm}$$

Desain tulangan momen negatif sukses.

b) Kontrol kuat lentur momen positif

Keseimbangan gaya-gaya horizontal dengan estimasi baja desak belum leleh :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = \left(0,67 \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b\right) + A_s' \cdot \left(\frac{x-d'}{0,57x}\right) \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$66.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} = \left(0,67 \cdot \frac{35}{1,5} \cdot 0,9 \times 1000\right) + 114.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \left(\frac{x-343,5}{0,57x}\right) \frac{460}{1,15}$$

Didapat persamaan : $12060 x^2 + 26304358,94 x - 13489213456 = 0$

Dari hasil persamaan diatas didapatkan nilai x yang didapat menggunakan rumus abc sebesar 428,6 mm.

$$\epsilon_s = \frac{x-d}{x} \times \epsilon_c = \frac{428,6 - 343,5}{428,6} \times 0,0035 = 0,0017 < \epsilon_y = 0,002$$

nilai $\epsilon_s < \epsilon_y$ maka tulangan desak belum leleh dan asumsi benar,

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = 0,0017 \cdot 200000 = 377,54 \text{ MPa}$$

Momen Nominal Negatif yang dapat dikerahkan :

$$M_1 = 0,67 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \cdot 0,9x \cdot b \left(d - \frac{0,9x}{2}\right)$$

$$= 0,67 \frac{35}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 428,6 \cdot 1000 \left(1681,5 - \frac{0,9 \cdot 428,6}{2}\right)$$

$$= 7694504405 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = A_s' \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} (d - d')$$

$$= 114.0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot \frac{460}{1,15} (1681,5 - 343,5) = 22340776884 \text{ Nmm}$$

$$M_t = M_1 + M_2$$

$$= 30035281290 \text{ Nmm} = 30035,3 \text{ kNm}$$

Desain tulangan momen negatif sukses

Tabel 5.30 Rekapitulasi Tulangan pada Balok Girder

No	Jenis Balok	Ukuran		Jenis Tulangan			
		b	h	Tumpuan		Lapangan	
		(mm)	(mm)	Tarik	Desak	Tarik	Desak
				jml	jml	jml	jml
1	Main Girder	1000	1900	86D25	35D25	66D25	114D25
2	Stringer	500	800	25D25	15D25	19D25	29D25
3	Cross Girder	750	1500	36D25	5D25	7D25	38D25
4	Balok Sandaran	800	1600	41D25	6D25	6D25	13D25
5	Girder Pilar	300	300	4D25	2D25	2D25	2D25

4). Hasil geser perhitungan *software* SAP2000

Dari hasil perhitungan menggunakan *software* SAP2000 maka didapat gaya geser pada balok *Main Girder* yang besarnya terdapat pada tabel 5.31 dibawah ini.

Tabel 5.31 Gaya Geser Main Girder dari hasil SAP2000 (kN)

Jenis Kombinasi	Gaya Kiri	Gaya Kanan
combo 1	3905,03	4389
combo 2	3643,44	3999,2
combo 3	3643,46	3999,2
combo 4	3644,99	4000,74
combo 5	2163,02	2527,83
combo 6	2184,18	2548,995
combo 7	3773,85	4133,55

5). Perhitungan gaya geser *Main Girder*

- Chek tegangan geser maksimum yang diijinkan (v)

$$V = 4389 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{4389}{1000.1631,5} = 2,69 < 0,8\sqrt{f_{cu}} = 4,73 \text{ N} / \text{mm}^2$$

a. Desain Geser. bagian kritis berada pada daerah 2d

$$2d = 2 \times 1631,5 = 3263 \text{ mm}$$

$$V = 4200 \text{ kN (di dapat dari output SAP)}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{4200}{1000.1631,5} = 2,574 / mm^2$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100.42215,15}{1000.1631,5} = 2,56$$

$$\begin{aligned} \text{maka } v_c &= \frac{0,27}{1,25} \left(\frac{100.A_s}{b.d} \right)^{1/3} f_c^{1/3} \\ &= \frac{0,27}{1,25} (2,56)^{1/3} 30^{1/3} = 0,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{nom} &= (v_c + 0,4) b.d = (0,65+0,4) 1000.1631,5 \\ &= 1707,11 \text{ N} < V (4200 \text{ kN}) \end{aligned}$$

jika dipakai tulangan sengkang $\phi 12$ dengan jumlah kaki sebanyak 3, maka :

$$A_{sv} = 2 \times 3 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 = 678,58 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan BS 8110, didapat persamaan A_{sv} sebagai berikut :

$$A_{sv} = \frac{b.Sv(v - v_c)}{0,87 f_{yv}}$$

maka diperoleh nilai Sv :

$$Sv = \frac{0,87.460.678,58}{850.(2,56 - 0,65)} = 140,86 \text{ mm}$$

maka dari hasil diatas dipakai tulangan geser plastis 3 $\phi 12$ -140 mm

b. Desain Geser diluar 2d

karena besar jarak 2d sudah lebih dari separuh bentang L. maka sengkang sepanjang bentang menggunakan sengkang kondisi plastis.

Kontrol tulangan geser

$$\begin{aligned} S_v \text{ ma} &= 12 \times \phi \text{ tulangan pokok} \\ &= 12 \times 25 = 300 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!!} \end{aligned}$$

$$S_v \text{ max ada torsi} \leq 200 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!}$$

6). Hasil Momen Torsi perhitungan *software* SAP2000

Dari hasil perhitungan menggunakan *software* SAP2000 maka didapat Momen torsi pada balok *Main Girder* yang besarnya terdapat pada tabel 5.33 dibawah ini :

Tabel 5.32 Torsi pada Main Girder dari hasil SAP2000 (kNm)

Jenis Kombinasi	Momen Torsi
combo 1	2803,2
combo 2	1741,663
combo 3	1741,62
combo 4	1738,29
combo 5	1059,43
combo 6	948,144
combo 7	1822,78

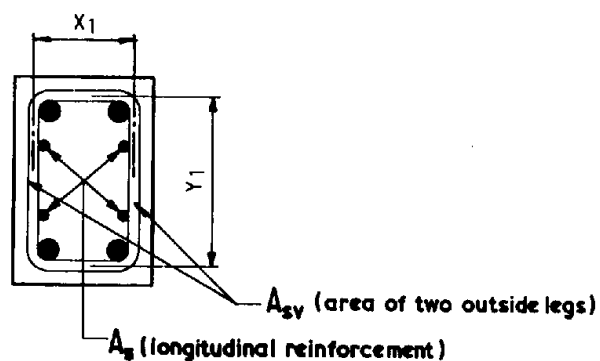
7). Perhitungan Torsi pada *Main Girder*

$$T_o = 2803,2 \text{ kNm}$$

$$v_t = \frac{2T_o}{b^2 \left(h - \frac{b}{3} \right)} = \frac{2 \times 2803,2 \times 10^6}{1000^2 \left(1900 - \frac{1000}{3} \right)} = 14,4 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{t,\min} = 0,067 \sqrt{f_c} = 0,067 \sqrt{30} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

Berdasarkan BS 8110-2-1985, jika $v_t > v_{t,\min}$. maka balok membutuhkan tulangan torsi.



Gambar 5.37 Tulangan torsi pada balok

Jarak sengkang balok berubah akibat adanya momen torsi pada balok. Besar perubahannya didasarkan pada peraturan BS 8110-2-985 yang besarnya sedemikian hingga :

$$\frac{A_{sv}}{s_v} > \frac{T_o}{0,8 \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot (0,95 \cdot f_{yv})}$$

dari persamaan diatas di dapat nilai S_v sebesar :

$$S_v > \frac{0,8 \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot (0,95 \cdot f_{yv}) \cdot A_{sv}}{T_o}$$

$$S_v < \frac{0,8 \cdot [1000 - 2(40 + 12)] \cdot [1900 - 2(40 + 12)] \cdot (0,95 \cdot 460) \cdot 678,58}{2803,2 \cdot 10^6}$$

$$S_v < 134,4 \text{ mm}$$

Jarak sengkang sebelum dipengaruhi torsi adalah 140 mm, setelah dipengaruhi torsi jarak sengkang menyempit menjadi 130 mm, jarak tersebut sudah memenuhi kebutuhan geser dan momen torsi.

Besar luasan tulangan longitudinal untuk torsi besarnya :

$$A_s > \frac{A_{sv} \cdot f_{yv} \cdot (x_1 + y_1)}{s_v \cdot f_y}$$

$$A_s > \frac{(2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2) \cdot 460 \cdot (896 + 1796)}{130 \cdot 460}$$

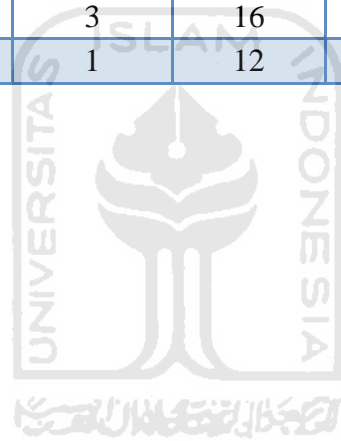
$$A_s > 4711,81 \text{ mm}^2$$

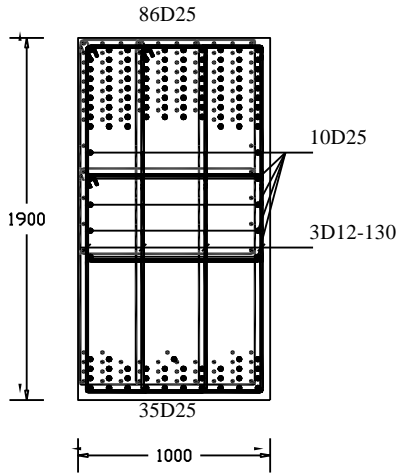
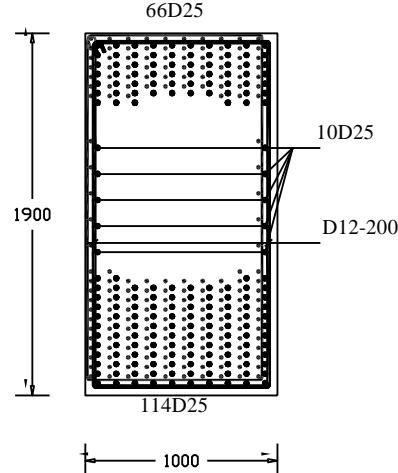
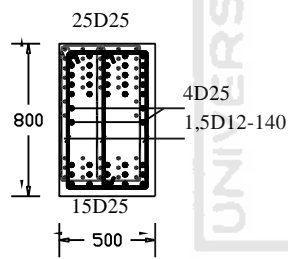
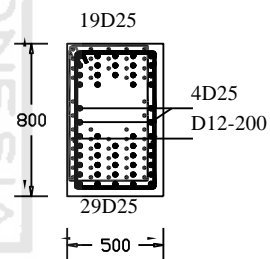
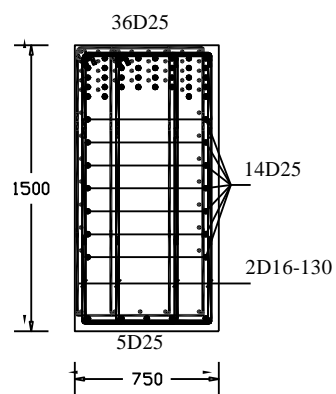
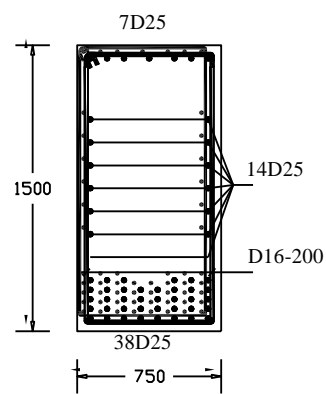
jumlah tulangan longitudinal (n) :

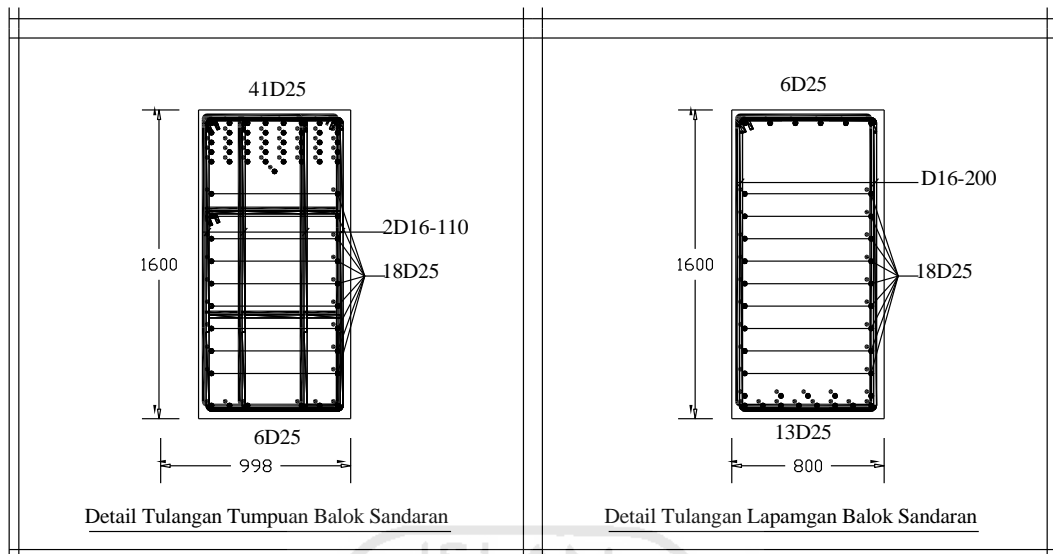
$$n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{4711,81}{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2} = 9,6 \approx 10 \text{ buah}$$

Tabel 5.33 Rekapitulasi Tulangan Geser pada Balok Girder

No	Jenis Balok	Ukuran		Torsi jml	Jenis Tulangan Sengkang					
		b	h		Sendi Plastis			Luar Sendi Plastis		
		(mm)	(mm)		Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)
1	Main Girder	1000	1900	10D25	3	12	130	1	12	200
2	Stringer	500	800	4D25	1.5	12	140	1	12	200
3	Cross Girder	750	1500	14D25	2	16	130	1	16	200
4	Balok Sandaran	800	1600	18D25	3	16	110	1	16	200
5	Girder Pilar	300	300	2D25	1	12	200	1	12	200



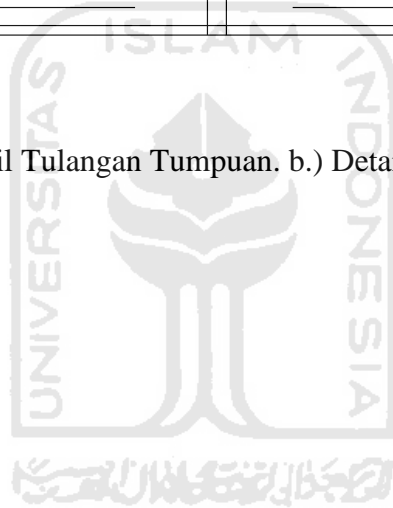
 <p style="text-align: center;">86D25</p> <p style="text-align: center;">1900</p> <p style="text-align: center;">10D25</p> <p style="text-align: center;">3D12-130</p> <p style="text-align: center;">35D25</p> <p style="text-align: center;">1000</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Tumpuan <i>Main Girder</i></u></p>	 <p style="text-align: center;">66D25</p> <p style="text-align: center;">1900</p> <p style="text-align: center;">10D25</p> <p style="text-align: center;">D12-200</p> <p style="text-align: center;">114D25</p> <p style="text-align: center;">1000</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Lapangan <i>Main Girder</i></u></p>
 <p style="text-align: center;">25D25</p> <p style="text-align: center;">800</p> <p style="text-align: center;">4D25</p> <p style="text-align: center;">1.5D12-140</p> <p style="text-align: center;">15D25</p> <p style="text-align: center;">500</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Tumpuan <i>Stringer</i></u></p>	 <p style="text-align: center;">19D25</p> <p style="text-align: center;">800</p> <p style="text-align: center;">4D25</p> <p style="text-align: center;">D12-200</p> <p style="text-align: center;">29D25</p> <p style="text-align: center;">500</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Lapangan <i>Stringer</i></u></p>
 <p style="text-align: center;">36D25</p> <p style="text-align: center;">1500</p> <p style="text-align: center;">14D25</p> <p style="text-align: center;">2D16-130</p> <p style="text-align: center;">5D25</p> <p style="text-align: center;">750</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Tumpuan <i>Cross Girder</i></u></p>	 <p style="text-align: center;">7D25</p> <p style="text-align: center;">1500</p> <p style="text-align: center;">14D25</p> <p style="text-align: center;">D16-200</p> <p style="text-align: center;">38D25</p> <p style="text-align: center;">750</p> <p style="text-align: center;"><u>Detail Tulangan Lapangan <i>Cross Girder</i></u></p>



a.)

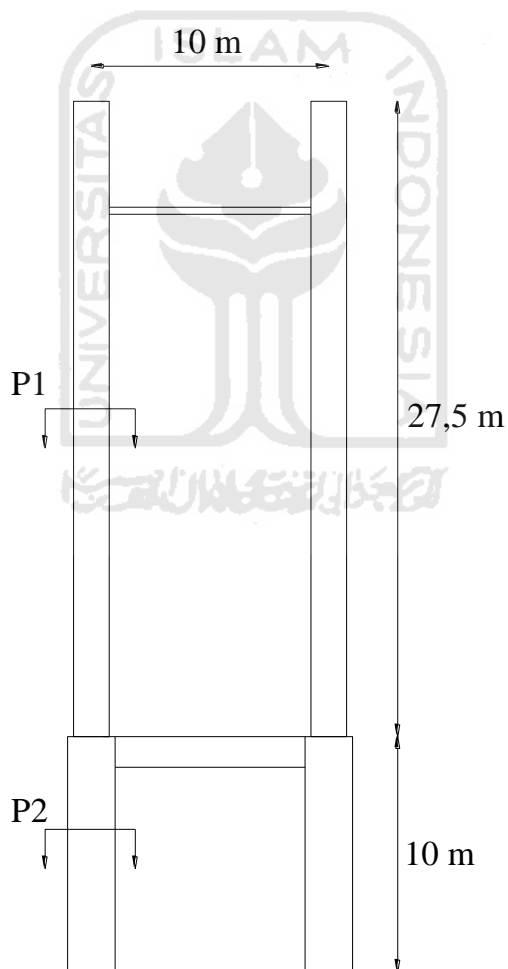
b.)

Gambar 5.38 a.) Detail Tulangan Tumpuan. b.) Detail Tulangan Lapangan



5.4.4. Disain Pilar Jembatan

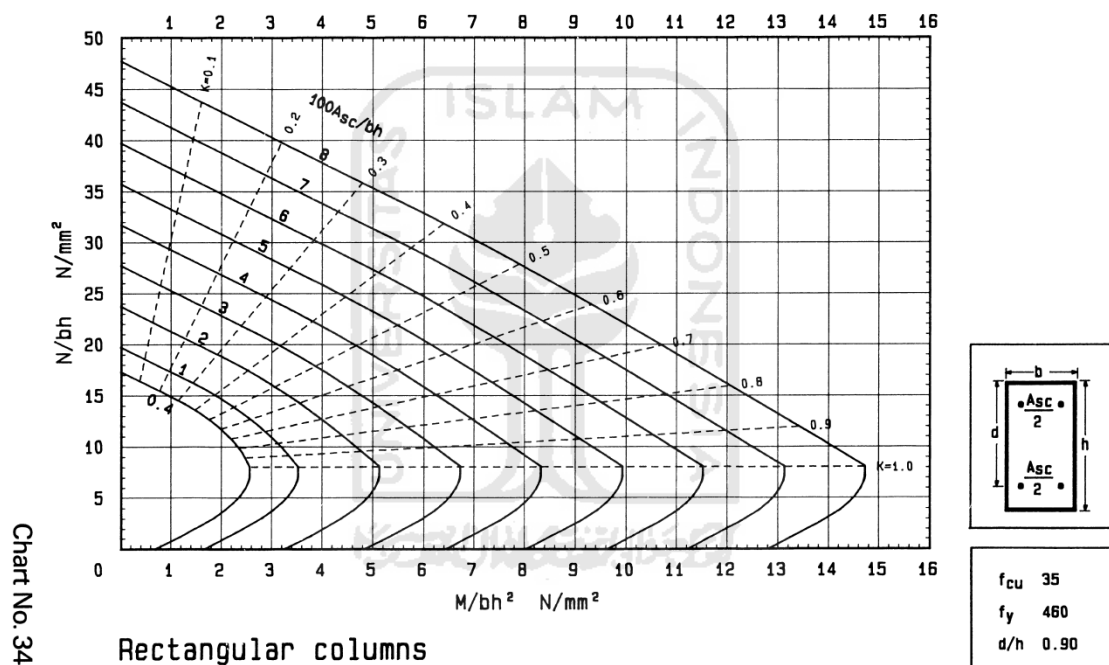
Pilar jembatan dibuat dengan menggunakan beton konvensional. Pilar dibagi menjadi 2 bagian yaitu pilar atas (P1) dan pilar bawah (P2). Pilar atas merupakan tempat dikaitkannya kabel dari gelagar jembatan, berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang ditimbulkan oleh suatu lintasan orang, kendaraan, dan beban sendiri jembatan ke bangunan bawah jembatan. Sedangkan pilar bawah berfungsi untuk menerima beban yang disalurkan dari pilar atas yang kemudian disalurkan lagi ke bagian pondai jembatan. Pembagian pilar jembatan dapat dilihat pada gambar 5.39 dibawah ini.



Gambar 5.39 Potongan *pylon* / menara

a. Diagram M-N

Dalam perencanaan jembatan pada tugas akhir ini peraturan yang digunakan adalah *British Standard 8110 1-3*. Peraturan tersebut berisi tentang syarat-syarat bangunan dengan menggunakan struktur beton. Dalam perencanaan kolom, diagram M-N telah disediakan dalam peraturan ini khususnya pada BS 8110-3-1985. Di dalam BS 8110-3-1985 terdapat berbagai macam diagram M-N sesuai dengan mutu beton dan baja yang digunakan, serta rasio tinggi efektif dengan tinggi menyeluruh (d/h). Salah satu grafik M-N dari BS 8110-3-1985 dapat dilihat pada gambar 5.40 di bawah ini.



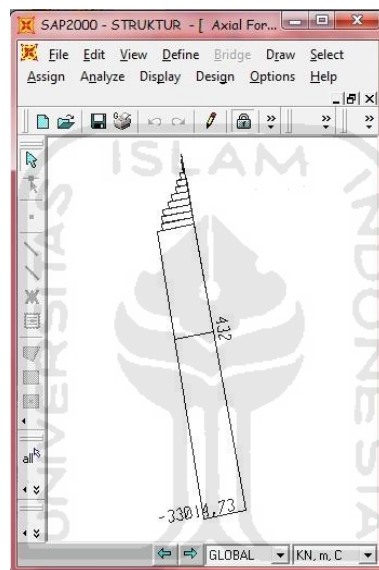
Gambar 5.40 Diagram M-N (BS 8110-3-1985)

b. Perencanaan Pylon

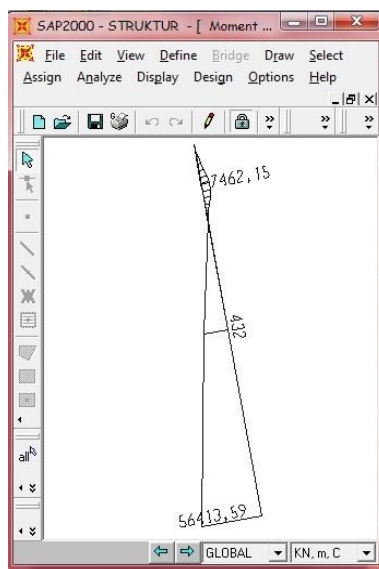
Dalam perancangan *pylon*, perlu diketahui M dan N yang dapat diambil dari *output* pada hasil perhitungan menggunakan SAP2000. Dimana Mu dari *Moment 3-3* dan *Moment 2-2* combo yang terbesar. Pu didapat dari *Axial Force* combo yang terbesar.

Untuk mendisain *pylon* menggunakan sistem Trial dan eror sampai mendapatkan dimensi dan tulangan *pylon* yang paling efektif. Dalam perencanaan *pylon* tidak semuanya mengandalkan diagram M-N, tulangan dapat dicari dengan

formula yang telah disediakan oleh peraturan *British Standard*. Formula-formula tersebut dapat dilihat pada Bab 3 sub bab tentang kolom, formula tersebut diambil dari buku *Reinforce Concrete Analysis and design* oleh S.S Ray. Gambar 5.41 – 5.42 dibawah ini adalah gambar *output* pada hasil perhitungan menggunakan SAP2000 untuk momen *pylon* dan gaya aksial *pylon*. Dari hasil program SAP2000 tersebut didapat nilai $M_x = 76763,75$ kNm, $M_y = 3764,7$ kN dan gaya aksial, $N = 42784,23$ kN. Nilai-nilai tersebut yang nantinya akan digunakan untuk mendisain *pylon* jembatan.

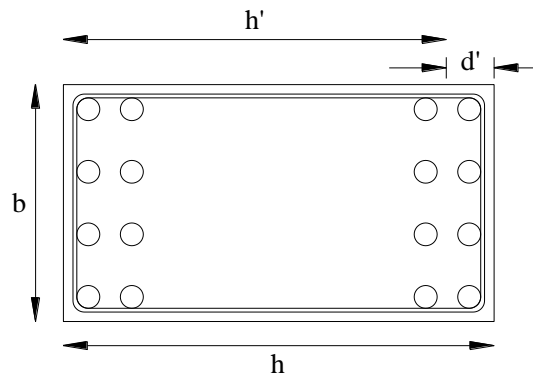


Gambar 5.41 show values on diagram axial force combo 1



Gambar 5.42 show values on diagram moment 3-3 combo 1

Data *pylon* atas (P1):



Gambar 5.43 Penampang *pylon*

$$M_x = 76763,75 \text{ kNm}$$

$$M_y = 3764,7 \text{ kNm}$$

$$N = 42784,23 \text{ kN}$$

$$V_x = 5822,92 \text{ kN}$$

$$V_y = 271,72 \text{ kN}$$

$$f_{cu} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 460 \text{ MPa}$$

$$b = 2,5 \text{ m}$$

$$h = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul. pokok} = 32 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul. sengkang} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{jarak antar tulangan} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{estimasi jumlah lapis tulangan} = 6 \text{ lapis}$$

$$d' = 214,5 \text{ mm}$$

$$b' = 2500 - 40 - 16 - 32/2 = 2428 \text{ mm}$$

$$h' = 2800 - 214,5 = 2585,5 \text{ mm}$$

$$l_0 = 27,5 \text{ m}$$

tinggi efektif *pylon* (l_e)

$$l_e = \beta_e l_0$$



nilai β_e untuk kondisi seperti *pylon* atas (bagian atas bebas dan bagian bawah dijepit oleh balok dengan dimensi besar) berdasarkan BS 8110-1-1997 tabel 3.20 adalah 2,2.

maka $l_{ex} = l_{ey} = 2,2 \times 27,5 = 61,05 \text{ m}$

$$\frac{l_{ex}}{h} = \frac{61,05}{2,8} = 21,804 > 10 \text{ (untuk kolom tanpa pengaku)}$$

$$\frac{l_{ey}}{b} = \frac{61,05}{2,5} = 24,42 > 10 \text{ (untuk kolom tanpa pengaku)}$$

maka kolom di disain sebagai kolom langsing pada kedua *axes*.

