

PERPUSTAKAAN FTSP UII

HADIAH/BELE

TGL. TERIMA : 17-04-2008

NO. JUDUL : 2813

NO. INV. : 5100002813001

NO. INDUK. : 002813

TUGAS AKHIR
ANALISIS STRUKTUR TURAP BETON SUNGAI
MUSI DAN PLAZA DI KAWASAN BENTENG KUTO
BESAK PALEMBANG

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



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2007

MILIK PERPUSTAKAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

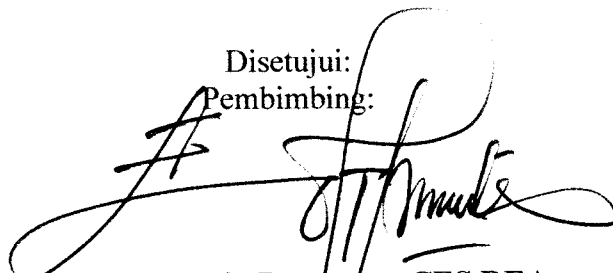
TUGAS AKHIR
ANALISIS STRUKTUR TURAP BENTON SUNGAI
MUSI DAN PLAZA DI KAWASAN BENTENG KUTO
BESAK PALEMBANG

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



Disusun oleh:
VEMBRI AFFIANO
03511032

Disetujui:
Pembimbing:


DR. Ir. H. Edy Purwanto, CES.DEA.
Tanggal: 2-9-2008

Special Thanks to:

Papa & Mama (Ir. H. Affid'in BAE, MM & Hj. Rr. Budiswasti), kel.mas Dodi n' kel.mas Hendi, adik Asep, Eyang Sindhu, sanak family di Jogja, Jakarta, Jawa Tengah, Surabaya, Palembang dan yang tersebar di tanah air. DjogJakarta-ku yang tercinta... Yogyakarta Berhati Nyam-nyam..eh Nyamar..

Seluruh warga kompleks *Mrican Baru..*

My best neighborhood Mas Singgih,

Burjo "Cabita Jamboel" cab. mrican (nongkrong terus di burjo)

Si **Tigy** and si **onthel** yang selalu menemani aku dalam padatnya lalu lintas jalanan kota Jogja

Lurah, carik dan Staff Kelurahan **Desa Caturtunggal** yang telah menjadi mitra saya dalam bermasyarakat, Kapolsek & staff **POLSEK DEPOK BARAT** (tingkatkan keamanan bro...)

yang slalu memberikan saya untuk menjadi pemuda yang bisa memimpin bangsa..

All pemuda Desa Caturtunggal bravo desaku

yang mepet kotamadya Jogja...(Kelurahan paling sugih dewe sak Indonesia)

Dwi Astuti Nugrahaeni makasih atas semua dorongan semangat meskipun qta hanya 6 bulanan tapi spirit yg dui berikan melekat sampai TA ini selesai.

Rekari-rekan mahasiswa Jurusan Teknik Sipil UII semua angkatan..

Earthquake Research team Islamic University of Indonesia..cooperate with Metropolitan University of Japan

STUDENT CENTER PROJECT the dream team (proyeknya kapan dibangun niy)...temen-temen **LEM-U** dan **LEM-Fak**, **Will** thanks dah mau jadi moderator di seminarku

Staf di **perpustakaan, jurusan** (mas Murtijo and Mr. Pardi--nek gajian asisten kabari ya.), **Pengajaran atas, pengajaran basement** (Pak Santoro "matur nuwun sanget nggih.." kaliyan Pak Heri "ayo servis sareng2x teng Pak Budi), mbak and mas fotokopian, **THE SECURITY TEAM** alias **SATPAM** dab!!! (sesuk aku titip helm meneh yoo...), **Pantry crew** atow **Dapurnya FTSP** loh" (nuwun wedang teh-ipun suueeeger tenan pak..), **Kantin FTSP** and **Kantin SERKAWAHID**.

Thanks to my organization and community:

Traah Kartosoekarto

semua pengurus Kartosoekarto tanpa kalian qta tidak bisa berkumpul dengan sanak family qta, moga kepengurusan dapat berjalan dengan lancar. Thx buat: Mbah2x yang ada di Trah ini..(Eyang ndu, mbah tin, mbah jim dan mbah2x yg lainnya), pakde,budhe, om, tante yang tersebar di pelosok ta...pokoknya semua sanak famili yang telah memberikan dukungan serta doa yang berarti buatku...

All takmir Masjid Jenderal Sudirman (MJS) thx yo..kalian mengerti aku klo gi garap TA, ayo pertahankan citra masjid kita di masyarakat. Soorrnyy bgt kalo Ramadhan tson ini aku gak maksimal coz aku harus fokus ke TA-dulu tapi ntar Idul Adha qta kerja bareng lagi yeah..Sekali lagi aku ngucapin Thanks buat pengertian kalian...



Masjid Jenderal Sudirman



Karang Taruna
"Bhakti Muda"

Temen-temen makasih'ya semuanya dah beri semangat aku dalam organisasi dan sering beri advice ke aku untuk ngerjakan TA..Mas Wardi (takmir gaul dak!!), Mas Wahyu (good idea), mbak Eny (mo kasih nama siapa putramu mbak?), Mas Lilik (serse krg taruna), mas Jati, Mas Irfan, Mas Wisnu, Mas Andi, Aji, Yuyud, Ari (slamat jalan ke Medan yoo..jaga diri baik2x), sidik (TKI dari Caturtunggal), rovi (hayo kapan mo married), Indri (sang karyawati Centro) and Aji (kurir surat kelurahan haaaaahhaaa)

Ayo..mumpung Lurah anyar kita semangat lagi yuuukk!!! Bravo BHAKTI MUDA

Hello GEOman...thx dah ngasih beberapa ilmu geoteknik ke aku..bro Karlindra ayo kita buat perubahan dan gebrakan buat temen2x mahasiswa supaya beralih ke geoisme, Adit (kita selalu bersaing untuk menjadi geo engineer..u re my challenger), mbak May' (heheheee...sorry klo mbak nanya ttg pondasi ke aku pasti tak jawab dgn gurauan), and all my mantan mahasiswa geotek' pnah aku asisteni terimakasih ya atas support dan doanya...



OP notcity..trim nggih dah mau bagi shift dgn aku coz aku harus bugix waktu tuk garap TA, walau aku cuma 3 bulanan berdampingan dgn kalian tapi aku tetep slalu jaga persahabatn kita

Ayo kejar predikat OP qualifite..siapa yg memecahkan rekor 2 kali berturut-turut seperti aku. Vita (thx dah slalu tny TA ke aku & t4 curhat), Dooney, Farhan & goal, Feiz (jaga malam lagi yuk), dik Gnya, Adhy 'siap grak', Said & Anwar (jayusman), Luqman, Obo, Nining, Memey, Dede, Laenal... Kalian memang temen seperjuangan yg menyisihkan sekitar 400 orang sawan kita.

Halo Bro!! Ayo touring lagi...kali ini aku gak bisa ikutan sarasehan ke Jakarta coz bln November ni bulan yg sangat full tank acara, acaraku dah oversize..aku kudu pendadaran bro..doakan ya?! Special thx for bro wigit (oyak2kan TA meneh po), susbro Ken (aku mp curhat lagi niy..), Bro sigit (mangan sego godhog meneh yuuk), om Joko,

bro Adhy and bro2x yg lain pokoknya thx atas do'a and support kalian..gak lupa jg aku ucapin thx boeat HTML kopyah Jakut, Jaksel, Jakbar, Jaktim (kapan qta kopdar bareng lageee).. Tingkatkan Brotherhood qta..coz no limit Brotherhood coz tiger for Brotherhood

Honda Tiger Mailing List



Paguyuban Onthel Djogjakarta



"let's leave our children a clean air ride a bike" kerabat PODJOK matur nuwun pangestunipun, Alhamdulillah kula sampun saged nyusun TA lan sampun rampung...mugi-mugi kula saged kempal malih dateng panjenengan sedaya, sasi November meniki sasi ingkang berkah kagem kula lan PODJOK sami2x ulang tahun..lho... Sepindah malih kula badhe ngaturaken Matur Nuwun sangettt...

CumLaude touring community (Cumpulan LAki2x suka doelan)

Thank's berat buat para bikers sipil Ull angk.03 klas A..sobat aku kangen touring lagi, makasih atas segala waktu untuk belajar bareng dari semester 1- 7, karena kalian aku bisa lulus cepet, sobat..qta jaga persahabatan kita sampai nafas terakhir, aku juga donkan kalian yg blom lulus spy cepet lulus dgn nilai yg baik. Kelompok belajar ariu bermain yg indah buatku..thx jg temen2x cumLAude dah mau datang di seminar TA ku.. Sobat CumLAude teman yg paling baik adalah temen yang dapat saling pengertian walau suasana suka dan duka...



KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

السَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ وَبَرَكَاتُهُ

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya. Shalawat serta salam kepada Muhammad SAW selaku Rasul Allah beserta para kerabat dan sahabat-sahabat Nabi. Atas rahmat Allah SWT, penulis dapat menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul ” **Analisis Struktur Turap Beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang**” sebagai persyaratan untuk menyelesaikan jenjang strata satu (S1) di lingkungan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis banyak menemui kesulitan yang muncul karena keterbatasan kemampuan dari diri penulis, keterbatasan kemampuan teoritis serta pengalaman di lapangan. Berkat dorongan dan bimbingan serta motivasi berbagai pihak maka akhirnya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

Kesempatan ini penulis mengucapkan terimakasih kepada pihak-pihak yang telah memberikan perhatian dan bantuan antara lain:

1. Bapak Prof. Dr. Edy Suandi Hamid, M.Ec. selaku Rektor Universitas Islam Indonesia,
2. Bapak DR. Ir. H. Ruzardi, MS., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
3. Bapak Ir. H. Faisol AM. MS., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
4. Bapak DR. Ir. H. Edy Purwanto, CES. DEA, selaku Dosen Pembimbing tugas akhir,

5. Bapak Ir. H. Ibnu Sudarmadji, MS selaku Dosen penguji sidang dan pendadaran tugas akhir,
6. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, MT selaku Dosen penguji sidang dan pendadaran tugas akhir,
7. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan Dinas Pekerjaan Umum Cipta Karya Propinsi Sumatera Selatan. Proyek Pengembangan Prasarana dan Sarana Permukiman Bagian Proyek Pengembangan Prasarana dan Sarana Metropolitan,
8. PT. Yodya Karya *Architects and Consulting Engineering*, Jl. Panjaitan Kavling 8 Cawang Jakarta Timur,
9. Bapak Sugiyana dan Mas Yudi selaku staff Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
10. Bapak Santoro dan Bapak Heri selaku staff administrasi bagian pengajaran yang telah membantu demi kelancaran administrasi Tugas Akhir,
11. Seluruh staff dan karyawan non-edukatif di lingkungan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
12. Ayah dan Ibu (Ir. H. Affidin BAE, MM dan Hj. Rr. Budiswasti) tercinta yang selalu memberikan doa dan semangat kepada penulis dalam rangka menempuh studi di Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
13. Kakak dan adik tersayang yang memberikan dorongan semangat untuk menjadi seorang *engineer*,
14. Om Adi beserta keluarga di Palembang, Sumatera Selatan,
15. Rekan-rekan staff *Geotechnic Studies Center*,
16. Rekan-rekan Asisten Mata Kuliah Mekanika Tanah dan Rekayasa Pondasi,
17. Rekan-rekan Asisten Mata Kuliah Mekanika Tanah Lanjut,
18. Rekan-rekan seperjuangan yang telah membantu penyusunan laporan ini,
19. Seluruh teman-teman mahasiswa di lingkungan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
20. Pihak-pihak terlibat dalam penyusunan tugas akhir ini yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Seluruh pihak tersebut telah membantu dalam bentuk materi dan non-materi maka Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan lancar. Semoga amal dan kebaikan mereka dibalas oleh Allah SWT.

Penulis menyadari bahwa selama proses penyusunan Tugas Akhir terdapat kesalahan dan kekurangan, oleh karena itu penulis menyampaikan permohonan maaf dan mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun untuk melangkah yang lebih baik. Penulis berharap bahwa Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat kepada pihak-pihak yang membutuhkan.

والسلام عليكم ورحمة الله وبركاته

Yogyakarta, November 2007

Penyusun

Vembri Affiano

الجامعة الإسلامية
الابن توفيق

DAFTAR ISI

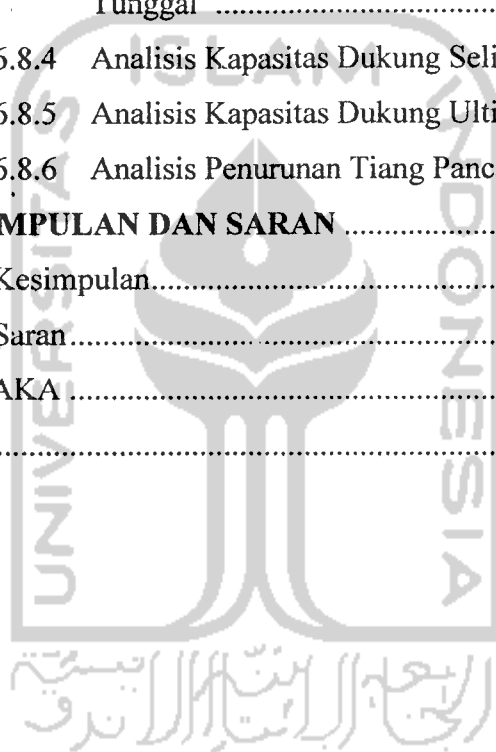
LEMBAR JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
LEMBAR PERSEMBAHAN	iii
KATA PENGANTAR.....	vi
ABSTRAK	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR NOTASI.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xviii
DAFTAR GAMBAR.....	xix
DAFTAR LAMPIRAN.....	xxii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian dan Manfaat Penelitian.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Tinjauan Umum.....	4
2.2 Penelitian-penelitian Terdahulu	4
BAB III LANDASAN TEORI.....	8
3.1 Konstruksi Dermaga.....	8
3.1.1 Pemilihan Tipe Dermaga.....	8
3.1.2 Dermaga Tipe <i>Wharf</i>	9
3.1.3 Dermaga Tipe <i>Jetty</i>	10
3.1.4 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dermaga	11
3.2 Konsep Analisis Struktur.....	16
3.2.1 Konsep Umum Analisis Struktur	16
3.2.2 Analisis Pembebanan dan Gaya-gaya yang Bekerja pada Dermaga	16
3.3 Analisis Plat Lantai (<i>Slabs</i>).....	17

3.3.1	Analisis Lentur Plat (Disain Tulangan Pokok).....	18
3.3.2	Proses Disain Plat.....	20
3.4	Analisis Balok Penampang Persegi Tulangan Rangkap.....	22
3.4.1	Analisis Balok Tulangan Rangkap.....	22
3.4.2	Tulangan Baja Desak Leleh.....	24
3.4.3	Tulangan Baja Desak Belum Leleh.....	26
3.5	Konstruksi Turap.....	27
3.5.1	Dinding Turap Diangker dengan Metode Ujung Bebas (<i>Free end Method</i>).....	28
3.5.2	Analisis Tekanan Tanah Lateral (<i>Lateral Earth Pressure Analysis</i>).....	30
3.5.3	Tekanan Tanah Lateral Saat Diam (<i>Lateral Earth Pressure at Rest</i>).....	30
3.5.4	Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif....	32
3.5.5	Tekanan Tanah pada Dinding dengan Permukaan Horizontal.....	33
3.6	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang.....	35
3.6.1	Persamaan Umum Menghitung Kapasitas Dukung Tiang.....	35
3.6.2	Tahanan Ujung Tiang dengan Metode Meyerhof (1976).....	36
3.6.3	Analisis Tahanan Geser Tiang (Q_s).....	38
3.6.4	Menghitung Nilai Q_s pada Tanah Pasir.....	39
3.6.5	Menghitung Nilai Q_s pada Tanah Lempung.....	40
3.7	Penurunan Tiang Pancang (<i>Consolidation Settlement</i>).....	44
3.8	Sungkup Tiang Pancang (<i>Pile Cap</i>).....	46
3.8.1	Perencanaan Sungkup Tiang Pancang (<i>Pile Cap</i>)..	47
3.8.2	Geser (<i>shear</i>) pada Sungkup Tiang Pancang.....	47
3.8.3	Lentur (<i>Flexure</i>) pada Pile Cap.....	49

BAB IV	METODE PENELITIAN	50
4.1	Tinjauan Umum.....	50
4.2	Metode Penentuan Subjek.....	50
4.3	Metode Analisis.....	50
4.4	Prinsip Kerja SAP 2000	52
4.4.1	<i>Graphic User Interface</i> (GUI).....	52
4.4.2	Sistem Koordinat.....	53
4.4.3	Layar SAP 2000	53
4.4.4	Operasi-operasi SAP 2000	54
4.5	Bagan Alir Analisis	57
BAB V	ANALISIS TURAP BETON SUNGAI MUSI	62
5.1	Keadaan Umum.....	62
5.1.1	Keadaan Topografi	62
5.1.2	Keadaan Hidrolika.....	62
5.1.3	Keadaan Geoteknik	63
5.2	Konsep Dasar Perencanaan	63
5.2.1	Fungsi dan Lokasi Bangunan	64
5.2.2	Peraturan-peraturan yang Digunakan.....	64
5.2.3	Material yang Digunakan	65
5.3	Data Analisis Turap Beton	65
5.4	Pembebanan.....	67
5.4.1	Beban Mati dan Tambahan.....	67
5.4.2	Beban Akibat Gaya Lateral	69
5.5	Parameter dan Dimensi Plat	73
5.5.1	Pembebanan Plat	73
5.5.2	Momen yang Bekerja pada Plat.....	74
5.5.3	Tulangan Tumpuan Plat Sepanjang x (St_x)	75
5.5.4	Tulangan Tumpuan Plat Selebar y (St_y).....	76
5.5.5	Tulangan Lapangan Plat Sepanjang x (Sl_x).....	77
5.5.6	Tulangan Lapangan Plat Selebar y (Sl_y).....	79

5.6	Analisis Balok	80
5.6.1	Analisis Balok Bentang 5m.....	81
5.6.2	Analisis Balok Bentang 4m.....	91
5.7	Analisis Turap (<i>Sheet Pilling</i>)	95
5.7.1	Tekanan Air pada Turap.....	96
5.7.2	Tekanan Tanah pada Turap	97
5.7.3	Kedalaman Turap yang Dipancang.....	99
5.8	Analisis Pondasi Tiang Turap	103
5.8.1	Tegangan Ijin Tiang	104
5.8.2	Analisis Kekuatan Pondasi Tiang.....	106
5.8.3	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal	110
5.8.4	Analisis Penurunan Pondasi Tiang.....	114
BAB VI	PEMBAHASAN.....	125
6.1	Konstruksi Dermaga di Kawasan Benteng Kuto Besak.....	125
6.2	Karakteristik Tanah dan Propertis Tanah (<i>Soil Properties</i>)	125
6.3	Mekanisme Penbebanan.....	126
6.4	Plat Lantai.....	127
6.4.1	Kondisi Eksisting Plat Lantai	127
6.4.2	Analisis Ulang Plat Lantai.....	127
6.5	Balok Bentang 5m	128
6.5.1	Kondisi Eksisting	128
6.5.2	Analisis Ulang Balok.....	129
6.6	Balok Bentang 4m	130
6.6.1	Kondisi Eksisting	130
6.6.2	Analisis Ulang Balok.....	130
6.7	Turap (<i>Sheet Pilling</i>)	132
6.7.1	Kondisi Eksisting	132
6.7.2	Analisis Ulang Turap (<i>Sheet Pilling</i>)	132

6.7.2.1	Tekanan Air pada Turap.....	132
6.7.2.2	Tekanan Tanah pada Turap.....	133
6.7.2.3	Kedalaman Turap yang Dipancang.....	134
6.8	Pondasi Tiang Turap	134
6.8.1	Tegangan Ijin Tiang	135
6.8.2	Analisis Kekuatan Pondasi Tiang.....	135
6.8.3	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal	135
6.8.4	Analisis Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s).....	136
6.8.5	Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u).....	136
6.8.6	Analisis Penurunan Tiang Pancang.....	136
BAB VII	KESIMPULAN DAN SARAN	138
7.1	Kesimpulan.....	138
7.2	Saran.....	139
	DAFTAR PUSTAKA	140
	LAMPIRAN	142



DAFTAR NOTASI

	Satuan
E = energi benturan kapal.....	Tm
V = komponen tegak lurus sisi dermaga dari kecepatan kapal pada saat membentur dermaga.....	m/d
W = <i>displacement</i> (berat) kapal.....	Ton
g = percepatan gravitasi.....	m/d ²
C _m = koefisien massa.....	-
C _e = koefisien eksentrisitas.....	-
C _s = koefisien kekerasan.....	-
C _c = koefisien bentuk dari tambatan.....	-
B = lebar kapal.....	m
L _{pp} = panjang garis kapal.....	m
γ _o = berat jenis air laut.....	T/m ³
l = jarak sepanjang permukaan air dermaga dari pusat berat kapal sampai titik sandar kapal untuk dermaga sebesar ¼ L _{oa}	m
r = jari-jari putaran di sekeliling pusat berat kapal pada permukaan air.....	m
L _{oa} = panjang kapal.....	m
R _a = gaya akibat angin.....	Kg
Q _a = tekanan angin.....	Kg/m ³
V = kecepatan angin.....	m/d
A _w = proyeksi hidang yang tertiuap angin.....	m ²
R = gaya akibat arus.....	Kgf
S = luas tampang kapal yang terendam air.....	m ²
ρ = rapat massa air.....	Kg/m ⁴
C = koefisien tekanan arus.....	-
V = kecepatan arus.....	m/d
B' = luas sisi kapal di bawah muka air.....	m ²

C_1	= nilai faktor respons gempa yang didapat dari gambar spektrum respons gempa rencana pada TCPKGUBG SNI – 03 – 1726 – 2002	-
I	= faktor keutamaan pada Tabel 1 TCPKGUBG SNI – 03 – 1726 – 2002.	-
R	= faktor reduksi	-
W_t	= berat total lantai	Ton
L	= lebar plat lantai	m
S	= jarak antar tulangan	mm
A_d	= luas satu tulangan.....	mm ²
A_s	= luas tulangan jumlah n.....	mm ²
f_y	= tegangan leleh baja	Mpa
f_c'	= tegangan desak beton.....	Mpa
f_s	= tegangan desak baja.....	MPa
c	= koefisien momen.....	-
a	= tinggi blok tegangan	mm
T_s	= kuat tarik baja tulangan.....	KN
M_n	= momen nominal	KNm
M_u	= momen ultimit.....	KNm
n	= jumlah tulangan	batang
C_c	= gaya desak yang dipikul oleh beton.....	KN
C_s	= gaya yang dipikul oleh tulangan baja desak	KN
T	= gaya yang dipikul oleh tulangan baja tarik	KN
ϵ_s	= regangan tulangan baja desak	Mpa
q'	= tekanan overburden.....	T/m ²
K_a	= koefisien tekanan tanah aktif.....	-
K_p	= koefisien tekanan tanah pasif.....	-
D	= kedalaman turap.....	m
τ	= kuat geser tanah	KN/m ²
c	= kohesi tanah	-
\emptyset	= sudut gesek dalam.....	°
σ'	= tekanan normal efektif.....	KN/m ²
σ_v	= tegangan vertikal.....	KN/m ²

μ	= tekanan air pori (<i>pore water pressure</i>)	KN/m ²
K_0	= koefisien tekanan tanah lateral pada saat diam (<i>coefficient of at-rest earth pressure</i>)	-
γ_b	= berat volume tanah basah.....	KN/m ³
γ_k	= berat volume tanah kering	KN/m ³
γ'	= berat volume tanah jenuh air.....	KN/m ³
γ_w	= berat volume air	KN/m ³
P_a	= distribusi tekanan tanah aktif.....	KN/m ²
P_p	= distribusi tekanan tanah pasif.....	KN/m ²
Q_u	= kapasitas dukung <i>ultimate</i> tiang	Ton
Q_p	= kapasitas ujung tiang	Ton
Q_s	= kapasitas gesek selimut tiang.....	Ton
q_i	= unit daya dukung	KN/m ²
c_u	= koefisien undrained.....	-
f	= tahanan friksi tiang	KN/m ²
ΔL	= selisih kedalaman lapisan tanah.....	m
L	= panjang kritis tiang = 15 D	m
D	= diameter tiang	m
α	= faktor adhesi	-
Δp	= tegangan yang ditimbulkan di tengah-tengah lapis tanah.....	KN/m ²
$e_{o(i)}$	= angka pori (<i>initial void ratio</i>)	-
$H_{(i)}$	= tinggi lapis tanah.....	m
$C_{c(i)}$	= <i>compression index</i>	-
ΔS	= penurunan total (<i>total settlement</i>)	mi

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Kecepatan merapat kapal pada dermaga	12
Tabel 3.2	Gaya tarikan kapal.....	15
Tabel 3.3	Nilai koefisien tekanan tanah lateral	40
Tabel 5.1	Ringkasan hasil laboratorium.....	66
Tabel 5.2	Gaya lateral yang bekerja pada dermaga.....	73
Tabel 5.3	Ringkasan tulangan plat lantai	80
Tabel 5.4	Luas minimum tulangan susut (Pasal 9.12).....	91
Tabel 5.5	Ringkasan analisis tulangan balok	94
Tabel 5.6	Hitungan tekanan tanah turap metode ujung bebas.....	99
Tabel 5.7	Jumlah momen terhadap titik D	102
Tabel 5.8	Tegangan ijin tiang.....	104
Tabel 5.9	Ringkasan analisis daya dukung selimut tiang.....	113
Tabel 5.10	Ringkasan analisis daya dukung ultimit tiang (Q_a).....	114

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	<i>Wharf</i> konstruksi terbuka	10
Gambar 3.2	Turap penahan tanah dengan tiang miring	10
Gambar 3.3	a. <i>Pier</i> bentuk T dan L; b. <i>Pier</i> bentuk jari	11
Gambar 3.4	Jenis-jenis plat.....	18
Gambar 3.5	a. Plat selebar L; b. Potongan plat; c. Regangan desak beton d. Kopel gaya dala.....	18
Gambar 3.6	Kondisi dukungan: a. Jepit-jepit; b. Menerus; c. Bebas.....	20
Gambar 3.7	Jarak tulangan plat.....	21
Gambar 3.8	Balok penampang persegi tulangan rangkap.....	22
Gambar 3.9	Penampang balok tulangan rangkap tulangan baja desak leleh Dan diagram tegangan-regangan.....	24
Gambar 3.11	Perancangan turap diangker dengan metode ujung bebas.....	29
Gambar 3.12	Distribusi tekanan tanah lateral pada saat diam (<i>At-rest earth pressure</i>).....	31
Gambar 3.13	Tekanan tanah lateral	33
Gambar 3.14	Distribusi tekanan tanah aktif dan pasif Rankine untuk permukaan tanah horisontal.....	34
Gambar 3.15	Kapasitas dukung tiang	36
Gambar 3.16	Grafik hubungan nilai $(L_b/D)_{cr}$ dengan tahanan ujung q_p	37
Gambar 3.17	Grafik hubungan nilai maksimum N^*c dan N^*q dengan sudut gesek dalam ϕ	38
Gambar 3.18	Urit tahanan geser pada pondasi tiang.....	39
Gambar 3.19	Variasi nilai α terhadap nilai C_u	41
Gambar 3.20	Diagram tekanan tanah lateral dengan metode λ	42
Gambar 3.21	Penurunan tiang pancang	44
Gambar 3.22	Penurunan tiang pancang dengan metode penyebaran tegangan 2:1	45
Gambar 3.23	Bagian kritis untuk geser.....	48

Gambar 3.24	Area untuk momen pada potongan A-A	49
Gambar 4.1	Layar SAP 2000	54
Gambar 4.2	Bagan alir/ <i>flow chart</i> analisis plat lantai	58
Gambar 4.3	Bagan alir/ <i>flow chart</i> analisis balok bertulang rangkap	59
Gambar 4.4	Bagan alir/ <i>flow chart</i> analisis dinding turap beton dan pondasi tiang pancang beton bertulang.....	61
Gambar 5.1	Beban bangunan yang bekerja pada konstruksi dermaga.....	67
Gambar 5.2	Potongan as-1 s/d 27	68
Gambar 5.3	Grafik koefisien blok dengan r/L	70
Gambar 5.4	a. Dimensi plat, b. Plat terjepit penuh di setiap sisi	73
Gambar 5.5	Tampak melintang plat Stx	75
Gambar 5.6	Tampak melintang plat Sty	76
Gambar 5.7	Tampak melintang plat Slx	78
Gambar 5.8	Tampak melintang plat Sly	79
Gambar 5.9	Balok terjepit penuh di kedua sisi	81
Gambar 5.10	Beban trapesium pada balok bentang 5m.....	81
Gambar 5.11	Momen yang bekerja pada balok	82
Gambar 5.12	Luas tarik efektif balok beton.....	84
Gambar 5.13	Skema penampang balok beton.....	85
Gambar 5.14	Distribusi tegangan regangan balok bertulang rangkap	86
Gambar 5.15	Distribusi tegangan regangan balok bertulang rangkap	90
Gambar 5.16	Beban segitiga pada balok bentang 4m	92
Gambar 5.17	Momen yang bekerja pada balok bentang 4m.....	93
Gambar 5.18	Tampak samping denah turap dan tiang pancang beton bertulang.....	95
Gambar 5.19	Potongan A konstruksi turap beserta data tanah	95
Gambar 5.20	Distribusi tekanan air pada turap.....	96
Gambar 5.21	Distribusi tekanan tanah turap diangker dengan metode ujung bebas.....	98
Gambar 5.22	Perletakan momen titik A pada konstruksi turap	100
Gambar 5.23	Perletakan momen titik D pada konstruksi turap	102

Gambar 5.24	Denah penempatan pondasi tiang.....	102
Gambar 5.25	Potongan A-A pondasi tiang	103
Gambar 5.26	Gaya aksial portal dermaga	109
Gambar 5.27	Potongan pondasi tiang beserta data tanah.....	110
Gambar 5.28	Penurunan pondasi tiang no.1	115
Gambar 5.29	Penurunan pondasi tiang no.2	117
Gambar 5.30	Penurunan pondasi tiang no.3	119
Gambar 5.31	Penurunan pondasi tiang no.4	122
Gambar 6.1	Penampang balok eksisting dan redisain.....	131



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Nota Perencanaan	142
Lampiran 2	Analisis Pondasi Tiang Turap	185
Lampiran 3	Analisis Balok	207
Lampiran 4	Gambar Cad.....	225
Lampiran 5	Kartu Presensi Konsultasi Tugas Akhir Mahasiswa	231



Lembar Persembahkan

Tugas Akhir ini saya persembahkan kepada kedua Orang Tua, kakak dan adik tercinta atas kesabaran, dorongan semangat dan do'anya. Serta untuk seluruh umat manusia di seluruh alam semesta, semoga dapat bermanfaat.



ABSTRAK

Konstruksi turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang direncanakan oleh PT. Yodya Karya sedangkan pemilik (owner) pembangunan konstruksi ini yaitu Dept. Permukiman dan Prasarana Wilayah Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan Dinas Pekerjaan Umum Cipta Karya Propinsi Sumatera Selatan. Bulan Februari 2002 turap dibagian setengah lingkaran mengalami keruntuhan, sedangkan dibagian lurus terindikasi adanya kerusakan. Kerusakan ini mengakibatkan plaza yang berada dibelakangnya juga mengalami kerusakan parah. Perbaikan turap yang mengalami kerusakan telah diperbaiki pada tahun 2003. Untuk menghindari kegagalan struktur penahan tanah, maka di sisi Sungai Musi menggunakan struktur berupa turap beton (concrete sheet pile). Disain turap beton di pembangunan dan penataan kawasan kolom Ampera memiliki beberapa alternatif diantaranya turap beton diperkuat dengan angkur, turap beton dengan portal beton, turap pasangan batu dengan portal beton. Turap dipasang menyesuaikan dengan perilaku sungai yang sangat dinamis dan kondisi tanah bawah permukaan tepi sungai yang sangat variatif, maka banyak ditemui kondisi lapisan tanah yang diluar prediksi.

Tujuan penelitian tugas akhir ini adalah redesign struktur turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang. Metode penelitian yang digunakan pada analisis dinding pancang turap menggunakan metode klasik atau yang sering disebut dengan metode statis. Metode klasik mempunyai prosedur yang melibatkan asumsi yang sangat sederhana dan statika benda kaku. Metode klasik disajikan untuk nilai historis dan perekayasa masih memilih prosedur ini. Analisis struktur menggunakan bantuan program SAP 2000.

Hasil redesain balok mempunyai tulangan yang lebih hemat dibanding dengan kondisi eksisting dengan prosentase 40 %. Kondisi eksisting terdapat balok pre cast dan cast in site sehingga memiliki pemborosan di daerah balok pre cast. Redesain panjang turap menghasilkan 8,2 m sedangkan panjang turap eksisting memiliki 11,98 m. Perbedaan kedalaman tersebut dapat disimpulkan bahwa kedalaman redesain lebih hemat sebesar 30 % dibanding 11,98. Pondasi tiang yang digunakan di lapangan menggunakan pondasi tiang turap baja dengan diameter 500 mm dengan panjang 22 m. Tegangan ijin dipengaruhi oleh faktor pembebanan oleh karena itu pada tiang no 1 s/d 3 dengan faktor pembebanan berupa gaya gempa. Pondasi tiang tersebut memiliki nilai tegangan yang > 1 sehingga tidak aman untuk digunakan, untuk mengantisipasi hal ini maka diameter tiang harus dibesarkan sebesar 800 mm dengan tegangan ijin sebesar $0,7 T/m^2$.

Kata kunci: plat, balok, pondasi tiang beton, SAP 2000, kapasitas dukung pondasi, metode Meyerhof

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Palembang merupakan kota yang terletak di Propinsi Sumatera Selatan yang sering disebut Kota Ampera. Ampera adalah nama jembatan yang melintas di aliran Sungai Musi. Salah satu objek yang terkenal dan memiliki sejarah di daerah Palembang yaitu Sungai Musi. Kawasan tersebut berdekatan dengan kawasan bersejarah lainnya yaitu Benteng Kuto Besak atau disingkat dengan BKB. Nilai sejarah yang terkandung di kawasan tersebut perlu dilestarikan dan diharapkan dapat menjadi objek wisata publik. Oleh karena itu, pemerintah setempat telah melaksanakan pembangunan di kawasan tersebut.

Pemerintah memusatkan perhatian pembangunan pada kolong Jembatan Ampera yang akan dikembalikan ke fungsinya sebagai ruang terbuka untuk masyarakat. Penataan kawasan kolong Ampera merupakan bagian dari rencana Pemkot Palembang yang ingin merevitalisasi kawasan di sekitar BKB.

Pembangunan dan penataan kawasan kolong Jembatan Ampera menggunakan turap beton. Menurut Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Perdesaan Dinas Pekerjaan Umum Cipta Karya Propinsi Sumatera Selatan pembangunan turap beton Sungai Musi di Kawasan BKB telah dilaksanakan mulai dari bawah Jembatan Ampera ke arah Pasar Sekanak sepanjang \pm 1500 meter secara bertahap mulai Tahun Anggaran (TA) 1998/1999 sampai dengan TA 2000 dilanjutkan pada TA 2002. Pembangunan tersebut terdiri dari turap beton dibagian lurus sepanjang 1290 meter dan dibagian setengah lingkaran sepanjang 208 meter. Setelah pembangunan tersebut, kemudian dilanjutkan dengan pembuatan Plaza dibelakang turap beton bagian setengah lingkaran pada TA 2001.

Bulan Februari 2002 turap dibagian setengah lingkaran mengalami keruntuhan, sedangkan dibagian lurus terindikasi adanya kerusakan. Kerusakan ini mengakibatkan plaza yang berada dibelakangnya juga mengalami kerusakan

parah. Perbaikan turap yang mengalami kerusakan telah diperbaiki pada tahun 2003.

Untuk menghindari kegagalan struktur penahan tanah, maka di sisi Sungai Musi menggunakan struktur berupa turap beton (*concrete sheet pile*). Disain turap beton di pembangunan dan penataan kawasan kolom Ampera memiliki beberapa alternatif diantaranya turap beton diperkuat dengan angkur, turap beton dengan portal beton, turap pasangan batu dengan portal beton. Turap dipasang menyesuaikan dengan perilaku sungai yang sangat dinamis dan kondisi tanah bawah permukaan tepi sungai yang sangat variatif, maka banyak ditemui kondisi lapisan tanah yang diluar prediksi.

Berdasarkan latar belakang tersebut maka tugas akhir ini mengambil judul **“Analisis Struktur Turap Beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang”**.

1.2 Rumusan Masalah

Mengetahui pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang pada pondasi pancang terhadap kapasitas dukung, penurunan pondasi tiang pancang serta mengetahui besarnya angka keamanan yang terjadi pada pembangunan turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak Palembang.

1.3 Tujuan dan Manfaat Tugas Akhir

Tujuan tugas akhir yaitu melakukan *redesign* struktur turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang, sedangkan manfaat tugas akhir yaitu memberikan pemahaman mengenai penggunaan turap beton pada konstruksi yang terendam oleh air sungai.

1.4 Batasan Masalah

Sesuai dengan tujuan tugas akhir, maka agar ruang lingkup lebih jelas dan terarah diperlukan adanya batasan-batasan masalah sebagai berikut ini.

1. Data karakteristik tanah adalah tanah di Proyek Perbaikan Turap Beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang.
2. Alternatif disain turap berupa turap beton dengan portal beton.
3. Struktur atas penahan turap direncanakan sebagai *open frame* (portal terbuka). Dirancang sebagai penahan beban horizontal dan vertikal.
4. Struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang beton bertulang diameter 50 cm berbentuk bulat dengan kedalaman 22 m.
5. Tipe konstruksi yang dipilih adalah konstruksi beton bertulang (balok dan plat) monolit dengan mutu beton K300.
6. Analisis struktur menggunakan analisis statik 3-D dengan bantuan program *SAP 2000 (Structure Analysis Program)* kombinasi dengan *Microsoft Excel 2003*.
7. Analisis penulangan yang dipakai adalah dimensi yang menentukan akibat beban vertikal dan horizontal.
8. Gaya gempa dan benturan kapal yang bekerja pada turap diabaikan.
9. Faktor gaya diperhitungkan dengan memperhatikan lokasi proyek dan tipe proyek.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dinding pancang turap merupakan struktur yang sering digunakan untuk struktur-struktur tepi laut, pelabuhan besar atau kecil yang meliputi rentang fasilitas peluncuran jenis kapal besar sampai jenis kapal kecil. Dinding pancang turap juga digunakan sebagai fasilitas pelengkap pelabuhan yaitu digunakan tempat menepi dan menambatkan kapal yang akan bersandar di pelabuhan.

Fungsi pancang turap juga digunakan untuk melindungi pengikisan pantai, membantu menstabilkan lereng-lereng tanah, menggalang dinding parit-parit dan galian serta untuk dam pengelak. Disain dinding pancang turap memiliki karakteristik tersendiri yaitu apabila tinggi dinding kurang dari 3 m maka dinding tersebut dapat diberi konstruksi tetapi untuk dinding-dinding yang lebih dari 3 m diberi jangkar atau yang lazim disebut pancang turap berangker atau turap berangker.

2.2 Penelitian-penelitian Terdahulu

Sebagai referensi melakukan tugas akhir, maka mencantumkan beberapa referensi penelitian yang dilakukan oleh mahasiswa. Referensi yang digunakan berkisar tentang turap beton dan struktur-struktur pendukungnya. Referensi tersebut diantaranya merancang dermaga peti kemas, formasi tiang pancang, metode pelaksanaan dinding diafragma, analisis kegagalan turap beton di Benteng Kuto Besak Palembang. Uraian penelitian dapat dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Nama : Agus Rifani dan Dian Pitasari

Tahun : 1997

Judul :

Analisis Pengaruh Formasi Tiang Pancang Kelompok Beton *Cast In Place* pada Tanah Lunak Terhadap Kemampuan daya Dukung

Rumusan Masalah :

Semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang, maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tersebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang menyebabkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral semakin besar.

Tujuan :

Menganalisis pengaruh formasi tiang pancang kelompok beton cetak di tempat (*cast in place*) terhadap daya dukung pada kondisi tanah lunak (*soft soil*) dan penurunan yang terjadi pada tiap-tiap formasi.

Hasil :

Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang, maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tersebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang menyebabkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral semakin besar.

2. Nama : Abdulrachman Madjid Syawal dan Khairi Nasihi
 Tahun : 1999
 Judul : Analisis Metode Pelaksanaan Dinding Diafragma pada Dermaga

Rumusan Masalah :

Pelaksanaan pembangunan dermaga dengan sistem dinding diafragma lebih cepat, murah dan mudah daripada menggunakan sistem tiang pancang.

Tujuan :

Menganalisis metode pelaksanaan sistem dinding diafragma pada dermaga.

Hasil :

Dinding diafragma pada dermaga merupakan struktur yang multi fungsi, penggunaan dinding diafragma (*guide wall*) dengan dimensi tinggi 1,50 m dan lebar 0.30 m serta penopang dari *timber* baja dengan diameter 15 mm merupakan dimensi yang aman.

3. Nama : Andi Ekaputra dan Ari Sulistyo
 Tahun : 2000
 Judul : Redesain Pondasi Tiang pada Dermaga Peti Kemas Pelabuhan Tanjung Emas Semarang

Rumusan Masalah :

Perbandingan dari perencanaan sebelumnya adalah diameter pondasi tiang yang lebih kecil, yaitu perencanaan sebelumnya menggunakan diameter 812,8 mm.

Tujuan :

Mendapatkan optimasi diameter pondasi dermaga.

Hasil :

Perbandingan dari perencanaan sebelumnya adalah diameter pondasi tiang yang lebih kecil, yaitu perencanaan sebelumnya menggunakan diameter 812,8 mm. kemudian diameter yang didapat dari kedua mahasiswa adalah 711,2 mm.

Struktur pondasi dengan diameter pondasi tiang yang lebih kecil, ternyata masih mampu menahan beban dan gaya lateral yang terjadi.

4. Nama : Eric Maynetou B.S.
Tahun : 2002
Judul : Tinjauan dan Analisis Konstruksi Turap pada Tanah Lunak, Studi Kasus Penurunan Kawasan Benteng Kuto Besak Palembang

Rumusan Masalah :

Analisis dilakukan secara perhitungan konvensional dan menggunakan program komputer PLAXIS. Perhitungan meliputi gaya-gaya dalam dari struktur turap dan gaya tarik yang diterima oleh jangkar. Perhitungan PLAXIS juga memperhitungkan tekanan air pori eksese yang terjadi akibat timbunan yang selama ini dalam perhitungan secara konvensional jarang sekali diperhatikan.

Tujuan :

Menganalisis konstruksi turap di tanah lunak menggunakan program PLAXIS terhadap daya dukung tanah serta penurunan pondasi.

Hasil :

Hasil yang didapat menunjukkan bahwa penyebab kegagalan dari turap adalah adanya peningkatan tekanan air pori eksese akibat timbunan. Hasil analisis dari PLAXIS memberikan hasil yang lebih bisa diterima daripada hasil perhitungan konvensional.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Konstruksi Dermaga

Dermaga adalah suatu bangunan pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang melakukan bongkar muat barang dan menaik-turunkan penumpang. Dimensi dermaga didasarkan pada jenis dan ukuran kapal yang merapat dan bertambat pada dermaga tersebut

Dermaga dapat dibedakan menjadi 2 (dua) tipe yaitu *wharf* atau *quai* dan *jetty* atau *pier* atau jembatan. *Wharf* adalah dermaga yang paralel dengan pantai dan biasanya berimpit dengan garis pantai. *Wharf* juga dapat berfungsi sebagai penahan tanah yang ada dibelakangnya. *Jetty* atau *pier* adalah dermaga yang menjorok ke laut. Berbeda dengan *wharf* yang digunakan untuk merapat pada satu sisinya, *pier* juga bisa digunakan pada satu sisi atau kedua sisinya. *Jetty* ini biasanya sejajar dengan pantai dan dihubungkan dengan daratan oleh jembatan dan membentuk sudut tegak lurus dengan *jetty* sehingga *pier* dapat berbentuk T atau L.

Konstruksi yang digunakan turap beton Sungai Musi dan Plaza di kawasan Benteng Kuto Besak – Palembang merupakan konstruksi yang mirip dengan konstruksi dermaga, maka analisis konstruksi bangunan hampir sama dengan analisis dermaga. Konstruksi yang digunakan di kawasan ini adalah konstruksi dermaga dengan tipe *Wharf*. Penjelasan tentang tipe konstruksi dermaga dijelaskan dibawah ini.

3.1.1 Pemilihan Tipe Dermaga

Pemilihan tipe dermaga sangat dipengaruhi oleh kebutuhan yang akan dilayani misalnya dermaga sebagai tempat untuk menaik-turunkan penumpang atau barang. Pemilihan tipe dermaga didasarkan pada tinjauan berikut ini.

1. Tinjauan topografi

Topografi daerah pantai sangat mempengaruhi dari jenis atau tipe dermaga yang akan direncanakan. Perairan yang dangkal dengan kedalaman yang cukup

agak jauh dari darat penggunaan tipe *jetty* akan lebih ekonomis karena tidak memerlukan pengerukan yang besar. Lokasi dengan kemiringan dasar yang cukup curam pemouatan dermaga tipe *pier* dengan meletakkan pemancang tiang di perairan yang dalam menjadi tidak praktis dan sangat mahal sehingga pembuatan *wharf* adalah lebih tepat.

Tipe *bulkhead wharf* (*wharf* dinding penahan tanah) dapat digunakan sebagai dermaga dengan menambah fasilitas tambatan, bongkar-muat, perkerasan di halaman dermaga dan sebagainya.

2. Jenis kapal yang dilayani

Jenis kapal yang dilayani berpengaruh pada gaya yang dihasilkan dari benturan kapal apabila kapal akan merapat di sisi dermaga. Dimensi dermaga juga dipengaruhi oleh jenis kapal.