Asumsi awal $\rho = 100 \frac{A_{sc}}{bh} = 2,7$

maka $A_c = \text{luas beton bersih} = (1-0,027)bh = 0,973 bh$

$$\begin{aligned} N_{uz} &= 0,45 f_{cu} A_c + 0,87 f_y A_{sc} \\ &= (0,45 \cdot 30 \cdot 0,973 + 0,87 \cdot 460 \cdot 0,027) \times 2500 \times 2800 \times 10^{-3} \\ &= 167586,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{bal} &= 0,25 f_{cu} bh \\ &= 0,25 \cdot 30 \cdot 2500 \cdot 2800 \cdot 10^{-3} \\ &= 52500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$K = \frac{N_{uz} - N}{N_{uz} - N_{bal}} = \frac{167586,3 - 42784,23}{167586,3 - 52500} = 1,08 \geq 1$$

Maka untuk kekakuan digunakan nilai $K = 1$

$$\begin{aligned} a_x &= \frac{1}{2000} \left(\frac{l_{ex}}{b} \right)^2 hK \\ &= \frac{1}{2000} \left(\frac{61050}{2500} \right)^2 2800 \cdot 1 \\ &= 834,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_y &= \frac{1}{2000} \left(\frac{l_{ey}}{h} \right)^2 bK \\
 &= \frac{1}{2000} \left(\frac{61050}{2800} \right)^2 2500.1 \\
 &= 594,245 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{add } x} &= Na_x \\
 &= 42784,23 \cdot 0,8349 \\
 &= 35719,311 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{add } y} &= Na_y \\
 &= 42784,23 \cdot 0,5943 \\
 &= 25424,300 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Biaxial Momen ($M_{i x}$ dan $M_{i y}$)

$$\begin{aligned}
 M_{i x} &= M_x + M_{\text{add } x} \\
 &= 76763,75 + 35719,311 \\
 &= 112483,061 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{i y} &= M_y + M_{\text{add } y} \\
 &= 3764,7 + 25424,3 \\
 &= 29189 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M_{i,x}}{h'} = \frac{112483,061}{2,5855} = 43,51 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{i,y}}{b'} = \frac{29189}{2,428} = 12,02 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{bhf'_{cu}} = \frac{42784,23}{2500 \cdot 2800 \cdot 30} = 0,204$$

dari nilai $\frac{N}{bhf'_{cu}} = 0,204$ dengan cara interpolasi didapatkan nilai $\beta = 0,77$. (BS

8110-1-1997 tabel 3.22)

Biaxial Momen : jika $\frac{M_{i,x}}{h'} (43,51kN) > \frac{M_{i,y}}{b'} (12,02kN)$.

$$\begin{aligned} \text{maka } M'_x &= M_{i,x} + \beta \left(\frac{h'}{b'} \right) M_{i,y} \\ &= 112483.061 + 0,77 \cdot \left(\frac{2,585,5}{2,428} \right) \cdot 29189 \end{aligned}$$

$$= 115569,921 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M'_x}{N} = \frac{115569,921}{42784,23} = 2,701$$

$$k = \frac{h'}{h} = \frac{2,5855}{2,8} = 0,923$$

$$\frac{e}{h} = \frac{2,701}{2,8} = 0,965$$

$$\frac{N}{bh} = \frac{33014,73}{1800 \cdot 2000} = 9,171 N/mm^2$$

nilai ρ akan didapatkan dengan menggunakan tabel 5.34, pemilihan tabel berdasarkan nilai f_{cu} (30 MPa) dan k (0,90). Dari tabel 5.34 untuk nilai dari $\rho = 3$ $e/h = 0,95$, $N/bh = 6,82$; dan untuk $e/h = 1,0$, $N/bh = 6,47$; dari $\rho = 2$ $e/h = 1$, $N/bh = 5,02$; dan untuk $e/h = 1,0$, $N/bh = 4,73$

Dengan menggunakan interpolasi dari nilai $e/h = 0,965$ dan $N/bh = 6,112$ didapatkan $\rho = 2,7$. Untuk mendapatkan nilai ρ pada tugas akhir ini tidak menggunakan diagram M-N, sebab dengan menggunakan cara diatas nilai ρ yang didapatkan besarnya lebih pasti.

$$\rho = 100 \cdot A_{sc}/bh = 2,7$$

$$A_{sc} = \frac{2,7 \cdot 2500 \cdot 2800}{100} = 189000 mm^2$$

Luas tulangan pada tiap sisi = $A_{sc}/2 = 94500 \text{ mm}^2$

$$\text{jumlah tulangan pada satu sisi} = \frac{A_{sc}}{A_d} = \frac{94500}{0,25 \cdot \pi \cdot 32^2} = 117,5 \approx 118 \text{ buah}$$

Tabel 5.34 *rectangular columns* $f_{cu} = 30 \text{ MPa}$, $k=0,90$

e/R	p=0.4		p=1.0		p=2.0		p=3.0		p=4.0		p=5.0		p=6.0	
	N/R	z/R	N/R	z/R	N/R	z/R	N/R	z/R	N/R	z/R	N/R	z/R	N/R	z/R
0.10	42.01	0.858	48.49	0.834	59.37	0.805	70.41	0.786	81.79	0.855	93.28	0.855	104.41	0.834
0.20	36.70	0.952	42.61	0.923	52.34	0.892	62.05	0.870	71.78	0.927	81.54	0.915	91.32	0.906
0.30	31.59	1.039	37.15	1.002	46.02	0.966	54.74	0.943	63.42	1.001	72.07	0.973	80.73	0.963
0.40	26.95	1.115	32.36	1.068	40.57	1.027	48.50	1.002	56.33	1.031	64.11	1.018	71.87	0.963
0.50	22.98	1.179	28.32	1.122	36.00	1.075	43.28	1.048	50.41	1.066	57.47	1.053	64.50	1.008
0.60	19.22	1.245	24.99	1.164	32.21	1.113	38.94	1.085	45.49	1.094	51.96	1.081	58.38	1.043
0.70	15.93	1.305	22.18	1.200	29.07	1.143	35.32	1.113	41.37	1.117	47.34	1.104	53.25	1.071
0.80	13.30	1.353	19.31	1.246	26.45	1.167	32.28	1.137	37.91	1.136	43.44	1.122	48.91	1.093
0.90	11.25	1.391	16.94	1.283	24.24	1.186	29.70	1.156	34.96	1.151	40.11	1.137	45.21	1.112
1.00	9.68	1.419	15.01	1.313	22.06	1.212	27.50	1.171	32.42	1.176	37.25	1.162	42.02	1.127
1.20	7.34	1.467	12.11	1.356	18.26	1.262	23.82	1.199	28.30	1.194	32.57	1.180	36.80	1.151
1.40	5.70	1.507	10.09	1.385	15.49	1.296	20.38	1.238	25.06	1.219	28.94	1.193	32.72	1.169
1.60	4.57	1.533	8.54	1.405	13.41	1.321	17.76	1.266	21.94	1.226	26.02	1.193	29.46	1.183
1.80	3.80	1.551	7.54	1.420	11.81	1.339	15.71	1.288	19.46	1.249	23.13	1.219	26.76	1.194
2.00	3.23	1.564	6.89	1.431	10.54	1.354	14.07	1.304	17.47	1.268	20.80	1.239	24.09	1.216
2.20	2.81	1.574	6.01	1.440	9.52	1.365	12.74	1.317	15.84	1.282	18.88	1.255	21.88	1.233
2.40	2.48	1.581	5.41	1.453	8.67	1.374	11.63	1.328	14.48	1.294	17.26	1.268	20.04	1.247
2.60	2.22	1.587	4.91	1.465	7.97	1.381	10.70	1.336	13.34	1.304	15.92	1.279	18.48	1.259
2.80	2.01	1.592	4.49	1.475	7.36	1.388	9.91	1.344	12.36	1.312	14.76	1.288	17.14	1.268
3.00	1.83	1.596	4.13	1.484	6.85	1.393	9.22	1.350	11.51	1.319	13.76	1.295	15.98	1.276
3.25	1.65	1.601	3.75	1.493	6.29	1.399	8.49	1.357	10.60	1.327	12.68	1.303	14.73	1.285
3.50	1.50	1.604	3.44	1.501	5.82	1.403	7.86	1.362	9.83	1.333	11.76	1.310	13.67	1.292
3.75	1.38	1.607	3.17	1.507	5.42	1.407	7.32	1.367	9.16	1.338	10.96	1.316	12.74	1.298
4.00	1.27	1.609	2.94	1.512	5.07	1.411	6.85	1.371	8.57	1.342	10.26	1.321	11.93	1.304
4.25	1.18	1.611	2.73	1.516	4.76	1.414	6.43	1.374	8.06	1.346	9.65	1.325	11.22	1.308
4.50	1.11	1.613	2.56	1.519	4.48	1.416	6.07	1.377	7.60	1.350	9.10	1.329	10.59	1.312
4.75	1.04	1.615	2.40	1.522	4.24	1.419	5.74	1.380	7.19	1.353	8.62	1.332	10.03	1.316
5.00	0.98	1.616	2.27	1.525	4.02	1.421	5.44	1.383	6.82	1.356	8.18	1.335	9.52	1.319
5.50	0.87	1.618	2.03	1.529	3.64	1.424	4.94	1.387	6.19	1.360	7.42	1.340	8.64	1.324
6.00	0.79	1.620	1.84	1.533	3.33	1.427	4.52	1.390	5.67	1.364	6.80	1.344	7.92	1.329
6.50	0.72	1.622	1.69	1.536	3.07	1.430	4.16	1.393	5.23	1.367	6.27	1.348	7.30	1.332
7.00	0.66	1.623	1.55	1.539	2.84	1.432	3.86	1.395	4.85	1.370	5.82	1.351	6.77	1.336
7.50	0.61	1.624	1.44	1.541	2.65	1.434	3.60	1.397	4.52	1.372	5.42	1.353	6.32	1.338
8.00	0.57	1.625	1.34	1.543	2.48	1.435	3.37	1.399	4.23	1.374	5.08	1.355	5.92	1.341
8.50	0.54	1.626	1.26	1.544	2.33	1.436	3.17	1.401	3.98	1.376	4.78	1.357	5.57	1.343
9.00	0.50	1.626	1.18	1.546	2.20	1.438	2.99	1.402	3.76	1.378	4.51	1.359	5.26	1.344
9.50	0.47	1.627	1.12	1.547	2.08	1.439	2.83	1.404	3.56	1.379	4.27	1.361	4.98	1.346
10.00	0.45	1.628	1.06	1.548	1.98	1.440	2.69	1.405	3.38	1.380	4.06	1.362	4.73	1.348
11.00	0.40	1.629	0.95	1.550	1.79	1.441	2.44	1.407	3.07	1.382	3.69	1.364	4.30	1.350
12.00	0.37	1.629	0.87	1.552	1.64	1.443	2.24	1.408	2.81	1.384	3.38	1.366	3.94	1.352
13.00	0.34	1.630	0.80	1.553	1.51	1.446	2.06	1.409	2.59	1.386	3.11	1.368	3.63	1.354
14.00	0.31	1.631	0.74	1.554	1.40	1.448	1.91	1.411	2.41	1.387	2.89	1.369	3.37	1.355
15.00	0.29	1.631	0.69	1.555	1.30	1.451	1.79	1.412	2.24	1.388	2.70	1.370	3.14	1.356
17.50	0.25	1.632	0.59	1.557	1.11	1.455	1.53	1.413	1.92	1.390	2.31	1.373	2.69	1.359
20.00	0.22	1.633	0.51	1.558	0.97	1.459	1.34	1.415	1.68	1.392	2.02	1.374	2.36	1.361

(Reinforced Concrete Analysis and Design, S.S. Ray. 1995)

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{2500 - 2(40 + 16) - 20.32}{19} = 92 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!!}$$

Kontrol jarak tulangan, berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.12.11

$$s \geq 25 \text{ mm}$$

$$s \leq 47000/f_s \text{ (47000/287,5 = 163 mm) (crack control)}$$

$$f_s = 5/8 \times f_y = 5/8 \times 460 = 287,5 \text{ MPa}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

c. Geser kolom

$$\frac{M_x}{N} = \frac{76763,75}{42784,23} = 1,794 > 0,6h(1,68)$$

$$\frac{M_y}{N} = \frac{3764,7}{42784,23} = 0,088 \leq 0,6b(1,5)$$

berdasarkan BS 8110-1-1997 jika :

$$\frac{M_x}{N} > 0,6h \text{ dan / atau } \frac{M_y}{N} \leq 0,6b$$

$$\frac{V_x}{bh'} = \frac{5822,92 \times 10^3}{2500 \times 2585,5} = 0,901$$

$$\frac{V_y}{b'h} = \frac{271,72 \times 10^3}{2428 \times 2800} = 0,04$$

$$\rho_x = \frac{100A_{s_x}}{bh'} = \frac{100 \cdot 94500}{2500 \cdot 2585,5} = 1,468$$

$$\rho_y = \frac{100A_{s_y}}{b'h} = \frac{100 \cdot 94500}{2428 \cdot 2800} = 1,396$$

$$\begin{aligned} v_{cx} &= \frac{0,79}{\gamma_m} \left(\frac{100 \cdot A_{s_x}}{b \cdot h'} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{h'} \right)^{1/4} \left(\frac{f_c}{25} \right)^{1/3} \\ &= \frac{0,79}{1,25} (1,468)^{1/3} \left(\frac{400}{2585,5} \right)^{1/4} \left(\frac{30}{25} \right)^{1/3} = 0,48 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{cy} &= \frac{0,79}{\gamma_m} \left(\frac{100 \cdot A_{s_y}}{b' \cdot h} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{b'} \right)^{1/4} \left(\frac{f_c}{25} \right)^{1/3} \\ &= \frac{0,79}{1,25} (1,396)^{1/3} \left(\frac{400}{2428} \right)^{1/4} \left(\frac{30}{25} \right)^{1/3} = 1,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v'_{cx} &= v_{cx} + \frac{0,6NV_x h}{A_c M_x} \\ &= 0,48 + \frac{0,6 \times 42784,23 \times 5822,92 \times 2800}{(2500 \times 2800) \times 76763,75 \times 10^6} = 1,26 \end{aligned}$$

$$V'_{cy} = v_{cy} + \frac{0,6NV_y b}{A_c M_y}$$

$$= 1,4 + \frac{0,6 \times 42784230 \times 271720 \times 2500}{(2500 \times 2800) \times 3764,7 \times 10^6} = 2,06$$

$$V''_{cx} = \frac{v'_{cx} \cdot v_x}{v_x + v_y}$$

$$= \frac{1,26 \times 0,901}{0,901 + 0,04} = 1,204$$

$$V''_{cy} = \frac{v'_{cy} \cdot v_y}{v_x + v_y}$$

$$= \frac{1,258 \times 0,04}{0,901 + 0,15} = 0,088$$

$$V'_{cx} = v''_{cx} b h'$$

$$= 1,204 \times 2500 \times 2585,5 = 7783610,293 \text{ N}$$

$$V'_{cy} = v''_{cy} b' h$$

$$= 0,088 \times 2428 \times 2800 = 594934,696 \text{ N}$$

$$V_{sx} = V_x - V'_{cx} = 58229200 - 7783610,293 = -1960,69 \text{ N}$$

Nilai $V_x < V'_{cx}$ maka tulangan geser yang dibutuhkan adalah tulangan geser maksimum :

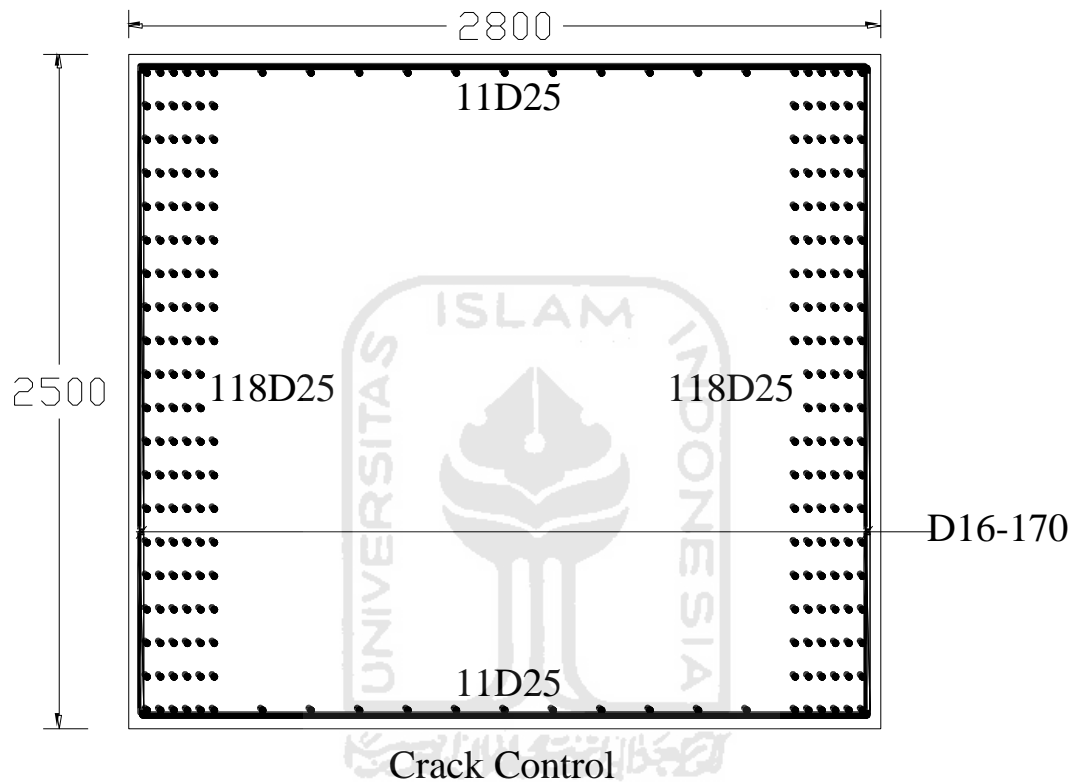
Kontrol sengkang *maximum vertikal spacing* = 12ϕ (384mm) atau 300 mm.

Maka digunakan tulangan sengkang untuk pilar adalah D16-300 mm

Tabel 5.35 Rekapitulasi tulangan *pylon*

No	Jenis Balok	Ukuran		Jenis Tulangan		
		b	h	Tulangan Pokok		Tulangan sengkang
		(mm)	(mm)	jumlah		jumlah
1	P1	2,5	3	118D25	118D32	D16-300
2	P2	2,5	3	118D25	118D32	D16-300

Tulangan yang digunakan untuk pilar adalah masing-masing 118D32 untuk tulangan lentur dipasang pada dua sisi dan D16-300 untuk tulangan geser serta penambahan tulangan longitudinal 11D25 pada masing-masing sisi pada arah x untuk *crack control*.



Gambar 5.44 Detail tulangan *pylon* P1

5.4.5. Perencanaan *Cable* dan angkur Jembatan

a. *Cable properties*

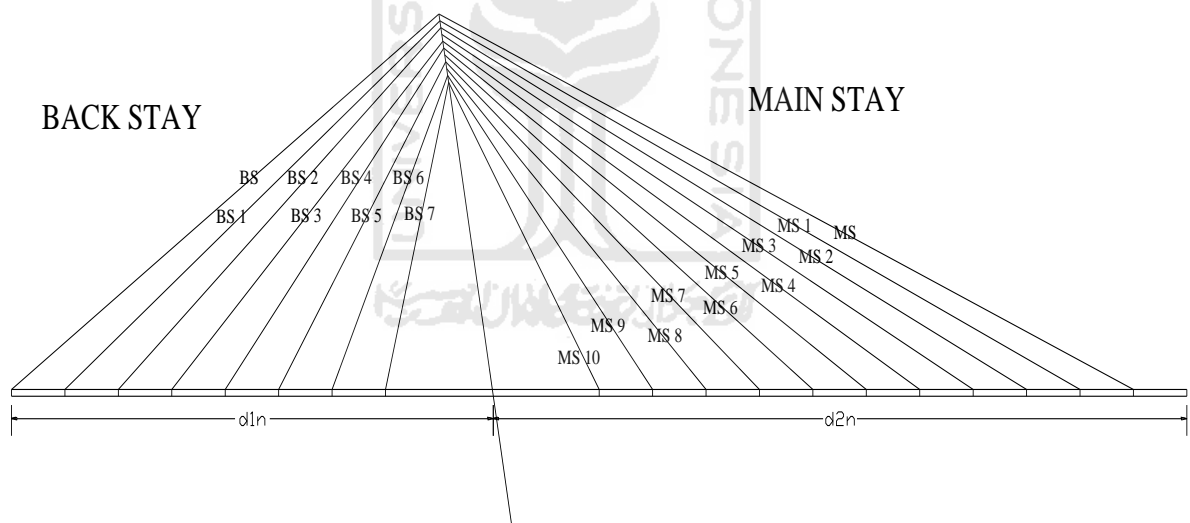
Dalam perencanaan analisa kebutuhan kabel jembatan ini perlu diketahui terlebih dahulu ketentuan-ketentuan jenis kabel yang dipakai. Kabel yang akan dipakai jenis *stranded cable*, *ASTM A 416-74 Grade 270*. Diameter $1\varnothing_{strand} = 15,2$ mm.

Nominal cross-section of steel (mm^2) = 140 mm^2 .

Tegangan ultimit ; $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$.

$f_{ps} = 0,45 \times f_{pu} = 0,45 \times 1860 = 837 \text{ Mpa}$.

Setelah menentukan besarnya kapasitas tegangan 1 kabel, maka dilakukan analisa kebutuhan jumlah *strand* dalam satu tendon. Untuk itu terlebih dahulu dilakukan penomoran kabel seperti terlihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 5.45 *cables hanger* jembatan

b. Pembebanan pada kabel

Dalam perencanaan penentuan kebutuhan kabel penggantung tegangan dari jenis kabel yang akan dipakai telah diketahui, maka selanjutnya ditentukan gaya yang terjadi pada kabel jembatan saat digunakan. Untuk itu analisa dilakukan dengan bantuan *software SAP2000*, sehingga menghasilkan kombinasi pembebanan seperti yang tersaji pada tabel dibawah ini.

Tabel 5.36 Gaya tarik Kabel hasil analisis SAP2000

No. Kabel	Panjang (m)	Gaya Tarik (kN)						
		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6	Combo 7
MS	50,58	1090,75	888,64	888,63	887,88	403,1	435,8	932,93
MS 1	65,72	433,95	519,51	519,51	519,94	271,903	255,903	541,58
MS 2	60,89	1770,85	1754,47	1754,47	1754,99	862,78	862,41	1834,61
MS 3	56,12	2807,29	2710,47	2710,47	2710,8	1319,67	1331,59	2835,74
MS 4	51,41	3531,1	3375,86	3375,85	3376,05	1637,83	1657,46	3532,53
MS 5	46,79	4013,59	3816,87	3816,86	3816,96	1850,44	1872,97	3994,301
MS 6	42,28	4393,913	4163,32	4163,313	4163,35	2021,94	2043,1	4356,87
MS 7	37,93	4811,103	4544,95	4544,95	4545,042	2217,37	2233,71	4755,95
MS 8	33,79	4,28	4,05	4,05	4,05	2,03	2,04	4,22
MS 9	29,95	5,67	5,36	5,36	5,36	2,71	2,7	5,6
MS 10	26,55	3083,46	3060,44	3060,44	3061,15	1546,34	1530,94	3200,49
BS	48,55	2469,3	2516,11	2516,11	2516,89	1152,74	1147,29	2638,5
BS 1	44,28	2593,6	2534,1	2534,1	2534,4	1184,67	1192,7	2655,52
BS 2	40,1	2609,9	2491,9	2491,9	2491,9	1185,9	1191,41	2609,62
BS 3	35,97	2527,8	2373,45	2373,45	2373,63	1144,1	1149,2	2484,2
BS 4	32,31	2368,54	2199,67	2199,67	2199,96	1070,93	1074,2	2301,46
BS 5	28,65	2105,182	1955,87	1955,88	1956,12	965,1	963,79	2045,83
BS 6	25,42	1611,13	1505,84	1505,84	1505,95	769,1	761,56	1574,5
BS 7	23,37	604,38	559,49	559,5	559,54	312,55	294,14	583,83

c. Kebutuhan kabel

Dari analisa tegangan ultimate yang terjadi pada kabel jembatan maka dapat ditentukan Luas strand (A_n)

$$A_n = \frac{P_n}{f \sin \alpha_n}$$

Keterangan :

A_n = luas kabel ke-n

P_n = reaksi tumpuan ke-n

α_n = sudut kabel ke-n

f = $\sigma_g = 0,45 \times f_y$ kabel

$n = \frac{A_n}{A_s}$; adapun hasilnya dapat dilihat pada sajian tabel dibawah.

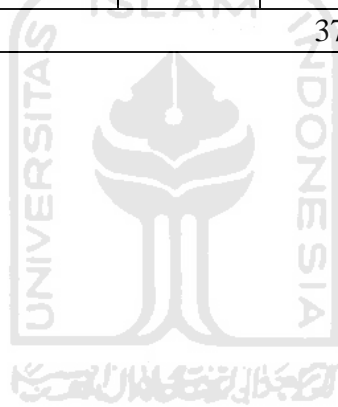
Tabel 5.37 Kebutuhan Kabel *strand*

No.	Sudut	Panjang	Keterangan	kombo 1	kombo 2	kombo 3	kombo 4	kombo 5	kombo 6	kombo 7
MS	24.23	50.58	P tarik (kN)	1090.75	888.64	888.63	887.88	403.10	435.80	932.93
			Aps	1303.17	1061.70	1061.68	1060.79	481.60	520.67	1114.61
			n	9.31	7.58	7.58	7.58	3.44	3.72	7.96
			n pakai	37						
MS 1	25.73	65.72	P tarik (kN)	433.95	519.51	519.51	519.94	271.90	255.90	541.58
			Aps	518.46	620.68	620.68	621.19	324.85	305.74	647.05
			n	3.70	4.43	4.43	4.44	2.32	2.18	4.62
			n pakai	37						
MS 2	27.48	60.89	P tarik (kN)	1770.85	1754.47	1754.47	1754.99	862.78	862.41	1834.61
			Aps	2115.71	2096.14	2096.14	2096.76	1030.80	1030.36	2191.89
			n	15.11	14.97	14.97	14.98	7.36	7.36	15.66
			n pakai	37						
MS 3	29.54	56.12	P tarik (kN)	2807.29	2710.47	2710.47	2710.80	1319.67	1331.59	2835.74
			Aps	3353.99	3238.32	3238.32	3238.71	1576.67	1590.91	3387.98
			n	23.96	23.13	23.13	23.13	11.26	11.36	24.20
			n pakai	37						
MS 4	32.01	51.41	P tarik (kN)	3531.10	3375.86	3375.85	3376.05	1637.83	1657.46	3532.53
			Aps	4218.76	4033.29	4033.27	4033.51	1956.79	1980.24	4220.47
			n	30.13	28.81	28.81	28.81	13.98	14.14	30.15
			n pakai	37						

MS 5	35.00	46.79	P tarik (kN)	4013.59	3816.87	3816.86	3816.96	1850.44	1872.97	3994.30
			Aps	4795.21	4560.18	4560.17	4560.29	2210.80	2237.72	4772.16
			n	34.25	32.57	32.57	32.57	15.79	15.98	34.09
			n pakai	37						
MS 6	38.66	42.28	P tarik (kN)	4393.91	4163.32	4163.31	4163.35	2021.94	2043.10	4356.87
			Aps	5249.60	4974.10	4974.09	4974.13	2415.70	2440.98	5205.34
			n	37.50	35.53	35.53	35.53	17.25	17.44	37.18
			n pakai	61						
MS 7	43.23	37.93	P tarik (kN)	4811.10	4544.95	4544.95	4545.04	2217.37	2233.71	4755.95
			Aps	5748.03	5430.05	5430.05	5430.16	2649.19	2668.71	5682.14
			n	41.06	38.79	38.79	38.79	18.92	19.06	40.59
			n pakai	61						
MS 8	49.00	33.79	P tarik (kN)	4.28	4.05	4.05	4.05	2.03	2.04	4.22
			Aps	5.11	4.84	4.84	4.84	2.43	2.44	5.04
			n	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.04
			n pakai	37						
MS 9	56.31	29.95	P tarik (kN)	5.67	5.36	5.36	5.36	2.71	2.70	5.60
			Aps	6.77	6.40	6.40	6.40	3.24	3.23	6.69
			n	0.05	0.05	0.05	0.05	0.02	0.02	0.05
			n pakai	37						
MS 10	65.56	26.55	P tarik (kN)	3083.46	3060.44	3060.44	3061.15	1546.34	1530.94	3200.49
			Aps	3683.94	3656.44	3656.44	3657.29	1847.48	1829.08	3823.76
			n	26.31	26.12	26.12	26.12	13.20	13.06	27.31
			n pakai	37						

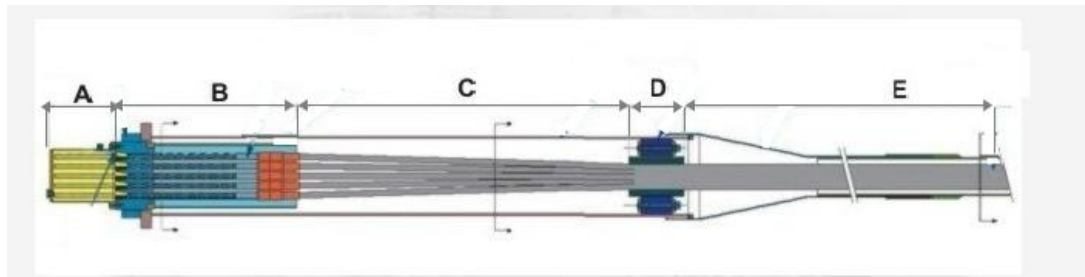
BS	30.97	48.55	P tarik (kN)	2469.30	2516.11	2516.11	2516.89	1152.74	1147.29	2638.50
			Aps	2950.18	3006.11	3006.11	3007.04	1377.23	1370.72	3152.33
			n	21.07	21.47	21.47	21.48	9.84	9.79	22.52
			n pakai	37						
BS 1	33.03	44.28	P tarik (kN)	2593.60	2534.10	2534.10	2534.40	1184.67	1192.70	2655.52
			Aps	3098.69	3027.60	3027.60	3027.96	1415.38	1424.97	3172.66
			n	22.13	21.63	21.63	21.63	10.11	10.18	22.66
			n pakai	37						
BS 2	36.08	40.10	P tarik (kN)	2609.90	2491.90	2491.90	2491.90	1185.90	1191.41	2609.62
			Aps	3118.16	2977.18	2977.18	2977.18	1416.85	1423.43	3117.83
			n	22.27	21.27	21.27	21.27	10.12	10.17	22.27
			n pakai	37						
BS 3	39.24	35.97	P tarik (kN)	2527.80	2373.45	2373.45	2373.63	1144.10	1149.20	2484.20
			Aps	3020.07	2835.66	2835.66	2835.88	1366.91	1373.00	2967.98
			n	21.57	20.25	20.25	20.26	9.76	9.81	21.20
			n pakai	37						
BS 4	43.23	32.31	P tarik (kN)	2368.54	2199.67	2199.67	2199.96	1070.93	1074.20	2301.46
			Aps	2829.80	2628.04	2628.04	2628.39	1279.49	1283.39	2749.65
			n	20.21	18.77	18.77	18.77	9.14	9.17	19.64
			n pakai	37						
BS 5	49.00	28.65	P tarik (kN)	2105.18	1955.87	1955.88	1956.12	965.10	963.79	2045.83
			Aps	2515.15	2336.76	2336.77	2337.06	1153.05	1151.48	2444.24
			n	17.97	16.69	16.69	16.69	8.24	8.22	17.46
			n pakai	37						

BS 6	56.31	25.42	P tarik (kN)	1611.13	1505.84	1505.84	1505.95	769.10	761.56	1574.50
			Aps	1924.89	1799.09	1799.09	1799.22	918.88	909.87	1881.12
			n	13.75	12.85	12.85	12.85	6.56	6.50	13.44
			n pakai	37						
BS 7	65.56	23.37	P tarik (kN)	604.38	559.49	559.50	559.54	312.55	294.14	583.83
			Aps	722.08	668.45	668.46	668.51	373.42	351.42	697.53
			n	5.16	4.77	4.77	4.78	2.67	2.51	4.98
			n pakai	37						



d. Sifat mekanis ankur

Angkur yang digunakan untuk Jembatan Irung Petruk adalah tipe VSL SSI 2000. Penampang ankur VSL SSI 2000 dapat dilihat pada gambar 5.46 berikut ini.



Gambar 5.46 Penampang ankur VSL SSI 2000

Keterangan :

A = *Protection Cap*

B = *Stressing End with Adjustable Anchorage*

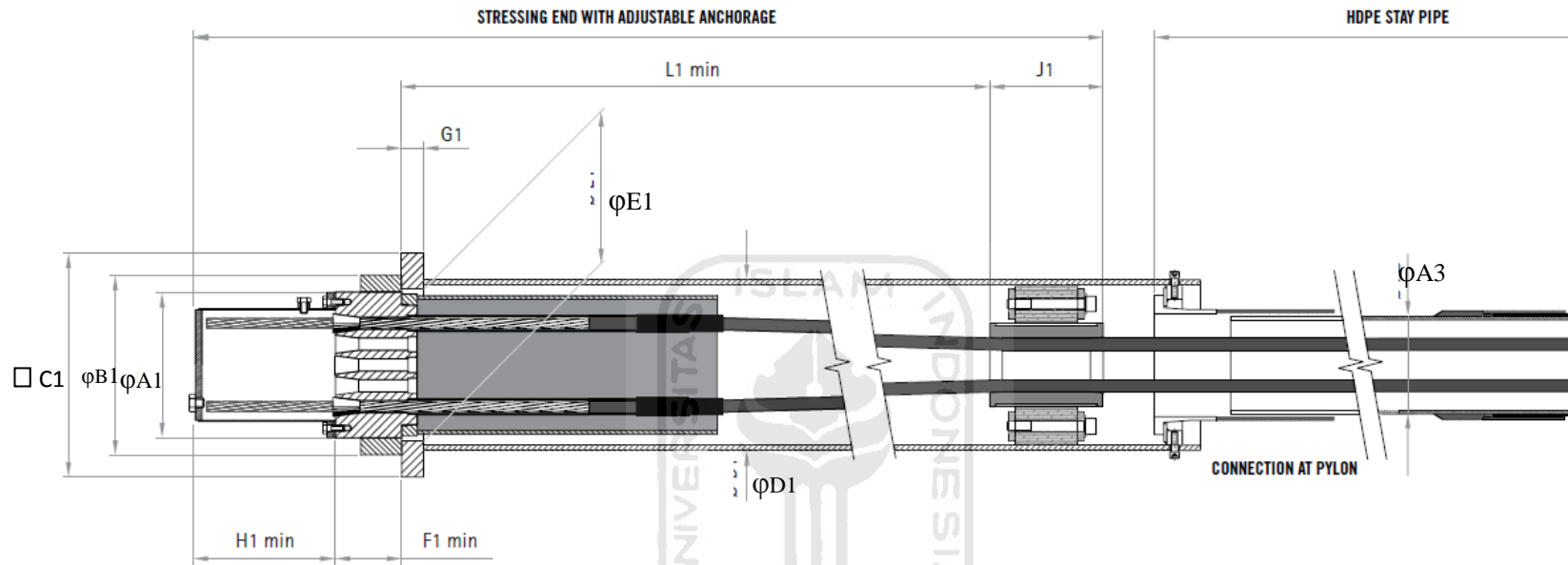
C = *Transition Length*

D = *Guide Deviator*

E = *Stay Free Length with Deck Connection*

Dimensi ankur yang digunakan sesuai dengan kebutuhan *strand* kabel. Kebutuhan *Strand* kabel berdasarkan perhitungan diatas didapatkan 2 jenis *strand*, yaitu kabel dengan jumlah *37 strand* dan *61 strand*. Angkur yang digunakan untuk perencanaan adalah sebagai berikut.

Angkur yang digunakan untuk kabel *37 strand* dan *61 strand* memiliki spesifikasi tertera pada tabel 5.38 sebagai berikut (lihat juga gambar 5.47).



Gambar 5.47 Detail Dimensi Penampang angkur

(sumber: <http://www.vsl-sg.com/flip/stay-cable/files/a4%20stay%20cable%20brochure.pdf>)

Tabel 5.38 Spesifikasi Angkur yang digunakan untuk disain

Tendon Unit	Number of strand n	Minimum breaking load kN	Force at 45 % kN	Trasverse force kN	ϕ A1 mm	ϕ B1 mm	C1 mm	ϕ D1 mm	ϕ E1 mm	F1 mm	G1 mm	H1 mm	J1 mm	L1 min mm	ϕ A3 mm
6-37	37	10323	4645	150	310	380	485	355,6/8	316	140	50	295	210	1500	180/5,6
6-61	61	17019	7659	250	385	47	600	419/10	391	180	65	345	260	1750	225/7

e. Penulangan angkur

Contoh perhitungan angkur digunakan kabel dengan 37 *strand*, gaya tarik yang diterima oleh angkur diambil dari gaya tarik terbesar yang membebani kabel 37 *strand* tersebut, $P = 4013,59$ kN.

Lebar angkur, $C1 = 485$ mm

h balok = 1600 mm

Gaya Tarik angkur, $T = 0,5 \cdot P_o \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right)$

$$= 0,5 \cdot 4013,59 \cdot 10^3 \cdot \left(1 - \frac{485}{1600}\right) = 1398485,27 \text{ N}$$

f_y baja untuk angkur yang digunakan = 460 MPa

Tegangan ijin baja untuk angkur = $0,6 \cdot f_y$
 $= 0,6 \cdot 460 = 276$ MPa

Luas tul yang di butuhkan, $A_s = \frac{T}{0,6 \cdot f_y}$
 $= \frac{1398485,27}{276} = 5066,98 \text{ mm}^2$

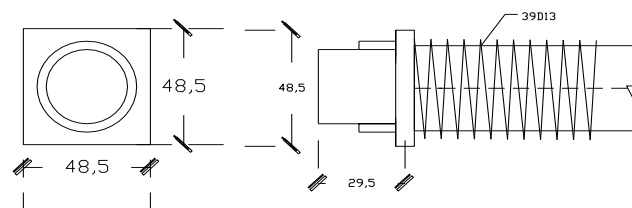
Diameter tulangan yang digunakan, $D = 13$ mm

Luas tulangan, $A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$

Tulangan angkur yang digunakan = $\frac{A_s}{A_{1D}} = \frac{5066,98}{132,732} = 38,17$ buah ≈ 39 buah

Maka digunakan tulangan pada angkur 39D13

Gambar pembesian angkur dapat dilihat seperti pada gambar 5.48 di bawah ini.



Gambar 5.48 Pembesian angkur kabel 37 *strand*

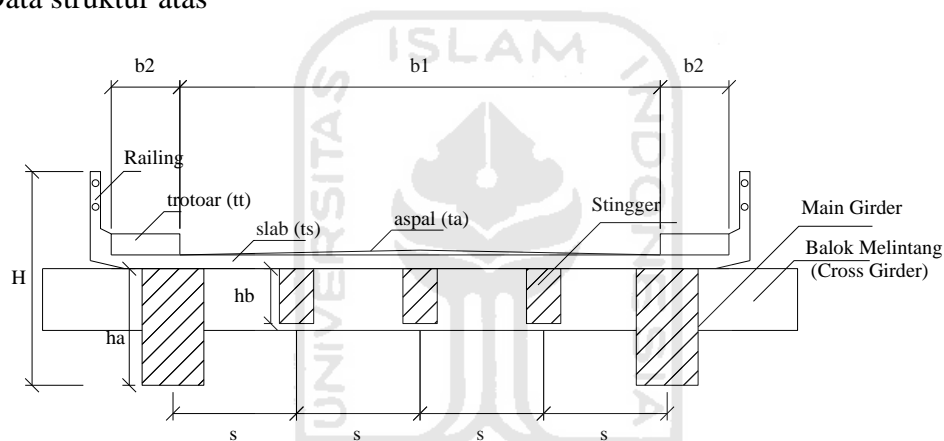
Dengan perhitungan yang sama penulangan angkur untuk kabel 61 *strand* didapatkan tulangan 66D13.

5.5. DESAIN STRUKTUR BAWAH

5.5.1. Perencanaan *Abutment* Jembatan

Abutment jembatan Irung petruk dibagi menjadi 2, yaitu abutment 1 (arah Jogja) dan abutment 2 (arah Wonosari). Jembatan terdiri atas 2 bentang, bentang pertama panjangnya adalah 65 m, dan bentang ke-2 adalah 45 meter. Abutment 1 mendukung jembatan bentang 45 m, sedangkan abutment 2 mendukung jembatan bentang 65 m, dan ditengah-tengah kedua bentang tersebut terdapat pilar jembatan. Analisis abutment yang dicontohkan dibawah ini adalah abutment 1 (arah jogja).

1. Data struktur atas



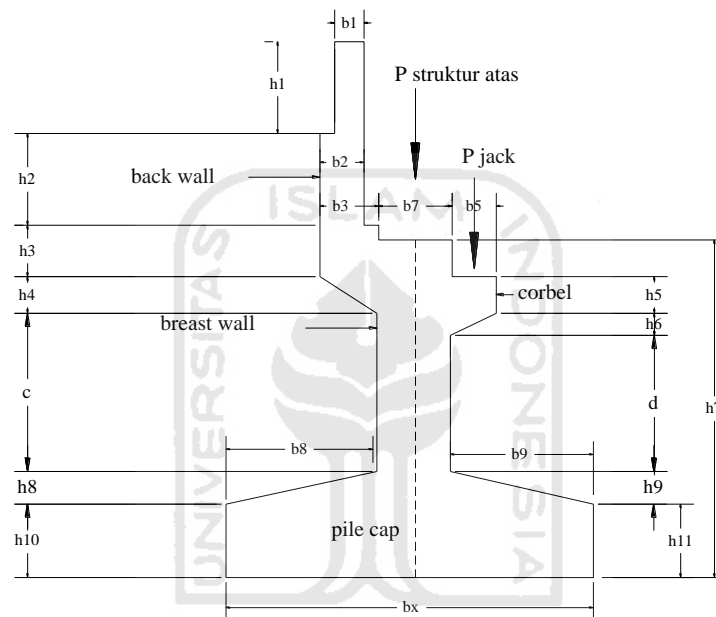
Gambar 5.49 Struktur Atas

Tabel 5.39 Data struktur atas

Uraian dimensi	notasi	dimensi	satuan
lebar jalan	b_1	7	m
lebar trotoar	b_2	1	m
lebar total jembatan	b	9	m
tebal slab lantai jembatan	t_s	0,2	m
tebal lapisan aspal + overlay	t_a	0,1	m
tebal trotoar	t_t	0,3	m
tebal genangan air	t_h	0,05	m
tinggi main girder	h_a	1,7	m
tinggi stringger	h_b	0,7	m
tinggi bidang samping jembatan	H	3,2	m

jarak antara balok	s	1,8	m
panjang bentang jembatan	L	110	m
specific gravity	notasi	besar	satuan
berat beton betulang	w_c	24	kN/m^3
berat aspal	w_a	22	kN/m^3
berat jenis air	w_w	9,8	kN/m^3

2. Data struktur bawah



Gambar 5.50 Struktur Bawah

a. Interpretasi Data Standard Peneration Test (SPT)

Dari grafik SPT (terlampir) diperoleh kedalaman abutment adalah pada kedalaman 8,30 m, karena daya dukung tanah dianggap cukup kuat untuk mendukung beban yang ada.

Pengolahan data SPT

Dengan melihat grafik SPT terlampir, diasumsikan sendiri, tanah dibagi menjadi beberapa lapisan dimana dalam setiap lapisan memiliki kecenderungan nilai N yang sama. Semakin banyak pembagian lapisan maka ketelitian untuk mendapatkan nilai N rerata yang akurat. Akan tetapi karena keterbatasan data maka lapisan tanah hanya dibagi menjadi 3 lapisan.

Diasumsikan jenis pasir sepanjang kedalaman pondasi adalah jenis pasir halus *normally consolidated*, sehingga persamaan *koreksi overburden* yang digunakan adalah

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{p_o'}{p_r}}, \text{ dimana}$$

C_N = nilai koreksi *overburden*

p_o' = tekanan overburden efektif (kN/m^2)

p_r = tegangan efektif referensi = 100 kN/m^2

sehingga nilai N menjadi $N = C_N \cdot N'$, dengan $N' = N$ yang diperoleh dari pembacaan grafik SPT terlampir.

Tabel 5.40 perhitungan nilai N *overburden*

depth (m)	N'	p_o'	C_N	$N = C_N \cdot N'$
3,0	12,0	50,37	1,33	15,96
5,5	16,0	142,72	0,82	13,18
7	52,0	282,07	0,52	27,22

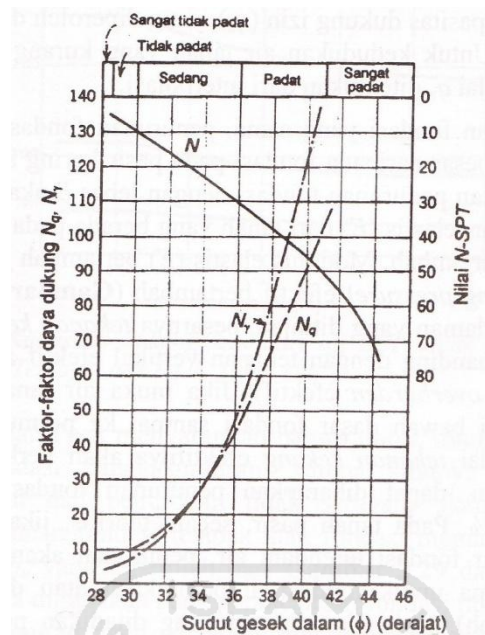
Dengan mengamati grafik SPT terlampir, maka sampai kedalaman 8,3 m tanah dapat dibagi menjadi 3 lapisan, yaitu :

- Kedalaman 0-3 m = Lapisan tanah I
- Kedalaman 3-5,5 m = Lapisan tanah II
- Kedalaman 5,5 – 7 m = Lapisan tanah III

Untuk lebih jelasnya dibuat table sebagai berikut :

Lapisan	Kedalaman (m)	Nilai N' rerata	kepadatan	Sudut gesek (φ)
I	0 - 3	15,96	sedang	32
II	3 – 5,5	13,18	sedang	31,5
III	5,5 – 7	27,22	sedang	34,5

Jenis kepadatan tanah dan sudut gesek (φ) diperoleh dari gambar 5.51, yang didasarkan pada nilai N' .



Gambar 5.51 Hubungan nilai C , N_q , N_y , dan ϕ (Peck dkk,1966)

Tegangan ijin tanah (σ_{ijin})

- Menurut Terzaghi dan Thomlinson (Pengujian Lab)

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \cdot w_s \cdot B \cdot N_y$$

keterangan :

D_f = Kedalaman abutment ($D_f = H = 7,4$ m)

B = Lebar pile cap (7 m)

γ = Berat volume tanah ($16,79$ kN/m³)

ϕ = Sudut gesek dalam ($34,5^\circ$)

C = Kohesi ($10,5$ kN/m²)

Faktor-faktor kapasitas dukung yang diusulkan oleh thomlinson adalah

$$N_c = (228 + 4,3 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (228 + 4,3 \times 34,5) / (40 - 34,5) = 68,43$$

$$N_q = (40 + 5 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (40 + 5 \times 34,5) / (40 - 34,5) = 38,64$$

$$N_y = (6 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (6 \times 34,5) / (40 - 34,5) = 37,64$$

$$q_{ult} = 1,3 \times 10,5 \cdot 68,433 + 16,79 \cdot 7,4 \cdot 38,64 + 0,6 \cdot 16,79 \cdot 6 \cdot 37,64 \\ = 8009.34 \text{ kN/m}^2$$

Angka aman, $SF = 3$,

$$\sigma_{ijin} = q_{ult} / SF = 8009.34 / 3 = 2669.78 \text{ kN/m}^2$$

2. Menurut Meyerhoff (Data Pengujian SPT)

$$q_{ult} = 40 \cdot N' \text{ (dalam ton/m}^2\text{)}$$

keterangan :

$$N' = \text{nilai SPT terkoreksi, diambil dari nilai } N' \text{ rerata lapisan tanah ke-3} \\ = 27,22$$

$$q_{ult} = 40 \cdot 27,22 = 1088,8 \text{ ton/m}^2 = 10888 \text{ kN/m}^2$$

angka aman, $SF = 3$

$$\sigma_{ijin} = q_{ult} / SF = 10888 / 3 = 3629,33 \text{ kN/m}^2$$

Daya dukung aksial diambil dari nilai terkecil, maka σ_{ijin} tanah yang dipakai sebesar 2669.78 kN/m^2

b. Parameter tanah dan data struktur bawah / abutment

Tabel 5.41 Data Struktur Bawah.

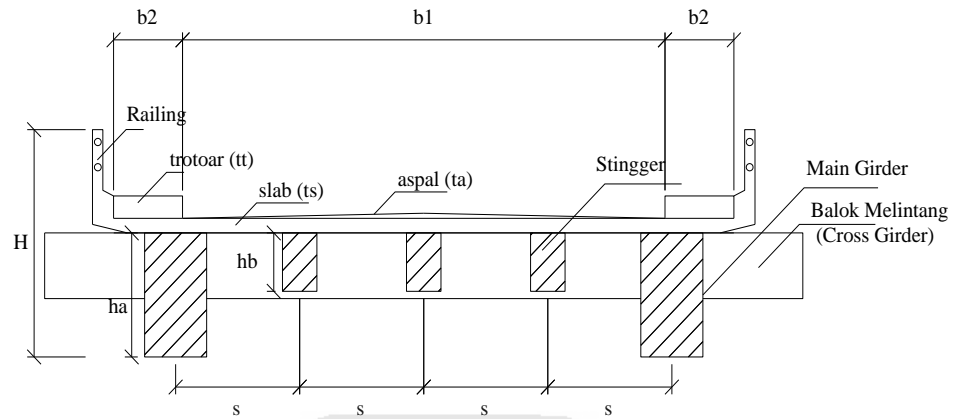
Notasi	m	notasi	m	keterangan	notasi	m
h_1	1.00	b_1	0.35	panjang abutment	B_y	9.00
h_2	1.00	b_2	0.50	tanah timbunan		
h_3	1.00	b_3	0.80	berat volume, w_s	17.20	kN/m^3
h_4	0.60		0.30	sudut gesek, Φ	35.00	$^{\circ}$
h_5	1.00	b_5	0.75	kohesi, C	0.00	kPa
h_6	0.50	b_7	1.20	tanah asli (di dasar pilecap)		
h_7	6.00	b_8	1.50	berat volume, w_s	16.79	kN/m^3
h_8	0.70	b_9	5.30	sudut gesek, Φ	34.50	$^{\circ}$
h_9	0.70	b_x	8.00	kohesi, C	10.50	kPa
h_{10}	1.50			Bahan Struktur		
h_{11}	1.50	H	8.30	mutu beton, f_c	30.00	MPa
c	2.50	d	2.00	mutu baja tulangan	460.00	MPa

B. Analisis Beban Kerja

1. Berat Sendiri

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1.1. Berat Sendiri Struktural Atas

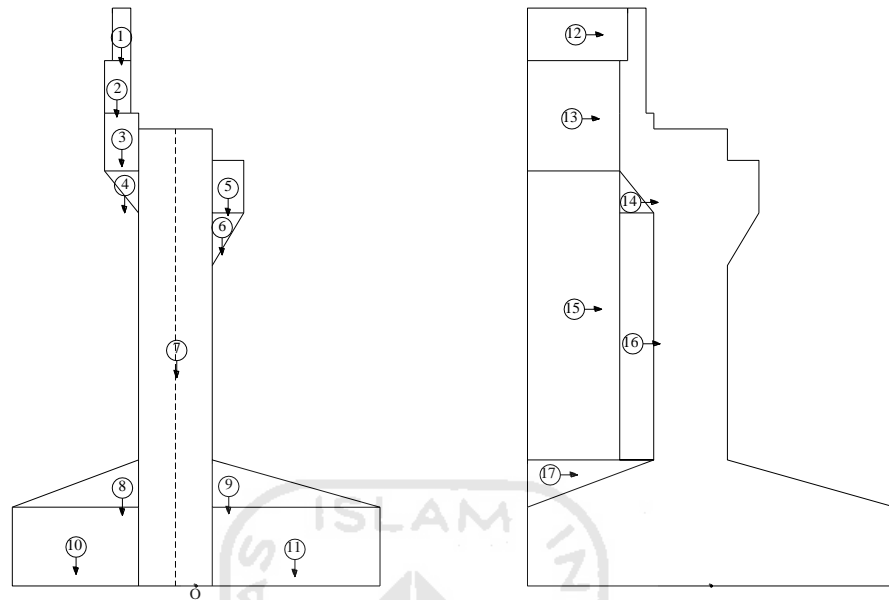


Gambar 5.51 Elemen-elemen struktur atas

Tabel 5.42 Berat dan Momen Struktur Atas

No.	Beban	Parameter Volume				berat	satuan	berat
		b (m)	t(m)	L (m)	n			
1	slab	9.00	0.20	45.00	1.00	24.00	kN/m ³	1944.00
2	trotoar	1.00	0.30	45.00	2.00	24.00	kN/m ³	648.00
3	balok utama	0.85	1.70	45.00	2.00	24.00	kN/m ³	3121.20
4	stringger	0.40	0.70	45.00	3.00	24.00	kN/m ³	907.20
5	cross girder	0.55	1.10	45.00	8.00	24.00	kN/m ³	5227.20
Total berat sendiri struktur atas, Wms								11847.60
beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas, Pms=1/2*Wms								5923.80
eksentrisitas beban thd. Pondasi, e = -bx/2+b8+b7/2								-1.90
momen pada fondasi akibat berat sendiri sturktur atas, Mms= Pms*e								-11255.22

1.2. Berat Sendiri Struktural Bawah



Gambar 5.52 Penomeran pada Struktur Abutment

Tabel 5.43 Berat dan Momen Struktur Bawah

No.	parameter				berat (kN)	lengan (m)	Momen (kNm)
	h (m)	b (m)	shape	Direc			
abutment							
1	1.00	0.35	1.00	-1.00	75.60	2.98	-224.91
2	1.00	0.50	1.00	-1.00	108.00	3.05	-329.40
3	1.00	0.80	1.00	-1.00	172.80	2.90	-501.12
4	0.60	0.80	0.50	-1.00	51.84	2.77	-143.42
5	1.00	0.75	1.00	1.00	162.00	-0.93	-149.85
6	0.50	0.75	0.50	1.00	40.50	-1.05	-42.53
7	6.00	1.20	1.00	-1.00	1555.20	1.90	-2954.88
8	0.70	1.50	0.50	-1.00	113.40	3.00	-340.20
9	0.70	5.30	0.50	1.00	400.68	0.47	186.98
10	1.50	1.50	1.00	-1.00	486.00	3.25	-1579.50
11	1.50	5.30	1.00	1.00	1717.20	1.35	2318.22
tanah							
12	1.00	1.45	1.00	1.00	313.20	7.80	2442.96
13	2.00	0.70	1.00	1.00	302.40	6.30	1905.12
14	0.60	0.80	0.50	1.00	51.84	4.90	254.02
15	3.10	0.70	1.00	1.00	468.72	3.75	1757.70
16	2.50	0.80	1.00	1.00	432.00	3.45	1490.40
17	0.70	1.50	0.50	1.00	113.40	1.85	209.79
				Pms	6564.78	Mms	4299.38

2. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan (superimposed dead load), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik,
- dls.

Tabel 5.44 Beban mati tambahan pada abutment

No.	Jenis beban mati tambahan	tebal (m)	lebar (m)	panjang (m)	w (kN/m ³)	berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	7.00	45.00	22.00	6930.00
2	Railing	w=	0.50	45.00		22.50
3	Air hujan	0.05	7.00	45.00	9.81	154.51
					W_{MA}	7107.01
beban pd abutment akibat beban mati tambahan, $P_{MA}=W_{MA}/2$						3553.50
eksentrisitas beban thd pondasi, e						-1.90
Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas, M_{MA}						-6751.66

3. Tekanan tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,6 yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws), sudut gesek dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan :

$$\text{Berat tanah, } w_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi, } c = 0$$

$$\text{Tinggi total abutment, } H = 7,4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment, } B_y = 9 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan setinggi 0,6 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan : $0,6 \cdot W_s = 0,6 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 = 10,32 \text{ kN/m}^2$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (45^\circ - 35/2) = 0,27$$

Tabel 5.45 berat tekanan tanah yang membebani abutment

No.	Gaya akibat tekanan tanah	T (kN)	lengan thd. O	y (m)	M (kNm)
1	$T=0,6*ws*H*K_a*By$	208.91	H/2	4.15	866.97
2	$T=H^2*ws*K_a*By/2$	1444.94	H/3	2.77	3997.67
		1653.85			4864.64

4. Beban lajur

Beban kendaraan yang berupa beban lajur terdiri dari beban terbagi merata (uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (knife Edge Load), KEL. Menurut BS 5400-2-1982, UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$w = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} \text{ kN/m}^2 \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang (L)} = 45 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } w = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,475} = 151 \left(\frac{1}{45} \right)^{0,475} = 24,76 \text{ kN/m}^2$$

KEL mempunyai intensitas $p = 120 \text{ kN/m}$

$$\text{Beban lajur, } W_{td} = q*L*b/2 + p*(1+0,33)*b/2$$

$$= 24,76 \times 45 \times 9/2 + 120 \times 1,33 \times 9/2 = 4457,85 \text{ kN}$$

Beban pada abutment akibat beban lajur "D", $P_{td} = 2228,93 \text{ kN}$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi, $e = -1,9 \text{ m}$

Momen pada pondasi akibat beban lajur "D", M_d :

$$M_d = P_{td}*e$$

$$= 2228,93 \times (-1,9) = -4234,96 \text{ kNm}$$

5. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Beban hidup trotoar mempunyai intensitas q (kN/m) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dilalui beban lalu lintas dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 5 \text{ kN/m untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = \frac{w \cdot UDL}{30} \times 5 \text{ kN/m untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang (L)} = 45 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } q = \frac{24,76}{30} \times 5 = 4,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar trotoar, } b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, } n = 2$$

$$A = 1 \times 45 \times 2 / 2 = 45 \text{ m}^2$$

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

Maka beban pada abutment akibat beban pejalan kaki, P_p :

$$P_p = A \times q = 45 \times 4,13 = 185,68 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi, $e = -1,9 \text{ m}$

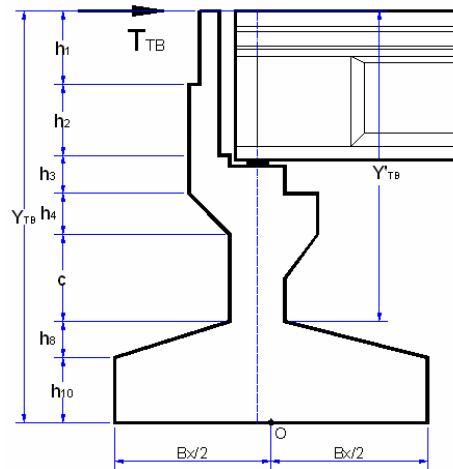
Maka momen pada pondasi akibat beban pedestrian, M_p sebesar :

$$M_p = 185,68 \times -1,9 = -352,79 \text{ kNm}$$

6. Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t).

Menurut BS 5400-2-1982, beban rem, T , yang membebani jembatan mempunyai nilai sebesar 250 kN.



Gambar 5.53 posisi gaya rem pada abutment

Dari gambar 5.53, lengan gaya terhadap pondasi sebesar :

$$Y_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10} \\ = 8,3 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem, $M_{TB} = 250 \times 8,3 = 2075 \text{ kNm}$

Sedangkan lengan gaya terhadap breast wall :

$$Y'_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 6,1 \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya rem, $M_{TB} = 250 \times 6,1 = 1525 \text{ kNm}$

7. Beban angin (EW)

a. Angin yang meniup bidang samping jembatan

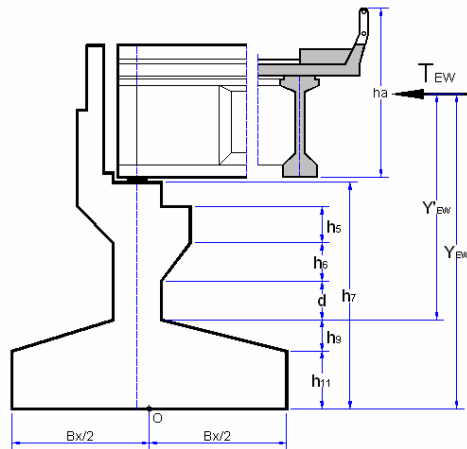
Gaya angin yang meniup pada bidang samping jembatan telah dihitung pada sub bab pembebanan, besarnya adalah $T = 13924,93 \text{ N} = 13,925 \text{ kN}$.

Tinggi bidang samping, $h_a = 3,2 \text{ m}$

Dari gambar 5.48, lengan gaya terhadap pondasi sebesar :

$$Y_{EW} = h_7 + h_a / 2 = 7,6 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem, $M_{TB} = 13,925 \times 7,6 = 105,83 \text{ kNm}$



Gambar 5.54 Posisi beban angin yang mengenai bidang samping jembatan

Sedangkan lengan gaya terhadap breast wall :

$$Y_{TB}^* = h_7 - h_9 - h_{11} + h_a / 2$$

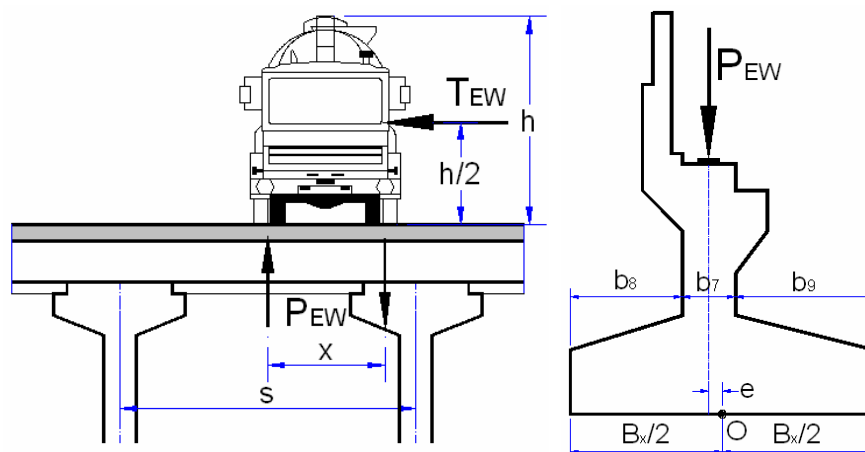
$$= 5,4 \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya rem, $M_{TB} = 13,925 \times 5,4 = 75,2 \text{ kNm}$

b. Transfer beban angin ke lantai jembatan

Menurut BS 5400-2-1982, gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$P_v = q * A * C_L$$



Gambar 5.55 Beban angin yang mengenai kendaraan

Keterangan :

q = tinggi tekanan dinamik ($= 0,613 v_c^2$ dalam N/m^2 , v_c dalam m/s),
nilai kecepatan sebesar $11,66 m/s$, di dapat dari subbab pembebanan.

A = luasan kendaraan yang terkena angin (m^2),

C_L = koefisien seret, nilai koefisien seret untuk *superstruktur* tidak kurang dari $0,7$ tetapi untuk *pylon* dapat ditentukan berdasarkan gambar ,

$$q = 0,613 v_c^2 = 0,613 \cdot 11,66^2 = 83,283 N/m^2$$

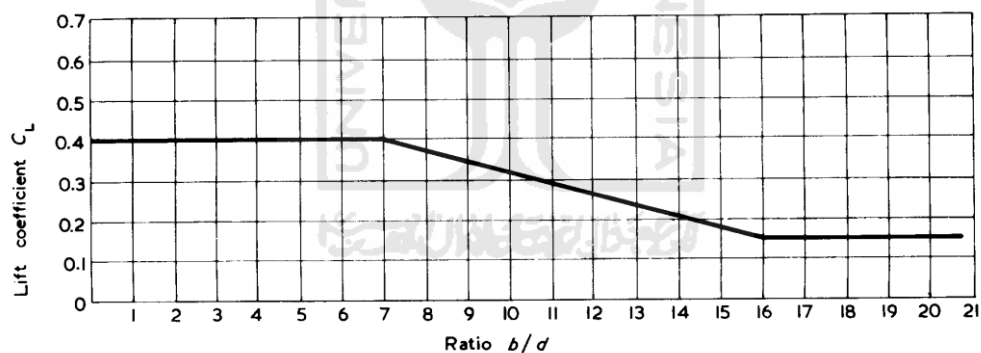
$$A_1 = 2 \times 5 = 10 m^2$$

$C_L = 0,4$; nilai C_D diambil berdasarakan gambar 5.56

$$\begin{aligned} \text{Maka, } P_{L_s} &= 83,283 \times 10 \times 0,4 \\ &= 333,36 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Eksentrisitas terhadap pondasi, $e = -1,9 m$

Momen pada pondasi, $M = P \cdot e = 333,36 \times -1,9 = -633,39 \text{ kNm}$



Gambar 5.56 koefisien angkat, C_L

8. Beban Gempa (EQ)

a. Beban gempa static ekivalen

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$T_e = K_h \cdot I \cdot W_t, \text{ dengan } K_h = C \cdot S$$

Keterangan :

T_e = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

- W_t = Berat tota jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan, $(P_{ms} + P_{ma})$ kN
 C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah
 S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energy gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

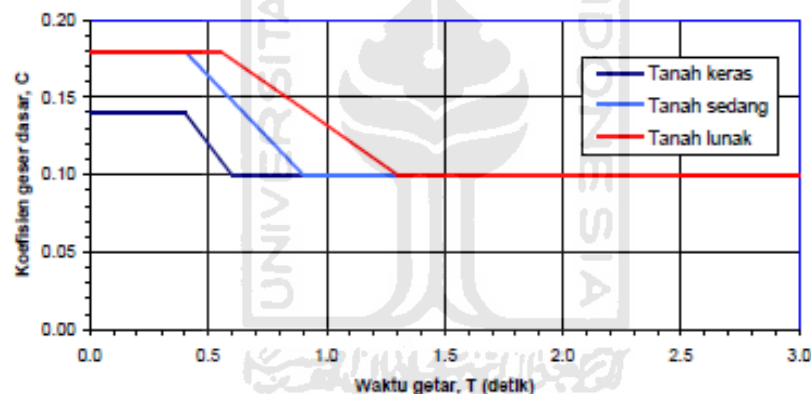
Waktu getar struktur, T , dihitung dengan rumus :

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

g = percepatan gravitasi ($=9,8 \text{ m/s}^2$)

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

$$W_{TP} = P_{ms} (\text{str atas}) + 1/2 \cdot P_{ms} (\text{str bawah})$$



Gambar 5.57 Hubungan antara waktu getar, T dan koefisien geser dasar, C

Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)

Tinggi breast wall, $L_b = h_3 + h_4 + c$	4.10	m
ukuran penampang breastwall, $b = B_y =$	9.00	m
$h = b/7 =$	1.20	m
Inersia penampang breastwall, $I_c = 1/12 \cdot b \cdot h^3$	1.2960	m^4
Mutu beton, f_c	30.00	Mpa
modulus elastis beton, $E_c = 5,5 \cdot (f_c / \gamma_m)^{0,5}$	24.60	kN/mm^2
nilai kekakuan, $K_p = 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_b^3$	1387561.92	kN/m
percepatan grafitasi, g	9.81	m/s^2
berat sendiri struktur atas, $P_{ms}(\text{atas})$	5923.80	kN
Beban sendiri struktur bawah, $P_{ms}(\text{bawah})$	6564.78	kN
berat total, $W_{tp} = P_{ms}(\text{atas}) + P_{ms}(\text{bawah})/2$	9206.19	kN

waktu getar alami struktur, T	0.16	detik
koefisien geser dasar, C =	0.18	
S=1*F	1.23	
F=1,25-0,025*n	1.23	
faktor kepentingan, I	1.00	
Gaya gempa, T _{EQ} = Kh*I*Wt	0.22	Wt

Table 5.46 Distribusi Beban Gempa pada Abutment

No.	Berat, Wt (kN)	Teq (kN)	Uraian lengan thd titik O	besar y (m)	Meq (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P _{MS}	5923.80	1306.20	y=H	8.30	10841.44
P _{MA}	3553.50	783.55	y=H	8.30	6503.44
ABUTMENT					
1	75.60	16.67	h10+h8+c+h4+h3+h2+h1/2	7.80	130.02
2	108.00	23.81	h10+h8+c+h4+h3+h2/2	6.80	161.94
3	172.80	38.10	h10+h8+c+h4+h3/2	5.63	214.64
4	51.84	11.43	h10+h8+c+2/3h4	5.10	58.30
5	162.00	35.72	h11+h9+d+h6+h5/2	4.00	142.88
6	40.50	8.93	h11+h9+d+2/3h6	3.83	34.23
7	1555.20	342.92	h7/2	3.00	1028.76
8	113.40	25.00	h10+h8/3	1.73	43.34
9	400.68	88.35	h11+h9/3	1.73	153.14
10	486.00	107.16	h10/2	0.75	80.37
11	1717.20	378.64	h11/2	0.75	283.98
TANAH					
12	313.20	69.06	H-h1/2	7.80	538.67
13	302.40	66.68	H-h1-h2/2	6.80	453.42
14	51.84	11.43	h10+h8+c+h4/3	4.90	56.01
15	468.72	103.35	h10+h8+(c+h4)/2	3.75	387.57
16	432.00	95.26	h10+h8+c/2	3.45	328.63
17	113.40	25.00	h10+2/3*h8	1.97	49.18
		3537.28			21489.99

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa, Y_e :

$$Y_e = Meq / Teq = 21489,99 / 3537,28 = 6,08 \text{ m}$$

Beban gempa arah melintang jembatan (arah y)

$$\text{Inersia penampang breast wall, } I_c = 1/12 * h * b^3 = 1/12 * 1,2 * 9^3 = 72,9 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan, K_p :

$$K_p = 3 * I_c * E_c / L_b^3 = 3 * 72,9 * 24,6 * 10^6 / 4,1 = 78050358,14 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar alami struktur, } T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[W_{tp} / (g \cdot K_p)]} \\ &= 0,0218 \end{aligned}$$

Koefisien geser dasar, $C = 0,18$ (didapat dari gambar 5.52)

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor tipe struktur, $S = 1,0 \cdot F$

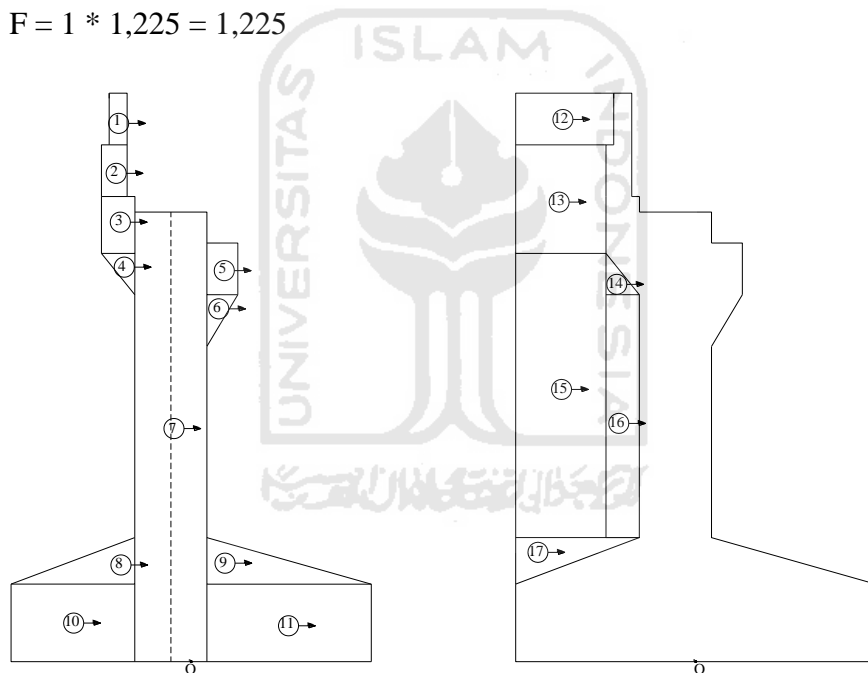
$$F = 1,25 - 0,025 \cdot n \text{ dan } F \text{ harus diambil } \geq 1$$

F = farktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral, ($n=1$)

$$\text{maka } F = 1,25 - 0,025 \cdot 1 = 1,225$$

$$S = 1 \cdot F = 1 \cdot 1,225 = 1,225$$



Gambar 5.58 Distribusi beban gempa pada arah x

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal, } K_h = C \cdot S = 0,18 \cdot 1,225 = 0,2205$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternative, maka diambil faktor kepentingan, $I = 1,0$

$$\text{Beban mati total, } W_t = P_{ms} + P_{ma} = 12488,58 \text{ kN}$$

Beban gempa arah melintang jembatan, T_e :

$$T_e = K_h \cdot I \cdot W_t = 0,2205 \times 1 \times 12488,58 = 3537,28 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa, M_e :

$$M_e = T_e * Y_e = 3537,28 \times 6,08 = 21489,99 \text{ kNm}$$

9. Gesekan pada perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer, $\mu = 0,18$

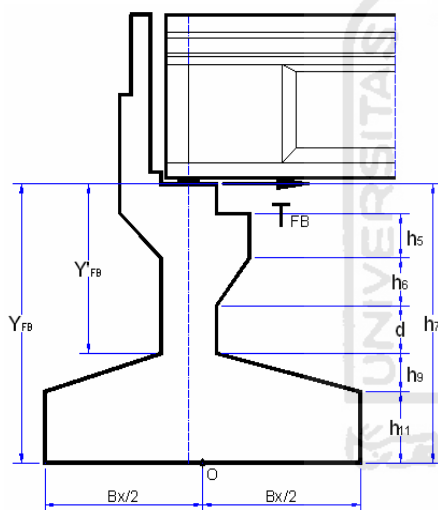
Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas , $P_{ms} = 5923,8 \text{ kN}$

Beban mati tambahan, $P_{ma} = 3553,5 \text{ kN}$

Reaksi abutment akibat beban tetap :



$$P_t = P_{ms} + P_{ma} = 9477,3 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan, T_f :

$$T_f = \mu P_t = 0,18 \times 9477,3 = 1705,91 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi, Y_{FB} :

$$Y_{FB} = h_7 = 6 \text{ m}$$

Momen pada pondasi, M_f :

$$M_f = T_f * Y_{FB} = 1705,91 \times 6 = 10235,5 \text{ kNm}$$

Lengan pada Breast Wall, Y'_{FB} :

$$Y'_{FB} = h_7 - h_9 - h_{11} = 3,8 \text{ m}$$

Momen pada Breast Wall akibat gesekan, $M_f = 1704,91 \times 3,8 = 6482,5 \text{ kNm}$

10. Kombinasi Beban Kerja

Tabel 5.47 Rekap Beban Kerja

No.	Aksi/beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap					
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
B	Beban lalu lintas					
4	Beban lajur "D"	2228.93			-4234.96	
5	Beban pedestrian	185.68			-352.79	
6	Gaya Rem		250.00		2075.00	
C	Aksi lingkungann					
7	Beban angin	333.36		13.93	-633.39	105.83
8	Beban gempa		3537.28	3537.28	21489.99	21489.99
D	Aksi lainnya					
9	Gesekan		1705.91		10235.49	

Kombinasi beban :

- Kombinasi 1

No.	aksi / beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"	2228.93			-4234.96	
5	Beban pedestrian	185.68			-352.79	
6	Gaya Rem					
7	Beban angin	333.36		13.93	-633.39	105.83
8	Beban gempa					
9	Gesekan		1705.91	0.00	10235.49	
	total	18790.05	3359.76	13.93	-3828.51	105.83

- Kombinasi 2

No.	aksi / beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"	2228.93			-4234.96	
5	Beban pedestrian					
6	Gaya Rem		250.00		2075.00	
7	Beban angin					
8	Beban gempa		3537.28	3537.28	21489.99	21489.99
9	Gesekan		1705.91		10235.49	
	total	18271.01	7147.04	3537.28	20722.66	21489.99

- Kombinasi 3

No.	aksi / beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"					
5	Beban pedestrian	185.68			-352.79	
6	Gaya Rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
9	Gesekan		1705.91		10235.49	
	total	16227.76	3359.76		1039.84	

- Kombinasi 4

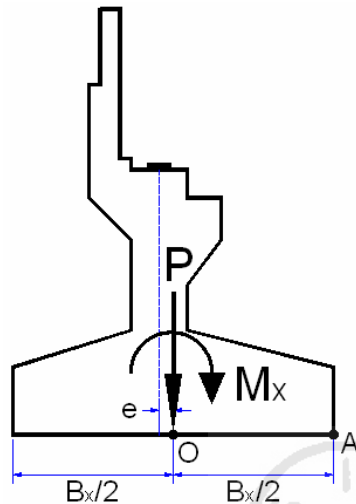
No.	aksi / beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"					
5	Beban pedestrian	185.68			-352.79	
6	Gaya Rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
9	Gesekan					
	total	16227.76	1653.85		-9195.65	

- Kombinasi 5

No.	aksi / beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"	2228.93			-4234.96	
5	Beban pedestrian					
6	Gaya Rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
9	Gesekan		1705.91		10235.49	
	total	18271.01	3359.76		-2842.33	

11. Kontrol Stabilitas Guling

a. Stabilitas Guling Arah X



Angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil = 2,2

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi : $B_x / 2 = 3,5$ m

M_x = Momen penyebab guling arah x

Momen penahan guling : $M_{P_x} = P \cdot (B_x / 2)$

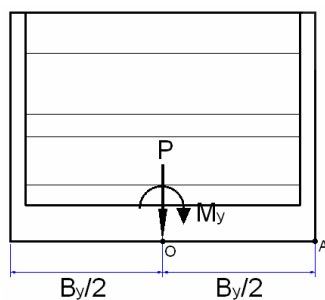
Angka aman terhadap guling, SF :

$$SF = M_{P_x} / M_x \geq 2,2$$

Tabel 5.48 Stabilitas guling arah x

No.	Komb. Beban	P (kN)	M_x (kNm)	M_{p_x} (kNm)	SF	keterangan
1	Kombinasi 1	18790.05	-3828.51	75160.21	-19.63	≥ 2.2
2	Kombinasi 2	18271.01	20722.66	73084.04	3.53	≥ 2.2
3	Kombinasi 3	16227.76	1039.84	64911.05	62.42	≥ 2.2
4	Kombinasi 4	16227.76	9195.65	64911.05	7.06	≥ 2.2
5	Kombinasi 5	18271.01	-2842.33	73084.04	-25.71	≥ 2.2

b. Stabilitas Guling Arah Y



Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi : $B_y / 2 = 4,5$ m

M_y = Momen penyebab guling arah y

Momen penahan guling, M_{p_y} :

$$M_{p_y} = P \cdot (B_y / 2)$$

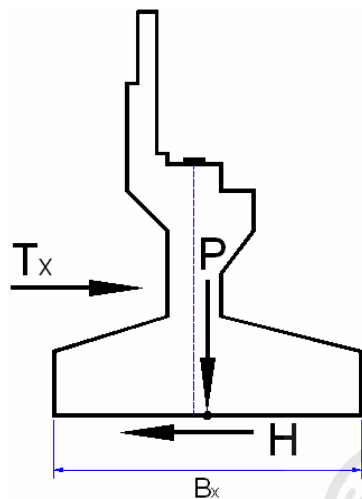
Angka aman, $SF = M_{p_y} / y \geq 2,2$

Tabel 5.49 Stabilitas guling arah y

No.	Komb. Beban	P (kN)	M_y (kNm)	M_{p_y} (kNm)	SF	keterangan
1	Kombinasi 1	18790.05	105.83	84555.24	798.97	≥ 2.2
2	Kombinasi 2	18271.01	21489.99	82219.55	3.83	≥ 2.2
3	Kombinasi 3	16227.76	0.00	73024.93		≥ 2.2
4	Kombinasi 4	16227.76	0.00	73024.93		≥ 2.2
5	Kombinasi 5	18271.01	0.00	82219.55		≥ 2.2

12. Kontrol Stabilitas Geser

a. Stabilitas Geser Arah X



parameter tanah dasar Pile Cap :

Berat volume, $w_s = 16,79 \text{ kN/m}^3$ Sudut gesek dalam, $\phi = 35^\circ$ Koehesi, $c = 10,5 \text{ kPa}$

Ukuran dasar pile cap :

 $B_x = 6 \text{ m}$ $B_y = 9 \text{ m}$ $T_x =$ Gaya penyebab geserGaya penahan geser, $H = C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi \geq 1,1$

Table 5.50 Stabilitas geser arah x

No.	Komb. Beban	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	keterangan
1	Kombinasi 1	3359.76	18790.05	12726.58	3.79	$\geq 1,1$
2	Kombinasi 2	7147.04	18271.01	12395.92	1.73	$\geq 1,1$
3	Kombinasi 3	3359.76	16227.76	11094.22	3.30	$\geq 1,1$
4	Kombinasi 4	1653.85	16227.76	11094.22	6.71	$\geq 1,1$
5	Kombinasi 5	3359.76	18271.01	12395.92	3.69	$\geq 1,1$

b. Stabilitas Geser Arah Y

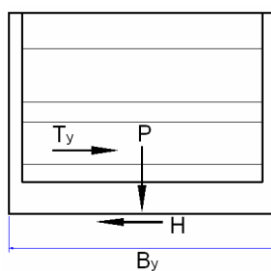


Table 5.51 Stabilitas geser arah x

No.	Komb. Beban	T_y (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	keterangan
1	Kombinasi 1	13.93	18790.05	12726.58	913.94	$\geq 1,1$
2	Kombinasi 2	3537.28	18271.01	12395.92	3.50	$\geq 1,1$
3	Kombinasi 3	0.00	16227.76	11094.22		$\geq 1,1$
4	Kombinasi 4	0.00	16227.76	11094.22		$\geq 1,1$
5	Kombinasi 5	0.00	18271.01	12395.92		$\geq 1,1$

13. Kontrol Daya Dukung

a. Tinjauan terhadap Beban Arah X

$$B_x = 8 \text{ m}$$

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

$$q \text{ ijin} = 2669,78 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{P}{B_x * B_y} \pm \frac{M_x}{\frac{1}{6} B_x^2 * B_y}$$

No.	Komb. Beban	P (kN)	Mx (kNm)	P/A	Mx/(1/6BH^2)	Pmax	Pmin
1	Kombinasi 1	18790.05	-3828.51	260.97	-35.45	296.42	225.52
2	Kombinasi 2	18271.01	20722.66	253.76	191.88	445.64	61.89
3	Kombinasi 3	16227.76	1039.84	225.39	9.63	215.76	235.01
4	Kombinasi 4	16227.76	9195.65	225.39	85.14	310.53	140.24
5	Kombinasi 5	18271.01	-2842.33	253.76	-26.32	280.08	227.45

b. Tinjauan terhadap Beban Arah Y

$$q = \frac{P}{B_x * B_y} \pm \frac{M_y}{\frac{1}{6} B_y^2 * B_x}$$

No.	Komb. Beban	P (kN)	My (kNm)	P/A	My/(1/6HB^2)	Pmax	Pmin
1	Kombinasi 1	18790.05	105.83	260.97	1.10	262.08	259.87
2	Kombinasi 2	18271.01	21489.99	253.76	223.85	477.62	29.91
3	Kombinasi 3	16227.76	0.00	225.39	0.00	225.39	225.39
4	Kombinasi 4	16227.76	0.00	225.39	0.00	225.39	225.39
5	Kombinasi 5	18271.01	0.00	253.76	0.00	253.76	253.76

C. Analisis Beban Ultimit

1. Pile Cap

a. Kombinasi Beban Ultimit Pile Cap

Table 5.52 Beban kerja Pile Cap

No.	Aksi / Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	berat sendiri	12488.58			-6955.84	
2	b. mati tambahan	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah		1653.85		4864.64	
4	Beban lajur "D"	2228.93			-4234.96	
5	Beban pedestrian	185.68			-352.79	
6	Gaya Rem		250.00		2075.00	
7	Beban angin	333.36		13.93	-633.39	105.83
8	Beban gempa		3537.28	3537.28	21489.99	21489.99
9	Gesekan		1705.91		10235.49	
	total	18790.05	7147.04	3551.20	19736.48	21595.82

Kombinasi 1

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	berat sendiri	1.35	16859.58			-9390.38	
2	b. mati tambahan	1.35	3553.50			-6751.66	
3	Tekanan tanah	1.20		1984.62		5837.57	
4	Beban lajur "D"	2.16	4814.48			-9147.52	
5	Beban pedestrian	0.75	139.26			-264.59	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin	1.50	500.04		20.89	-950.08	158.75
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		25866.87	3690.53	20.89	-10431.18	158.75

Kombinasi 2

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	berat sendiri	1.35	16859.58			-9390.38	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			-9114.74	
3	Tekanan tanah	1.20		1984.62		5837.57	
4	Beban lajur "D"	1.30	2897.61			-5505.45	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	1.50		375.00		3112.50	
7	Beban angin						
8	Beban gempa	1.00		3537.28	3537.28	21489.99	21489.99
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		24554.42	7602.81	3537.28	16664.97	21489.99

Kombinasi 3

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	16859.58			-12677.02	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			-9114.74	
3	Tekanan tanah	1.20		1984.62		5837.57	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian	1.50	208.89			-396.89	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		21865.70	3690.53		-6115.59	

Kombinasi 4

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	16859.58			-9390.38	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			-9114.74	
3	Tekanan tanah	1.20		1984.62		5837.57	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian	1.50	278.52			-529.18	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		21935.33	3690.53		-2961.25	

Kombinasi 5

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	16859.58			-9390.38	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			-9114.74	
3	Tekanan tanah	1.20		1984.62		5837.57	
4	Beban lajur "D"	1.90	4234.96			-8046.43	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		25891.77	3690.53		-10478.49	

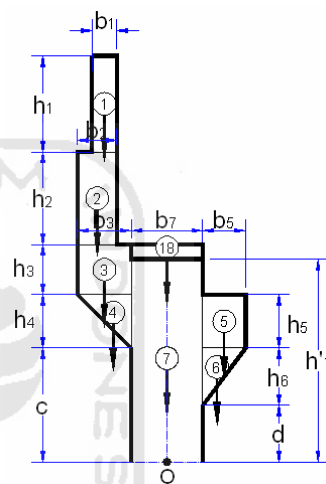
b. Rekap Kombinasi Beban Ultimit Pile Cap

No.	Komb. Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	25866.87	3690.53	20.89	-10431.18	158.75
2	Kombinasi 2	24554.42	7602.81	3537.28	16664.97	21489.99
3	Kombinasi 3	21865.70	3690.53		-6115.59	
4	Kombinasi 4	21935.33	3690.53		-2961.25	
5	Kombinasi 5	25891.77	3690.53		-10478.49	

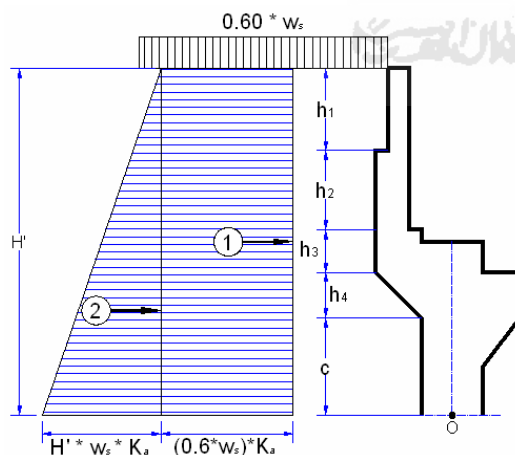
2. Breast Wall

a. Berat Sendiri

no.	Parameter		berat (kN)
	h	b	
1	1.00	0.35	75.60
2	1.00	0.50	108.00
3	1.00	0.80	172.80
4	0.60	0.80	51.84
5	1.00	0.75	162.00
6	0.50	0.75	40.50
7	3.80	1.20	984.96
	Struktur atas (slab, girder, dll)		9477.30
		Pm	11073.00



b. Tekanan Tanah



No.	Gaya akibat tekanan tanah	T (kN)	lengan thd O	y (m)	M (kNm)
1	$0,6 * ws * H * Ka * By$	153.53	$y = H/2$	3.05	468.28
2	$1/2 * H^2 * ws * Ka * By$	780.47	$y = H/3$	2.03	1586.95
	T total	934.00		Mt	2055.23

c. Beban Gempa

Beban Gempa Statik Ekuivalen

No.	Berat, Wt (kN)	Te (kN)	lengan thd O (m)	Me (kNm)
Sruktur Atas				
Pms	5923.80	1306.20	6.10	7967.81
Pma	3553.50	783.55	6.10	4779.64
Breast Wall				
1	75.60	16.67	5.60	93.35
2	108.00	23.81	4.60	109.54
3	172.80	38.10	3.60	137.17
4	51.84	11.43	2.90	33.15
5	162.00	35.72	3.00	107.16
6	40.50	8.93	2.33	20.84
7	984.96	217.18	1.90	412.65
	Te	2441.60	Me	13661.31

Beban gempa statik ekuivalen arah y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah x (memanjang jembatan)

d. Beban Ultimit Breast Wall

Table 5.53 Rekap Beban Kerja Breast Wall

No.	Aksi / Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	11073.00				
2	b. mati tambahan	3553.50				
3	Tekanan tanah		934.00		2055.23	
4	Beban lajur "D"	2228.93				
5	Beban pedestrian	185.68				
6	Gaya Rem		250.00		2075.00	
7	Beban angin	333.36		13.93		105.83
8	Beban gempa		2441.60	2441.60	13661.31	13661.31
9	Gesekan		1705.91		10235.49	

e. Kombinasi Beban Ultimate Breast Wall

Kombinasi 1

No.	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	14948.56			0.00	
2	b. mati tambahan	1.35	3553.50			0.00	
3	Tekanan tanah	1.20		1120.80		2466.27	
4	Beban lajur "D"	2.16	4814.48			0.00	
5	Beban pedestrian	0.75	139.26			0.00	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin	1.50	500.04		20.89	0.00	158.75

8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		23955.85	2826.72	20.89	12701.76	158.75

Kombinasi 2

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	14948.56			0.00	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			0.00	
3	Tekanan tanah	1.20		1120.80		2466.27	
4	Beban lajur "D"	1.30	2897.61			0.00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	1.50		375.00		3112.50	
7	Beban angin						
8	Beban gempa	1.00		2441.60	2441.60	13661.31	13661.31
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		22643.39	5643.31	2441.60	29475.57	13661.31

Kombinasi 3

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	14948.56			0.00	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			0.00	
3	Tekanan tanah	1.20		1120.80		2466.27	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian	1.50	208.89			0.00	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		19954.67	2826.72		12701.76	

Kombinasi 4

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	14948.56			0.00	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			0.00	
3	Tekanan tanah	1.20		1120.80		2466.27	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian	1.50	278.52			0.00	
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		20024.30	2826.72		12701.76	

Kombinasi 5

No .	aksi / beban	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	berat sendiri	1.35	14948.56			0.00	
2	b. mati tambahan	1.35	4797.23			0.00	
3	Tekanan tanah	1.20		1120.80		2466.27	
4	Beban lajur "D"	1.90	4234.96			0.00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem						
7	Beban angin						
8	Beban gempa						
9	Gesekan	1.00		1705.91		10235.49	
	total		23980.75	2826.72		12701.76	

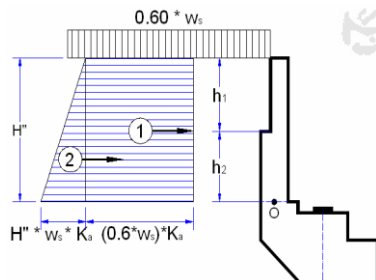
Tabel 5.54 Rekap Kombinasi Ultimit Breast Wall

No.	Komb. Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	23955.85	2826.72	20.89	12701.76	158.75
2	Kombinasi 2	22643.39	5643.31	2441.60	29475.57	13661.31
3	Kombinasi 3	19954.67	2826.72		12701.76	
4	Kombinasi 4	20024.30	2826.72		12701.76	
5	Kombinasi 5	23980.75	2826.72		12701.76	

3. Back Wall

a. Back Wall Bawah

a.1. Tekanan Tanah

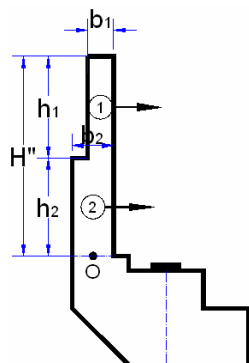


berat tanah, w_s	= 17,20	kN/m^3
sudut gesek dalam, ϕ	= 35,00	$^{\circ}$
kohesi, c	= 0,00	
tinggi back wall bawah, $H=h_1+h_2$	= 2,00	m
Lebar abutment, B_y	= 9,00	m
$0,6 * w_s$	= 10,32	

$$a.2. K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0,27$$

No,	Gaya akibat tekanan tanah	T (kN)	lengan thd O	y (m)	M (kNm)
1	$0,6 * w_s * H * K_a * B_y$	50,34	$y=H/2$	1,00	50,34
2	$1/2 * H^2 * w_s * K_a * B_y$	83,90	$y=H/3$	0,67	55,93
	T total	134,24		Mt	106,27

a.2. Beban Gempa Statik Ekuivalen



$$h_1 = 1,00 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,00 \text{ m}$$

$$H'' = 2,00 \text{ m}$$

$$T_{eq} = 0,22 W_t$$

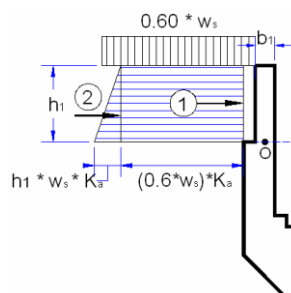
No.	Berat, W_t (kN)	T_e (kN)	lengan (m)	M_e (kNm)
1	75,60	16,67	1,50	25,00
2	108,00	23,81	0,50	11,91
		40,48		36,91

a.3. Beban Ultimit Back wall Bawah

No.	Jenis beban	faktor	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	tekanan tanah	1.20	134.24	106.27	161.09	127.53
2	Gempa statik ekuivalen	1.00	40.48	36.91	40.48	36.91
			beban ultimit back wall		201.57	164.44

b. Back Wall Atas

b.1. Tekanan Tanah



$$\text{berat tanah, } w_s = 17,20 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{sudut gesek dalam, } \phi = 35,00^\circ$$

$$\text{kohesi, } c = 0,00$$

$$\text{tinggi back wall atas, } H = h_1 = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment, } B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$0,6 * w_s = 10,32$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0,27$$

No.	Gaya akibat tekanan tanah	T (kN)	lengan thd O	y (m)	M (kNm)
1	$0,6 * w_s * H * K_a * B_y$	25,17	$y = H/2$	0,50	12,58
2	$1/2 * H^2 * w_s * K_a * B_y$	20,97	$y = H/3$	0,33	6,99
	T total	46,14		Mt	19,58

b.2. Beban Gempa Statik Ekuivalen

$$H'' = 1,00 \text{ m}$$

$$T_{eq} = 0,22 W_t$$

No.	Berat, W_t (kN)	T_e (kN)	lengan (m)	M_e (kNm)
1	75,60	16,67	0,50	8,33
		16,67		8,33

b.3. Beban Ultimit Back wall Atas

No.	Jenis beban	faktor	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	tekanan tanah	1.20	46.14	19.58	55.37	23.49
2	Gempa statik ekuivalen	1.00	16.67	8.33	16.67	8.33
			beban ultimit back wall		72.04	31.83

c. Corbell

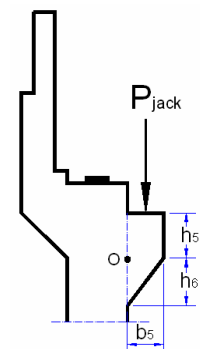
Pada saat penggantian bearing pad (elastomer), corbel direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari berat struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu lintas.

Gaya geser pada corbel, $P_{jack} = P_{ms} + P_{ma} + P_{td}$

Eksentrisitas, $e = b_5 / 2 = 0,3 \text{ m}$

Gaya geser dan momen ultimit corbel

No.	Jenis Beban	faktor	P (kN)	Vu (kN)	e (m)	Mu (kNm)
1	berat sendiri	1.35	5923.80	7997.13	0.38	2998.92
2	beban mati tambahan	1.35	3553.50	4797.23	0.38	1798.96
3	beban lajur "D"	2.16	2228.93	4814.48	0.38	1805.43
			total	17608.84		6603.32



D. Design Abutment

1. Pile cap

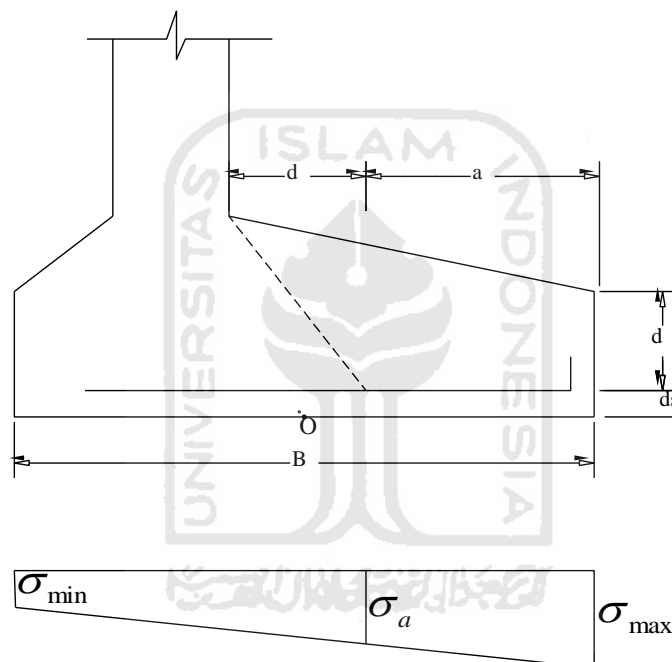
Dimensi pile cap :

$$B_x = 8 \text{ m}$$

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

$$H = 1,5 + 0,7 = 2,2 \text{ m}$$

a. Kontrol Tegangan Geser 1 Arah



Gambar 5.59 Kerusakan pile cap oleh gaya geser 1 arah

Parameter tanah dasar :

$$\sigma_{ijin} = 2669,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat volume, } w_s = 16,79 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kohesi, } c = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 75 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 16 \text{ mm}$$

$$d_s = 75 + 25/2 = 87,5 \text{ mm}$$

$$d = 2200 - 87,5 = 2112,50 \text{ mm} = 2,1125 \text{ m}$$

$$\text{Gaya Aksial maksimum } (P_{\max}) = 24554,42 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x maksimum } (M_{x,\max}) = 16664,97 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen arah y maksimum } (M_{y,\max}) = 21489,99 \text{ kNm}$$

Tinjauan arah x

$$\text{Tegangan pile cap, } \sigma = \frac{P}{B_x * B_y} \pm \frac{M_x}{\frac{1}{6} B_x^2 * B_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{\frac{1}{6} B_y \cdot B_x^2} = \frac{24554,42}{8 \times 9} + \frac{16664,97}{\frac{1}{6} \cdot 8^2 \cdot 9} = 514,63 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} \rightarrow$$

OK!!

$$\sigma_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{M}{\frac{1}{6} B_y \cdot B_x^2} = \frac{24554,42}{8 \times 9} - \frac{16664,97}{\frac{1}{6} \cdot 8^2 \cdot 9} = 167,44 \text{ kN/m}^2$$

Tinjauan arah y

$$\text{Tegangan pile cap, } \sigma = \frac{P}{B_x * B_y} \pm \frac{M_y}{\frac{1}{6} B_y^2 * B_x}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{\frac{1}{6} B_y \cdot B_x^2} = \frac{24554,42}{8 \times 9} + \frac{21489,99}{\frac{1}{6} \cdot 9^2 \cdot 8} = 500,02 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} \rightarrow \text{OK!!}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{M}{\frac{1}{6} B_y \cdot B_x^2} = \frac{24554,42}{8 \times 9} - \frac{21489,99}{\frac{1}{6} \cdot 9^2 \cdot 8} = 142,1 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan maksimum yang digunakan = 514,63 kN/m²

Tegangan minimum yang digunakan = 167,44 kN/m²

$$a = b_y - d = 530000 \text{ mm} - 2112,5 \text{ mm} = 3187,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = \left\{ (8 - 3,1875) \times \frac{(514,63 - 167,44)}{8} \right\} + 167,44 = 376,3 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = a \cdot B_y \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_a) / 2 = 3,1875 \times 9 \times (514,63 + 376,3) / 2 = 12779,16 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B_y * d = \left(0,75 * \frac{\sqrt{30}}{6} * 9000 * 2112,5 \right) / 1000 = 13016,97 \text{ kN}$$

$V_u < \phi V_c$, maka pile cap dimensi 8 x 9 m dan tinggi 2,2 meter aman terhadap geser satu arah.

b. Tulangan Lentur Pile Cap

$$\sigma_d = \left\{ 5,3x \frac{514,63-167,44}{8} \right\} + 167,44 = 397,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momen rencana ultimit, Mu :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \{ 1/3.(514,63-397,45)x5,3^2 \} + (397,45x0,5x5,3^2) \\ &= 6679,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Vu} = 5,3 \times 9 \times (514,63+397,45)/2 = 21753,1 \text{ kN}$$

Mutu beton, $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 460 \text{ MPa}$

Momen tahanan ultimit (M') = $0,156 f_{cu}.bd^2$

$$= 0,156 \times 30 \times 8000 \times 2112,5^2$$

$$= 16708185000 \text{ Nmm} = 167081.85 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$K = \frac{M}{f_{cu}bd^2}$$

$$= \frac{6679,36x10^6}{30.8000.2112,5^2}$$

$$= 0,05$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 2112,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,05}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 1988,1 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 2112,5 = 2028 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0,45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{2112,5 - 1988,1}{0,45} = 276,52 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} . 0,0035 = \frac{276,52 - 87,5}{276,52} . 0,0035 = 0,0024 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{6679,36 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 1988,1} = 4197,56 \text{ mm}^2/\text{m lebar pile cap}$$

ϕ tulangan utama = 25 mm

$$A_d = 0,25 \pi 25^2 = 490,873 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{490,873 \times 1000}{4197,56} = 116,95 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 2112,5 = 6337,5 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152,17 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada pile cap, maka digunakan tulangan pokok D25-110 mm ($A_s = 4462,5 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Bagi

Pada BS 5400-4-1990, pasal 5.8.4.2 luas minimum untuk tulangan bagi adalah 0,12 % bd untuk $f_y = 460 \text{ MPa}$ dan 0,15 % bd untuk $f_y = 250 \text{ MPa}$. Akan tetapi pada balok atau slab yang tebalnya lebih dari 600 mm luas minimum tulangan bagi adalah 0,05 % bd dengan spasi tidak lebih dari 300 mm.

$$A'_s = 0,05 \% \text{ bd} = 0,05 \% \times 1000 \times 2112,5 = 1056,25 \text{ mm}^2/\text{m lebar pile cap}$$

ϕ tulangan bagi = 16 mm

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A'_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1056,25} = 190,4 \text{ mm} \approx 190 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan bagi pada pile cap digunakan tulangan bagi D16-190 mm

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110. jika nilai $v < \phi V_c$ maka pile cap hanya memerlukan tulangan geser minimum.

$$V = 21753,1 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B * d = 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 8000 \cdot 2112,5 \right) / 1000 = 43817,81 \text{ kN}$$

Nilai $V < \phi V_c$, maka pile cap hanya perlu tulangan geser maksimum

Diameter tulangan sengkang yang digunakan, D12, diambil jarak sengkang arah Y, S_x dan $S_y = 300 \text{ mm}$.

Tulangan geser untuk pile cap digunakan D12-300 mm arah x dan D12-300 mm arah y.

2. Back Wall

a. Back Wall Atas

$$\text{tebal back wall (h)} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{lebar back wall (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 12 \text{ mm}$$

$$d_s = 40 + 12/2 = 46 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 350 - 46 = 304 \text{ mm}$$

Momen rencana ultimit, M_u :

$$M_u = 31,83 \text{ kNm}$$

$$V_u = 72,04 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana per meter lebar, M :

$$M = M_u / B_y = 31,83 / 9 = 3,54 \text{ kNm}$$

$$V = V_u / B_y = 72,04 / 9 = 8,0 \text{ kN}$$

Mutu beton, $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 460 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\
 &= 0,156 \times 30 \times 1000 \times 304^2 \\
 &= 432506880 \text{ Nmm} = 432.51 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\
 &= \frac{3,54 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 304^2} \\
 &= 0,0013 \\
 z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\
 &= 304 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0013}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 303,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 304 = 291,82 \text{ mm}$), z pakai = $291,82 \text{ mm}$ **OK!!**

$$\begin{aligned}
 z &= d - 0,45 x \\
 x &= \frac{d - z}{0,45} = \frac{304 - 291,82}{0,45} = 27,02 \text{ mm} \\
 \varepsilon_y &= 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{48 - 27,02}{48} \cdot 0,0035 = 0,00043 < \varepsilon_y (0,002)
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$f_y = f_s = 200000 \cdot 0,00043 = 86 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{3,54 \times 10^6}{0,87.86.304} = 30,3 \text{ mm}^2/\text{m lebar back wall}$$

ϕ tulangan utama = 12 mm

$$s = \frac{Ad.1000}{As} = \frac{0,25.\pi.12^2 \times 1000}{30,3} = 3735,32 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 302 = 906 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152,17 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada back wall, maka digunakan tulangan pokok D12-150 mm ($A_s = 1340,413 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Bagi

Pada BS 5400-4-1990, pasal 5.8.4.2 luas minimum untuk tulangan bagi adalah 0,12 % bd untuk $f_y = 460 \text{ MPa}$ dan 0,15 % bd untuk $f_y = 250 \text{ MPa}$. Akan tetapi pada balok atau slab yang tebalnya lebih dari 600 mm luas minimum tulangan bagi adalah 0,05 % bd dengan spasi tidak lebih dari 300 mm.

$$A'_s = 0,05 \% \text{ bd} = 0,05 \% \times 1000 \times 304 = 364,8 \text{ mm}^2/\text{ m lebar back wall}$$

ϕ tulangan bagi = 12 mm

$$s = \frac{Ad.1000}{As} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{364,8} = 310,1 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada back wall, digunakan tulangan bagi D12-300 mm

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110. jika nilai $v < v_c$ maka back wall tidak memerlukan tulangan geser.

$$V = 8,93 \text{ kN}$$

$$0,5 * \phi V_c = 0,5 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B * d = 0,5 * 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 1000 \cdot 302 \right) / 1000 = 103,38 \text{ kN}$$

Nilai $V < 0,5 * \phi V_c$, maka back wall atas tidak perlu tulangan geser.

b. Back Wall Bawah

tebal back wall (h)	=	350	mm
lebar back wall (b)	=	1000	mm
tebal selimut beton (c)	=	40	mm
ϕ tulangan utama	=	12	mm
ϕ tulangan bagi	=	12	mm
ds	=	$40 + 12/2 = 46$	mm
tinggi efektif (d)	=	$500 - 46 = 454$	mm

Momen rencana ultimit, M_u :

$$M_u = 164,44 \text{ kNm}$$

$$V_u = 201,57 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana per meter lebar, M :

$$M = M_u / B_y = 164,44 / 9 = 18,27 \text{ kNm}$$

$$V = V_u / B_y = 201,57 / 9 = 22,4 \text{ kN}$$

Mutu beton, $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 460 \text{ MPa}$

Momen tahanan ultimit (M') = $0,156 f_{cu} b d^2$

$$= 0,156 \times 30 \times 1000 \times 454^2$$

$$= 964622880 \text{ Nmm} = 964,6 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned} K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\ &= \frac{18,27 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 454^2} \\ &= 0,00295 \end{aligned}$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 454 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,00295}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 452,5 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0.95d$ ($0.95 \times 454 = 435,84 \text{ mm}$), z pakai $435,84 \text{ mm}$ **OK!!**

$$z = d - 0.45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{454 - 435,84}{0,45} = 40,4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{48 - 40,4}{48} \cdot 0,0035 = 0,0005 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$f_y = f_s = 200000 \cdot 0,0005 = 100 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{20,32 \times 10^6}{0,87 \cdot 100 \cdot 435,84} = 492,15 \text{ mm}^2/\text{m lebar back wall}$$

ϕ tulangan utama = 12 mm

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 1000}{492,15} = 229,8 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 452 = 1356 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada back wall, maka digunakan tulangan pokok D12-150 mm ($A_s = 1340,413 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Bagi

Pada BS 5400-4-1990, pasal 5.8.4.2 luas minimum untuk tulangan bagi adalah 0,12 % bd untuk $f_y = 460$ MPa dan 0,15 % bd untuk $f_y = 250$ MPa. Akan tetapi pada balok atau slab yang tebalnya lebih dari 600 mm luas minimum tulangan bagi adalah 0,05 % bd dengan spasi tidak lebih dari 300 mm.

$$A'_s = 0,05 \% bd = 0,05 \% \times 1000 \times 454 = 544,8 \text{ mm}^2/\text{m lebar back wall}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 12 \text{ mm}$$

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{544,8} = 207,6 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada back wall, digunakan tulangan bagi D12-200 mm

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110. jika nilai $v < v_c$ maka back wall tidak memerlukan tulangan geser.

$$V = 24,65 \text{ kN}$$

$$0,5 * \phi V_c = 0,5 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B * d = 0,5 * 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 1000 \cdot 452 \right) / 1000 = 154,73 \text{ kN}$$

Nilai $V < 0,5 * \phi V_c$, maka back wall atas tidak perlu tulangan geser.

3. Corbel

$$\text{tebal back wall (h)} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{lebar back wall (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan bagi} = 12 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 25/2 = 52,5 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 750 - 52,5 = 697,5 \text{ mm}$$

Momen rencana ultimit, M_u :

$$M_u = 6603,32 \text{ kNm}$$

$$V_u = 17608,84 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana per meter lebar, M:

$$M = M_u / B_y = 6603,32 / 9 = 733,7 \text{ kNm}$$

$$V = V_u / B_y = 17608,84 / 9 = 1956,54 \text{ kN}$$

Mutu beton, $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 460 \text{ MPa}$

Momen tahanan ultimit (M') = $0,156 f_{cu} b d^2$

$$= 0,156 \times 30 \times 1000 \times 697,5^2$$

$$= 2276849250 \text{ Nmm} = 2276.85 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$K = \frac{M}{f_{cu} b d^2}$$

$$= \frac{733,7 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 697,5^2}$$

$$= 0,0503$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 697,5 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0503}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 656,1 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0,95d$ ($0,95 \times 697,5 = 669,6 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0,45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{697,5 - 656,1}{0,45} = 92,042 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{92,042 - 52,5}{92,042} \cdot 0,0035 = 0,0015 < \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$f_y = f_s = 200000 \cdot 0,0015 = 300 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\
 &= \frac{733,7 \times 10^6}{0,87 \cdot 300 \cdot 656,1} = 4274,4 \text{ mm}^2/\text{m lebar corbell}
 \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 25 mm

$$A_d = 0,25 \pi 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{490,87 \times 1000}{4274,4} = 114,84 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 487,5 = 1462,5 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{70000}{f_y} = \frac{70000}{460} = 152,17 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada corbell, maka digunakan tulangan pokok D25-110 mm ($A_s = 4462,5 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Tulangan Bagi

Pada BS 5400-4-1990, pasal 5.8.4.2 luas minimum untuk tulangan bagi adalah 0,12 % bd untuk $f_y = 460 \text{ MPa}$ dan 0,15 % bd untuk $y = 250 \text{ MPa}$. Akan tetapi pada balok atau slab yang tebalnya lebih dari 600 mm luas minimum tulangan bagi adalah 0,05 % bd dengan spasi tidak lebih dari 300 mm.

$$A'_s = 0,05 \% \text{ bd} = 0,05 \% \times 1000 \times 697,5 = 348,75 \text{ mm}^2/\text{m lebar corbell.}$$

ϕ tulangan bagi = 12 mm

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{348,75} = 324,3 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada corbell, digunakan tulangan bagi D12-300 mm

Tulangan Geser

Berdasarkan BS 8110. jika nilai $v < v_c$ maka corbell tidak memerlukan tulangan geser

$$V = 1956,53 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B * d = 0,75 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} . 1000 . 697,5 \right) / 1000 = 477,55 \text{ kN}$$

Nilai $V > \phi V_c$, maka corbel memerlukan tulangan geser.

$$V_s = Vu - \phi V_c = 1956,53 - 477,55 = 1478,99 \text{ kN}$$

Diameter tulangan sengkang yang digunakan, D12, diambil jarak sengkang arah Y, $S_y = 160 \text{ mm}$.

$$\text{Luas tulangan geser, } A_v = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times x b}{S_y} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 1000}{160} = 706,89 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x), S_x :

$$S_x = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{706,89 \cdot 460 \cdot 697,5}{1478,99 \times 10^3} = 153,4 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Tulangan geser untuk corbell digunakan D12-160 mm arah x dan D12-150 mm arah y.

4. Breast Wall

a. Penulangan Breast Wall

Dalam pendisainan breast wall, struktur disamakan sebagai kolom, maka dalam perhitungannya di perlukan diagram M-P dalam menentukan tulangnya. Tetapi dalam TA ini, untuk menentukan tulangan tidak menggunakan diagram M-P, akan tetapi desian yang digunakan sesuai pada buku *Reinforced Concrete Analysis and Design* oleh SS Ray. Dari analisis didapat :

$$M_x = 29475,57 \text{ kNm}$$

$$M_y = 13661,31 \text{ kNm}$$

$$N = 23980,75 \text{ kN}$$

Momen ultimit rencana per meter lebar, M :

$$M_x = 29475,57 / 9 = 3275,1 \text{ kNm}$$

$$M_y = 13661,31 / 9 = 1517,92 \text{ kNm}$$

$$N = 23980,75 / 9 = 2664,53 \text{ kN}$$

Mutu beton dan baja :

$$f_{cu} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 460 \text{ Mpa}$$

Dimensi breast Wall :

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

$$h = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul. pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul. sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{jarak antar tulangan} = 25 \text{ mm}$$

estimasi jumlah lapis tulangan = 2 lapis

$$d_s = 90,5 \text{ mm}$$

$$b' = 1000 \text{ mm}$$

$$h' = 1200 - 90,5 = 1109,5 \text{ mm}$$

$$l_o = 5,1 \text{ m}$$

tinggi efektif *pylon* (l_e)

$$l_e = \beta_e l_o$$

nilai β_e untuk kondisi seperti *pylon* atas (bagian atas bebas dan bagian bawah dijepit oleh balok dengan dimensi besar) berdasarkan BS 8110-1-1997 tabel 3.20 adalah 1,2. $l_e = 1,2 \times 6 = 7,2 \text{ m}$

$$\frac{l_{ex}}{h} = \frac{7,2}{1,2} = 6 < 10 \text{ (untuk kolom tanpa pengaku)}$$

$$\frac{l_{ey}}{b} = \frac{7,2}{1,0} = 7,2 < 10 \text{ (untuk kolom tanpa pengaku)}$$

maka kolom di disain sebagai kolom pendek pada kedua *axes*.

$$\text{Asumsi awal } \rho = 100 \frac{A_{sc}}{bh} = 1,6$$

maka $A_c = \text{luas beton bersih} = (1-0,016)bh = 0,984 bh$

$$\begin{aligned} N_{uz} &= 0,45 f_{cu} A_c + 0,87 f_y A_{sc} \\ &= (0,45 \cdot 30 \cdot 0,984 + 0,87 \cdot 460 \cdot 0,016) \times 1200 \times 1000 \times 10^{-3} \\ &= 23624,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{bal} &= 0,25 f_{cu} bh \\ &= 0,25 \cdot 30 \cdot 1200 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} \\ &= 9000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$K = \frac{N_{uz} - N}{N_{uz} - N_{bal}} = \frac{23624,64 - 2664,53}{23624,64 - 9000} = 1,43$$

Maka untuk kekakuan digunakan nilai $K = 1$

$$\begin{aligned} a_x &= \frac{1}{2000} \left(\frac{l_{ex}}{b} \right)^2 hK \\ &= \frac{1}{2000} \left(\frac{7200}{1000} \right)^2 1200 \cdot 1 \\ &= 31,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_y &= \frac{1}{2000} \left(\frac{l_{ey}}{h} \right)^2 bK \\ &= \frac{1}{2000} \left(\frac{7200}{1200} \right)^2 1000 \cdot 1 \\ &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{add x} &= Na_x \\ &= 2664,53 \cdot 0,0311 \\ &= 82,88 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{add y} &= Na_y \\ &= 2664,53 \cdot 0,018 \\ &= 47,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Biaxial Momen ($M_{i,x}$ dan $M_{i,y}$)

$$\begin{aligned} M_{i,x} &= M_x + M_{add,x} \\ &= 3275,1 + 82,88 \\ &= 3357,941 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{i,y} &= M_y + M_{add,y} \\ &= 1517,92 + 47,96 \\ &= 1565,885 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_{i,x}}{h'} = \frac{3357,94}{1109,5} = 3,024 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{i,y}}{b'} = \frac{1565,885}{1000} = 1,566 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{bhf'_{cu}} = \frac{2664,53 \times 10^3}{1000 \cdot 1200 \cdot 30} = 0,074$$

dari nilai $\frac{N}{bhf'_{cu}} = 0,073$ dengan cara interpolasi didapatkan nilai $\beta = 0,92$. (BS

8110-1-1997 tabel 3.22)

Biaxial Momen : jika $\frac{M_{i,x}}{h'} (3,024 \text{ kN}) > \frac{M_{i,y}}{b'} (1,566 \text{ kN})$.

Maka,

$$\begin{aligned} M'_x &= M_{i,x} + \beta \left(\frac{h'}{b'} \right) M_{i,y} \\ &= 3357,941 + 0,92 \cdot \left(\frac{1,1095}{1} \right) \cdot 1565,885 \\ &= 4957,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M'_x}{N} = \frac{4957,74}{2664,53} = 1,861$$

$$k = \frac{h'}{h} = \frac{1,1095}{1,2} = 0,925$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,861}{1,2} = 1,551$$

Nilai ρ akan didapatkan dengan menggunakan tabel 5.55. pemilihan tabel berdasarkan nilai f_{cu} (30 MPa) dan k (0,95). Dari tabel untuk nilai $e/h = 1,5$ dan $\rho = 1$, $N/bh = 1,44$; dan untuk $e/h = 1,6$ dan $\rho = 2$, $N/bh = 2,77$.

Dengan menggunakan interpolasi dari nilai $e/h = 1,551$ dan $N/bh = 2,22$ didapatkan $\rho = 1,59$. Untuk mendapatkan nilai ρ pada tugas akhir ini tidak menggunakan diagram M-N. sebab dengan menggunakan cara diatas nilai ρ yang didapatkan besarnya lebih pasti.

Tabel 5.55 Rectangular columns- $f_{cu} = 30$ MPa, $k = 0,95$

e/h	$\rho=0,4$		$\rho=1,0$		$\rho=2,0$		$\rho=3,0$		$\rho=4,0$		$\rho=6,0$		$\rho=8,0$	
	N/bh	z/h	N/bh	z/h	N/bh	z/h	N/bh	z/h	N/bh	z/h	N/bh	z/h	N/bh	z/h
0,05	13,63	1,045	15,68	1,095	19,27	1,062	22,87	1,104	26,47	1,053	30,07	1,078	33,67	1,098
0,10	12,18	0,944	14,24	1,000	17,84	1,062	20,79	1,104	24,06	1,053	27,34	1,078	30,81	1,098
0,15	10,90	0,851	12,90	0,915	16,03	0,980	18,07	1,022	22,06	1,053	25,07	1,078	28,06	1,098
0,20	9,71	0,757	11,69	0,841	14,06	0,910	17,52	0,953	20,34	0,983	23,13	1,007	25,91	1,025
0,25	8,65	0,694	10,61	0,779	13,46	0,881	16,15	0,895	18,79	0,926	21,41	0,948	24,00	0,968
0,30	7,73	0,633	9,68	0,726	12,40	0,803	14,95	0,847	17,43	0,878	19,89	0,900	22,32	0,918
0,35	6,84	0,567	8,87	0,683	11,48	0,763	13,89	0,808	16,24	0,838	18,55	0,860	20,84	0,877
0,40	5,93	0,492	8,17	0,647	10,67	0,729	12,96	0,775	15,18	0,805	17,37	0,827	19,53	0,844
0,45	5,11	0,424	7,56	0,617	9,96	0,701	12,14	0,747	14,26	0,777	16,32	0,799	18,37	0,815
0,50	4,39	0,364	6,96	0,576	9,33	0,677	11,42	0,723	13,42	0,753	15,39	0,775	17,33	0,791
0,55	3,77	0,313	6,31	0,523	8,78	0,656	10,77	0,702	12,68	0,733	14,55	0,754	16,41	0,771
0,60	3,25	0,270	5,73	0,475	8,29	0,639	10,19	0,685	12,02	0,715	13,80	0,736	15,57	0,753
0,65	2,82	0,234	5,22	0,433	7,86	0,623	9,67	0,669	11,42	0,699	13,13	0,721	14,81	0,737
0,70	2,47	0,204	4,78	0,395	7,46	0,610	9,20	0,656	10,87	0,686	12,61	0,707	14,13	0,723
0,75	2,17	0,180	4,36	0,362	7,03	0,583	8,77	0,644	10,38	0,674	11,96	0,695	13,80	0,711
0,80	1,93	0,160	4,00	0,332	6,69	0,547	8,38	0,633	9,93	0,663	11,44	0,684	12,93	0,700
0,85	1,74	0,144	3,69	0,306	6,19	0,514	8,03	0,624	9,51	0,653	10,97	0,674	12,40	0,690
0,90	1,57	0,130	3,41	0,283	5,83	0,483	7,70	0,615	9,13	0,644	10,63	0,665	11,91	0,681
0,95	1,43	0,119	3,17	0,263	5,50	0,456	7,40	0,607	8,78	0,637	10,13	0,657	11,47	0,673
1,00	1,31	0,111	2,96	0,245	5,19	0,430	7,07	0,598	8,46	0,629	9,78	0,650	11,05	0,666
1,10	1,12	0,101	2,58	0,214	4,66	0,386	6,43	0,533	7,87	0,617	9,09	0,637	10,30	0,653
1,20			2,29	0,190	4,20	0,348	5,87	0,487	7,26	0,606	8,61	0,626	9,86	0,642
1,30			2,06	0,170	3,82	0,317	5,39	0,447	6,83	0,586	8,00	0,617	9,07	0,632
1,40			1,86	0,154	3,49	0,290	4,97	0,412	6,34	0,525	7,55	0,609	8,56	0,624
1,50			1,69	0,140	3,21	0,267	4,61	0,382	5,90	0,489	7,11	0,590	8,10	0,617
1,60			1,55	0,129	2,97	0,247	4,29	0,356	5,61	0,457	6,67	0,563	7,69	0,611
1,70			1,44	0,119	2,76	0,229	4,00	0,332	5,17	0,429	6,28	0,520	7,32	0,605
1,80			1,33	0,114	2,58	0,214	3,78	0,311	4,86	0,403	5,92	0,491	6,93	0,575
1,90			1,24	0,110	2,42	0,200	3,53	0,292	4,58	0,380	5,59	0,464	6,67	0,544
2,00			1,16	0,107	2,27	0,188	3,32	0,276	4,33	0,359	5,30	0,440	6,23	0,517
2,20			1,03	0,103	2,03	0,168	2,98	0,247	3,90	0,323	4,79	0,397	5,66	0,469
2,40					1,83	0,152	2,70	0,224	3,64	0,294	4,36	0,362	5,16	0,428
2,60					1,67	0,138	2,46	0,204	3,34	0,269	4,00	0,332	4,74	0,393
2,80					1,53	0,127	2,26	0,188	2,99	0,248	3,69	0,306	4,38	0,364
3,00					1,41	0,117	2,09	0,174	2,77	0,229	3,42	0,284	4,07	0,338
3,20					1,31	0,114	1,96	0,161	2,68	0,214	3,19	0,265	3,80	0,315
3,40					1,22	0,112	1,82	0,151	2,41	0,200	2,98	0,248	3,58	0,295
3,60					1,14	0,110	1,71	0,142	2,26	0,187	2,81	0,233	3,36	0,278
3,80					1,08	0,108	1,61	0,133	2,13	0,177	2,66	0,220	3,16	0,262
4,00					1,01	0,107	1,52	0,126	2,01	0,167	2,50	0,208	2,99	0,248
5,00					0,79	0,102	1,19	0,112	1,58	0,131	1,87	0,163	2,36	0,195
6,00							0,97	0,109	1,30	0,115	1,62	0,134	1,94	0,161
7,00							0,82	0,106	1,10	0,112	1,37	0,116	1,65	0,136
8,00							0,72	0,104	0,96	0,110	1,19	0,114	1,43	0,119
10,00							0,57	0,102	0,75	0,107	0,94	0,111	1,13	0,114

Rasio tulangan yang diperlukan, $\rho = 1,59 \%$.

Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho \cdot b \cdot h = 1,59\% \cdot 1000 \cdot 1200 = 19080 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 25 \text{ mm}$

Tulangan tekan diasumsikan sama dengan tulangan tarik, maka :

$$A_{s(\text{tekan})} = A_{s(\text{tarik})} = 0,5 \times A_s = 8040 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s :

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{1/2 \cdot A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{8040} = 51,455 \text{ mm}$$

Karena jarak tulangan yang sempit, maka tulangan dipasang 2 lapis, sehingga

$$\text{didapat jarak tulangan, } s = \frac{A_d \cdot 1000}{1/4 \cdot A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4020} = 102,9 \text{ mm} \approx$$

100mm.

Tulangan lentur yang digunakan untuk *breastwall* adalah 2D25-100mm

b. Tulangan Geser Breast Wall

Perhitungan tulangan geser untuk Breast Wall didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Gaya aksial ultimit rencana, $P_u = N = 2664527,414 \text{ N}$

Momen Ultimit Rencana, $M = 3275063359,469 \text{ Nmm}$

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

Tinggi dinding abutment, $L = 6 \text{ m}$

Tebal dinding abutment, $h = 1,2 \text{ m}$

$$\text{Luas tulangan longitudinal abtment, } A_s = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{100} = 19634,95 \text{ mm}^2$$

$$V_u = M_u / L = 3275063359,469 / 6000 = 545843,9 \text{ N}$$

$$V_{c\text{max}} = 0,2 \cdot f_c \cdot b \cdot d = 0,2 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 1110,5 = 6663000 \text{ N}$$

$$\phi V_{c\text{max}} = 0,6 \cdot 6663000 = 3997800 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_{c\text{max}} \rightarrow \text{OK!!}$$

$$\beta_1 = 1,4 - d / 2000 = 1,4 - 1109,5 / 2000 = 0,845$$

$$\beta_2 = 1 + P_u / (14 \cdot f_c \cdot b \cdot h) = 1 + 2645087,414 / (14 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 1109,5) = 1,005$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d \sqrt{\{A_s * f_c / (b * d)\}} \\ &= 0,845 \cdot 1,005 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 1110,5 \sqrt{\{19634,95 * 30 / (1000 * 1110,5)\}} \\ &= 686835.948 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= V_{uc} + 0,6 * b * d \\ &= 686835.948 + 0,6 \cdot 1000 \cdot 1110,5 = 1353135.948 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 10153135,95 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$, maka struktur hanya memerlukan tulangan geser minimum.

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u$$

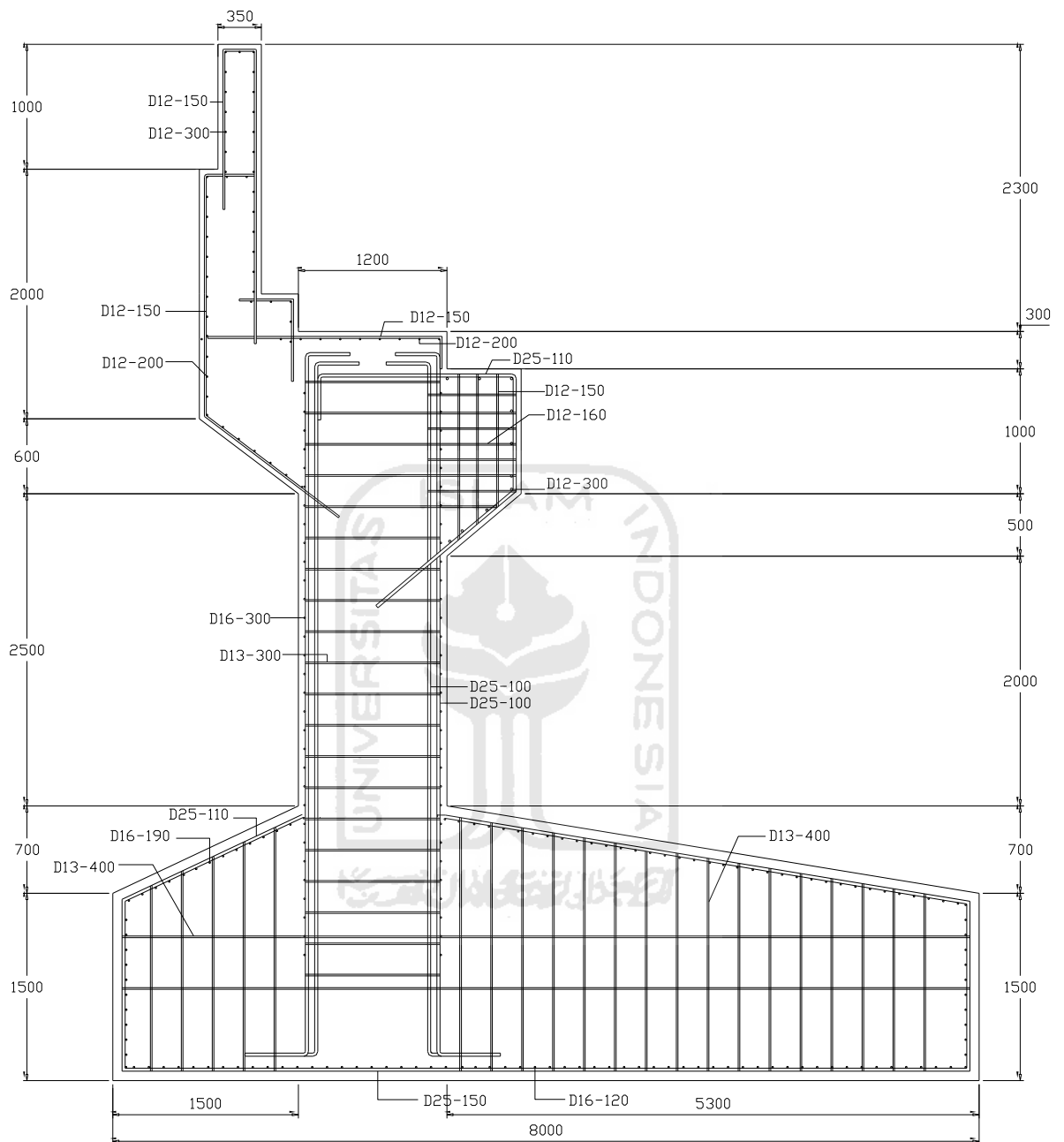
Untuk tulangan geser digunakan tulangan D12, jarak tulangan geser arah y, sy diasumsikan = 300 mm.

$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = \frac{0,25 * \pi * 12^2 * 1000}{300} = 376,991 \text{ mm}^2$$

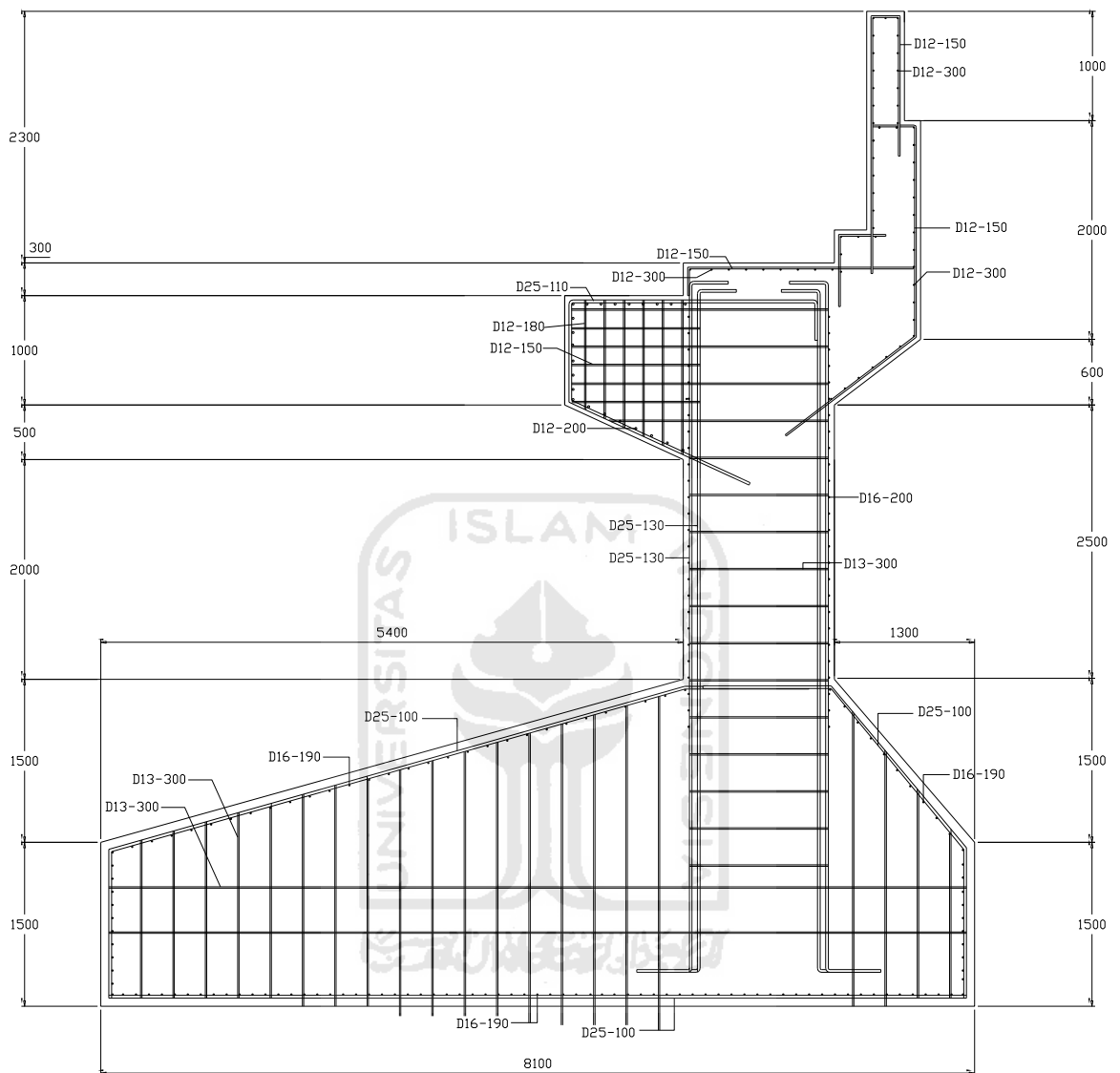
Maka jarak tulangan geser arah x yang diperlukan, Sx :

$$S_x = \frac{460.376,991.1110,5}{545843,9} = 352,8 \text{ mm}^2 \approx 300 \text{ mm}$$

Dari analisis digunakan tulangan geser pada breast wall adalah D12-300 untuk arah y dan arah x.



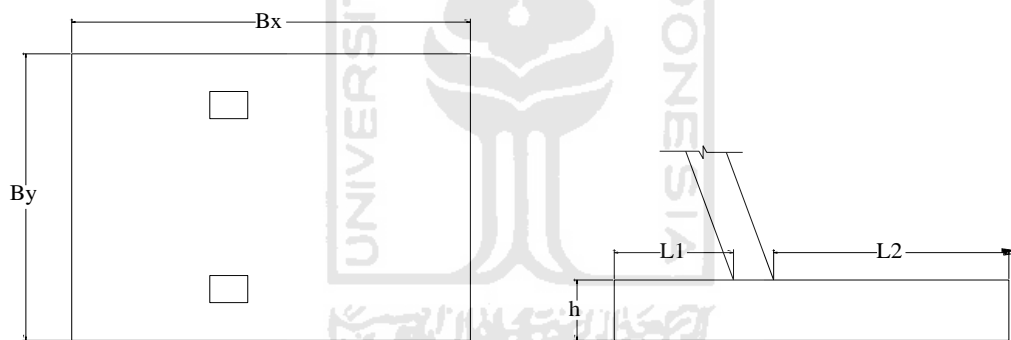
Gambar 5.60 Detail Penulangan Abutment sisi barat (menuju Jogja)



Gambar 5.61 Detail Penulangan Abutment sisi timur (menuju Wonosari)

5.5.2. Perencanaan Pondasi Sumuran pada Pilar

Berdasarkan penelitian tanah yang telah dilakukan, diketahui tanah keras berada pada kedalaman -9,7 m. Pondasi dangkal akan digunakan saat kedalaman tanah keras < 3 m. Oleh karena itu, kedalaman tersebut tidak memungkinkan untuk menggunakan pondasi dangkal, maka dalam disain pondasi pilar pada tugas akhir ini digunakan pondasi dalam yaitu pondasi sumuran. Kapasitas dukung pondasi sumuran dapat diketahui dengan menggunakan 3 metode, yaitu metode Paulos dan Davis, Terzaghi dan Thomlinson (Pengujian Lab), dan Meyerhoff (Data Pengujian SPT). Hasil yang didapat dari ke-3 metode tersebut digunakan nilai yang terkecil untuk selanjutnya dipakai untuk mendisain pondasi pilar. Berikut ini adalah estimasi untuk dimensi pile cap dan dan pondasi, serta perhitungan kapasitas daya dukung pondasi.



Gambar 5.62 Posisi Pilecap pada jembatan

Dimensi pile cap, $B_x = 13$ m
 $B_y = 15$ m

Data gaya aksial dan momen pilar yang didapat dari output SAP untuk beban ultimit:

$$\begin{aligned} P_{u1} &= 46923,95 \text{ kN} & P_{u2} &= 43759,4 \text{ kN} \\ M_{x1} &= 98651,7 \text{ kNm} & M_{x2} &= 87694,5 \text{ kNm} \\ M_{y1} &= 3181,71 \text{ kNm} & M_{y2} &= 2657,21 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Data gaya aksial dan momen pilar untuk beban layan (*service load*) :

$$\begin{aligned} P_{u1} &= 27582,67 \text{ kN} & P_{u2} &= 26459,4 \text{ kN} \\ M_{x1} &= 57989,1 \text{ kNm} & M_{x2} &= 53025 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$My_1 = 2379,67 \text{ kNm}$$

$$My_2 = 1649,56 \text{ kNm}$$

Estimasi tinggi pile cap = 2,9 m

Estimasi diameter pondasi = 3,3 m

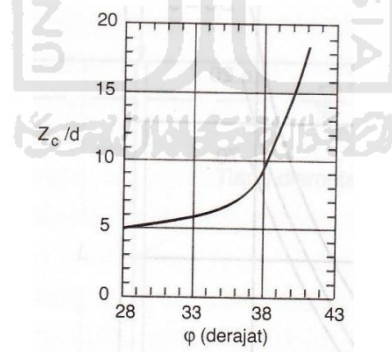
Kedalaman pondasi, $t = H - h = 9,7 - 2,9 = 6,8 \text{ m}$

Lebar pilar = 2,8 m

a. Metode Paulos dan Davis

depth (m)	N'	$\phi' = \phi_1$	$\phi' = 3/4\phi_1 + 10$
3.0	12.0	32.00	34.00
5.5	16.0	31.50	33.63
9.7	52.0	34.50	35.88

Nilai ϕ' digunakan untuk menentukan kedalaman kritis pondasi (z_c). Dengan $\phi' = 35,88^\circ$ didapat $z_c/d = 7$ (gambar 5.57 Hubungan z_c terhadap ϕ'), maka didapat $z_c = 7d = 7 \cdot 4 = 24 \text{ m}$. Karena kedalaman pondasi pada $H = 9,2 \text{ m}$ maka tekanan overburden (p_b) yang terjadi dalam kedalaman tersebut adalah $p_b = 16,79 \times 9,7 = 162,862 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 5.63 Hubungan Z_c terhadap ϕ'

- Tahanan ujung ultimit (Q_b)

Q_b dihitung dengan memperhatikan kenaikan ϕ :

$$\phi' = \frac{1}{2} (\phi_1 + 40) = \frac{1}{2} (34,5 + 40) = 37,25^\circ$$

dengan menggunakan gambar 5.58 didapat nilai $N_q = 90$

$$A_b = 0,25 \cdot \pi \cdot 3,3^2 = 8,553 \text{ m}^2$$

$$Q_b = A_b \cdot p_b \cdot N_q = 8,553 \cdot 162,86 \cdot 90 = 125366,85 \text{ kN}$$

- Tahanan gesek ultimit (Q_s)

Karena dalam pemasangan pondasi sumuran tanah digali terlebih dulu maka tidak ada tahanan gesek antara pondasi dengan tanah, $Q_s = 0$.

- Kapasitas dukung ijin tiang pondasi (Q_a)

$$Q_a = \frac{Q_b}{SF} + \frac{Q_s}{SF} - W_{tiang} - W_{pilecap}$$

$$W_{tiang} = 22 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 3,3^2 \cdot 7 = 1317,16 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{125366,85}{3} + \frac{0}{1,5} - 1317,16 = 40471,79 \text{ kN}$$

- b. Menurut Terzaghi dan Thomlinson (Pengujian Lab)

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \cdot w_s \cdot R \cdot N_\gamma$$

keterangan :

$$D_f = \text{Kedalaman abutment (} D_f = H = 9,7 \text{ m)}$$

$$R = \text{Jari-jari pondasi (} 3,3/2 = 1,65 \text{ m)}$$

$$\gamma = \text{Berat volume tanah (} 16,79 \text{ kN/m}^3 \text{)}$$

$$\phi = \text{Sudut gesek dalam (} 34,5^\circ \text{)}$$

$$C = \text{Koheesi (} 10,5 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

Faktor-faktor kapasitas dukung yang diusulkan oleh thomlinson adalah

$$N_c = (228 + 4,3 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (228 + 4,3 \cdot 34,5) / (40 - 34,5) = 68,43$$

$$N_q = (40 + 5 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (40 + 5 \cdot 34,5) / (40 - 34,5) = 38,64$$

$$N_\gamma = (6 \cdot \phi) / (40 - \phi) = (6 \cdot 34,5) / (40 - 34,5) = 37,64$$

$$q_{ult} = 1,3 \cdot 10,5 \cdot 68,433 + 16,79 \cdot 9,7 \cdot 38,64 + 0,6 \cdot 16,79 \cdot 1,65 \cdot 37,64 \\ = 7852,06 \text{ kN/m}^2$$

Angka aman, $SF = 3$,

$$P_{ijin} = (A_b \cdot q_{ult} / SF) - W_{tiang}$$

$$= (8,553 \cdot 7852,06 / 3) - 1317,16 = 21069,03 \text{ kN}$$

c. Menurut Meyerhoff (Data Pengujian SPT)

$$q_{ult} = 40 \cdot N' \text{ (dalam ton/m}^2\text{)}$$

keterangan :

$$\begin{aligned} N' &= \text{nilai SPT terkoreksi, diambil dari nilai } N' \text{ rerata lapisan tanah ke-3} \\ &= 39,56 \end{aligned}$$

$$Q_{ult} = 40 \cdot 39,56 = 1582,573 \text{ ton} = 15825,73 \text{ kN}$$

angka aman, SF = 3

$$\begin{aligned} P_{ijin} &= (A_b \cdot Q_{ult} / SF) - W_{tiang} \\ &= 43801,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung aksial diambil dari nilai terkecil, maka P_{ijin} tiang yang dipakai sebesar 21069,03 kN.

Estimasi jumlah pondasi sumuran, $n = 9$

Jumlah baris tiang bor, $n_x = 3$ dan $n_y = 3$

Jarak antar tiang bor, $x = 4,3 \text{ m}$

$$y = 5,3 \text{ m}$$

Jarak antara tiang bor terkecil, $S = 4,3 \text{ m}$

Diameter tiang bor, $D = 3,3 \text{ m}$

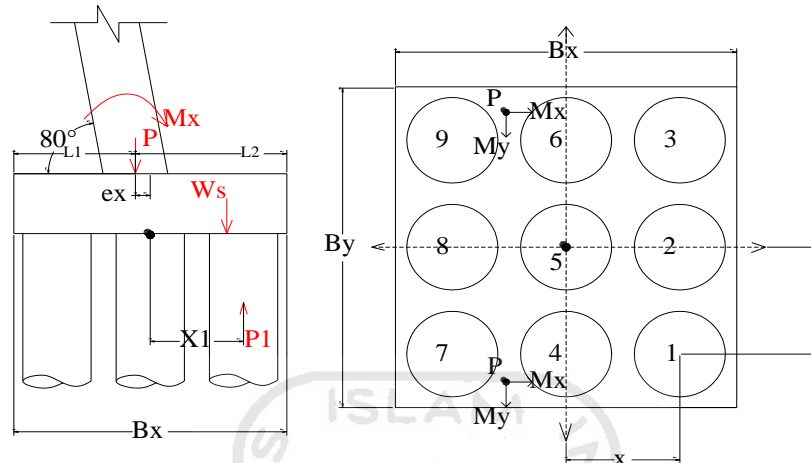
Efisiensi kelompok pondasi sumuran (tabel 2.49 analisis dan perancangan fondasi II, HCH) :

$$E_f = 0,7$$

$$P_{ijin} = P \cdot E_f = 21069,03 \cdot 0,7 = 14748,3 \text{ kN}$$

1. Gaya yang Diterima Pondasi Sumuran

Untuk mengontrol keamanan kapasitas dukung pondasi, gaya-gaya dalam yang digunakan adalah gaya akibat *service load*.



Gambar 5.63 Gaya-Gaya yang ditinjau dari arah x dan y

- Gaya aksial pada Pondasi Sumuran

Diasumsikan :

Estimasi jumlah sumuran adalah 9 buah. Karena nilai M_x sangat besar, maka hal tersebut akan sangat berpengaruh pada besar kapasitas dukung pondasi sumuran. Untuk mengurangi besar kapasitas dukung tersebut, maka jarak eksentrisitas akibat M_x (e'_x) harus dibuat berimpit dengan pusat pondasi. Sehingga jarak eksentrisitasnya menjadi nol.

$$e'_i = \frac{M_i}{P}$$

$$e'_{x1} = \frac{M_{x1}}{P_1} = \frac{57989,1}{27582,67} = 2,11m$$

$$e'_{x2} = \frac{M_{x2}}{P_2} = \frac{53025}{26459,4} = 2,01m$$

digunakan nilai rata-rata e'_x yaitu 2,06 m. Agar eksentrisitas momen tersebut berimpit dengan pusat pondasi, maka pilar digeser sebesar nilai $e'_x = 2,06$ m, maka $L1 = \frac{1}{2} Bx + e'_x = \frac{1}{2} \cdot 13 + 2,06 = 8,56$ m

$$L2 = Bx - L1 = 13 - 8,42 = 4,44$$
 m

$$P_i = \frac{(P_1 + P_2)}{n} \pm \frac{P_1 \cdot (ex + e'x) \cdot Y_i}{\sum X^2} \pm \frac{P_2 \cdot (ex + e'x) \cdot Y_i}{\sum X^2} \pm \frac{P_1 \cdot (ey + e'y) \cdot X_i}{\sum Y^2} \pm \frac{P_2 \cdot (ey + e'y) \cdot X_i}{\sum Y^2}$$

Tabel 5.56 Nilai kapasitas satu tiang (*service load*)

No.	x	y	ex	ey	e'x	e'y	x ²	y ²	gaya (kN)	keterangan
P1	4,3	5,3	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	28,09	14300,5	OK!
P2	4,3	0	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	0	14300,5	
P3	4,3	-5,3	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	28,09	14300,5	
P4	0	5,3	2,06	5	-2,06	0,074	0	28,09	7408,67	
P5	0	0	2,06	5	-2,06	0,074	0	0	7408,67	
P6	0	-5,3	2,06	5	-2,06	0,074	0	28,09	7408,67	
P7	-4,3	5,3	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	28,09	516,865	
P8	-4,3	0	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	0	516,865	
P9	-4,3	-5,3	2,06	5	-2,06	0,074	18,49	28,09	516,865	
						Σ	110,94	168,54		

P1 (P maksimum) < P ijin → OK!!

2. Momen dan Gaya Geser Ultimit Pilecap

Untuk mencari momen dan gaya geser pada pilecap yang akan digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan, digunakan gaya-gaya dalam akibat beban ultimit. Pilecap berbentuk bujur sangkar, cukup dihitung tulangan satu arah saja dan untuk arah yang lainnya dibuat sama dengan arah pertama. Pada pilecap persegi panjang, perhitungan tulangan di disain sebagai berikut :

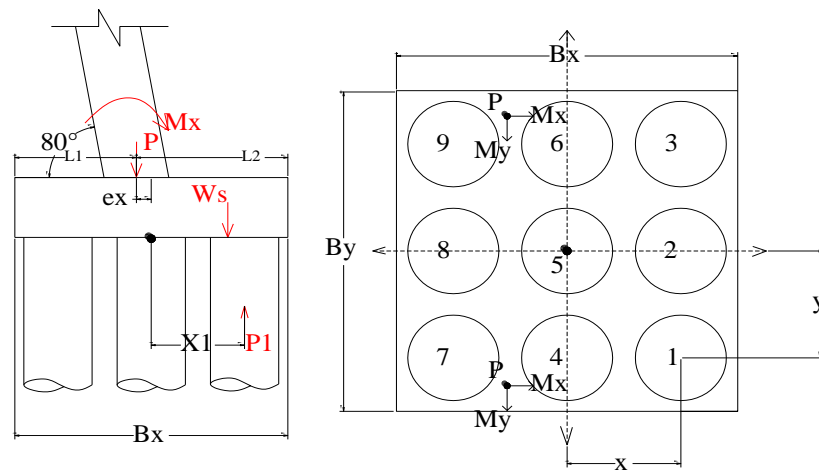
Posisi pilar disesuaikan dengan jarak L1 dan L2 yang telah diketahui pada peritungan diatas.

$$e'_i = \frac{M_i}{P}$$

$$e'_{x1} = \frac{M_{x1}}{P_1} = \frac{98651,7}{46923,95} = 2,11m$$

$$e'_{x2} = \frac{M_{x2}}{P_2} = \frac{87694,4}{43759,4} = 2,01m$$

digunakan nilai rata-rata e'_x yaitu 2,06 m



Gambar 5.64 Gaya-Gaya yang ditinjau dari arah x

$$P_{\max} = \frac{(P_1 + P_2)}{n} \pm \frac{P_1 \cdot (ex + e'x) \cdot Xi}{\sum X^2} \pm \frac{P_2 (ex + e'x)}{\sum X^2} \pm \frac{P_1 (ey + e'y)}{\sum Y^2} \pm \frac{P_2 (ey + e'y)}{\sum Y^2}$$

Tabel 5.57 Nilai kapasitas satu tiang (*ultimit load*)

No.	x	y	ex	e'x	ey	e'y	x ²	y ²	gaya (kN)
P1	4.3	5.3	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	28.09	23161.81
P2	4.3	0	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	0	23161.81
P3	4.3	-5.3	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	28.09	23161.81
P4	0	5.3	2.06	-2.053	5	0.074	0	28.09	11583.93
P5	0	0	2.06	-2.053	5	0.074	0	0	11583.93
P6	0	-5.3	2.06	-2.053	5	0.074	0	28.09	11583.93
P7	-4.3	5.3	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	28.09	6.05371
P8	-4.3	0	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	0	6.05371
P9	-4.3	-5.3	2.06	-2.053	5	0.074	18.49	28.09	6.05371
							110.94	168.54	

Untuk menghitung momen dan gaya geser ditinjau gaya-gaya sampai dengan jarak patahan = $L_1 - \frac{1}{2} h_{\text{tiang}} = 8,56 - \frac{1}{2} 2,8 = 7,16$ m

Berat pille cap, $W_s = 7,16 \cdot 15 \cdot 2,9 \cdot 24 = 7475,04$ kN

Lengan = $\frac{1}{2} 7,16 = 3,58$ m

Momen, $M_s = 7475,04 \cdot 3,58 = 26760,64$ kNm

Factor ultimit = 1,35

Maka, $W_{us} = 1,35 \cdot 7475,04 = 10091.30$ kN

$$M_{us} = 1,35 \cdot 26760,64 = 36126,87 \text{ kNm}$$

$$\sum M_p = \sum P_i \cdot X$$

$$= (3 \times 23161,81) \cdot (8,56 - 2,5 - \frac{1}{2} \cdot 2,8) + (3 \times 11583,93) \cdot (8,56 - 2,5 - \frac{1}{2} \cdot 2,8 - 4,3) = 267992,12 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana pilecap, } M_{ur} &= M_p - M_{us} \\ &= 231865,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana per meter lebar, M_u :

$$M_u = 231865,25 / 15 = 15457,683 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana pilecap, V_{ur} :

$$V_{ur} = n_y \cdot P_{umax} - W_{us} = (3 \times 23161,81 + 3 \times 11583,93) - 10091,30 = 94151,97 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit rencana per meter lebar, V_u :

$$V_u = 94151,97 / 15 = 6276,8 \text{ kN}$$

Disain Tulangan

a. Tulangan bawah

$$\text{tebal pilecap (h)} = 2900 \text{ mm}$$

$$\text{lebar pilecap (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 75 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 32 \text{ mm}$$

$$d_s = 75 + 32/2 + 32 = 123 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 2900 - 123 = 2777 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\ &= 0,156 \times 30 \times 1000 \times 2777^2 \\ &= 3609089172 \text{ Nmm} = 36090,89172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned} K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\ &= \frac{15457,683 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 2777^2} \\ &= 0,0668 \end{aligned}$$

$$z = d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right]$$

$$= 2777 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0668}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 2552,73 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0.95d$ ($0.95 \times 2777 = 2665,92 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0.45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{2777 - 2552,73}{0,45} = 498,38 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{498,38 - 123}{498,38} \cdot 0,0035 = 0,0026 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka tulangan desak sudah leleh

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z}$$

$$= \frac{15457,68 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 2552,73} = 15130,83 \text{ mm}^2/\text{m lebar pile cap}$$

ϕ tulangan utama = 32 mm

$$A_d = 0.25 \pi 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pilecap :

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{804,248 \times 1000}{15130,83} = 53,16 \text{ mm}$$

karena jarak tulangan terlalu rapat maka tulangan dipasang 2 lapis dengan jarak :

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{804,248 \times 1000}{15130,83 / 2} = 106,31 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 2677 = 8031 \text{ mm})$$

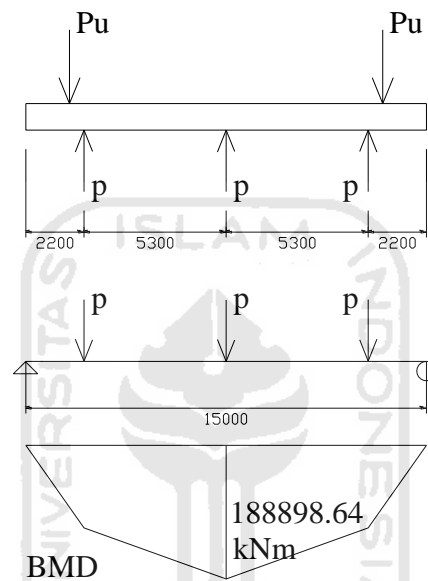
$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada pile cap, maka digunakan tulangan pokok D32-100 mm, 2 lapis ($A_s = 16084,95 \text{ mm}^2/\text{m}$)

b. Tulangan Atas

Untuk menghitung tulangan atas, pilecap dimisalkan sebagai sloof. Maka nantinya karakteristik penulangan searah B_y sama dengan penulangan pada sloof.



Gambar 5.65 pebebanan pada pilecap arah B_y

Nilai p didapat dari persamaan :

$$\sum P_u = \sum p$$

$$46923,95 + 43759,4 = 3p$$

$$p = 30227,783 \text{ kN}$$

Dengan menggunakan beban $p = 30227,783 \text{ kN}$ didapat momen maksimum sebesar 188898,64 kNm.

Momen ultimit rencana per meter lebar :

$$M_u = 188898,64 / 13 = 14530,665 \text{ kNm}$$

$$\text{tebal pilecap (h)} = 2900 \text{ mm}$$

$$\text{lebar pilecap (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut beton (c)} = 75 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan utama} = 32 \text{ mm}$$

$$ds = 75 + 32/2 + 32 = 123 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 2900 - 123 = 2777 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tahanan ultimit (M')} &= 0,156 f_{cu} b d^2 \\ &= 0,156 \times 30 \times 1000 \times 2777^2 \\ &= 3609089172 \text{ Nmm} = 36090.89172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena nilai $M < M'$ maka disain tulangan menggunakan tulangan sebelah.

$$\begin{aligned} K &= \frac{M}{f_{cu} b d^2} \\ &= \frac{14530,665 \times 10^6}{30 \cdot 1000 \cdot 2777^2} \\ &= 0,0628 \\ z &= d \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{K}{0,9} \right)^{1/2} \right] \\ &= 2777 \left[0,5 + \left(0,25 - \frac{0,0628}{0,9} \right)^{1/2} \right] = 2567,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan BS 8110-1-1997 pasal 3.4.4.4 menyebutkan bahwa nilai z tidak boleh lebih dari $0.95d$ ($0.95 \times 2777 = 2665,92 \text{ mm}$) **OK!!**

$$z = d - 0.45 x$$

$$x = \frac{d - z}{0,45} = \frac{2777 - 2567,38}{0,45} = 465,82 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = 0,87 \frac{f_y}{E_s} = 0,87 \frac{460}{200000} = 0,002 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'}{x} \cdot 0,0035 = \frac{465,82 - 123}{465,82} \cdot 0,0035 = 0,0026 > \varepsilon_y (0,002)$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$. maka tulangan desak sudah leleh

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M}{0,87 \cdot f_y \cdot z} \\ &= \frac{14530,665 \times 10^6}{0,87 \cdot 460 \cdot 2567,38} = 14142,24 \text{ mm}^2/\text{m lebar pile cap} \end{aligned}$$

ϕ tulangan utama = 32 mm

$$A_d = 0.25 \pi 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pilecap :

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{804,248 \cdot 1000}{14142,24} = 56,87 \text{ mm}$$

karena jarak tulangan terlalu rapat maka tulangan dipasang 2 lapis dengan jarak :

$$s = \frac{Ad \cdot 1000}{A_s} = \frac{804,248 \cdot 1000}{14142,24 / 2} = 113,74 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

Berdasarkan BS 8110 pasal 3.12.11.2.7 kontrol jarak tulangan sebagai berikut :

$$s < 3d \quad (3 \times 2677 = 8031 \text{ mm})$$

$$s < 750 \text{ mm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Didasarkan pada analisis dan kontrol jarak tulangan pada pile cap, maka digunakan tulangan pokok D32-110 mm, 2 lapis.

Tulangan Geser

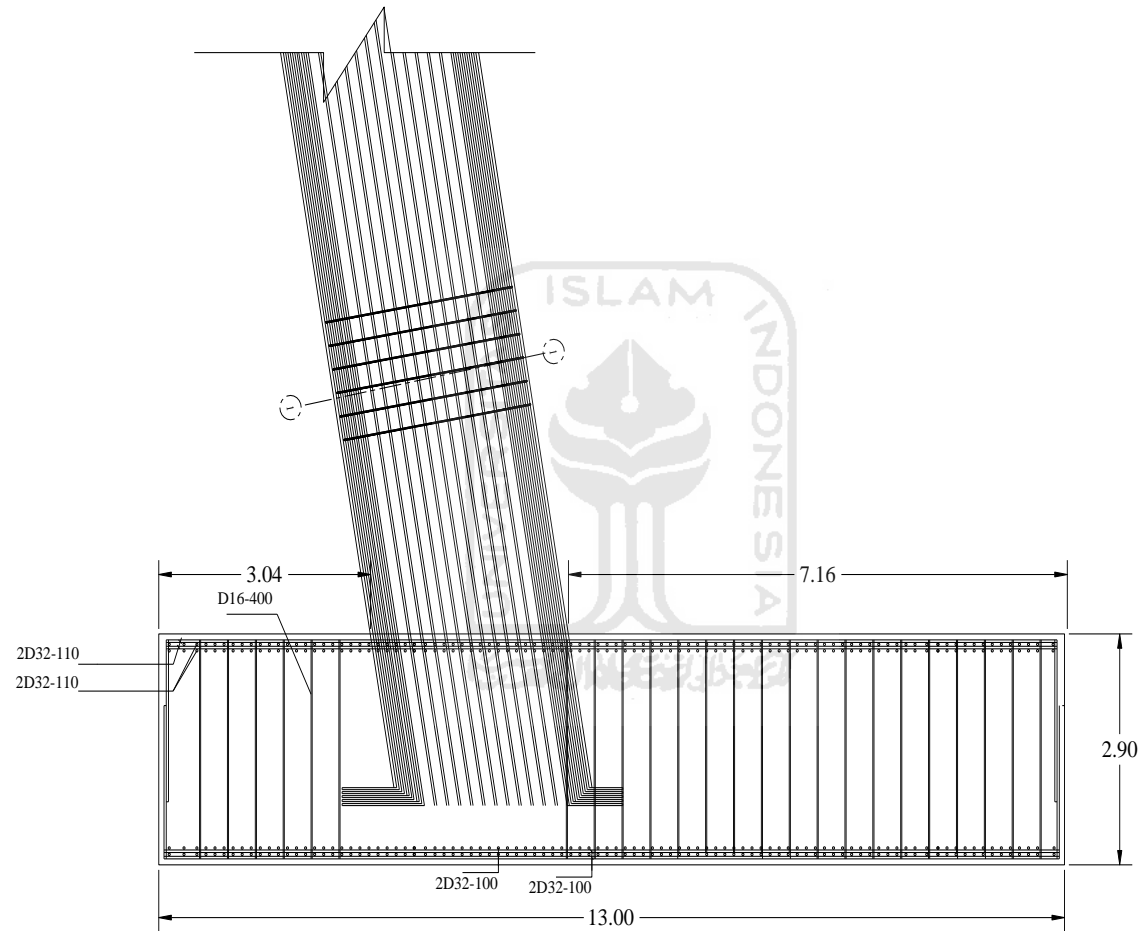
Berdasarkan BS 8110. jika nilai $v < \phi V_c$ maka pile cap hanya memerlukan tulangan geser minimum.

$$V = 2869,15 \text{ kN}$$

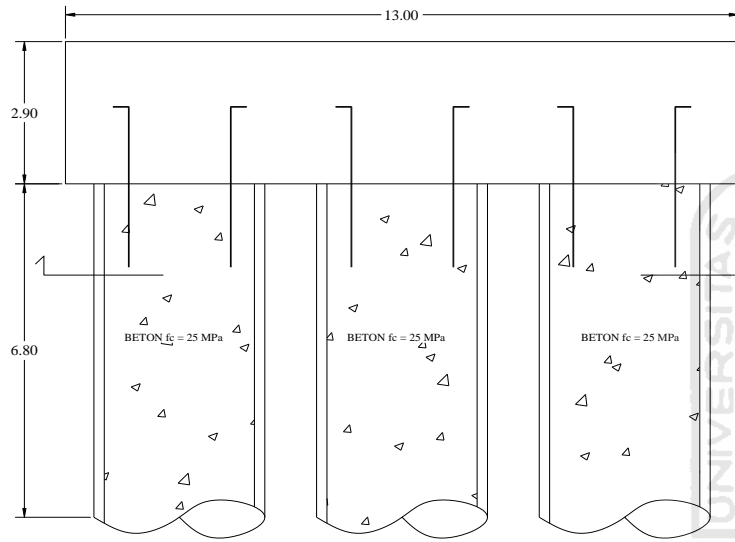
$$\frac{1}{2} \cdot \phi V_c =$$

$$\frac{1}{2} \cdot 0,75 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * B * d = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 15000 \cdot 2677 \right) / 1000 = 12719,145 \text{ kN}$$

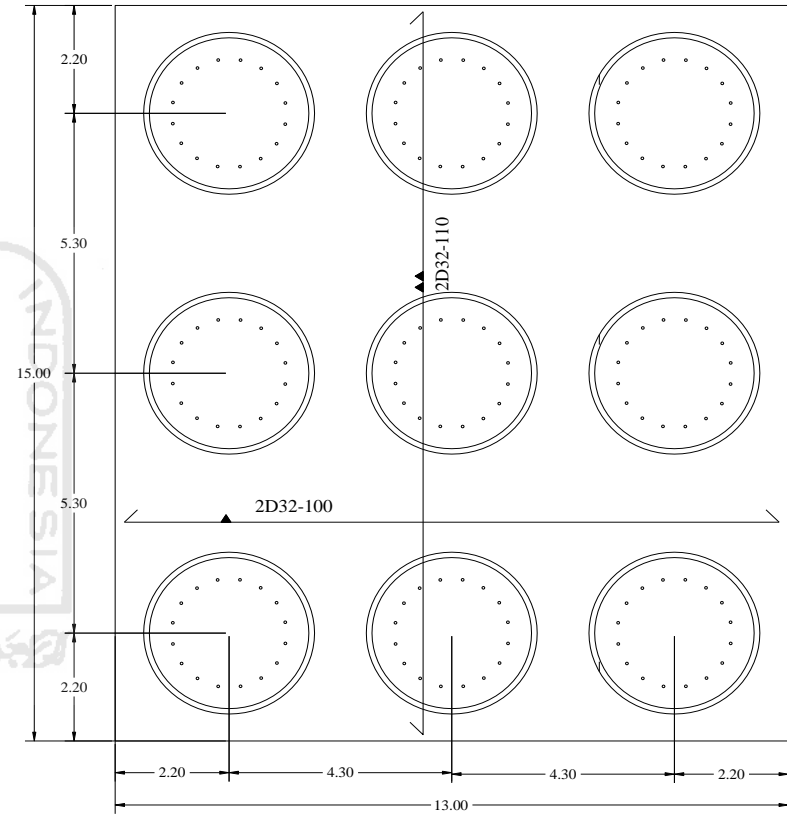
Nilai $V < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka pile cap tidak memerlukan tulangan geser.



Gambar 5.65 Detail tulangan pilecap



DETAIL TIPIKAL PILAR



POTONGAN A-A

Gambar 5.66 Posisi Pondasi Sumuran

5.6.RENCANA ANGGARAN BIAYA

Rencana anggaran biaya dihitung dengan bantuan Ms. Excel dan rekapitulasi dari biaya struktur dapat dilihat pada Tabel 5.57 di bawah ini, sedangkan untuk rinciannya dapat dilihat di dalam lampiran.

Tabel 5.57 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Struktur

No.	Pekerjaan Struktur	Harga Pekerjaan	
		Disain awal	Disain Ulang
2.1	Beton f'c =25 Mpa	Rp 804,990,742.52	Rp 246,026,187.85
2.2	Beton f'c =30 Mpa	Rp 1,790,548,940.16	Rp 6,470,760,586.14
2.3	Beton Cyclop f'c = 12,5 Mpa	Rp 24,994,669.41	Rp 35,255,135.57
2.4	Baja tulangan ulir	Rp 3,825,715,478.38	Rp 11,113,084,880.19
2.5	Baja tulangan polos	Rp 16,008,300.00	Rp 1,819,646.09
2.6	Penyediaan dinding sumuran diameter luar 300 cm	Rp 296,947,633.85	Rp 629,269,484.61
2.7	Penurunan dinding sumuran diameter luar 300 cm	Rp 25,650,837.52	Rp 51,422,244.49
2.8	Tiang Sandaran	Rp 81,401,481.12	Rp 94,825,892.88
2.9	Pemasangan Cable Stayed	-	Rp 18,409,090,515.20
Jumlah Biaya Pekerjaan Struktur		Rp 6,866,258,082.96	Rp 37,051,554,573.03

BAB VI

PEMBAHASAN

6.1. Umum

Jembatan Irung Petruk termasuk dalam wilayah Kabupaten Gunung Kidul, Lokasi jembatan berada di sebelah Timur Kota Yogyakarta yang berada di zona Pegunungan Seribu akan dilakukan redesain dengan tipe jembatan *cabl stayed*.

Perencanaan/disain jembatan Irung Petruk ini menggunakan struktur beton konvensional, spesifikasi bahan yang dipakai pada penulisan Tugas Akhir ini, untuk beton dipakai $f'c = 25$ Mpa untuk disain slab dan railing, sedangkan untuk disain balok, pilar dan struktur bawah dipakai $f'c = 30$ MPa, untuk baja tulangan dipakai mutu baja tulangan ulir atau *deform* sebesar $f_y = 460$ Mpa.

Analisis dilakukan dengan bantuan *Software SAP2000* untuk mencari momen, gaya geser dan gaya aksial yang terjadi pada struktur. Beban-beban yang digunakan dalam analisis dikalikan dengan faktor beban ultimate dengan modifikasi terhadap kombinasi pembebanan sesuai peraturan BS 5400-2:1978. adapun faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada sajian tabel 6.1 berikut ini.

Tabel 6.1 Faktor beban pada keadaan batas

Jenis Beban	Kombinasi Beban									
	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
beban mati	1,35		1,35		1,35		1,35		1,35	
beban mati tambahan	1,35		1,35		1,35		1,35		1,35	
beban lajur	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL	TS	UDL
	1,9	2,16	1,79	1,3	-	-	-	-	1,9	1,9
beban gempa	-		1,5		-		-		-	
beban jalur pejalan kaki	0,75		-		1,5		1,5		-	
beban angin	1,5		-		-		-		-	
beban kecelakaan	-		-		-		1		-	

6.2. Tiang Sandaran

Tiang sandaran pada jambatan lama menggunakan *full* beton, sedangkan pada hasil redesain, tiang sandaran direncanakan memakai beton ukuran (150 x 150) mm², dengan tulangan tarik 2D12 dan tulangan desak 2D12 serta tulangan geser menggunakan P6-80, untuk menghubungkan antar beton tiang sandaran digunakan pipa galvanis 3 inchi. Pemilihan tiang sandaran pada redesain tersebut dikarenakan lebih efisien dari segi ekonomi bila dibandingkan dengan sandaran jambatan lama yang menggunakan *full* beton.

6.3. Plat Lantai

Sistem plat lantai pada desain awal dan desain ulang Jambatan Irung Peruk sama-sama menggunakan plat tulangan satu arah dengan ketebalan 200 mm dengan kuat tekan beton $f'c$ 25 Mpa. Analisa penulangannya, untuk desain awal jambatan tersebut menggunakan tulangan **D13-150** pada arah x dan arah y, sedangkan desain ulang menghasilkan tulangan **D19-150 mm** pada x dan arah y. Disain ulang menghasilkan tulangan yang sedikit lebih rapat dibandingkan dengan disain jambatan sebelumnya.

6.4. Balok

Perencanaan balok jambatan Irung Petruk semula dibedakan menjadi 4 balok memanjang tengah (*stringer*), balok melintang (*Cross Girder*), balok utama tepi (*Main Girder*), dan balok utama lengkung. Sedangkan desain ulang jambatan Irung Petruk, balok dibedakan juga menjadi 5, yaitu *Main girder*, *Stringer*, *Cross Girder*, Balok Sandaran dan *Girder* pilar. Balok-balok tersebut memiliki dimensi dan penulangan yang tertera pada tabel 6.2 dan 6.3 sebagai berikut ini.

Tabel 6.2 Tulangan Lentur Girder Jambatan untuk Perencanaan Awal

No	Jenis Balok	Ukuran		Jenis Tulangan			
		b	h	Tumpuan		Lapangan	
		(mm)	(mm)	Tarik	Desak	Tarik	Desak
				jml	jml	jml	jml
1	Main Girder	800	1250	11D25	11D25	11D25	11D25
2	Stringer	400	600	4D25	4D25	4D25	4D25
3	Cross Girder	800	900	7D25	7D25	12D25	12D25
4	Balok utama lengkung	800	1750	15D25	15D25	15D25	15D25

Tabel 6.3 Tulangan Lentur Girder Jembatan untuk Perencanaan Ulang

No	Jenis Balok	Ukuran		Jenis Tulangan			
		b	h	Tumpuan		Lapangan	
		(mm)	(mm)	Tarik	Desak	Tarik	Desak
				jml	jml	jml	jml
1	Main Girder	1000	1900	86D25	35D25	66D25	114D25
2	Stringer	500	800	25D25	15D25	19D25	29D25
3	Cross Girder	750	1500	36D25	5D25	7D25	38D25
4	Balok Sandaran	800	1600	41D25	6D25	6D25	13D25
5	Girder Pilar	300	300	4D25	2D25	2D25	2D25

Perencanaan ulang girder selain didisain mampu menahan momen lentur, juga didisain mampu menahan gaya geser dan momen torsi yang bekerja pada struktur. Sedangkan untuk perencanaan semula, girder didisain untuk menahan momen lentur, dan gaya geser, sedangkan momen torsi tidak diperhitungkan. Perbandingan tulangan geser dan torsi pada girder jembatan untuk perencanaan awal dan perencanaan ulang jembatan Irung Petruk dapat dilihat pada tabel 6.4 dan tabel 6.5 dibawah ini.

Tabel 6.4 Tulangan geser dan tulangan torsi girder jembatan perencanaan awal

No	Jenis Balok	Ukuran		Torsi	Jenis Tulangan Sengkang					
		b	h		Sendi Plastis			Luar Sendi Plastis		
		(mm)	(mm)	jml	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)
1	Main Girder	800	1250	-	1	13	100	1	13	100
2	Stringer	400	600	-	1	13	100	1	13	100
3	Cross Girder	800	900	-	1	13	100	1	13	100
4	Balok Sandaran	800	1750	-	1	13	100	1	13	100

Tabel 6.5 Tulangan geser dan tulangan torsi girder jembatan perencanaan ulang

No	Jenis Balok	Ukuran		Torsi	Jenis Tulangan Sengkang					
		b	h		Sendi Plastis			Luar Sendi Plastis		
		(mm)	(mm)	jml	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)
1	Main Girder	1000	1900	10D25	3	12	130	1	12	200
2	Stringer	500	800	4D25	1.5	12	140	1	12	200
3	Cross Girder	750	1500	14D25	2	16	130	1	16	200
4	Balok Sandaran	800	1600	18D25	3	16	110	1	16	200
5	Girder Pilar	300	300	2D25	1	12	200	1	12	200

Perencanaan ulang jembatan Irung Petruk dilihat dari dimensi dan tulangnya (lihat tabel 6.2 sampai 6.5) lebih boros dari pada perencanaan semula. Hal tersebut salah satunya disebabkan oleh beban lalu lintas yang digunakan untuk disain ulang jembatan berdasarkan BS 5400-2:1978 lebih besar daripada beban lalu lintas pada disain awal (BMS-92), sehingga menghasilkan momen, dan gaya geser yang lebih besar dibandingkan dengan disain awal. Kondisi tersebut menghasilkan dimensi dan tulangan yang diperoleh dari perhitungan lebih besar daripada disain semula

6.5. Pilar

Pilar pada perencanaan ulang jembatan Irung Petruk direncanakan membagi jembatan menjadi 2 bentang, yaitu bentang pertama dengan panjang 45 m dan bentang ke-2 dengan panjang 65 m. Ketinggian pilar didisain memiliki ketinggian 37,5 m. Pilar jembatan Irung Petruk memiliki dimensi (2500x2800) mm². Beban – beban pada kolom berasal dari beban gravitasi struktur yang terletak di atas jembatan, beban lalu lintas dan beban gempa. Perhitungan analisis gaya dan momen pada kolom menggunakan program *SAP2000* dan perhitungan tulangan kolom menggunakan peraturan BS 5400-4:1990 dan BS 8110-1:1997. Perhitungan tulangan lentur kolom mendapatkan dimensi sebesar 2500 x 2800 menggunakan tulangan ulir / *deform* dengan diameter 25 mm, jumlah tulangan masing-masing 118 buah pada 2 sisi, dan tulangan geser menggunakan tulangan ulir / *deform* diameter 16 mm dengan jarak sengkang sebesar 300 mm.

Perencanaan awal jembatan Irung Petruk menggunakan tipe jembatan pelengkung, maka diperlukan tiang-tiang penyangga yang fungsinya sama dengan pilar. Tiang-tiang penyangga tersebut berdasarkan dimensinya dibedakan menjadi 2, yaitu batang vertikal berdimensi 1000 x 1000 mm² dengan tulangan lentur 13D25 untuk tulangan tumpuan dan lapangan, tulangan geser digunakan D13-200; batang vertikal berdimensi 800 x 800 mm² dengan tulangan lentur 10D25 untuk tulangan tumpuan dan lapangan, tulangan geser digunakan D13-100.

Tiang-tiang penyangga yang digunakan pada jembatan Irung Petruk yang sudah ada membutuhkan jumlah yang banyak, sedangkan pilar untuk jembatan

yang sudah di disain ulang hanya direncanakan sebanyak 2 buah yang di pasang pada kanan kiri jembatan. Pilar pada perencanaan ulang lebih boros daripada pilar yang telah di disain awal. Hal tersebut disebabkan karena kondisi pilar pada perencanaan ulang miring sehingga menghasilkan momen dan gaya geser yang besar.

6.6. *Abutment*

Abutment jembatan (lihat gambar 5.44 bab5) merupakan bagian kepala jembatan yang didisain berdasarkan pengaruh dari beban-beban vertikal dari struktur atas dan horizontal dari tekanan tanah dan gaya rem. *Abutment* jembatan Irung petruk dibagi menjadi 2, yaitu *abutment* 1 (arah Jogja) dan *abutment* 2 (arah Wonosari). Perencanaan awal *abutment* didisain dengan tinggi 10,1 m untuk *Abutment* 1 dan 12,4 untuk *Abutment* 2. Sedangkan perencanaan ulang jembatan, *abutment* didisain dengan tinggi 8,3 untuk *Abutment* 1 dan 9,1 meter untuk *Abutment* 2. Dimensi dan penulangan bagian-bagian struktur *abutment* untuk perencanaan awal dan perencanaan ulang dijelaskan sebagai berikut.

6.6.1. *Breast Wall*

Breast Wall ini merupakan dinding beton bertulang dengan analisa struktur dianggap sebagai kolom 2 muka. Dimensi *Breast Wall* masing-masing *abutment* berbeda tetapi panjang melintang jembatan sama, $B_y = 9000$ m, dan hasil analisa penulangan dapat dilihat pada tabel 6.6 sebagai berikut.

Tabel 6.6 Perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan *breastwall*

keterangan	perencanaan awal		perencanaan ulang	
	abutment 1	abutment 2	abutment 1	abutment 2
dimensi (mm) ($B_x \times h$)	1150x5000	1150x7300	1200x6000	1400x7600
tulangan pokok	D25-200	D25-100	D25-100	D25-130
tulangan bagi	D16-200	D16-200	D16-200	D16-200
tulangan geser	D16-400	D16-400	D13-300	D13-300

6.6.2. Back Wall

Back wall merupakan bagian *abutment* yang berperan dalam menahan gaya horizontal dari balok *stinger* dan *Main Girder* akibat adanya gempa. *back wall* dibagi menjadi 2 bagian, yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah yang masing-masing memiliki dimensi tinggi dan tebal berbeda. Analisis penulangan untuk *back wall* atas dan *back wall* bawah dapat dilihat pada tabel 6.7 dan 6.8 berikut ini.

Tabel 6.7 Perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan *backwall* atas

keterangan	perencanaan awal		perencanaan ulang	
	abutment 1	abutment 2	abutment 1	abutment 2
dimensi (mm) ($B_x \times h$)	300x1100	300x1100	350x1000	350x1000
tulangan pokok	D16-400	D16-400	D12-150	D12-150
tulangan bagi	D16-400	D16-400	D12-300	D12-300

Tabel 6.8 Perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan *backwall* bawah

keterangan	perencanaan awal		perencanaan ulang	
	abutment 1	abutment 2	abutment 1	abutment 2
dimensi (mm) ($B_x \times h$)	600x2500	600x2500	500x2000	500x2000
tulangan pokok	D25-200	D25-200	D16-150	D16-150
tulangan bagi	D16-200	D16-200	D12-300	D12-200

6.6.3. Corbel

Corbel merupakan bagian *abutment* yang direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari berat struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu lintas saat penggantian *bearing pad (elastomer)*. Desain *corbel* diperhitungkan dalam perencanaan ulang yang sebelumnya pada perencanaan awal tidak diperhitungkan. Dimensi dan analisis penulangan *Corbel* dapat dilihat sebagai berikut.

- Abutment 1

Dimensi *corbel* 600 x 1500 mm², diperoleh tulangan pokok **D25 – 110 mm**, tulangan bagi **D12 – 300 mm** dan tulangan geser **D13 – 150 mm untuk sumbu y dan D13 – 150 mm untuk sumbu x.**

- Abutment 2

Dimensi *corbel* 600 x 1500 mm², diperoleh tulangan pokok **D25 – 110 mm**, tulangan bagi **D12 – 200 mm** dan tulangan geser **D13 – 180 mm untuk sumbu y dan D13 – 170 mm untuk sumbu x.**

6.6.4. Pondasi Langsung *Abutment*

Pile cap pada *abutment* disebut juga telapak *abutment* dianggap sebagai sistem plat kantilever yang menerima beban dari bawah. Dimensi dan analisis tulangan *pilecap* dapat dilihat pada table 6.9 sebagai berikut.

Tabel 6.9 Perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan *pilecap*

keterangan	perencanaan awal		perencanaan ulang	
	abutment 1	abutment 2	abutment 1	abutment 2
dimensi (mm) (B _x x B _y)	6000x12000	6000x12000	8000x9000	8100x9000
tebal (mm)	2000	2000	2800	3000
tulangan pokok	D25-100	D25-100	D25-110	D25-100
tulangan bagi	D16-200	D16-200	D16-190	D16-190
tulangan geser arah x dan y	D16-400	D16-400	-	-

Perencanaan ulang jembatan menghasilkan dimensi yang yang lebih besar dan tulangan dengan diameter yang lebih kecil dan lebih renggang dibandingkan dengan perencanaan semula. Hasil dari perhitungan tersebut menunjukkan bahwa perencanaan ulang *abutment* jembatan lebih hemat dibandingkan dengan disain semula.

6.7. Pondasi sumuran

Pondasi merupakan struktur yang menghubungkan antara tanah dengan struktur atasnya, dalam perencanaan ini pondasi sumuran didisain pada pilar jembatan. Analisis pondasi sumuran perencanaan ulang jembatan dihasilkan stuktur yang aman terhadap stabilitas guling dan geser pada bangunan jembatan. Pondasi sumuran dirancang untuk menahan 2 pilar sekaligus, dihasilkan pondasi dengan jumlah 9 buah, kedalaman 9,7 m, diameter 2,8 m dan tinggi pondasi 6,9 m. Pondasi sumuran tersebut memiliki spesifikasi mutu beton $f'c = 25$ MPa. Disain awal digunakan 4 buah pondasi sumuran untuk 1 *pile cap* berdiameter 3 m

dan tinggi 6 m. Spesifikasi mutu beton yang digunakan dibagi menjadi 3 lapis, lapis pertama dan ke-3 menggunakan K250, dan lapis ke-2 menggunakan beton siklop. Perencanaan pondasi awal lebih ekonomis dibandingkan dengan perencanaan ulang pondasi, sebab jumlah pondasi sumuran yang dibutuhkan lebih sedikit dibandingkan dengan perencanaan ulang pondasi tersebut.

6.8. *Pile cap* sumuran

Pile cap pada jembatan (lihat gambar 5.84 bab 5) dianggap sebagai sistem balok kantilever yang menerima beban dari bawah. *Pilecap* jembatan semula direncanakan dengan dimensi $B_x \times B_y$ (10000 x 12000) mm², tebal *pilecap* sebesar 2000 mm. *Pilecap* tersebut sebagai tumpuan ke-2 kolom jembatan. Kemudian *pilecap* dirancang ulang tetap untuk 2 kolom sekaligus, tetapi jembatan didisain menjadi 2 bentang dan kondisi pilar miring sehingga didapat hasil momen dan gaya aksial yang diterima oleh *pile cap* sangat besar. Hasil perhitungan dari disain ulang jembatan didapat dimensi *pile cap* sumuran $B_x \times B_y$ (13000 x 15000) mm², tebal *pile cap* sebesar 2900 mm. Perbedaan hasil perhitungan tulangan untuk perencanaan semula dan perencanaan ulang *pilecap* jembatan dapat dilihat pada tabel 6.10 sebagai berikut.

Tabel 6.10 Perbedaan disain awal dan disain ulang dimensi dan tulangan *pilecap* sumuran

keterangan	perencanaan awal	perencanaan ulang
tul. sejajar sisi panjang		
sisi atas	D25-200	2D32-110
sisi bawah	2D25-150	2D32-100
tul. sejajar sisi pendek		
sisi atas	D16-200	2D32-110
sisi bawah	D25-200	2D32-100

Beban yang diterima *pilecap* pada disain ulang jembatan lebih besar daripada disain sebelumnya. Hal tersebut disebabkan karena jembatan pada disain ulang jembatan hanya dibagi menjadi 2 bentang, sehingga beban yang berasal dari struktur atas hanya dipikul oleh 1 pilar saja. Beban yang besar tersebut menghasilkan momen lentur dan gaya aksial yang besar yang bekerja pada

pilecap, sehingga tulangan yang digunakan untuk *pilecap* pada disain ulang jembatan lebih boros dibandingkan dengan disain semula. Akan tetapi jumlah *pilecap* yang digunakan dalam perencanaan awal jumlahnya lebih banyak dibandingkan dengan perencanaan ulang, sehingga volume beton dan tulangan yang dibutuhkan lebih banyak. Kondisi tersebut memungkinkan perencanaan awal *pilecap* sumuran lebih boros dibandingkan dengan perencanaan ulang jembatan itu.

6.9. Rencana Anggaran Biaya

Perencanaan biaya sangat diperlukan dalam perencanaan bangunan. Bangunan harus didesain aman, nyaman dan juga ekonomis. Salah satu hal yang paling mendasar pada tugas akhir ini adalah perbandingan rencana anggaran biaya pada bangunan yang sudah ada terhadap bangunan yang sedang direncanakan ulang. Jembatan yang sudah ada didisain dengan menggunakan struktur pelengkung dan menggunakan beton konvensional. Rencana anggaran biaya jembatan yang sudah ada didapat dari DPU Propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Perbandingan perencanaan biaya untuk bangunan yang sudah ada maupun yang pada bangunan yang sedang direncanakan ulang dapat dilihat pada tabel 6.11 dibawah ini.

Tabel 6.11 Rencana Anggaran Biaya struktur jembatan *cable stayed*

No	Pekerjaan Struktur	Harga Pekerjaan	
		Disain awal	Disain Ulang
2.1	Beton f'c =25 Mpa	Rp 804,990,742.52	Rp 246,026,187.85
2.2	Beton f'c =30 Mpa	Rp 1,790,548,940.16	Rp 6,470,760,586.14
2.3	Beton Cyclop f'c = 12,5 Mpa	Rp 24,994,669.41	Rp 35,255,135.57
2.4	Baja tulangan ulir	Rp 3,825,715,478.38	Rp 11,113,084,880.19
2.5	Baja tulangan polos	Rp 16,008,300.00	Rp 1,819,646.09
2.6	Penyediaan dinding sumuran diameter luar 300 cm	Rp 296,947,633.85	Rp 629,269,484.61
2.7	Penurunan dinding sumuran diameter luar 300 cm	Rp 25,650,837.52	Rp 51,422,244.49
2.8	Tiang Sandaran	Rp 81,401,481.12	Rp 94,825,892.88
2.9	Pemasangan Cable Stayed	-	Rp 18,409,090,515.20
Jumlah Biaya Pekerjaan Struktur		Rp 6,866,258,082.96	Rp 37,051,554,573.03

Berdasarkan tabel 6.11 diatas perencanaan ulang Jembatan Irung Petruk memiliki anggaran biaya sebesar Rp 37,051,554,573.03 , nilai tersebut lebih mahal kurang lebih 5 kali lipat dibandingkan dengan anggaran biaya yang sudah ada, sebesar Rp. 6.866.258.082,96. Jembatan yang direncanakan ulang menggunakan *cable stayed* mempunyai harga yang jauh lebih mahal dibandingkan dengan sruktur pelengkung yang sudah ada.



BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan pembahasan yang telah ditunjukkan pada bab – bab sebelumnya, dapat diambil kesimpulan :

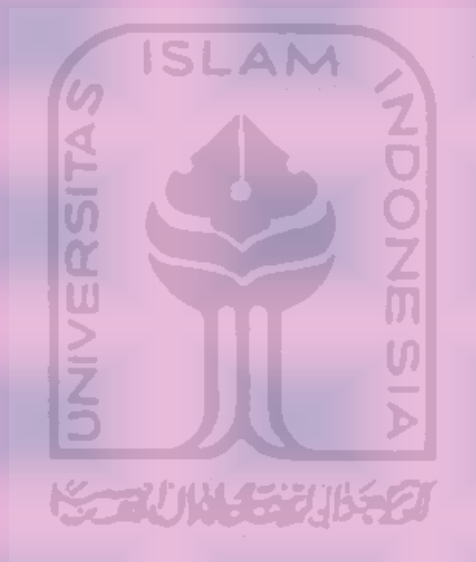
- 1) Volume beton pada balok konvensional hasil redesain lebih boros daripada disain awal. Hal ini disebabkan karena faktor beban kendaraan yang besar dan jembatan hanya dibagi menjadi 2 bentang, sehingga momen dan gaya-gaya internal lain yang dihasilkan sangat besar.
- 2) Biaya struktur jembatan semula sebesar Rp. 6.866.258.082,96, setelah diredisain biaya struktur menjadi Rp 37,051,554,573.03 , lebih mahal kurang lebih 5 kali lipat dari biaya struktur jembatan yang sudah ada. Akan tetapi Jembatan *cable stayed* memiliki estetika yang jauh lebih bagus dibandingkan dengan jembatan pelengkung. Jembatan *cable stayed* tepat digunakan untuk mendisain jembatan dengan bentang yang panjang. Jembatan dengan bentang panjang akan lebih efisien bila didisain dengan menggunakan *cable stayed*. Keuntungan yang menonjol dari *cable stayed* adalah tidak diperlukannya pengangkeran kabel yang berat dan besar seperti pada jembatan gantung. Gaya-gaya anker pada ujung kabel bekerja secara vertikal dan biasanya diseimbangkan dengan berat dari pilar dan fondasi tanpa menambah biaya konstruksi lagi. Komponen horisontal gaya pada kabel dilimpahkan pada struktur atas gelagar berupa tekanan atau tarik.

7.1 Saran

Dengan memperhatikan hal-hal tersebut di atas, maka dapat diberikan beberapa saran antara lain sebagai berikut ini.

1. Perlu dilakukan *redesain* untuk Tugas Akhir ini dengan bentuk dan tipe yang lain misalnya dengan jembatan *suspension* atau dengan tipe

prategang beserta RAB nya, sehingga diketahui seberapa efisiensi RAB antara tipe jembatan yang satu dengan tipe jembatan lainnya.



DAFTAR PUSTAKA

- Amrul Wahdi, 2009, "*Disain Jembatan Kebon Agung II dengan Tipe Lengkung Atas (The Tied Arch)*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Ali Isroni, 2010, "*Balok dan Pelat Beton Bertulang*", Graha ilmu, Yogyakarta
- Ali Isroni, 2010, "*Kolom Fondasi dan Balok T Beton Bertulang*", Graha ilmu, Yogyakarta
- BS 5400-4:1990, "*Code of practice for design of concrete bridges*"
- BS 5400-2:1978, "*Specification for loads*"
- BS 8110-3-1985, "*Design Charts for Singly Reinforced Beams*"
- BS 8110-1-1997, "*Structural Use of Concrete - Code of Practice For Design & Construction*"
- BS 8110-2-1985, "*Structural use of Concrete - Code of Practice For Special Circumstances*"
- Chanakya Arya, 2009, "*Design of Structural Elements III Concrete, Steelwork, Masonry and Timber Designs to British Standart and Eurocodes*", Spon Press, London and New York
- Charles E. Reynolds, James C. Steedman, and Anthony J. Threlfall, 2008, "*Reinforced Concrete Designer's Handbook*", Taylor & Francis, New York
- DD ENV 1991-3:2000, "*Traffic loads on bridges*"
- Harry Christady Hardiyatmo, 2009, "*Analisis dan Perancangan Fondasi II*", Biro Penerbit UGM Press, Yogyakarta
- Harry Christady Hardiyatmo, 2006, "*Teknik Fondasi I*", Biro Penerbit UGM Press, Yogyakarta
- <http://www.cse.polyu.edu.hk/~ctbridge/cable/cable01.htm>
- http://www.savabridge.com/home_en.htm
- <http://www.scribd.com/doc/32521141/ITS-Undergraduate-9369-3105100135-Paper>
- <http://www.vsl-sg.com/flip/stay-cable/files/a4%20stay%20cable%20brochure.pdf>

- Rene Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia, J.F. Klein, 1999, "*Cable Stayed Bridge I*", Thomas Telford, London
- S.S. Ray, 1995, "*Reinforced Concrete Analysis and Design*", Blackwell Science, London
- Tedy Fitrianto Indrawan, 2009, "*Perencanaan Ulang Jembatan Sardjito Ii Dengan Sistem Cable Stayed Pilon Miring*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Widodo. (2006). "*Pengantar Seismologi dan Teknik Kegempaan*", Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta