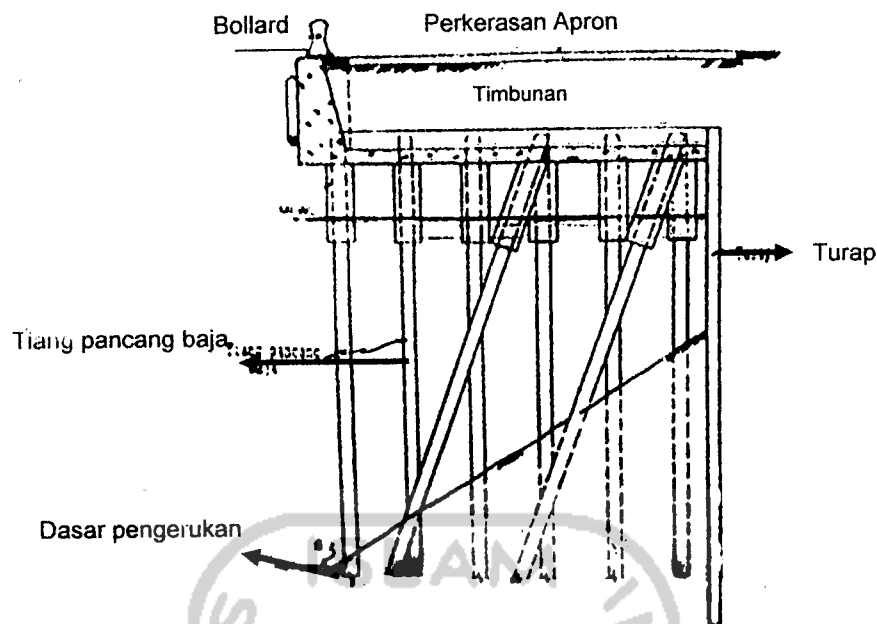
3. Kapasitas dukung tanah

Kondisi tanah sangat menentukan dalam pemilihan tipe dermaga. Pada umumnya tanah didekat daratan mempunyai kapasitas dukung yang lebih besar daripada tanah di dasar perairan. Dasar perairan umumnya terdiri dari endapan yang belum padat. Ditinjau dari kapasitas dukung tanah, pembuatan tipe *wharf* atau dinding penahan tanah lebih menguntungkan, tetapi apabila memperoleh kedalaman yang cukup di depan *wharf* akan mahal karena memerlukan pengerukan sehingga jenis dermaga yang paling tepat yaitu tipe *pier*.

3.1.2 Dermaga Tipe *Wharf*

Wharf adalah dermaga yang dibuat sejajar pantai dan dapat dibuat berimpit dengan garis pantai atau agak menjorok ke laut. *Wharf* dibangun apabila garis kedalaman laut hampir merata dan sejajar dengan garis tepi perairan. *Wharf* dibedakan menurut struktur menjadi dua macam tipe yaitu:

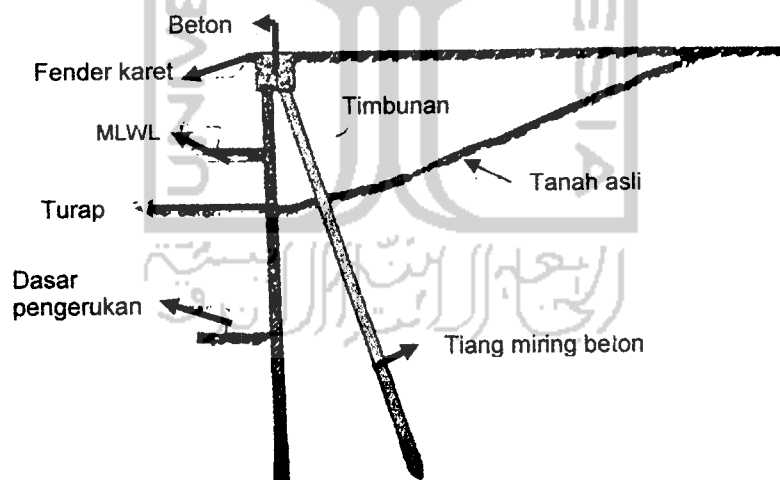
1. dermaga konstruksi terbuka dimana lantai dermaga didukung oleh tiang-tiang pancang seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Wharf konstruksi terbuka

Sumber: Pelabuhan, Bambang Triatmodjo 1996

2. dermaga konstruksi tertutup atau solid seperti dinding massa, kaisan turap dan dinding penahan tanah yang ditunjukkan pada Gambar 3.2.

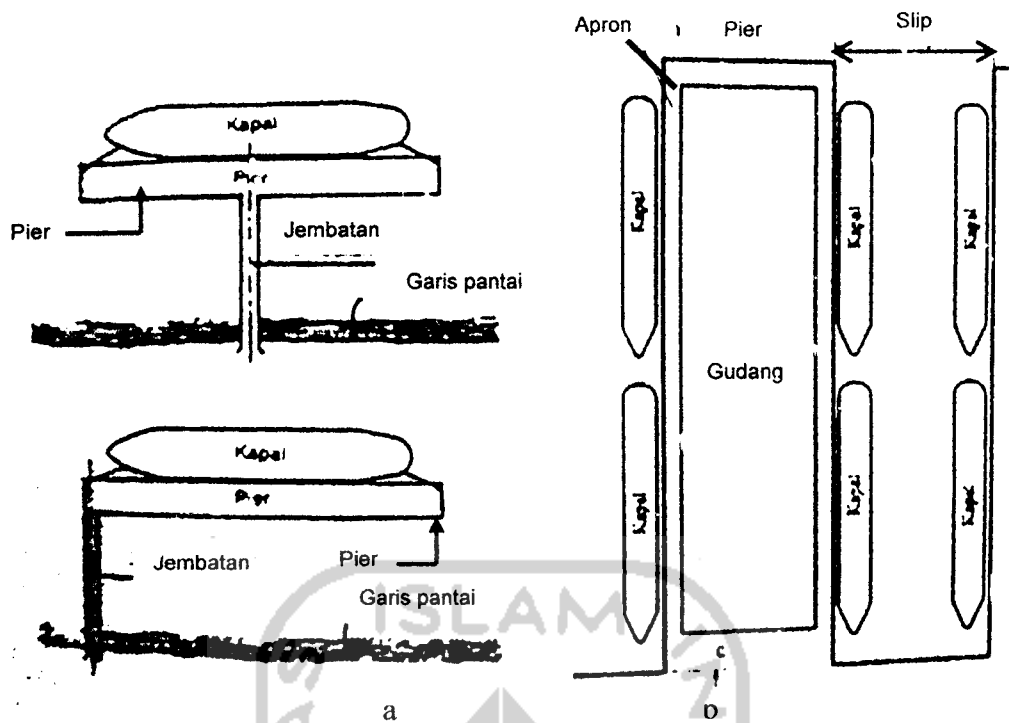


Gambar 3.2 Turap penahan tanah dengan tiang miring

Sumber: Pelabuhan, Bambang Triatmodjo 1996

3.1.3 Dermaga Tipe Jetty

Pier adalah dermaga yang dibangun dengan membentuk sudut terhadap garis pantai. *Pier* dapat digunakan untuk merapat kapal pada satu sisi atau kedua sisinya. Bentuk *pier* dapat berupa huruf T, L serta bentuk jari sesuai dengan keadaan topografi daerah yang akan digunakan seperti pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 a. Pier bentuk T dan L; b. Pier bentuk jari

Sumber: Pelabuhan, Bambang Triatmodjo 1996

3.1.4 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dermaga

Gaya-gaya yang bekerja pada dermaga dapat dibedakan menjadi gaya lateral dan vertikal. Gaya lateral meliputi gaya benturan kapal pada dermaga, gaya tarikan kapal dan gaya gempa. Gaya vertikal berupa berat sendiri bangunan dan beban hidup.

a. Gaya benturan kapal

Apabila kapal akan merapat ke dermaga, kapal masih mempunyai kecepatan sehingga akan terjadi benturan antara kapal dan dermaga. Benturan tersebut diasumsikan sebagai gaya benturan dengan membentuk sudut 10° terhadap sisi depan dermaga. Gaya benturan bekerja secara horisontal dan dapat dihitung berdasarkan energi benturan. Hubungan antara gaya dan energi benturan tergantung pada tipe fender yang digunakan. Besar energi benturan diberikan menggunakan persamaan yaitu

$$E = \frac{WV^2}{2g} C_m.C_e.C_s.C_c \dots\dots\dots(3.1)$$

- dengan E = energi benturan (Tm)
 V = komponen tegak lurus sisi dermaga dari kecepatan kapal pada saat membentur dermaga (m/d)
 W = *displacement* (berat) kapal
 g = percepatan gravitasi
 Cm = koefisien massa
 Ce = koefisien eksentrisitas
 Cs = koefisien kekerasan (diambil 1)
 Cc = koefisien bentuk dari tambatan (diambil 1)

Kecepatan merapat kapal dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Kecepatan merapat kapal pada dermaga

Ukuran kapal (DWT)	Kecepatan merapat	
	Pelabuhan (m/d)	Laut terbuka (m/d)
Sampai 500	0,25	0,30
500 – 10.000	0,15	0,20
10.000 – 30.000	0,15	0,15
Di atas 30.000	0,12	0,15

Sumber: Pelabuhan, Bambang Triatmodjo

Koefisien massa tergantung pada gerakan air di sekeliling kapal, dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$C_m = 1 + \frac{\pi d}{2C_b B} \dots\dots\dots(3.2)$$

Nilai koefisien blok kapal C_b dipengaruhi oleh berat kapal W , draft kapal d (m), lebar kapal B (m), panjang garis air L_{pp} (m) serta berat volume air laut γ_o (T/m^3) dapat dicari menggunakan persamaan (3.3)

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \cdot B \cdot d \cdot \gamma_o} \dots\dots\dots(3.3)$$

Koefisien eksentrisitas adalah perbandingan antara energi tisa dan energi kinetik kapal yang merapat dan dapat dihitung dengan rumus

$$C_e = \frac{1}{1 + (l/r)^2} \dots\dots\dots(3.4)$$

dengan,

l = jarak sepanjang permukaan air dermaga dari pusat berat kapal sampai titik sandar kapal untuk dermaga sebesar $\frac{1}{4} L_{oa}$.

r = jari-jari putaran di sekeliling pusat berat kapal pada permukaan air.

Perbandingan l/r dicari dengan grafik koefisien blok berbanding dengan l/r pada buku Pelabuhan , Bambang Triatmodjo. Panjang garis air L_{pp} dapat dihitung dengan mempertimbangkan panjang kapal L_{oa} (m) yang dapat dilihat pada Tabel 1.1 Karakteristik kapal pada buku Pelabuhan , Bambang Triatmodjo sehingga didapat rumus dibawah ini.

$$L_{pp} = 0,846 L_{oa}^{1,0193} \text{ (kapal barang)} \dots\dots\dots(3.5)$$

$$L_{pp} = 0,852 L_{oa}^{1,0201} \text{ (kapal tanker)} \dots\dots\dots(3.6)$$

b. Gaya akibat angin

Gaya akibat angin bekerja apabila angin berhembus ke badan kapal yang ditambatkan, sehingga menimbulkan gerakan kapal ke arah dermaga. Arah angin yang menuju ke dermaga maka gaya tersebut berupa gaya benturan dermaga sedangkan jika arahnya meninggalkan dermaga akan menyebabkan gaya tarikan kapal pada alat penambat. Besar arah gaya angin dihitung berdasarkan beberapa gaya antara lain:

1. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha=0^\circ$)

$$R_w = 0,42 Q_a \cdot A_w \dots\dots\dots(3.7)$$

2. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah buritan ($\alpha=180^\circ$)

$$R_w = 0,5 Q_a \cdot A_w \dots \dots \dots (3.8)$$

3. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah lebar ($\alpha=90^\circ$)

$$R_w = 1,1 Q_a \cdot A_w \dots \dots \dots (3.9)$$

dengan,

R_w = gaya akibat angin (Kg)

Q_a = tekanan angin (Kg/m^2) = $0,063 V^2 \dots \dots \dots (3.10)$

V = kecepatan angin (m/d)

A_w = proyeksi bidang yang tertiuip angin (m^2)

- c. Gaya akibat arus

Besar gaya yang ditimbulkan oleh gaya akibat arus diberikan oleh persamaan berikut ini.

1. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah haluan

$$R_f = 0,14 S \cdot V^2 \dots \dots \dots (3.11)$$

2. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah sisi kapal

$$R_f = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot V^2 \cdot B' \dots \dots \dots (3.12)$$

dengan,

R = gaya akibat arus (Kgf)

S = luas tampang kapal yang terendam air (m^2)

ρ = rapat massa air laut = $104,5 \text{ (kgf d/m}^4)$

C = koefisien tekanan arus

V = kecepatan arus (m/d)

B' = luas sisi kapal di bawah muka air (m^2)

- d. Gaya akibat tarikan kapal

Gaya tarik terjadi pada alat penambat kapal yang ditempatkan pada dermaga. Gaya tarikan ini dihitung dengan cara berikut ini (OCDI, 1991).

1. Gaya tarikan kapal pada *bollara* diberikan dalam Tabel 3.2 untuk berbagai ukuran kapal dalam GRT. Selain gaya tersebut yang bekerja secara horisontal, bekerja juga gaya vertikal sebesar $\frac{1}{2}$ dari nilai yang tercantum dalam Tabel 3.2.
2. Gaya tarikan kapal pada *bitt* diberikan untuk berbagai ukuran kapal dalam GRT yang bekerja dalam semua arah.
3. Gaya tarikan kapal dengan ukuran yang tidak tercantum dalam Tabel 3.2 (kapal dengan bobot kurang dari 200 Ton dan lebih dari 1000 Ton) dan fasilitas tambatan pada cuaca buruk harus ditentukan dengan memperhatikan cuaca dan kondisi laut, konstruksi alat penambat dan data pengukuran gaya tarikan.

Tabel 3.2 Gaya tarikan kapal

Bobot Kapal (GRT)	Gaya Tarik Pada <i>Bollard</i> (Ton)	Gaya Tarik pada <i>Bitt</i> (Ton)
200 - 500	15	15
501 - 1000	25	25
1001 - 2000	35	25
2001 - 3000	35	35
3001 - 5000	50	35
5001 - 10000	70	50 (25)
10001 - 15000	100	70 (25)
15001 - 20000	100	70 (35)
20001 - 50000	150	100 (35)
50001 - 100000	200	100 (50)

Nilai dalam kurung adalah untuk gaya pada tambatan yang dipasang di sekitar tengah kapal yang mempunyai tidak lebih dari 2 tali pengikat.

Sumber: Pelabuhan Bambang Triatmodjo 1996

3.2 Konsep Analisis Struktur

3.2.1 Konsep Umum Analisis Struktur

Perhitungan yang dikerjakan dalam menghitung analisis struktur berdasarkan dalam peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia. Peraturan-peraturan yang berlaku di tingkat Internasional misalnya AISC, ASTM dan ACI. Peraturan yang berlaku di tingkat internasional akan digunakan apabila peraturan-peraturan di Indonesia belum memuat beberapa tata cara perhitungan di tingkat Internasional.

3.2.2 Analisis Pembebanan dan Gaya-gaya yang Bekerja pada Dermaga

Sesuai dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung SKBI – 1.3.53. 1987 UDC 624.042 maka pembebanan yang bekerja pada suatu konstruksi bangunan meliputi beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan beban khusus. Beban-beban tersebut dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Beban Mati

Beban Mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu struktur bangunan yang bersifat tetap misalnya beban plat, beban balok serta beban yang bersifat permanen.

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung misalnya barang-barang yang dapat berpindah, beban orang, beban yang berasal dari air hujan baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (energi kinetik) butiran air.

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban statik ekuivalen yang bekerja pada suatu gedung atau bagian gedung yang menyerupai pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa.

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur. Beban gempa dapat berupa gempa nominal statik ekuivalen.

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser akibat gempa (V) dapat ditulis persamaan

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots(3.13)$$

dimana, C_1 = nilai faktor respons gempa yang didapat dari gambar spektrum respons gempa rencana pada TCPKGUBG SNI – 03-1726-2002

I = Faktor keutamaan pada Tabel 1 TCPKGUBG SNI – 03-1726-2002

R = faktor reduksi

W_t = Berat total lantai

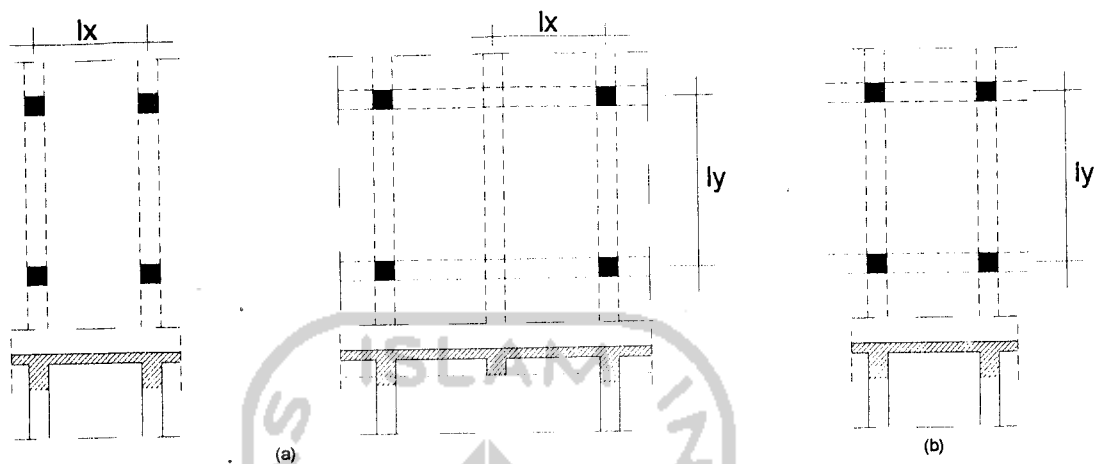
3.3 Analisis Plat Lantai (*Slabs*)

Plat lantai (*slabs*) merupakan bagian integral dari struktur bangunan yang berfungsi membuat bidang datar (*flat*). Bidang datar tersebut sangat diperlukan selain untuk fungsi lantai bangunan maka *slabs* juga berfungsi secara struktural untuk menyatukan struktur utama bangunan (*portal/frame*). Fungsi struktural lainnya adalah meneruskan beban berguna dari *slabs* ke balok-balok pendukung. Analisis dinamika struktur, *slabs* yang datar dan kaku sangat diperlukan agar balok/portal dapat berperilaku sebagai "*shear building*" atau balok diasumsikan tetap datar sebelum dan selama pembebanan dinamik.

Tipe struktural *slabs* dapat dikategorikan menjadi beberapa tipe. Tipe struktural *slabs* tersebut akan dipengaruhi oleh beberapa hal yaitu:

1. Jenis pendukung misalnya kolom, balok, *drop panel*
2. Ukuran plat misalnya plat 1-arah, plat 2-arah
3. Bentuk-bentuk khusus misalnya *grid slab*

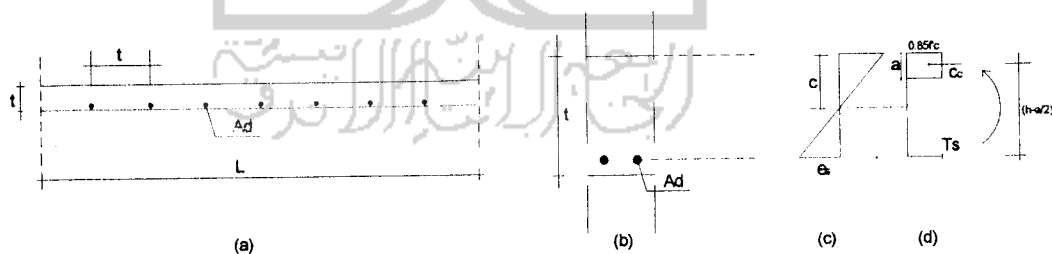
Tipe-tipe yang sering digunakan pada sebuah konstruksi bangunan antara lain tipe plat 1-arah dan plat 2-arah yang ditunjukkan pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Jenis-jenis plat a. Tipe Plat 1-arah ($l_y/l_x > 2,5$)
b. Tipe Plat 2-arah ($l_y/l_x < 2,5$)

3.3.1 Analisis Lentur Plat (Disain Tulangan Pokok)

Tulangan pokok yang dimaksud yaitu tulangan utama yang menahan beban umum. Tulangan ini berada pada arah-x sehingga dapat diilustrasikan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 a. Plat selebar L ; b. Potongan Plat; c. Regangan Desak Beton
d. Kopel Gaya Dalam

Gambar 3.5 merupakan potongan plat lantai selebar L yang ditempati oleh beberapa tulangan dengan jarak S dan luas potongan 1-tulangan sebesar A_d . Luas tulangan A_s selebar L dapat dituliskan melalui persamaan berikut ini.

$$As = \frac{100}{S} Ad \dots\dots\dots(3.14)$$

Gambar 3.5 b adalah potongan plat yang dibesarkan dengan jarak tulangan S dalam satuan cm. Analisis plat pada umumnya tidak diperiksa kadar tulangan $\rho = \frac{As}{bh}$ yang batas maksimumnya adalah $\rho < 0,75 \rho_b$ yang mana ρ_b adalah kadar tulangan dalam keadaan *balance*. Hal ini dilakukan karena kadar tulangan plat relatif kecil, sangat jauh dari batas maksimum.

Gambar 3.5 c merupakan diagram regangan desak beton dan tarik baja, sedangkan Gambar 3.5 d adalah kopel gaya dalam maka gaya desak yang dihasilkan oleh blok tegangan Whitney adalah

$$Cc = 0,85 f'c.a.b \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan a adalah tebal beton desak dan b adalah lebar plat yang ditinjau (b = 100 cm). Nilai c pada Gambar 3.5 c dapat dikorelasikan dengan tebal beton desak a melalui persamaan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(3.16)$$

Nilai β_1 tergantung dari mutu beton. Untuk beton dengan nilai $f'c < 4000$ psi (281,5 kg/cm² atau 27,5 Mpa) nilai $\beta_1 = 0,85$. Selanjutnya kuat tarik baja tulangan T_s adalah

$$T_s = As.f_y \dots\dots\dots(3.17)$$

f_y adalah tegangan leleh baja tarik, karena plat memakai tulangan sebelah maka pada kondisi ultimit baja tulangan mengalami leleh. Keseimbangan yang ditunjukkan pada Gambar 3.5 d akan menghasilkan suatu persamaan

$$C_c = T_s \dots \dots \dots (3.18)$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.19)$$

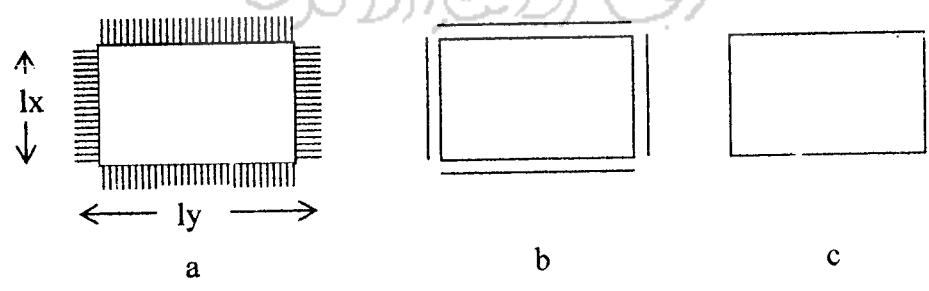
sehingga momen nominal M_n yang dapat dikerahkan oleh potongan.

$$M_n = C_c (h-a/2) \dots \dots \dots (3.20)$$

Nilai momen ultimit M_u untuk plat dapat dicari melalui persamaan sebagai berikut.

$$M_u = 0,001 \cdot q \cdot c \cdot l_x^2 \dots \dots \dots (3.21)$$

nilai c adalah koefisien momen yang bergantung pada rasio antar $\frac{l_y}{l_x}$ dan model dukungan yang ada seperti pada Gambar 3.6. Sisi l_y merupakan sisi yang panjang sedangkan sisi l_x merupakan sisi yang pendek sehingga $l_y > l_x$. Daftar koefisien momen c untuk berbagai kondisi dukungan dan rasio $\frac{l_y}{l_x}$ dapat dilihat di Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBI 1971).



Gambar 3.6 Kondisi dukungan: a. Jepit-jepit; b.Menerus; c.Bebas

3.3.2 Proses Disain Plat

Momen ultimit plat lantai yang dihitung menurut persamaan 3.21, maka persamaan 3.20 adalah persamaan kuadrat dalam a dapat mencari dimensi tebal

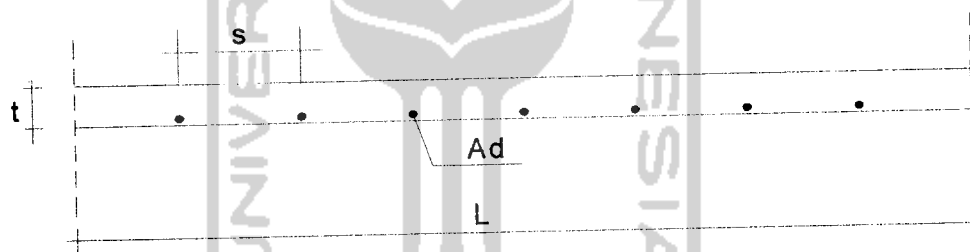
blok beton desak. Gaya desak beton C_c menurut persamaan 3.17 dan 3.18 dapat dihitung. Hubungan persamaan tersebut menghasilkan suatu persamaan baru yaitu

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots \dots \dots (3.22)$$

A_s adalah luas tulangan yang diperlukan untuk tiap satuan lebar plat lantai sebesar 100 cm lebar, sehingga beban ultimit q_u plat lantai dan momen ultimit M_u juga dihitung untuk tiap 100 cm lebar plat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Jarak tulangan plat

Jumlah tulangan n yang diperlukan untuk tiap meter lebar plat dihitung dengan membagi antara luas tulangan yang diperlukan untuk tiap satuan lebar A_s dan luas 1-tulangan. Persamaan tersebut dituliskan dalam bentuk

$$n = \frac{A_s}{A_d} \dots \dots \dots (3.23)$$

Jarak tulangan plat untuk tiap meter dihitung melalui persamaan 3.24 seperti berikut ini.

$$s = \frac{100}{n} \dots\dots\dots(3.24)$$

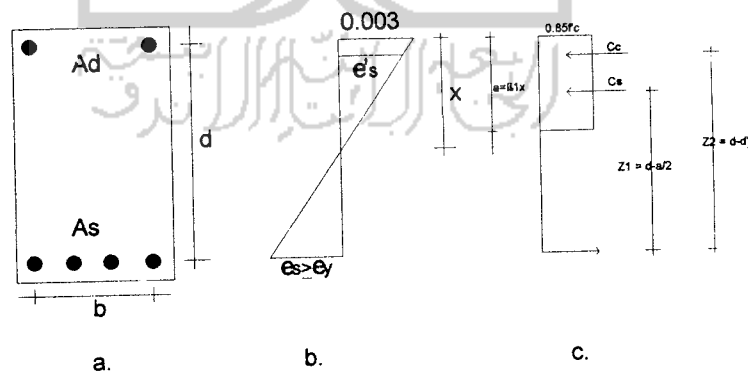
3.4 Analisis Balok Penampang Persegi Tulangan Rangkap

Analisis balok penampang persegi tulangan rangkap yaitu balok dengan tulangan baja tarik dan tulangan baja desak. Penggunaan tulangan baja desak bertujuan antara lain:

1. meningkatkan momen nominal (M_n),
2. meningkatkan kapasitas rotasi yang terkait dengan daktilitas,
3. meningkatkan kekakuan termasuk mengurangi defleksi,
4. memikul momen siklis akibat gempa maupun angin.

3.4.1 Analisis Balok Tulangan Rangkap

Gambar 3.8 menunjukkan penampang balok bertulang rangkap dengan luas tulangan baja tarik A_s dan luas tulangan baja desak A_s' . Pada keadaan momen batas, regangan maksimum pada serat terluar beton yang terdesak $\epsilon_{cu} = 0,003$, lihat Gambar 3.8 b. Tegangan dan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh tulangan rangkap ditunjukkan pada Gambar 3.8 c.



Gambar 3.8 Balok penampang persegi tulangan rangkap

Berdasarkan Gambar 3.8 c gaya desak yang dipikul oleh beton adalah

$$C_c = 0,85 f'c.a.b \dots\dots\dots(3.25)$$

dengan a = tinggi blok tegangan

Gaya yang dipikul oleh tulangan baja desak dipengaruhi oleh luas penampang tulangan A_s' dengan tegangan baja desak f_s sehingga dapat dituliskan

$$C_s = A_s' f_s \dots \dots \dots (3.26)$$

Gaya yang dipikul oleh tulangan baja tarik adalah

$$T = A_s f_y \dots \dots \dots (3.27)$$

Keseimbangan gaya pada penampang balok bertulang rangkap yang digambarkan pada Gambar 3.8 c menghasilkan rumus

$$C_c + C_s - T = 0 \dots \dots \dots (3.28)$$

atau dapat disederhanakan menjadi

$$C_c + C_s = T \dots \dots \dots (3.29)$$

Momen nominal balok penampang persegi bertulang rangkap adalah hasil dari kopel gaya yaitu

$$M_n = C_c z_1 + C_s z_2 \dots \dots \dots (3.30)$$

lengan $z_1 = d - a/2$ dan $z_2 = d - d'$, jadi

$$M_n = C_c(d - a/2) + C_s(d - d') \dots \dots \dots (3.31)$$

Dalam keadaan momen batas, tulangan baja desak dapat mengalami dua kemungkinan yaitu tulangan baja desak leleh dan tulangan baja desak belum leleh.

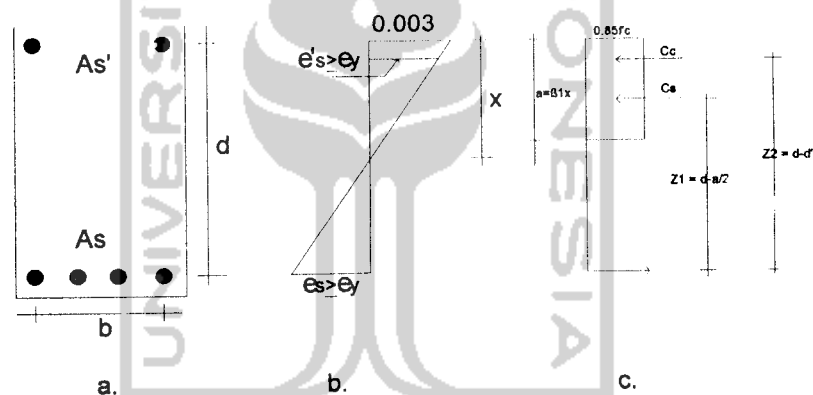
3.4.2 Tulangan Baja Desak Leleh

Balok penampang persegi yang ditunjukkan pada Gambar 3.9 a mencapai momen batas dan semua tulangan tarik dan desak leleh. Peggangan pada momen batas ditunjukkan pada Gambar 3.9 b, gaya-gaya interna'nya ditunjukkan pada Gambar 3.9 c. Gaya desak yang dipikul oleh beton mempunyai persamaan

$$C_c = 0,85 f'c \cdot a \cdot b \dots \dots \dots (3.32)$$

Gaya desak yang dipikul oleh tulangan baja desak

$$C_s = A_s' \cdot f_y \dots \dots \dots (3.33)$$



Gambar 3.9 Penampang balok tulangan rangkap tulangan baja desak leleh dan diagram tegangan-regangan

Gaya tarik T yang dihasilkan adalah

$$T = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.34)$$

Keseimbangan gaya internal menjadi

$$C_c + C_s = T$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.35a)$$

atau

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b = (A_s - A_s') f_y \dots \dots \dots (3.35b)$$

Dari persamaan (3.35b) didapat tinggi balok tegangan beton desak, yaitu

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0,85 f_c' \cdot b} \dots \dots \dots (3.36)$$

Letak sumbu netral x diukur dari serat terluar beton desak

$$x = \frac{a}{\beta_1} \dots \dots \dots (3.37)$$

Mengacu pada Gambar 3.9 dan hukum kompatibilitas regangan, regangan pada tulangan baja desak menjadi

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0,003 = \frac{a - \beta_1 d'}{a} 0,003 \dots \dots \dots (3.38)$$

tegangan baja desak

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} 0,003 E_s > f_y \dots \dots \dots (3.39)$$

regangan baja tarik

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} 0,003 \dots \dots \dots (3.40a)$$

atau

$$\epsilon_s = \frac{\beta_1 d - a}{a} 0,003 \dots \dots \dots (3.40b)$$

Momen nominal M_n balok bertulang rangkap pada kondisi tulangan baja desak leleh adalah

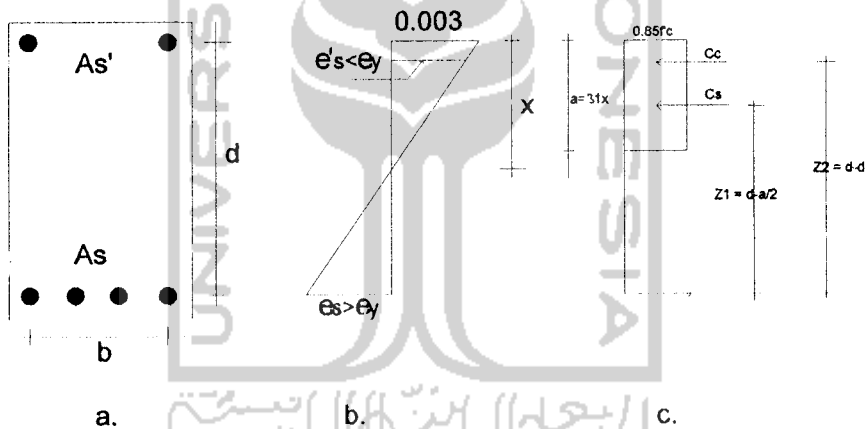
$$M_n = 0,85 f_c' . a . b (d - \frac{a}{2}) + A_s' . f_y \dots \dots \dots (3.41a)$$

Momen nominal tereduksi

$$\phi M_n = \phi 0,85 f_c' . a . b (d - \frac{a}{2}) + A_s' . f_y \dots \dots \dots (3.41b)$$

3.4.3 Tulangan Baja Desak Belum Leleh

Analisis balok bertulang rangkap pada keadaan tulangan baja desak belum leleh dijelaskan dengan bantuan Gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3.10 Penampang balok tularang. rangkap tulangan baja desak belum leleh

Pada keadaan tulangan baja desak belum leleh persamaan keseimbangan gaya menurut persamaan (3.27) dan (3.28) tetap berlaku. Karena tulangan baja desak belum luluh tegangan baja desak adalah $f_s = \epsilon_s . E_s < f_y$. Keseimbangan gaya pada keadaan tulangan baja desak belum luluh adalah

$$0,85 . f_c' . a . b + A_s' . f_s' = A_s . f_y \dots \dots \dots (3.42a)$$

Persamaan (3.42) dapat diurai menjadi

$$0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 x \cdot b + A_s' \frac{x - d'}{x} 0,003 E_s - A_s \cdot f_y = 0 \dots \dots \dots (3.42b)$$

Persamaan (3.42b) merupakan persamaan kuadrat dalam bentuk x dengan demikian letak sumbu netral dapat ditentukan, selanjutnya dapat dihitung regangan dan tegangan tulangan baja desak. Regangan pada tulangan baja desak dihitung dengan persamaan (3.43), yaitu

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} 0,003 < \epsilon_y \dots \dots \dots (3.43)$$

Dalam keadaan tulangan baja desak belum luluh, tegangan pada tulangan baja desak adalah

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s < \epsilon_y \dots \dots \dots (3.44)$$

Momen nominal penampang balok tulangan rangkap pada keadaan tulangan baja desak belum luluh adalah

$$M_n = 0,85 f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (d - d') \dots \dots \dots (3.45a)$$

Momen tereduksi

$$\phi M_n = \phi \left\{ 0,85 f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (d - d') \right\} \dots \dots \dots (3.46b)$$

3.5 Konstruksi Turap

Konstruksi turap merupakan konstruksi yang digunakan dalam pekerjaan-pekerjaan sementara, misalnya penahan tebing galian dan bendungan elak. Turap juga sering digunakan sebagai struktur penahan tanah pada pelabuhan-pelabuhan.

Maksud pemakaian konstruksi turap adalah mencegah terjadinya longsoran tanah di sekitar galian maupun untuk mencegah rembesan air.

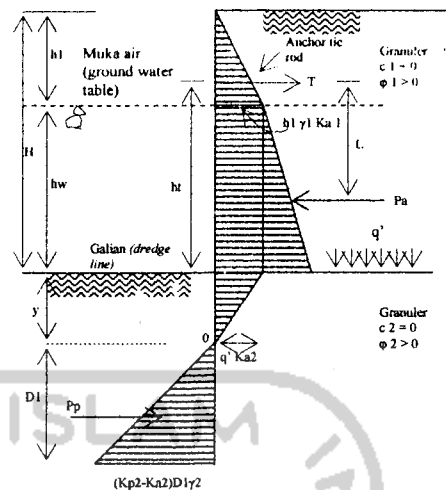
Analisis turap dapat dikerjakan melalui 2 (dua) metode yaitu metode ujung bebas/tanah bebas (*free end method*) dan metode ujung tetap/tanah tetap (*fixed end method*). Kedua metode tersebut telah dikembangkan oleh Institut Geoteknik Denmark yang dinamakan dengan “Aturan Denmark”. Metode yang disarankan dalam mengerjakan analisis turap yaitu metode ujung bebas (*free end method*).

Metode ini berlaku sampai sekarang ini karena metode ini dipakai dalam cara pengurangan momen dan menganggap bahwa tiang pancang adalah kaku dan dapat berputar pada ketinggian batang angker dengan keruntuhan yang terjadi akibat perputaran di sekitar angker.

3.5.1 Dinding Turap Diangker dengan Metode Ujung Bebas (*Free end Method*)

Dinding turap diangker digunakan pada struktur turap yang menahan tekanan tanah terendam air. Contoh penggunaan struktur turap ini adalah pelabuhan. Turap dipancang berderet kemudian dilakukan penggalian di depan turapnya. Stabilitas dan tegangan turap diangker bergantung pada interaksi dari faktor-faktor kekakuan relatif dari bahan turap, kedalaman penembusan turap, kemudahan-mampatan tanah, kuat geser tanah serta keluluan angker.

Analisis stabilitas turap dengan metode ujung bebas (*free end method*) menganggap bahwa kedalaman penembusan turap di bawah galian tanah tidak cukup untuk menahan tekanan yang terjadi pada bagian bawah ujung turap. Gambar 3.11 menerangkan bahwa kondisi tekanan tanah yang bekerja dianggap memenuhi teori Rankine, karena turap bebas berotasi terhadap ujung bawahnya.



Gambar 3.11 Perancangan Turap Diangker Dengan Metode Ujung Bebas

Sumber: Mekanika Tanah I, Hary Christady H, 2003

Metode ujung bebas didasarkan pada beberapa anggapan sebagai berikut:

1. Turap merupakan bahan yang sangat kaku dibandingkan dengan tanah sekitarnya.
2. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding dapat dihitung dengan teori Rankine atau Coulomb.
3. Turap dapat berotasi dengan bebas, namun tidak diizinkan bergerak secara lateral di tempat angkernya. Kapasitas ultimit turap akan runtuh oleh gerakan ke arah luar di lokasi angkernya.

Prosedur merancang turap metode ujung bebas di tanah granuler adalah sebagai berikut:

1. Pilihlah nilai yang cocok untuk tekanan tanah pasif dan aktif.
2. Hitung tekanan *overburden* dan beban terbagi rata pada permukaan galangan ($q' = \sum \gamma_i H_i$).
3. Tentukan titik dengan tekanan nol (titik nol pada Gambar 3.11).

$$y = \frac{q' Ka2}{\gamma^2 (Kp2 - Ka2)} \dots \dots \dots (3.47)$$

dengan,

$q' = \sum \gamma_i H_i =$ Tekanan tanah urug dan beban terbagi rata di atas garis galian.

Gunakan berat efektif (γ') untuk tanah di bawah air.

K_{a2} = koefisien tekanan tanah aktif untuk tanah di bawah galian.

4. Ambillah momen terhadap angker

$$LP_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})(h_1 + y + \frac{2}{3} D_1) = 0 \dots \dots \dots (3.48)$$

Dari persamaan tersebut akan mendapatkan nilai D_1 .

5. Hitung tegangan pada

$$T = \sum P_a - \frac{1}{2} \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) D_1^2 \dots \dots \dots (3.49)$$

6. Tentukan besarnya nilai momen maksimum pada titik dengan gaya lintang nol.
7. Pilihlah dimensi turap berdasarkan momen maksimumnya.
8. Kalikan kedalaman turap (D) 1,2 sampai 1,4 untuk keamanannya atau bagilah P_p dengan faktor aman 1,5 sampai 2 pada langkah butir (3) dan (4).

3.5.2 Analisis Tekanan Tanah Lateral (*Lateral Earth Pressure Analysis*)

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan (*design parameter*) yang penting didalam sejumlah persoalan teknik pondasi. Dinding penahan tanah dan dinding papan turap (*sheet-pile wall*), galian yang diperkokoh dan juga yang tak diperkokoh (*braced and unbraced excavations*), tekanan searah (*grain pressure*) pada dinding silo dan tempat penyimpanan bijian (*bin*), tekanan atau batuan pada dinding terowongan dan konstruksi-konstruksi lain yang dibawah tanah, semuanya memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisis perencanaan maupun analisis stabilitas.

3.5.3 Tekanan Tanah Lateral Saat Diam (*Lateral Earth Pressure at Rest*)

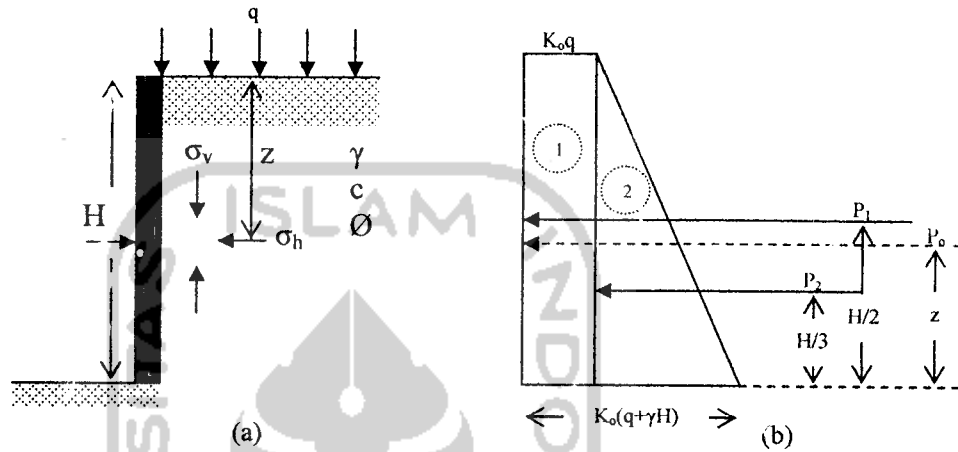
Dinding penahan tanah dengan ketinggian H seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.12, bahwa dinding mempunyai berat volume tanah γ sedangkan beban q terletak pada permukaan tanah. Kuat geser yang terjadi pada tanah tersebut akan menghasilkan

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \dots \dots \dots (3.50)$$

ialah c = nilai *cohesi*

ϕ = sudut gesek dalam

σ' = tekanan normal efektif



Gambar 3.12 Distribusi tekanan tanah lateral pada saat aktif

Sumber: Principles of Foundation Engineering, Braja M Das, 1941

Konstruksi dinding penahan tanah mempunyai kedalaman z dibawah permukaan tanah bekerja tegangan vertikal sehingga mempunyai persamaan

$$\sigma_v = q + \gamma z \dots \dots \dots (3.51)$$

apabila dinding pada saat diam dan tidak terjadi pergerakan sehingga menyebabkan regangan bernilai 0 (nol) maka mempunyai persamaan

$$\sigma_v = K_o \sigma'_v + u \dots \dots \dots (3.52)$$

dengan u = tekanan air pori (*pore water pressure*)

K_o = koefisien tekanan tanah lateral pada saat diam (*coefficient of at-rest earth pressure*)

Jakky (1944) menyarankan persamaan yang sangat berguna untuk mengestimasi besarnya K_0 dari nilai sudut gesek dalam pasir (ϕ) yang telah diketahui. Persamaan tersebut adalah

$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots \dots \dots (3.53)$$

dengan ϕ adalah sudut gesek dalam tanah pada kondisi *drained*.

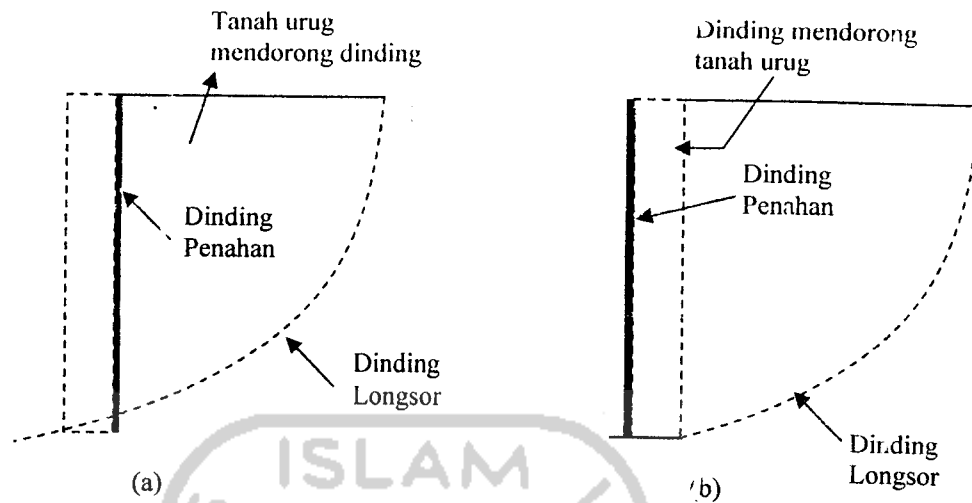
Broker dan Ireland (1965) mengusulkan untuk tanah *normally consolidated* dapat ditulis persamaan

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi \dots \dots \dots (3.54)$$

3.5.4 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

Apabila suatu dinding turap mengalami keruntuhan atau keluluhan sehingga menyebabkan pergerakan arah luar dari tanah urug dibelakangnya, maka tanah urug akan menekan dinding turap seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.13a. Dinding turap akan mengalami tekanan yang disebut dengan tekanan tanah aktif (*active earth pressure*) dan juga tekanan tersebut terdiri dari tekanan horisontal dan tekanan vertikal. Kedua macam tekanan tersebut menghasilkan nilai banding yang disebut koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_a .

Tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*) akan bekerja bila terdapat suatu gaya yang mendorong dinding penahan ke arah tanah urug seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.13b. Nilai banding antara tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi disebut dengan koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) dinotasikan K_p .



Gambar 3.13 Tekanan Tanah Lateral

(a) Tekanan Tanah Aktif

(b) Tekanan Tanah Pasif

Perbandingan antara nilai koefisien tekanan tanah harus memenuhi koefisien nilai tekanan tanah pasif lebih besar dari nilai koefisien tekanan tanah saat diam dan koefisien tekanan tanah aktif atau bias dituliskan sebagai berikut ini.

$$K_p > K_o > K_a$$

3.5.5 Tekanan Tanah pada Dinding dengan Permukaan Horizontal

Dinding penahan tanah mempunyai sifat tanah tidak berkohesi seperti jenis tanah pasir ($c = 0$), berat volume tanah γ , sudut gesek dalam tanah ϕ serta tidak terdapat air tanah yang ditunjukkan pada Gambar 3.14. Kedudukan tekanan tanah aktif Rankine, tekanan tanah lateral pada suatu konstruksi dinding penahan tanah (P_a) pada kedalaman z dinyatakan dalam bentuk persamaan

$$P_a = z \gamma K_a; \text{ untuk } c = 0 \dots \dots \dots (3.55)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan ketinggian H didistribusikan sebagai luas diagram tekanannya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.14. Tekanan tanah aktif total memiliki persamaan

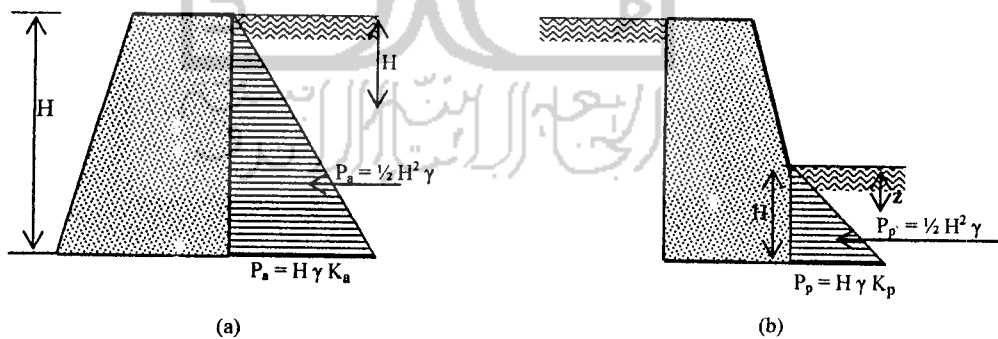
$$P_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a \dots \dots \dots (3.56)$$

sedangkan distribusi tekanan tanah pasif (P_p) memiliki persamaan

$$P_p = z \gamma K_p; \text{ untuk } c = 0 \dots \dots \dots (3.57)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) merupakan luas diagram tekanan pasif yaitu

$$P_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_p \dots \dots \dots (3.58)$$



Gambar 3.14 Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Rankine untuk Permukaan Tanah Horizontal

3.6 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Pondasi tiang merupakan suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan mendistribusikan lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. Pondasi jenis ini dapat juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat keatas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin.

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud antara lain:

1. meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat,
2. meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukung yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah sekitarnya,
3. mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat keatas (*uplift*) akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan,
4. menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring,
5. memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah,
6. mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus oleh air.

3.6.1 Persamaan Umum Menghitung Kapasitas Dukung Tiang

Kapasitas dukung *ultimate* suatu pondasi tiang dapat dituliskan secara persamaan sederhana yaitu jumlah dari tahanan ujung tiang dengan tahanan gesek selimut karena dengan tanah. Persamaan dapat dituliskan sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.59)$$

ialah, Q_u = kapasitas dukung *ultimate* tiang

Q_p = tahanan ujung tiang

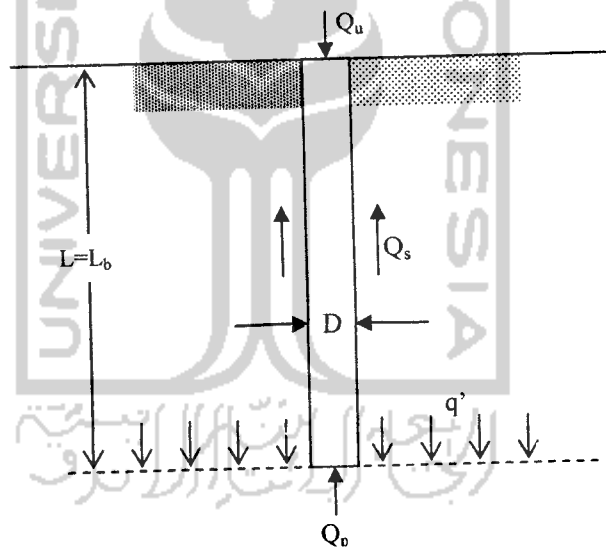
Q_s = tahanan gesek selimut tiang

3.6.2 Tahanan Ujung Tiang dengan Metode Meyerhof (1976)

Metode perhitungan dengan cara metode Meyerhof untuk mencari nilai tahanan ujung tiang (Q_p) maka didasarkan atas pertimbangan jenis tanah. Meyerhof membedakan jenis tanah yaitu jenis pasir (*sand*) dan lempung (*clay*). Kedua jenis ini akan dibahas sebagai berikut.

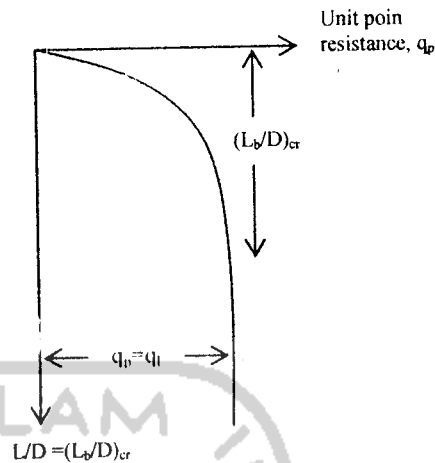
1. Pasir (*sand*)

Kapasitas daya dukung unit (q_p) akan naik sejalan dengan naiknya L_b dan akan maksimum pada $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Nilai L_b merupakan nilai yang sama dengan nilai dengan panjang tiang yang ditancapkan pada tanah yaitu sepanjang L , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.15.



Gambar 3.15 Kapasitas Dukung Tiang

Grafik yang ditunjukkan pada Gambar 3.16 bahwa nilai $q_p = q_1$ akan konstan apabila nilai $(L_b/D)_{cr}$ selalu meningkat. Kasus tersebut berlaku apabila tanah yang digunakan merupakan tanah yang bersifat *homogen*.



Gambar 3.16 Grafik Hubungan Nilai $(L_b/D)_{cr}$ dengan Tahanan Ujung q_p

Sumber: Principles of Foundation Engineering, Braja M Das, 1941

sehingga persamaan yang digunakan untuk menyelesaikan nilai tahanan ujung tiang Q_p dengan nilai kohesi $c=0$ dapat diperoleh melalui persamaan 3.60 yaitu

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' Nq^* \leq A_p q_l \dots \dots \dots (3.60)$$

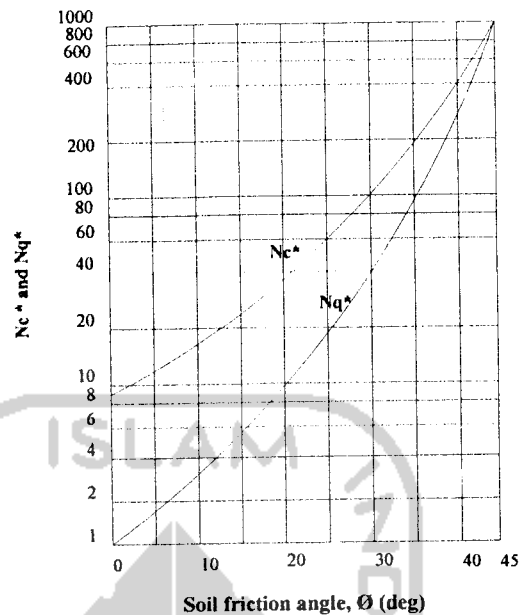
dimana nilai q_l dapat dicari melalui persamaan sebagai berikut

$$q_l \text{ (KN/m}^2\text{)} = 50 Nq^* \tan \phi \dots \dots \dots (3.61)$$

$$q_l \text{ (Ton/m}^2\text{)} = 5 Nq^* \tan \phi \dots \dots \dots (3.62)$$

$$q_l \text{ (lb/ft}^2\text{)} = 1000 Nq^* \tan \phi \dots \dots \dots (3.63)$$

sedangkan nilai Nc^* dan Nq^* didapat berdasarkan pada grafik yang ditunjukkan pada Gambar 3.17 sebagai berikut.



Gambar 3.17 Grafik Hubungan Nilai Maksimum N_{c^*} dan N_{q^*} dengan Sudut Gesek Dalam ϕ

Sumber: Principles of Foundation Engineering, Braja M Das, 1941

2. Lempung

Untuk pondasi tiang dengan jenis tanah lempung jenuh (*saturated clays*) pada kondisi tak terdrainase (*undrained*) mempunyai nilai sudut gesek dalam $\phi = 0$, maka persamaan untuk mencari nilai tahanan ujung tiang Q_p dipengaruhi oleh nilai kohesi tak terdrainase (c_u) adalah

$$Q_p = N_{c^*} \cdot c_u \cdot A_p = 9 c_u A_p \dots \dots \dots (3.64)$$

3.6.3 Analisis Tahanan Geser Tiang (Q_s)

Analisis mencari tahanan geser pada suatu tiang dapat dipengaruhi oleh beberapa factor antara lain: perimeter (keliling tiang) P , unit panjang tiang (ΔL) serta unit tahanan friksi (f).

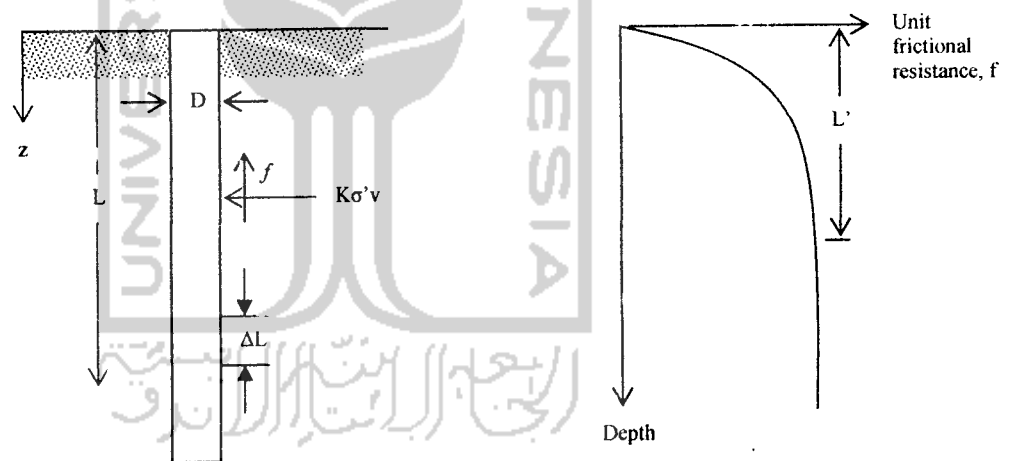
Secara umum persamaan untuk mencari Q_s dapat dituliskan sebagai berikut ini.

$$Q_s = \sum p \Delta L f \dots \dots \dots (3.65)$$

Analisis ini dibedakan dengan 2 (dua) jenis tanah yaitu jenis pasir (*sand*) dan lempung (*clay*). Pembahasan untuk kedua jenis tanah ini akan dibahas pada sub bab berikut ini.

3.6.4 Menghitung Nilai Q_s pada Tanah Pasir

Pondasi tiang diinstalasi dengan kedalaman tertentu pada suatu tanah maka disekeliling tiang akan bekerja tahanan geser tiang (*frictional resistance*) secara vertikal keatas. Tekanan tanah lateral (K) bekerja secara horizontal serta tekanan efektif (σ'_v) bekerja bersama-sama dengan tekanan tanah lateral seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.18.



Gambar 3.18 Unit Tahanan Geser pada Pondasi Tiang

Tahanan geser tiang akan meningkat sesuai dengan kedalaman tertentu (D) dan akan mengalami konstan pada kedalaman tertentu sehingga panjang tiang yang semula L berubah menjadi panjang kritis L' . Panjang kritis ini berkisar 15 sampai 20 diameter tiang, atau dapat ditulis

$$L = 15D \dots \dots \dots (3.66)$$

sedangkan nilai z bernilai antara nilai 0 (nol) sampai panjang kritis (L'), sehingga nilai unit tahanan friksi dapat dituliskan melalui Persamaan (3.67) yaitu

$$f = K\sigma'_v \tan \delta \dots \dots \dots (3.67)$$

ialah, K = koefisien tekanan tanah lateral
 σ'_v = tegangan efektif pada kedalaman tertentu
 δ = sudut geser pondasi tiang

Nilai koefisien tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Nilai koefisien tekanan tanah lateral

Tipe Tiang	Nilai K
Bored or jetted	$K_o = 1 - \sin \phi$
Low – displacement driven	$K_o = 1 - \sin \phi$ s/d $1,4K_o = 1,4(1 - \sin \phi)$
High – displacement driven	$K_o = 1 - \sin \phi$ s/d $1,8K_o = 1,8(1 - \sin \phi)$

Sumber: Principles of Foundation Engineering, Braja M Das, 1941

apabila nilai z bernilai antara panjang kritis (L') sampai nilai panjang tiang (L) maka rumus dapat ditulis yaitu

$$f = f_z = L' \dots \dots \dots (3.68)$$

3.6.5 Menghitung Nilai Q_s pada Tanah Lempung

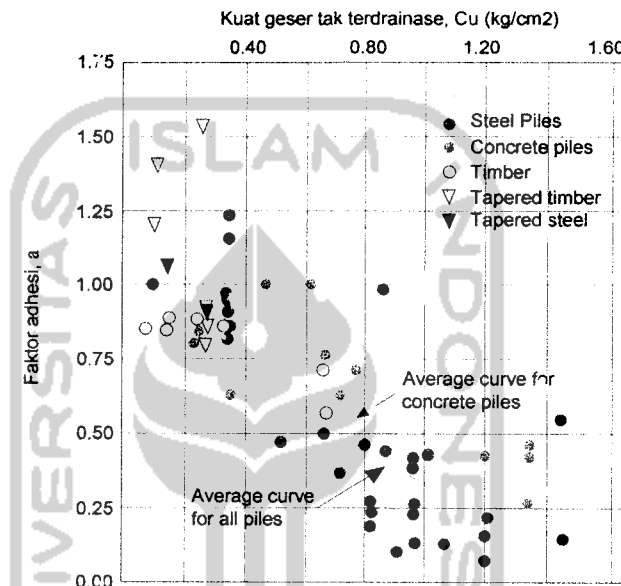
Nilai Q_s dapat dicari dengan 3 (tiga) metode yang sekarang ini digunakan pada tanah lempung. Ketiga metode tersebut dibedakan menjadi metode α , metode λ dan metode β . Metode-metode tersebut akan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Metode α

Metode α diusulkan oleh Tomlinson pada tahun 1971 dan pada dasarnya tahanan geser tiang

$$f = \alpha C_u \dots \dots \dots (3.69)$$

Nilai α merupakan faktor empirik adhesi tanah yang dapat dilihat di grafik variasi α dengan nilai kohesi *undrained* pada Gambar 3.18,



Gambar 3.19 Variasi nilai α terhadap nilai C_u

Sumber: Manual Pondasi Tiang, GEC, 1997

sehingga nilai Q_s dapat dicari dengan cara

$$Q_s = \sum f_p \Delta L = \sum \alpha C_u P \Delta L \dots \dots \dots (3.70)$$

2. Metode λ

Metode λ diajukan oleh penemu bernama Vijayvergia dan Focht pada tahun 1972. Asumsi dengan metode λ bahwa pergeseran tanah disebabkan oleh tekanan tanah lateral pasif pondasi tiang pada kedalaman tertentu dan disebabkan juga oleh tahanan geser rata-rata tiang, sehingga mempunyai persamaan yaitu

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2C_u) \dots \dots \dots (3.71)$$

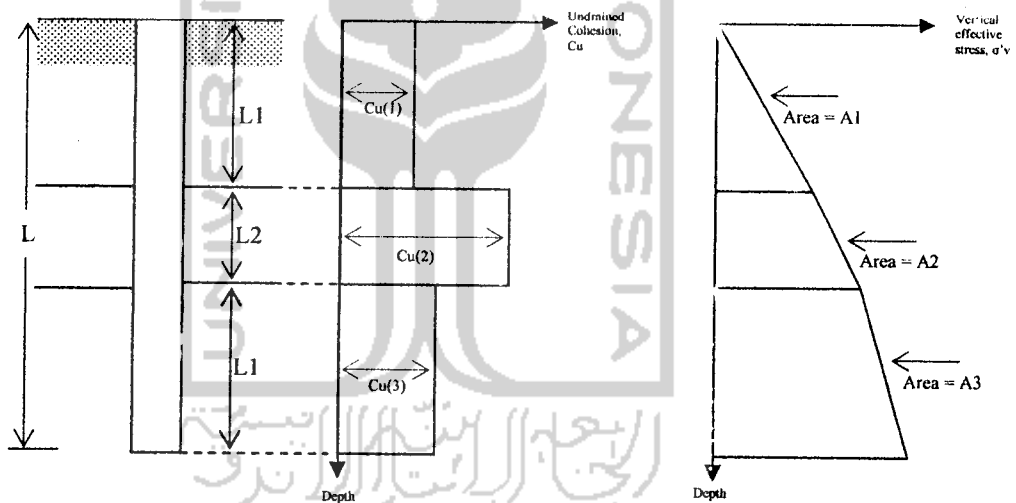
dimana, \bar{f}_{av} = unit friksi rata-rata

λ = koefisien kapasitas friksi

$\bar{\sigma}'_v$ = tegangan efektif rata-rata

C_u = *undrained cohesion*

Nilai C_u didapat melalui dari rata-rata lapisan tanah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.19 berikut ini.



Gambar 3.20 Diagram tekanan tanah lateral dengan metode λ

Tahanan geser tiang pancang dapat dicari dengan persamaan

$$Q_s = pL\bar{f}_{av} \dots \dots \dots (3.72)$$

3. Metode β

Metode β diusulkan oleh Burland pada tahun 1973 dengan membuat asumsi-asumsi yaitu tegangan efektif yang bekerja pada permukaan tiang pancang

setelah menghilangnya tekanan air pori yang berlebihan. Hal ini ditimbulkan oleh perpindahan volume dengan tegangan horizontal (K_0) sebelum pemancangan tiang pancang. Rumus dengan metode ini dapat dituliskan sebagai berikut.

$$f = \beta \sigma'_v \dots \dots \dots (3.73)$$

ialah, σ'_v = tegangan efektif vertikal

$$\beta = K \tan \phi_R \dots \dots \dots (3.74)$$

ϕ_R = perubahan sudut friksi

K = koefisien tekanan lateral

$$K = 1 - \sin \phi_R \text{ (konsolidasi normal)} \dots \dots \dots (3.75)$$

$$K = (1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR} \text{ (over konsolidasi)} \dots \dots \dots (3.76)$$

persamaan yang berlaku pada konsolidasi normal yaitu

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \dots \dots \dots (3.77)$$

sedangkan untuk *over* konsolidasi maka persamaan menjadi

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \dots \dots \dots (3.78)$$

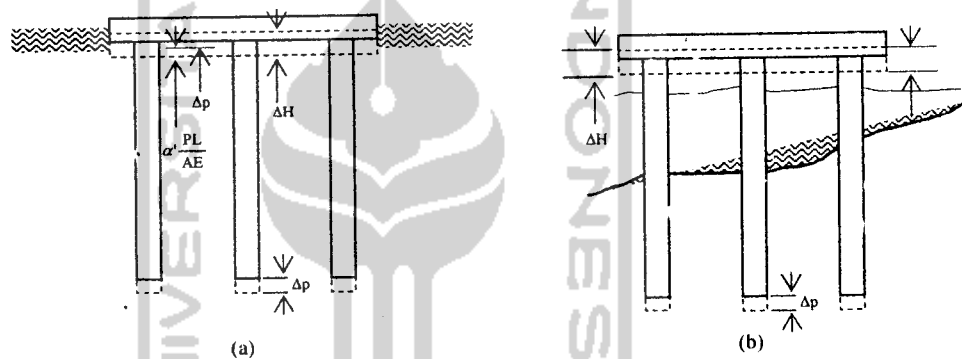
tahanan geser dapat dicari melalui persamaan

$$Q_s = \Sigma f p \Delta L \dots \dots \dots (3.79)$$

3.7 Penurunan Tiang Pancang (*Consolidation Settlement*)

Penurunan sebuah tiang pancang sama dengan perpindahan titik tiang pancang ditambah pemendekan elastis tiang pancang diantara sekitar titik yang ditunjukkan pada Gambar 3.21. Penurunan tiang pancang disebabkan oleh perpindahan gesekan pada titik-titik yang merupakan kuantitas penting.

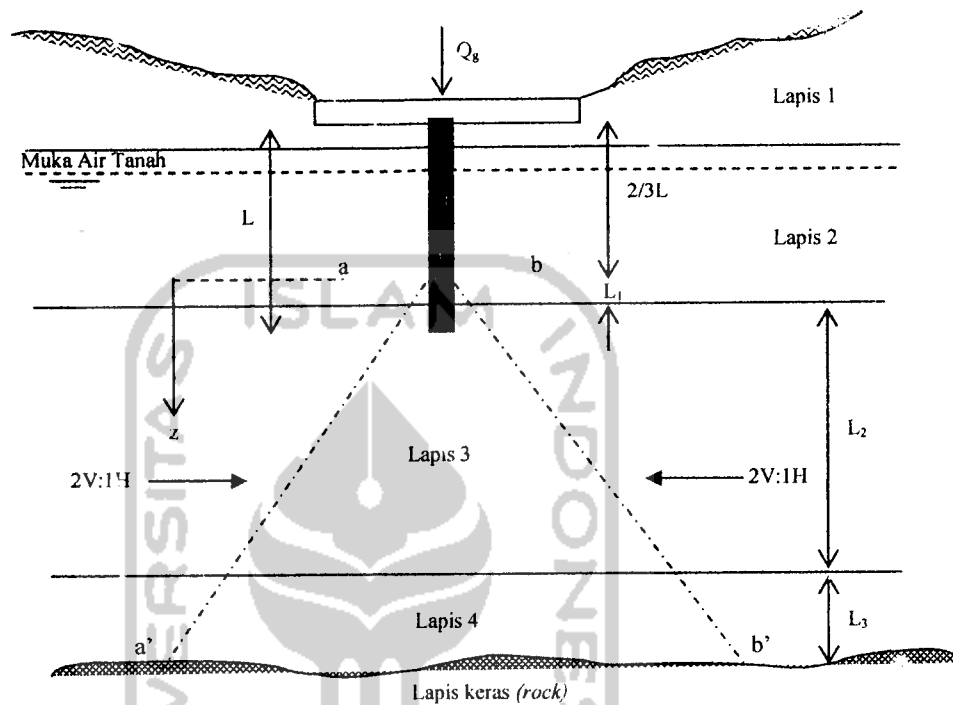
Perpindahan titik disebabkan oleh beban titik dan penurunan dari tanah merupakan hal yang mendasari tegangan-tegangan pada gesekan poros atau urugan luas ataupun dari penurunan (*subsidence*) tanah.



Gambar 3.21 Penurunan Tiang Pancang

Sumber: Analisis dan Disain Pondasi, Josephe E. Bowles 1988

Penurunan tiang pancang pada tanah lempung dapat dihitung menggunakan metode distribusi tegangan 2:1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.22.



Gambar 3.22 Penurunan tiang pancang dengan metode penyebaran tegangan 2:1

Sumber: Principles of Foundation Engineering, Braja M Das 1941

Prosedur untuk menghitung melalui beberapa tahap yaitu:

1. Tentukan jumlah lapis tanah, semakin banyak lapis maka semakin teliti.
2. Asumsikan beban Q yang dipindahkan melalui tanah hingga kedalaman $2L/3$ dari atas tiang. Beban Q menyebarkan dengan perbandingan 2 vertikal : 1 horisontal yang dinotasikan dengan aa' dan bb' .
3. Hitung tegangan yang ditimbulkan di tengah masing-masing lapis tanah oleh beban Q menggunakan persamaan sebagai berikut ini.



$$\Delta p = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(3.80)$$

ialah, Δp = tegangan yang ditimbulkan di tengah-tengah lapis

A = luas penampang pondasi tiang

sebagai contoh pada Gambar 3.14 untuk lapis 2, $z_i = L_1/2$; lapis 3, $z_i = L_1 + L_2/2$ dan lapis 4 $z_i = L_1+L_2+L_3/2$ dengan catatan tidak ada tegangan yang ditimbulkan pada lapis 1 karena tidak ada distribusi tegangan pada $z = 0$.

4. Hitung penurunan (*settlement*) pada masing-masing lapis.

$$\Delta S_{(i)} = \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{o(i)}} \right] \dots\dots\dots(3.81)$$

ialah, $C_{c(i)}$ = compression index, didapat dari uji konsolidasi

$e_{o(i)}$ = angka pori awal (*initial void ratio*)

$H_{(i)}$ = tinggi lapis *clay*

5. Hitung penurunan total menggunakan persamaan berikut ini.

$$\Delta S = \Sigma \Delta S_i \dots\dots\dots(3.82)$$

3.8 Sungkup Tiang Pancang (*Pile Cap*)

Sungkup tiang pancang atau yang sering disebut dengan *pile cap* berfungsi sebagai media untuk menyebarkan beban vertikal dan beban horizontal dari setiap momen guling. *Pile cap* terbuat dari beton bertulang yang dibuat langsung di tanah, kecuali jika tanah tersebut bersifat ekspansif.

3.8.1 Perencanaan Sungkup Tiang Pancang (*Pile Cap*)

Pile cap mempunyai sebuah reaksi yang merupakan beban terpusat pada tiang pancang. Perencanaan *pile cap* pada pondasi tiang pancang memerlukan pertimbangan berupa beban kolom, momen dari setiap tanah serta berat *pile cap*.

Asumsi-asumsi umum yang digunakan untuk mendisain sebuah *pile cap* adalah

1. Setiap tiang pancang menerima beban yang sama untuk beban aksial konsentris pada *pile cap* atau untuk n tiang pancang yang menerima beban total Q sehingga P_p yang diterima oleh setiap tiang pancang. Persamaan tersebut dapat dituliskan sebagai berikut ini.

$$P_p = \frac{Q}{n} \dots \dots \dots (3.83)$$

2. Persamaan tegangan kombinasi yang berlaku untuk *pile cap* tiang pancang yang dibebani secara tidak terpusat atau dibebani dengan sebuah beban Q dan sebuah momen yaitu

$$P_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} + \frac{M_x y}{\sum y^2} \dots \dots \dots (3.84)$$

ialah, M_x, M_y = momen di sekitar sumbu x dan y
 x, y = jarak dari sumbu y dan x ke suatu tiang pancang
 $\sum x^2, \sum y^2$ = momen inersia dari kelompok tiang

3.8.2 Geser (*shear*) pada Sungkup Tiang Pancang

Geser pada *pile cap* ditinjau berdasarkan geser satu arah dan atau dua arah seperti pada telapak sebar setempat (SNI 03 2487 1997 pasal 3.4.11), dengan ketentuan khusus SNI 03 2487 pasal 3.8.5 butir 3. Jika *pile cap* tanpa penulangan geser, maka sebagai dasar perencanaan kuat geser adalah $V_u \leq \Phi V_c$. Rumus untuk menghitung geser satu arah dan dua arah adalah sebagai berikut.

a. Geser satu arah :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d' \dots\dots\dots(3.85)$$

b. Geser dua arah

V_c diambil nilai terkecil dari ketiga persamaan di bawah ini.

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d' \dots\dots\dots(3.86)$$

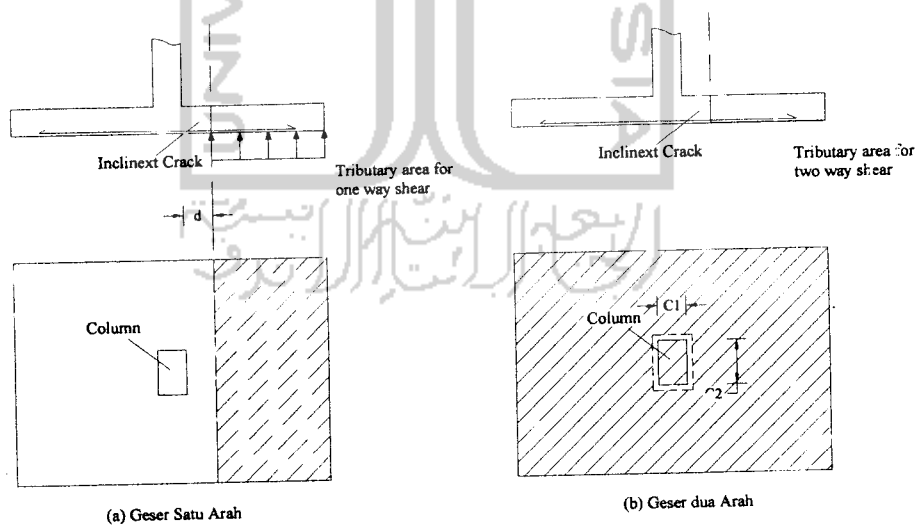
$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d'}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d' \dots\dots\dots(3.87)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d' \dots\dots\dots(3.88)$$

Dengan, β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari terpusat yang bekerja atau bidang reaksi

α_s = faktor untuk jenis kolom

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah.



Gambar 3.23 Bagian kritis untuk geser

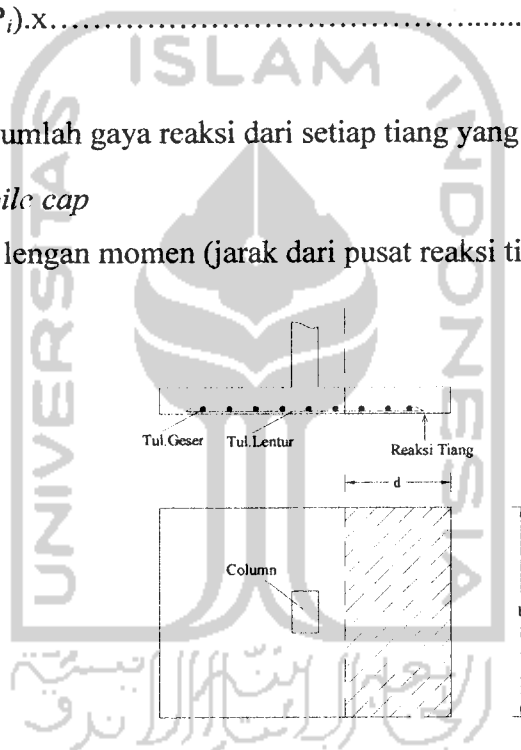
3.3.3 Lentur (*Flexure*) pada *Pile Cap*

Momen-momen lentur yang terjadi pada telapak beton bertulang (*reinforced concrete footing*). *Pile cap* harus diberi tulangan untuk mengatasi momen-momen lentur positif dan negatif. Gambar 3.24 menunjukkan letak bagian momen pada sebuah pondasi. Momen ultimate yang harus ditahan oleh tulangan adalah sebagai berikut.

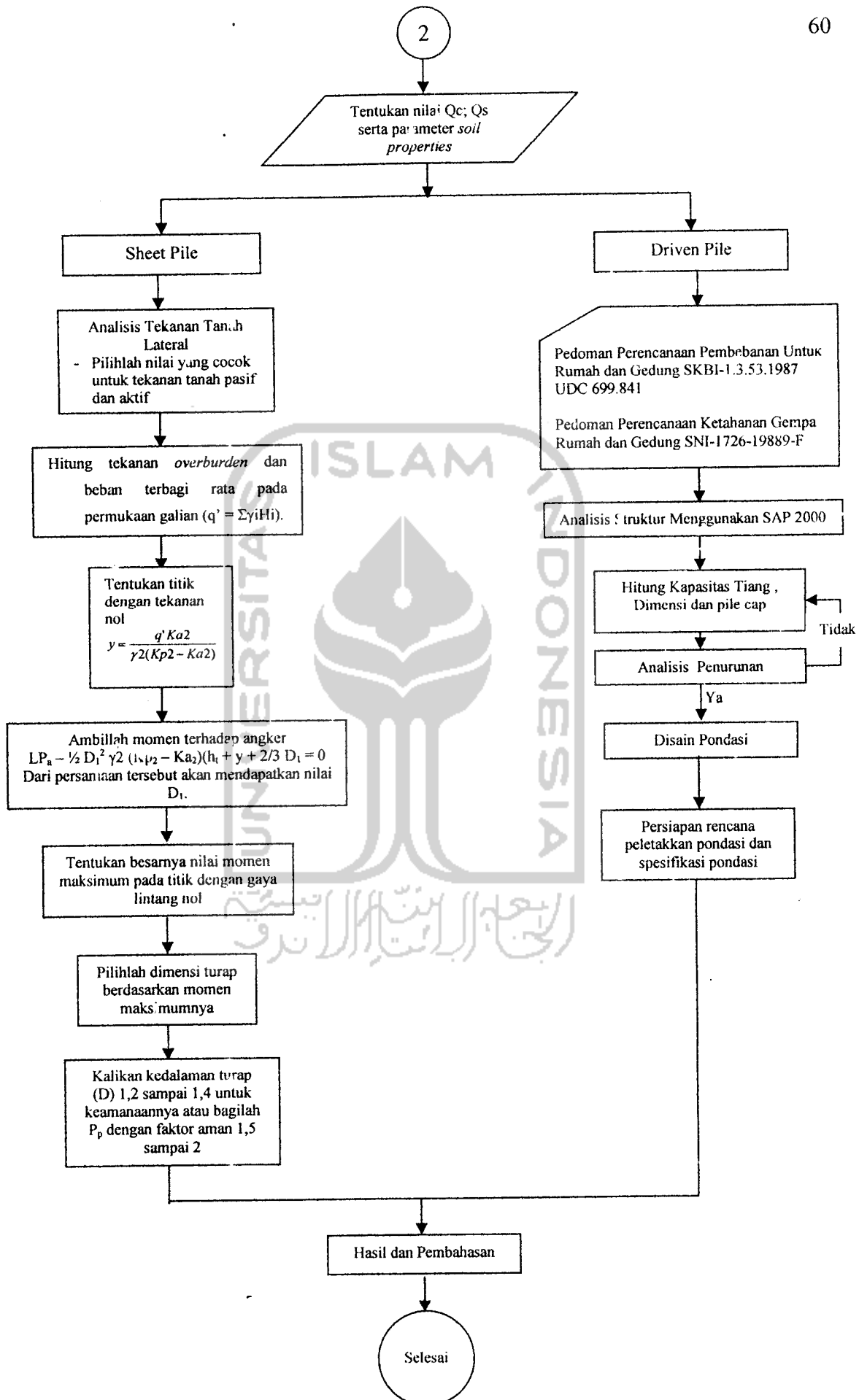
$$M_u = (\sum P_i) \cdot x \dots \dots \dots (3.89)$$

dengan, $\sum P_i$ = jumlah gaya reaksi dari setiap tiang yang berada di bawah bagian *pile cap*

x = lengan momen (jarak dari pusat reaksi tiang ke muka kolom)



Gambar 3.24 Area untuk momen pada potongan A-A



Gambar 4.2 Bagan alir/flow chart analisis struktur turap

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metode penelitian merupakan suatu cara pelaksanaan penelitian dalam rangka mencari jawaban atas permasalahan yang diajukan. Bagan alir penelitian ini dapat dilihat pada *flowchart* yang disajikan.

Metode penelitian yang digunakan pada analisis dinding pancang turap menggunakan metode klasik atau yang sering disebut dengan metode statis. Metode klasik mempunyai prosedur yang melibatkan asumsi yang sangat sederhana dan statika benda kaku. Metode klasik disajikan untuk nilai historis dan perekayasa masih memilih prosedur ini.

Analisis struktur dalam perbaikan dinding turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang menggunakan bantuan program SAP 2000. Struktur dirancang sebagai portal terbuka daktail untuk menahan beban horisontal akibat beban tekanan tanah. Plat lantai dianggap sebagai diafragma. Pembebanan plat ke balok portal secara otomatis dihitung oleh program dengan *two slab system* serta tidak diperhiungkan faktor reduksi beban hidup.

4.2 Metode Penentuan Subjek

Penentuan subjek adalah merupakan pencarian variabel atau hal lainnya yang akan dijadikan sebuah sasaran dan perbandingan terhadap analisis. Dalam penelitian pada tugas akhir ini, beberapa subjek yang dijadikan sasaran adalah struktur atas berupa plat lantai dan balok serta struktur bawah berupa tekanan tanah lateral pada turap dan kapasitas dukung tiang pancang.

4.3 Metode Analisis

Penelitian ini mempunyai langkah-langkah dalam mengkaji data sampai mendapatkan hasil redesain dinding turap beton. Langkah-langkah ini diantaranya sebagai berikut ini.

a. Studi Pustaka

Studi pustaka diperlukan sebagai acuan analisis setelah subjek ditentukan. Studi pustaka merupakan landasan teori yang mengacu pada buku-buku referensi, pendapat dan teori-teori yang berhubungan dengan penelitian. Studi pustaka yang digunakan dalam analisis ini dijelaskan pada bab tersendiri.

b. Metode Pengumpulan Data

Data merupakan faktor penting dalam menentukan dan memilih jenis pekerjaan. Data yang telah didapatkan adalah data geoteknik di lokasi proyek antara lain:

1. Data hasil uji laboratorium

Data hasil uji laboratorium ini berasal dari titik bor III dan titik bor IV.

Pengujian ini meliputi:

- *Atterberg Limits*
- *Soil Properties*
- *Compressive Strength*
- *UU Triaxial Compression*
- *Direct Shear*
- Konsolidasi

2. Data grafik uji sondir (*Cone Penetration Test*)

Pengujian ini dilaksanakan sebanyak 2 (dua) titik sondir yaitu titik S1 dan titik S2 yang terdapat pada Lampiran 1.

Sumber data tersebut diperoleh dari Departemen Permukiman dan Presarana Wilayah Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan Dinas Pekerjaan Umum Cipta Karya Propinsi Sumatera Selatan, Proyek Pengembangan dan Sarana Permukiman Bagian Proyek Pengembangan dan Sarana Metropolitan tahun 2003.

4.4 Prinsip Kerja SAP 2000

SAP 2000 merupakan program analisis struktur yang berbasis system operasi grafis Windows yang terdiri dari 3 versi yang berbeda yaitu: SAP 2000 standard, SAP 2000 PLUS dan SAP 2000 Nonlinear. Semua versi membutuhkan sistem operasi Windows 95/NT/2000 yang terpasang pada komputer. Pemodelan struktur, analisis struktur, pemaparan hasil-hasil dan disain struktur ditampilkan dalam *interface* berdasar grafis (GUI: *Graphical User Interface*) yang mudah untuk dipahami dan digunakan.

Program ini memiliki beberapa kelebihan dari program SAP yang pernah ada seperti SAP 80 dan SAP 90. Kelebihan SAP 2000 dibanding dengan versi yang lain yaitu penampilan berbasis grafis (GUI) yang akan memberikan kemudahan bagi pengguna dan kemampuan analisis yang lebih handal seperti kemampuan analisis nonlinear, pemodifikasian algoritma *Ritz-vector*, efek P-delta pada semua tipe elemen.

Lingkungan interaktif yang tersedia pada program ini dapat pula mendukung pengguna untuk mempelajari kondisi-kondisi tegangan (*stress*) pada elemen struktur, membuat perubahan-perubahan yang cocok seperti revisi dimensi batang dan memperbaharui peraturan perancangan (*design code*) tanpa harus mengulang analisis struktur yang telah dibuat.

4.4.1 *Graphic User Interface* (GUI)

Graphic User Interface pada SAP 2000 digunakan untuk membuat pemodelan, menganalisis, mendisain dan menampilkan struktur yang dibuat. Pada bagian ini akan diperkenalkan beberapa konsep dasar *graphic user interface* untuk membantu pengguna menggunakan program SAP 2000 dalam analisis dan perancangan struktur yang akan dilakukan. Adapun GUI tersebut terdiri dari:

a. Pemodelan struktur

SAP 2000 akan menganalisis dan mendisain struktur dengan menggunakan model yang telah dibuat oleh pengguna dengan menggunakan GUI yang tersedia. Model dibuat terdiri dari beberapa bagian penting yang merepresentasikan struktur seperti:

1. *property material*,
2. elemen-elemen *frame* yang merepresentasikan balok (*beams*), kolom (*columns*) dan atau anggota-anggota rangka (*truss members*),
3. *joints* yang merepresentasikan hubungan antar elemen-elemen,
4. *restrains* (*pengekangan*) dan *springs* yang mendukung *joints*,
5. *loads* (pembebanan) termasuk *self-weight* (berat sendiri), *thermal seismic* dan lainnya,
6. setelah SAP 2000 menganalisis struktur model yang dibuat akan memiliki pula *displacement*, *stresses* dan reaksi-reaksi yang disebabkan oleh pembebanan yang dilakukan.

4.4.2 Sistem Koordinat

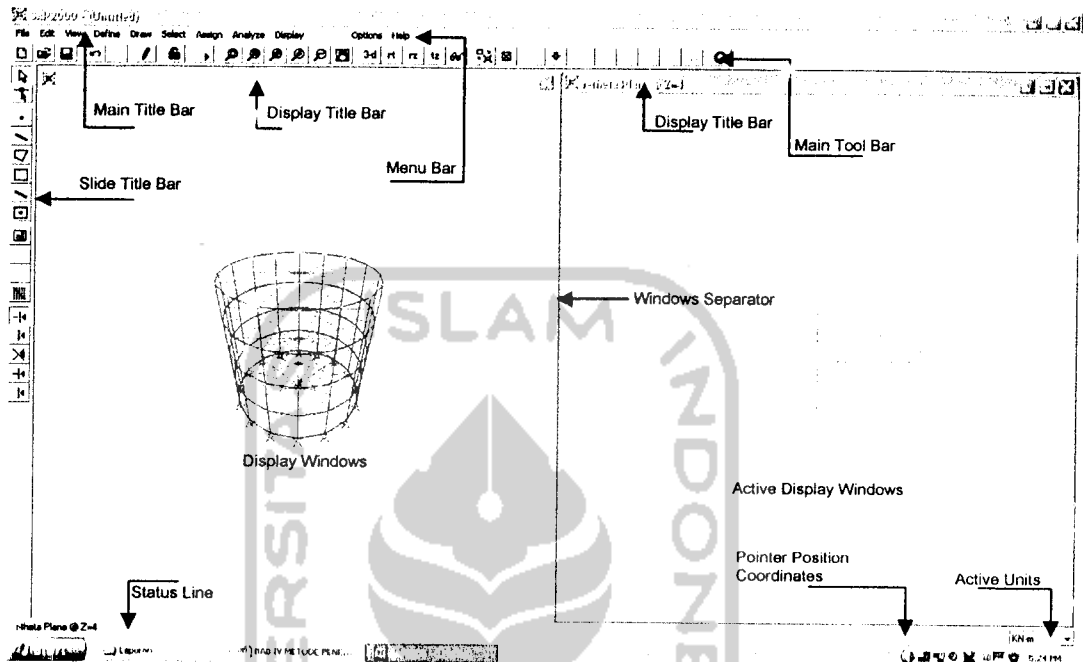
Sistem koordinat pada model ditentukan dengan mematuhi sistem koordinat global X-Y-Z. Setiap komponen dari model seperti *joint elemen frame*, *elemen shell* dan elemen lainnya memiliki sistem koordinat lokal tersendiri untuk mendefinisikan *properties*, *loads* dan *respon*s untuk komponen tersebut. Sumbu-sumbu dari tiap-tiap sistem koordinat lokal ini ditandai dengan 1,2 dan 3. Semua sistem koordinat ditunjukkan dengan sumbu tiga dimensi menggunakan aturan tangan kanan dan menggunakan sistem *Cartesian* (segi empat).

Pengetahuan tentang sistem koordinat ini sangat penting untuk membuat model struktur dan menginterpretasikan hasil-hasil keluaran dari program. SAP 2000 selalu mengasumsikan sumbu Z adalah sumbu vertikal dengan Z+ mengarah keatas. Arah ke atas digunakan sebagai bantuan untuk menentukan sistem koordinat lokal walaupun sistem koordinat lokal itu sendiri tidak mempunyai sumbu arah vertikal.

4.4.3 Layar SAP 2000

Komponen utama layar SAP 2000 meliputi *main window*, *menu bar*, *main toolbar*, *side toolbar*, *display windows* dan *status line*. Pilihan tampilan dalam SAP 2000 tersedia tampilan 2-D dan 3-D, *perspective*, *pan-zoom* dan *limits*, pilihan tampilan elemen lainnya.

Graphical User Interface SAP 2000 yang akan muncul pada layar monitor akan memiliki komponen seperti yang terlihat pada Gambar 4.1 di bawah ini.



Gambar 4.1 Layar SAP 2000

4.4.4 Operasi-operasi SAP 2000

Operasi-operasi dasar yang dapat dilakukan dalam SAP 2000 akan sangat membantu mengoptimalkan penggunaan program ini. Adapun operasi-operasi dasar yang perlu dipahami adalah:

a. Operasi *file*

Operasi-operasi *file* digunakan untuk memulai suatu model baru. Bagian ini menghadirkan model yang telah dibuat sebelumnya, menyimpan model yang sedang dikerjakan dan untuk menghasilkan *output*. Operasi-operasi ini dapat dipilih dari *menu file* ataupun dari tombol-tombol yang ada pada *Main Toolbar*.

b. *Defining*

Operasi ini digunakan untuk membuat nama bagian-bagian yang tidak termasuk dalam bentuk *geometry model*. Bagian-bagian ini seperti:

1. *property material*,
2. bentuk penampang dari model *frame* dan *shell*,
3. pembebanan-pembebanan statik,
4. *joint patterns* untuk kasus pembebanan karena temperatur dan tekanan tambahan,
5. kelompok-kelompok objek yang baru,
6. fungsi dan analisis *respons-spectrum*,
7. fungsi dan analisis *time-history*,
8. kombinasi-kombinasi pembebanan.

c. *Setting view*

Semua pilihan tampilan yang dipaparkan dapat diterapkan pada *window* yang aktif dengan menggunakan *menu view* atau tombol-tombol *view* yang terdapat pada *Main Toolbar*.

d. *Drawing*

Operasi *drawing* digunakan untuk menambahkan objek baru pada model atau untuk memodifikasi objek pada waktu tertentu. Objek-objek tersebut termasuk elemen-elemen *frame*, elemen-elemen *shell* dan *joints*.

Adapun operasi ini adalah:

1. memindah atau merubah bentuk objek yang telah ada,
2. menambah *joints* baru,
3. menambah elemen *frame* baru dengan meng-klik pada *end locations frame*,
4. menambah elemen *shell* baru dengan meng-klik pada *corner locations shell*,
5. menambah elemen *frame* baru dengan meng-klik pada *grid segment* atau *space-nya*,
6. menambah elemen *shell* baru dengan meng-klik pada *grid space*.

e. *Selecting*

Operasi ini digunakan untuk memilih objek sebelum operasi-operasi lain. Semua perintah pada SAP 2000 menggunakan konsep '*Noun-Verb*', maksudnya ialah pertama dipilih objek lebih dahulu kemudian dikerjakan. Operasi-operasi yang memerlukan operasi *selecting* adalah operasi *editing*, *assignment*, *printing* dan operasi *display*.

f. *Editing*

Operasi *editing* digunakan untuk membuat perubahan-perubahan pada model. Operasi-operasi tersebut dipilih dari menu edit yang terdiri dari:

1. memotong dan meng-*copy* geometri yang dipilih,
2. menampilkan kembali (*pasting*) geometri objek pada suatu model,
3. menambahkan bagian pada model dari suatu *template* yang tersedia,
4. menghapus objek,
5. memindah *joints*,
6. membuat replika objek,
7. membagi elemen-elemen *frame* dan *shell* menjadi elemen yang lebih kecil.

g. *Assigning*

Operasi ini digunakan untuk menentukan *properties* dan beban (*loads*) pada satu atau beberapa objek yang telah dipilih dahulu. Operasi tersebut dipilih dari *Menu Assign* yang terdapat pada *Menu Bar*.

h. *Analyzing*

Apabila suatu model struktur yang sudah lengkap dengan menggunakan operasi-operasi yang digunakan maka langkah selanjutnya adalah menganalisis model tersebut untuk mendapatkan nilai-nilai *displacement*, *stresses* dan *reactions*.

Pilihan-pilihan yang terdapat pada menu ini terdiri dari:

1. DOF ,
2. parameter analisis model,

3. parameter analisis P-Delta,
4. hasil analisis yang akan dimuat dalam *file output*,
5. jumlah RAM yang digunakan.

Untuk menjalankan analisis ini maka pilih perintah *Run* dari *menu analyze* atau klik tombol analisis *Run* pada *Main Toolbar*. Ketika melakukan analisis, program SAP 2000 akan menyimpan file dalam satu *file database* SAP 2000.

i. Designing

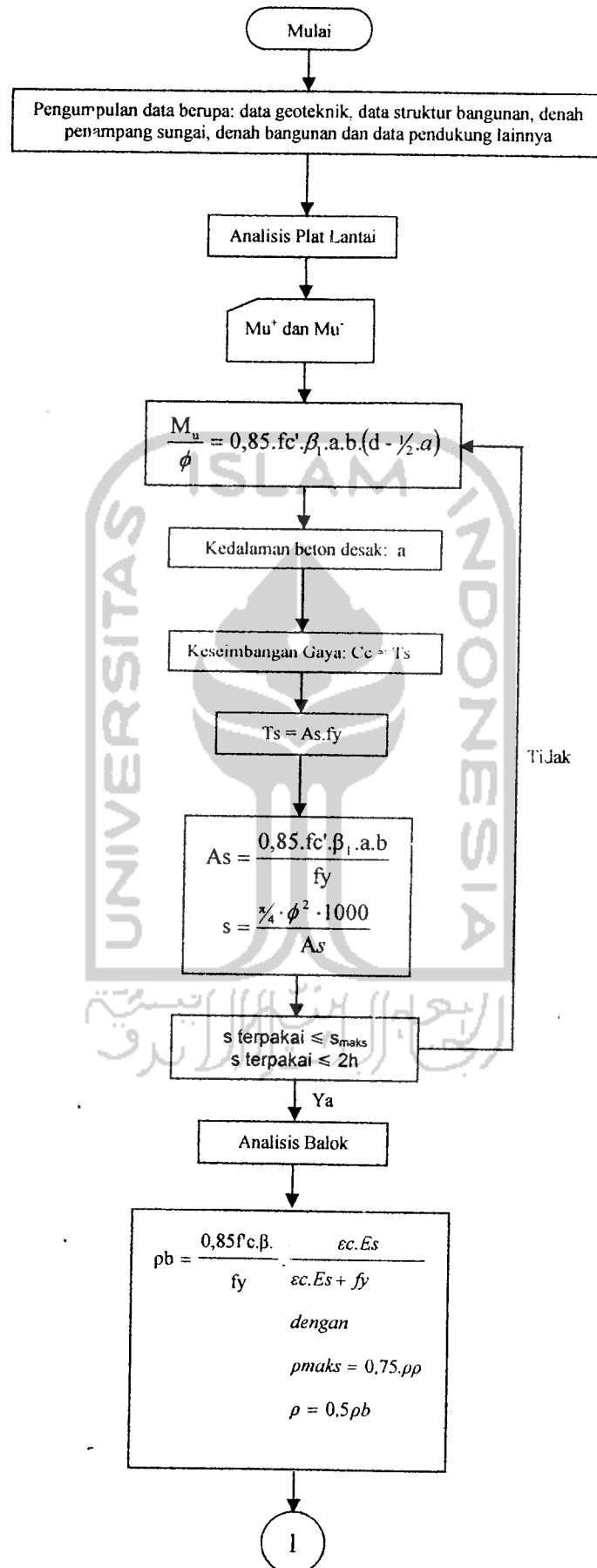
Operasi *designing* dilakukan untuk mendisain atau memeriksa elemen-elemen struktur baja dan beton yang sesuai dengan *code/peraturan* perancangan yang tersedia dalam program SAP 2000. Operasi ini hanya dapat dilakukan apabila struktur telah dianalisis.

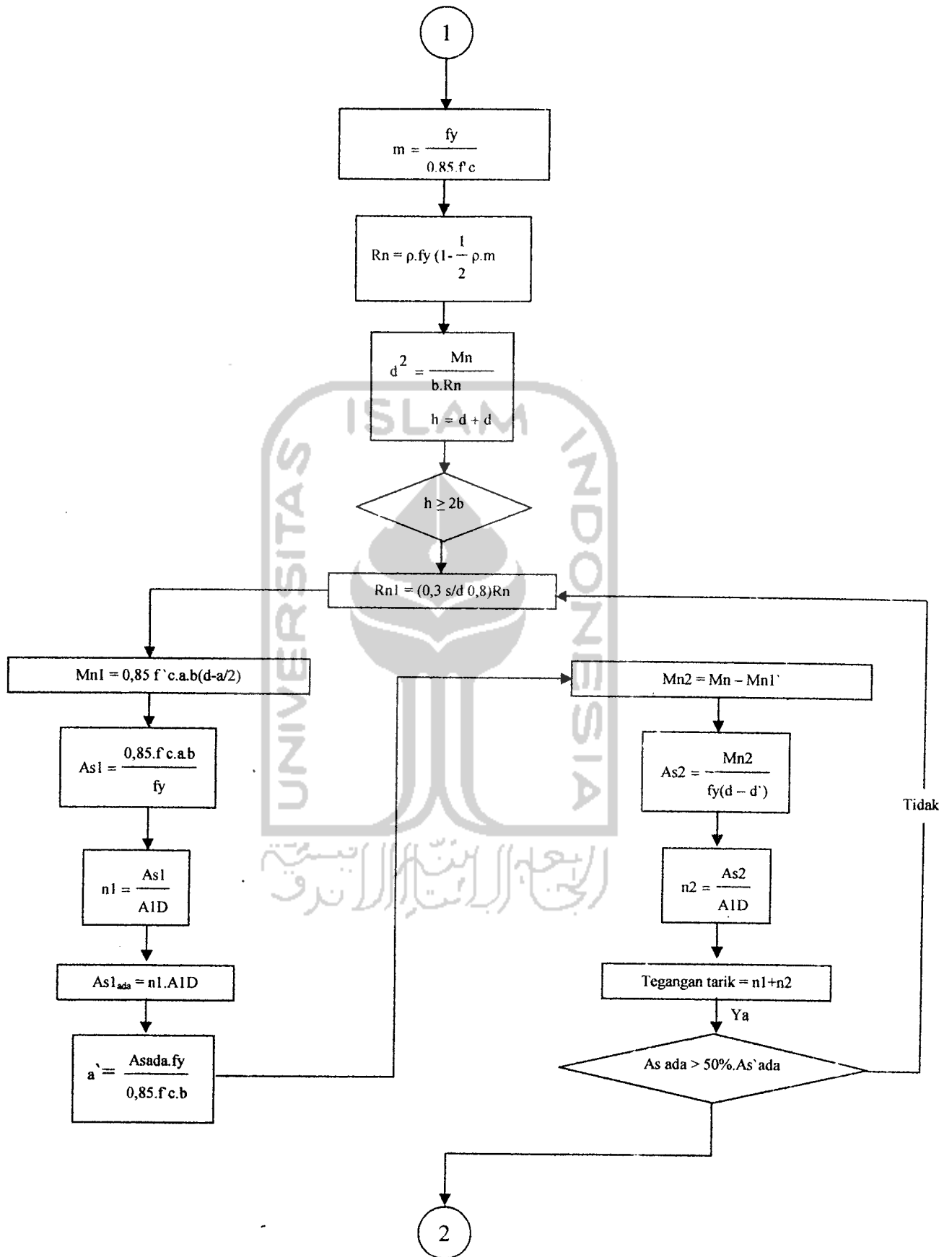
4.5 Bagan Alir Analisis

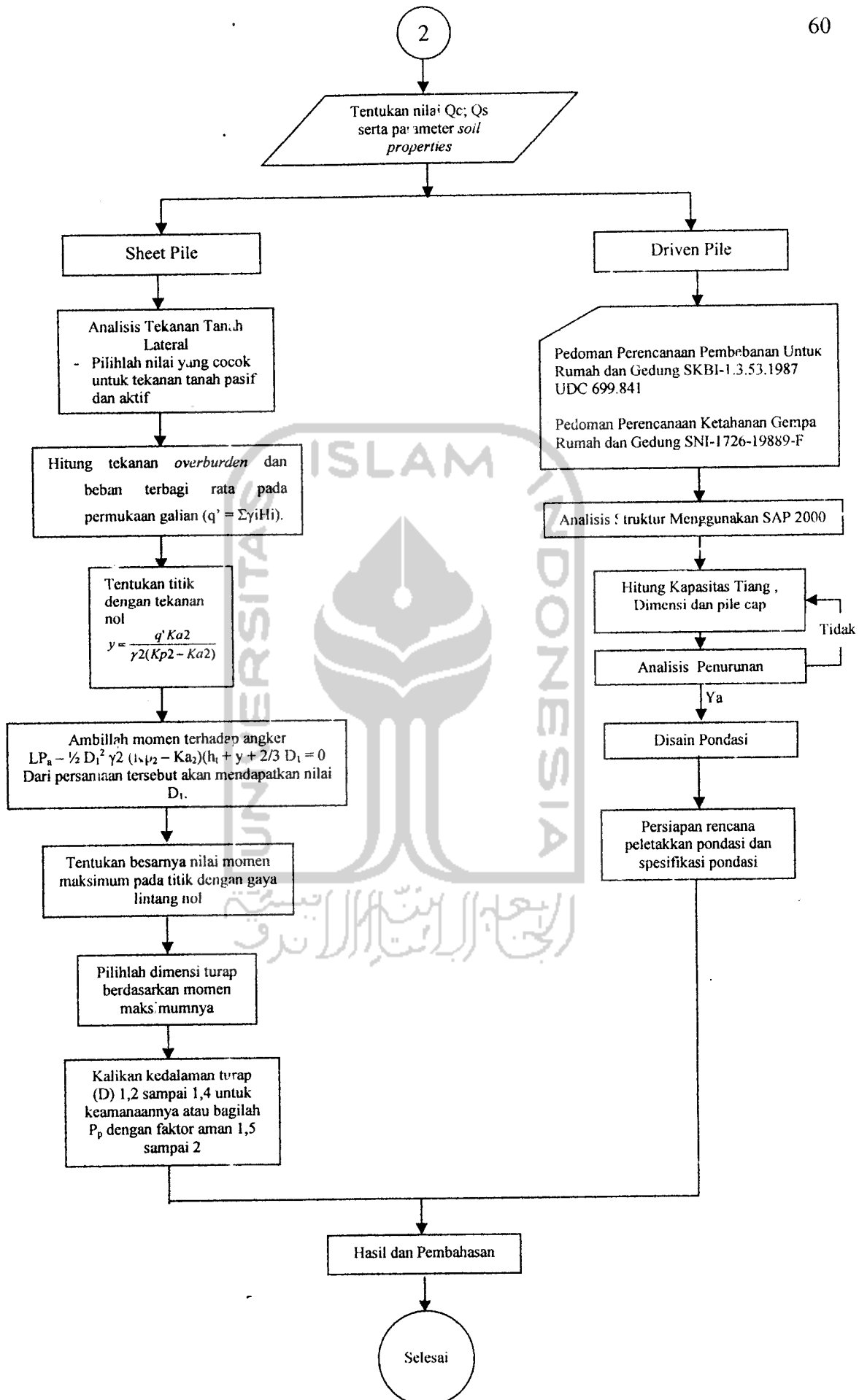
Bagan alir (*flow chart*) adalah diagram yang disusun untuk menyederhanakan arus logika suatu program. Program yang sederhana, bagan alir tidak perlu dibuat, tetapi apabila program sudah semakin rumit maka bagan alir akan sangat bermanfaat.

Bagan alir pada tugas akhir dengan judul redisain dinding turap beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang terdiri dari:

- a. Analisis plat lantai yang ditunjukkan pada Gambar 4.2
- b. Analisis balok tulangan rangkap pada Gambar 4.3
- c. Analisis dinding turap dan tiang pancang beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 4.4







Gambar 4.2 Bagan alir/flow chart analisis struktur turap



BAB V

ANALISIS TURAP BETON SUNGAI MUSI

5.1 Keadaan Umum

Keadaan alam disekitar lokasi pekerjaan berupa sungai yang mengalir dari arah selatan menuju utara. Lokasi pekerjaan berada di sisi utara dengan panjang 137 m dengan lebar 32 m. Posisi ini berada didaerah tikungan sehingga arus air sungai memiliki kecepatan yang sangat tinggi dan kondisi tanah memiliki sifat yang beragam.

Investigasi yang dilakukan untuk mengetahui keadaan yang lebih rinci yaitu melalui investigasi topografi, hidrolika dan geoteknik. Masing-masing investigasi dijelaskan sebagai berikut ini.

5.1.1 Keadaan Topografi

Keadaan topografi daerah pekerjaan perbaikan turap beton umumnya merupakan daerah tepi sungai sepanjang 200 m dari lokasi areal lengkung kearah hilir dengan lebar 33 m di hulu dan 70 m di hilir. Kelandaian topografi mula-mula sepanjang 10 -30 m kearah sungai dengan elevasi 0 sampai - 1.00, kemudian elevasi 8.00 m memiliki topografi yang curam kearah timur.

Lebar Sungai Musi bervariasi antara 280 m di bagian hulu (150 m sebelah hulu dari as bagian lengkung turap lama), 264 m tepat pada as bagian lengkung dan 280 m di bagian hilir (160 m sebelah hilir dari as bagian lengkung dari lokasi pekerjaan. Kedalaman dasar Sungai Musi dari tepi berkisar antara 15 m sampai 20 m, baik dari sebelah hulu lokasi pekerjaan hingga ke sebelah hilir menunjukkan kecenderungan bahwa penampang sebelah kiri lebih dalam dari sebelah kanan.

5.1.2 Keadaan Hidrolika

Kecepatan rata-rata arus Sungai Musi pada lokasi pekerjaan (bagian lengkung turap, 150 m ke hulu dan 160 m ke hilir) 90 m tegak lurus ke arah tengah sungai antara 0,874 m/dtk dan 0.943 m/dtk. Kecepatan rata-rata arus sungai pada tepat di lokasi pekerjaan (bagian lengkung dari turap) adalah 0,078

63
m/dtk. Sepanjang tepi Sungai Musi tersebut di atas kecepatan arus sungai adalah 0,316 m/dtk di hulu dan 0,564 m/dtk di hilir.

5.1.3 Keadaan Geoteknik

Keadaan geoteknik di lokasi pekerjaan dapat diketahui melalui penelitian tanah (*soil investigation*). Penelitian tersebut meliputi pengujian 3 titik bor (*Boring Test*) dalam masing-masing B1, B3, B4 dan 2 titik sendir (*Cone Penetration Test*) yaitu S1 dan S2.

5.2 Konsep Dasar Perencanaan

Konsep dasar perencanaan konstruksi turap beton yang digunakan adalah suatu sistem struktur yang secara teknis dapat dipertanggungjawabkan baik dari segi kekuatan (*strength*), kekakuan (*serviceability*) dan stabilitas (*stability*) tetapi secara ekonomis tetap menguntungkan.

Menurut Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan Dinas Pekerjaan Umum Cipta Karya Propinsi Sumatera Selatan, ada beberapa syarat umum yang harus dipenuhi dalam merancang suatu konstruksi sehingga dapat mencapai suatu sistem struktur yang baik yaitu:

1. Dapat mendukung beban vertikal yaitu beban mati dan beban horisontal yang bekerja pada turap. Beban mati yang bekerja pada turap berupa beban tanah dan beban berguna sedangkan beban hidup yang bekerja berupa beban tekanan tanah dan gempa.
2. Sesuai dengan rancangan arsitektur (*masterplan*) yang ada.
3. Konstruksi dapat mendukung *service system* misalnya elektrik (penerangan), drainase, dan sebagainya.
4. Mudah dan cepat pelaksanaannya
5. Tahan terhadap bahaya banjir dan erosi
6. Mempunyai interaksi yang baik antara struktur turap dengan tanah
7. Konstruksi mempunyai nilai yang cukup ekonomis.

5.2.1 Fungsi dan Lokasi Bangunan

Fungsi bangunan yang akan dikerjakan pada tugas akhir ini adalah merancang turap yang terbuat dari beton pracetak dan beton yang berupa portal untuk menahan tekanan tanah yang disalurkan melalui turap.

Perencanaan turap memperhatikan beberapa aspek berikut ini:

1. Dibutuhkan suatu ruangan yang dapat memenuhi kebutuhan ruang yang cukup luas untuk fasilitas umum dan sosial yang berupa plaza.
2. Lantai dibuat berupa plat beton struktural yang berfungsi sebagai diafragma kaku, menumpu pada tiang-tiang dan sekaligus sebagai tiang-tiang tersebut. Plat beton mengantisipasi deformasi lateral dan penurunan akibat beban yang bekerja pada turap.

5.2.2 Peraturan-peraturan yang Digunakan

1. Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi mengikuti Peraturan Perencanaan dan Standar Konstruksi Bangunan (SKB) yang berlaku di Indonesia.

2. Pembebanan

Peraturan pembebanan mengikuti dan berdasarkan sebagai berikut ini.

- a. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987 UDC : 624.042.
- b. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002.

3. Struktur Beton

Peraturan-peraturan untuk mendasari perhitungan struktur beton berdasarkan peraturan sebagai berikut ini.

- a. Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI) 1971 N.I-2 UUDC 35 (910) 693.55.
- b. ACI 318-83: *Building Code Requirement for Reinforce Concrete*.
- c. Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Bertulang Untuk Rumah dan Gedung SKBI – 2.3.53.1987 UDC: 693.55.693.25.

- d. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.

5.2.3 Material yang Digunakan

Material yang digunakan untuk merancang dinding turap pancang beton akan dibedakan menjadi 2 (dua) macam yaitu beton struktural dan baja tulangan. Masing-masing material akan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Beton Struktural

- a. Adukan beton yang digunakan dalam melaksanakan dinding turap pancang beton menggunakan *mix design* sesuai dengan Peraturan Beton Indonesia (PBI). Kekuatan karakteristik beton ialah K 300.
- b. Tegangan rencana untuk analisis kekuatan batas penampang baik untuk beban tetap maupun beban sementara harus sesuai dengan Peraturan Beton Indonesia 1971 dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI-15-1991-03.

2. Baja Tulangan

- a. Baja tulangan yang digunakan harus sesuai dengan persyaratan yang tercantum dalam Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI) 1971 dan Standar Konstruksi Bangunan setara dengan produksi Krakatau *Steel*. Jenis baja yang akan dipakai adalah BJTP 24 dan BJTD 40.
- b. Jenis baja BJTP 24 mempunyai tegangan leleh karakteristik 2400 Kg/cm^2 .
- c. Jenis baja BJTD 40 mempunyai tegangan leleh karakteristik 3900 Kg/cm^2 .

5.3 Data Analisis Turap Beton

1. Parameter Tanah

Data tanah sebagai parameter dalam perhitungan pondasi tiang diambil dari hasil pengujian titik bor.

Tabel 5.1 Ringkasan hasil laboratorium

No. Bor	B-III				B-IV			
	B-III ₁	B-III ₂	B-III ₃	B-III ₄	B-IV ₁	B-IV ₂	B-IV ₃	
Identitas Tabung	1.50- 2.00	3.50- 4.00	5.50- 6.00	7.50- 8.00	11.50- 12.00	13.50- 14.00	15.50- 16.00	
Kedalaman (m)								
Finer #200	%	79.58	79.6	98.91	96.26	98.82	97.42	98.14
ATTERBERG LIMITS								
Batas Cair (LL)	%	130.31	85.26	81.64	67.47	69.48	69.37	78.42
Batas Plastis (PL)	%	36.61	25.95	25.19	24.71	24.02	25.56	25.52
Indeks Plastisitas (PI)	%	93.7	59.3	56.46	42.76	45.47	43.81	52.18
Klasifikasi		-	MH	OH-MH	CH	CH	CH	OH-MH
PROPERTIES								
Kadar Air	%	81.85	57.64	44.93	34.2	32.8	43.31	35.99
Berat Volume Basah (γ _b)	T/m ³	1.34	1.51	1.69	1.8	1.8	1.68	1.73
Berat Volume Kering (γ _d)	T/m ³	0.74	0.96	1.16	1.33	1.35	1.17	1.27
Specific Gravity (G _s)	-	2.31	2.51	2.44	2.51	2.44	2.46	2.61
Angka Pori (e)	-	2.13	1.62	1.1	0.88	0.8	1.1	1.05
Derajat Kejenuhan (S _r)	%	89	90	100	99	100	97	89
COMPRESSIVE STRENGTH								
Unconfined Comp. Strength (q _u)	Kg/cm ²	0.109	0.11	0.352	1.886	1.692	1.345	1.621
Sensitifitas (St)		1.259	1.357	1.447	2.02	1.863	1.692	1.687
UU TRIAXIAL COMPRESSION								
Kohesi (C _u)	Kg/cm ²	0.052	0.055	0.111	0.918	0.933	0.532	0.779
Sudut Friksi (Ø)	derajat (°)	3.547	2.677	6.786	9.855	10.535	10.723	9.672
DIRECT SHEAR								
Kohesi (c)	Kg/cm ²	-	-	-	-	-	-	-
Sudut Friksi (Ø)	derajat (°)	-	-	-	-	-	-	-
KONSOLIDASI								
Indeks Kompresibilitas (C _c)		0.621	0.548	0.368	0.291	0.224	0.342	0.307

Sumber: Nota perencanaan hasil uji laboratorium pekerjaan detail engineering design (DED) dan supervisi perbaikan turap beton Sungai Musi dan Plaza di kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang

2. Karakteristik Kapal

Data karakteristik kapal diambil dari data yang berada di buku Pelabuhan, Bambang Triatmodjo tahun 1996.

- a. Bobot Mati / *Deadweight tonnage* (DWT) : 5000 Ton
- b. Panjang kapal / *Length of overall* (Loa) : 120 m
- c. Lebar kapal / *Width* (B) : 16,9 m
- d. Bagian kapal terendam air / *Draft* (d)
 - Penuh (full) : 13,0 m
 - Kosong : 5,2 m

3. Data Situasi

Data situasi di lokasi proyek berupa:

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| a. Kecepatan angin rencana | : 25 m/dtk |
| b. Kecepatan arus | : 0,943 m/dtk |
| c. Curah hujan | : 100 m/jam dan 250 mm/hari |
| d. Kecepatan kapal berlabuh | : 15 cm/dtk = 0,15 m/dtk |
| e. Gaya tarik <i>bollard</i> | : 50 Ton |

4. Gaya Gempa (sumber: TCPKGUBG SNI 03-1726-2002)

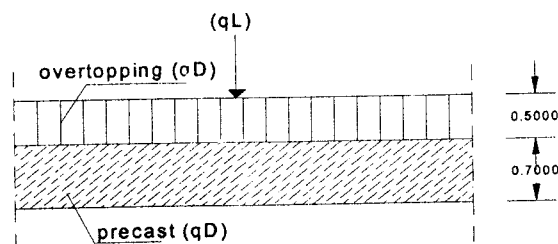
- | | |
|----------------------------------|--------|
| a. Zona gempa | : V |
| b. Koefisien gempa dasar C | : 0,05 |
| c. Koefisien <i>importance</i> I | : 1,60 |
| d. Faktor tipe struktur K | : 1,00 |

5.4 Pembebanan

Pembebanan dihitung berdasarkan beban mati, beban hidup, beban pada portal dan beban akibat gaya lateral. Masing-masing pembebanan pada perbaikan portal beton akan dijelaskan sebagai berikut.

5.4.1 Beban Mati dan Tambahan

Gambar 5.1 menunjukkan beban yang bekerja pada bangunan dermaga di Benteng Kuto Besak-Palembang.



Gambar 5.1 Beban bangunan yang bekerja pada konstruksi dermaga

Perhitungan beban pada konstruksi dermaga terdiri dari:

1. Beban bangunan

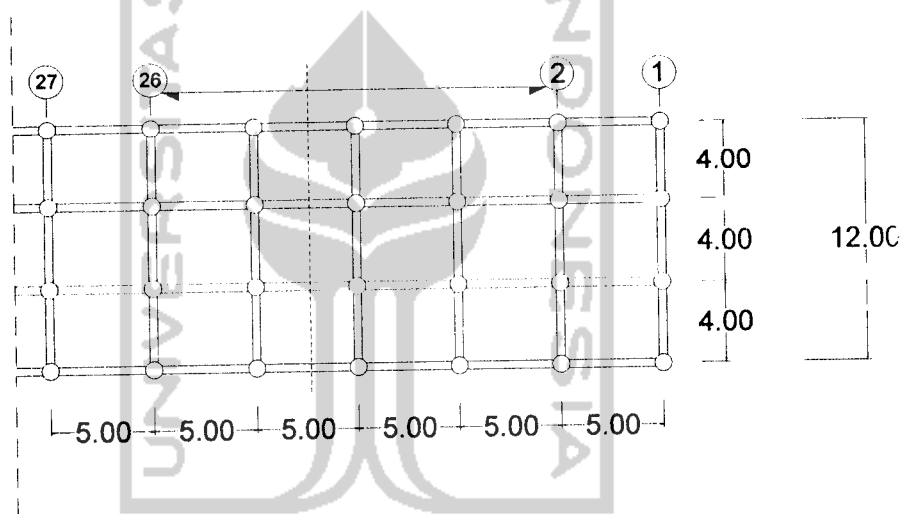
Beban mati (q_D)

$$\begin{aligned} \text{Beban plat } \textit{over-topping} &= 0,5 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 &= 1,2 \text{ T/m}^2 \\ \text{Beban plat precast} &= 0,7 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 &= 1,68 \text{ T/m}^2 &+ \\ \hline q_D & &= 2,88 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Beban hidup (q_L)

$$\begin{aligned} \text{Air hujan (tebal 20 cm)} &= 0,2 \text{ m} \times 1 \text{ T/m}^3 &= 0,2 \text{ T/m}^2 \\ \text{Beban orang} & &= 0,5 \text{ T/m}^2 &+ \\ \hline q_L & &= 0,7 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban pada portal as-1 s/d 27 (Gambar 5.2)



Gambar 5.2 Potongan as-1 s/d 27

Beban mati (q_D)

$$\begin{aligned} \text{Plat lantai (5m x 4 m)} &= \text{Luas plat} \times q_D \text{ plat} \\ &= (5 \times 4) \text{ m}^2 \times 2,88 \text{ T/m}^2 &= 57,6 \text{ T} \\ \text{Balok (30/60)} &= \text{Volume beton} \times \gamma \text{ beton} \\ &= (0,3 \times 0,6 \times 4) \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 &= 1,73 \text{ T} \\ \hline q_D & &= 59,33 \text{ T} \end{aligned}$$

$$Q_D \text{ (lanjutan)} = 59,33 \text{ T}^{69}$$

Beban hidup pada plat (q_L)

$$\begin{aligned} \text{Plat} &= \text{Luas plat} \times q_L \text{ plat} \times \text{Ø reduksi} \\ &= (5 \times 4) \text{ m}^2 \times 0,7 \text{ T/m}^2 \times 0,5 \\ &= 7 \text{ T} + \\ q_{\text{total}} &= 66,33 \text{ T} \end{aligned}$$

5.4.2 Beban Akibat Gaya Lateral

1. Gaya akibat benturan kapal

Gaya benturan bekerja secara horizontal dan dapat dihitung berdasarkan energi benturan. Besarnya energi benturan dihitung menggunakan persamaan (3.92).

$$E = \frac{WV^2}{2g} C_m.C_e.C_s.C_c$$

Untuk mendapatkan besarnya energi benturan, terlebih dahulu menghitung koefisien blok kapal dengan persamaan (3.94).

$$C_b = \frac{W}{L_{pp}.B.d.\gamma_o} \text{ dengan berat jenis air laut } \gamma_o = 1,03 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Panjang garis air (} L_{pp} \text{)} = 0,846 Lo_a^{1,0193} = 0,846 \times 120^{1,0193} = 111,35 \text{ m}$$

$$C_b = \frac{W}{L_{pp}.B.d.\gamma_o} = \frac{5000 \text{ Ton}}{111,35 \text{ m} \times 16,9 \text{ m} \times 5,2 \text{ m} \times 1,03 \text{ T/m}^3} = 0,496 \sim 0,5$$

Koefisien massa C_m tergantung pada gerakan air di sekeliling kapal, dihitung menggunakan persamaan (3.93).

$$C_m = 1 + \frac{\pi d}{2C_b.B} = 1 + \frac{\pi \cdot 5,2}{2 \times 0,5 \times 16,9} = 1,966$$

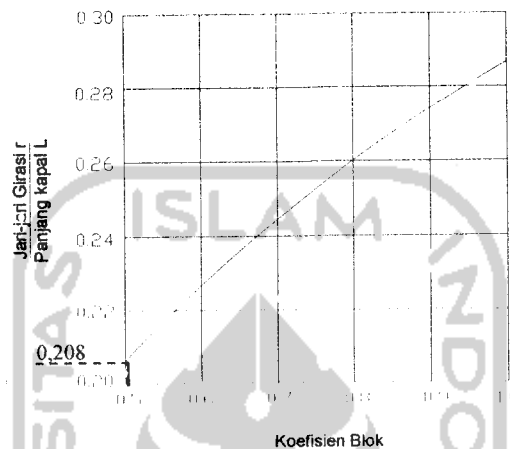
Koefisien eksentrisitas merupakan perbandingan antara energi kinetik kapal yang merapat dan dapat dihitung dengan persamaan (3.95).

$$C_e = \frac{1}{1 + (l/r)^2}$$

dimana nilai l dihitung dengan asumsi $\frac{1}{4}$ panjang kapal (Loa), sehingga nilai l didapat sebesar

$$\frac{1}{4} \times 120 = 30 \text{ m.}$$

Berdasarkan grafik hubungan koefisien blok dengan r/l pada buku Pelabuhan, Bambang Triatmodjo dan dapat dilihat pada Gambar 5.3 maka nilai perbandingan r/l dengan $C_b = 0,5$ didapat $r/l = 0,208$



Gambar 5.3 Grafik koefisien blok dengan r/L

maka jari-jari putaran di sekeliling pusat berat kapal dihitung melalui

$$r/l = 0,208$$

$$r = Loa \times 0,208 = 120 \times 0,208 = 24,96 \text{ sehingga}$$

$$l/r = \frac{30}{24,96} = 1,201$$

maka koefisien eksentrisitas

$$C_e = \frac{1}{1 + (1,201)^2} = 0,4094$$

Koefisien kekerasan C_s diambil nilai 1 sedangkan koefisien bentuk dari tambatan

C_c diambil nilai 1 sehingga,

Energi benturan kapal dihitung menggunakan persamaan 3.1 yaitu

$$E = \frac{WV^2}{2g} C_m.C_e.C_s.C_c$$

Berat kapal rencana $W = 5000$ DWT kemudian nilai V diambil dari Tabel 3.1⁷¹ sebesar 0,15 dengan memperhatikan ukuran kapal sebesar 500-10.000 DWT, sehingga nilai energi benturan kapal yaitu:

$$E = \frac{5000 \times 0,15^2}{2 \times 9,81} \times 1,966 \times 0,4094 \times 1,1 = 4,62 \text{ Tm}$$

Karena benturan akan diserap oleh dermaga besarnya energi yang diterima adalah 50% dari nilai energi benturan kapal, jadi $50 \% \times 4,62 = 2,31 \text{ Tm}$.

2. Beban akibat angin

Angin diasumsikan sebagai gaya benturan ke dermaga apabila arah angin menuju ke dermaga dan apabila angin tersebut meninggalkan dermaga akan mengakibatkan gaya tarikan kapal pada alat penambat.

Sebelum menghitung gaya-gaya yang dihasilkan maka terlebih dahulu menghitung besarnya tekanan angin Q_a yang dipengaruhi oleh kecepatan angin, dihitung menggunakan persamaan 3.10.

$$Q_a = 0,063 V^2 = 0,063 \times 25^2 = 39,375 \text{ Kg/m}^2$$

Besarnya gaya angin tergantung pada arah hembus angin dan dapat dihitung dengan mempertimbangkan sebagai berikut.

a. Gaya longitudinal apabila datang dari arah haluan ($\alpha = 0^\circ$)

$$R_w = 0,42 Q_a A_w$$

Proyeksi bidang yang tertiuap angin A_w diambil sebesar 1500 m^2

$$R_w = 0,42 \times 39,375 \times 1500 = 24806,25 \text{ Kg}$$

b. Gaya longitudinal apabila datang dari arah buritan ($\alpha = 180^\circ$)

$$R_w = 0,5 Q_a A_w = 0,5 \times 39,375 \times 1500 = 29531,25 \text{ Kg}$$

c. Gaya lateral apabila datang dari arah lebar ($\alpha = 90^\circ$)

$$R_w = 1,1 Q_a A_w = 1,1 \times 39,375 \times 1500 = 64968,75 \text{ Kg}$$

Dari ketiga asumsi diatas maka diambil nilai gaya yang terbesar yaitu $64968,75 \text{ Kg} = 64,968 \text{ Ton}$.

3. Beban akibat arus

Besar gaya yang dihasilkan oleh arus diasumsikan oleh 2 (dua) keadaan yaitu

- a. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah haluan

$$R_f = 0,14 S V^2$$

$$R_f = 0,14 d.B.V^2 = 0,14 \times 13 \times 16,9 \times 0,943^2 = 27,352 \text{ Kgf}$$

- b. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah sisi kapal

$$R_f = \frac{1}{2} \rho C V^2 B'$$

$$\text{Rapat massa air laut } \rho = 104,5 \text{ Kgf d/m}^4$$

Koefisien tekanan arus C diambil 1

Kecepatan arus berdasarkan sumber nota perencanaan sebesar 0,943 m/d

$$\text{Luas sisi kapal di bawah muka air } B' = L_{oa} \times d = 120 \text{ m} \times 13,0 \text{ m}$$

$$R_f = \frac{1}{2} \times 104,5 \text{ Kgf d/m}^4 \times 1 \text{ m} \times 0,943^2 \text{ m/d} \times (120 \text{ m} \times 13,0 \text{ m})$$

$$= 72482,686 \text{ Kgf}$$

Karena terdapat dua buah gaya tekanan yang diakibatkan oleh arus maka diambil yang terbesar yaitu 72482,686 Kgf = 72,483 Ton.

4. Beban akibat tarikan

Beban akibat tarikan diambil pada Tabel 3.2 buku Pelabuhan, Bambang Triatmodjo sebesar 50 Ton.

5. Gaya akibat gempa

Konstruksi plaza di kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang merupakan bangunan dengan kategori bangunan khusus, maka besar koefisien gempa dihitung dua kali dari koefisien gempa dasar. Besarnya gaya gempa adalah

$$V = C.I.K.Wt$$

$$\text{Beban portal total } Wt \quad : 66,33 \text{ T}$$

$$\text{Koefisien gempa dasar } C \quad : 0,05$$

$$\text{Koefisien } importance \text{ } I \quad : 1,60$$

$$\text{Faktor tipe struktur } K \quad : 1,00$$

Maka besarnya gaya gempa yang terjadi pada konstruksi yaitu

$$V = 0,05 \times 1,60 \times 1,00 \times 66,33 = 5,337 \text{ T}$$

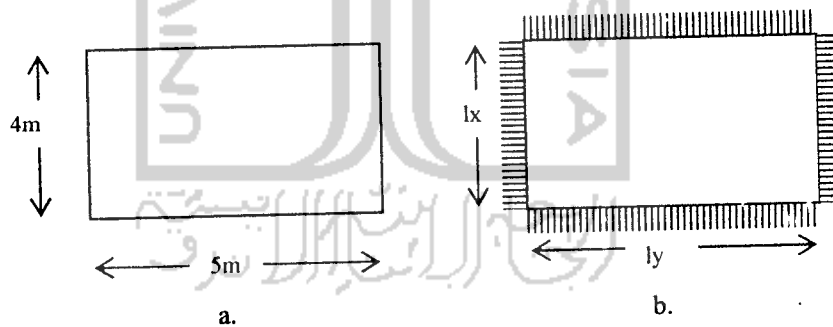
Ringkasan perhitungan beban akibat gaya lateral dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Gaya lateral yang bekerja pada dermaga

No	Jenis Gaya Lateral	Gaya yang Bekerja	Satuan
1	Akibat Benturan Kapal	4,62	Ton
2	Akibat Angin	64,968	Ton
3	Akibat Arus	72,483	Ton
4	Akibat Tarikan	50	Ton
5	Akibat Gempa	5,337	Ton

5.5 Parameter dan Dimensi Plat

Analisis dimensi plat menggunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971. Parameter plat menggunakan kuat desak beton $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 306 \text{ Kg/m}^2$, sedangkan tegangan leleh baja sebesar $240 \text{ Mpa} = 2448 \text{ Kg/m}^2$, diameter tulangan menggunakan 10 mm polos (P10). Ketebalan plat digunakan sebesar 150 mm dengan sisi panjang 5 m dan sisi lebar 4 m. Plat yang digunakan di lokasi kawasan Plaza menggunakan plat yang tepi-tepinya terletak jepit penuh seperti pada Gambar 5.4 ini.



Gambar 5.4 a. Dimensi Plat, b. Plat terjepit penuh di setiap sisi

Pembebanan pada plat dihitung antara lain beban mati dan beban hidup dan kombinasi pembebanan dengan koefisien $1,2 Q_D + 1,6 Q_L$. Analisis dibahas sebagai berikut.

5.5.1 Pembebaran Plat

Perhitungan beban plat yaitu:

1. Beban Mati (Q_D)

Plat	$= 0,15\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$	$= 0,36 \text{ T/m}^2$
<i>Overtopping</i> (50 mm)	$= 0,05\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$	$= 0,12 \text{ T/m}^2$
Lain-lain		$= 0,05 \text{ T/m}^2$
		$Q_{D \text{ total}} = 0,53 \text{ T/m}^2$

2. Beban Hidup (Q_L)

Beban hidup diasumsikan sebesar $= 0,7 \text{ T/m}^2$

3. Beban *Ultimate*

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L = 1,2 (0,53) + 1,6 (0,7) = 1,756 \text{ T/m}^2 = 1756 \text{ Kg/m}^2$$

5.5.2 Momen yang Bekerja Pada Plat

Dimensi plat pada sisi panjang $l_y = 5\text{m}$ dan sisi lebar $l_x = 4\text{m}$ maka rasio

dimensi plat $\frac{l_y}{l_x} = \frac{5\text{m}}{4\text{m}} = 1,25 < 2$ sehingga plat tersebut merupakan plat 2 arah.

Rumus momen yang bekerja pada plat yang terjepit penuh di setiap sisinya akibat beban terbagi rata yaitu:

$$M_{lx_u} = + 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{lx}$$

$$M_{ly_u} = + 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{ly}$$

$$M_{tx_u} = - 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{tx}$$

$$M_{ty_u} = - 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{ty}$$

Nilai C_{lx} , C_{ly} , C_{tx} , C_{ty} didapat dari Tabel 13.3.1 pada Peraturan Beton

Bertulang Indonesia 1971, karena rasio $\frac{l_y}{l_x} = \frac{5\text{m}}{4\text{m}} = 1,25$ maka nilai tersebut terletak diantara koefisien 1,2 dan 1,3. Hasil koefisien dengan rasio sebesar 1,25 didapat melalui interpolasi yaitu:

$$C_{lx} = 29,5$$

$$C_{ly} = 19,5$$

$$C_{tx} = 66,5$$

$$C_{ty} = 56,5$$

Hasil momen yang bekerja pada plat:

$$M_{lx_u} = + 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{lx} = 0,001 \times 1756 \times 4^2 \times 29,5 = 677,792 \text{ Kgm/m}^2$$

$$M_{ly_u} = + 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{ly} = 0,001 \times 1756 \times 4^2 \times 19,5 = 488,032 \text{ Kgm/m}^2$$

$$M_{tx_u} = - 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{tx} = 0,001 \times 1756 \times 4^2 \times 66,5 = -1527,904 \text{ Kgm/m}^2$$

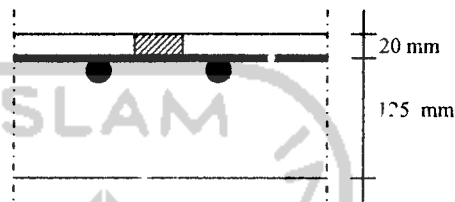
$$M_{ty_u} = - 0,001 Q \cdot l_x^2 \cdot C_{ty} = 0,001 \times 1756 \times 4^2 \times 56,5 = -1298,144 \text{ Kgm/m}^2$$

5.5.3 Tulangan Tumpuan Plat Sepanjang x (St_x)

Plat didisain dengan ketebalan 150 mm dengan selimut beton P_b 20 mm. Tampak melintang plat dapat dilihat pada Gambar 5.5. Analisis plat St_x adalah sebagai berikut ini.

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif plat } d_{lx} &= h_{\text{plat}} - P_b - \frac{1}{2} \varnothing \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ mm} = 125 \text{ mm} = 12,5 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 5.5 Tampak melintang plat St_x

$$\text{Momen ultimit } M_{t_x_u} = -1527,904 \text{ Kgm/m}^2$$

$$\text{Prinsip disain } M_t \geq M_u = \varnothing M_n \geq M_u \quad M_n \geq \frac{M_u}{\varphi}$$

sehingga,

$$M_n \geq \frac{M_u}{\varphi}$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\varphi}$$

$$0,85 \times 306 \times a \times 100 \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = \frac{152790,4}{0,8}$$

$$26010 a \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = 190988$$

$$325125 a - 13005 a^2 = 190988$$

$$13005 a^2 - 325125 a + 190988 = 0$$

$$a = 0,602 \text{ cm}$$

Mencari jarak tulangan melalui keseimbangan gaya yaitu

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 306 \times 0,602 \times 100 = A_s \times 2448$$

$$A_s = \frac{15658,02}{2448} = 6,396 \text{ cm}^2$$

Luas tulangan sepanjang x (A_s) = 6,396 cm²

Luas 1 tulangan (A_d) = $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 = 0,7854 \text{ cm}^2$

Jumlah tulangan n = $\frac{A_s}{A_d} = \frac{6,396}{0,7854} = 8,14 \text{ buah} \sim 9 \text{ buah}$

Jarak antar tulangan $St_x = \frac{100}{n} = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm}$ diambil 10 cm = 100 mm

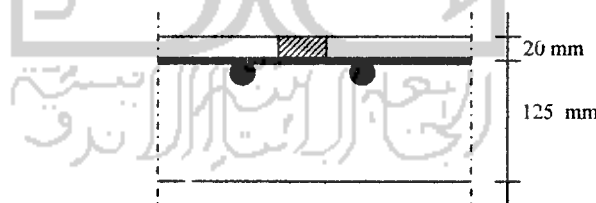
Jadi tulangan yang digunakan plat sepanjang St_x adalah P10-100.

5.5.4 Tulangan Tumpuan Plat Selebar y (St_y)

Plat didisain dengan ketebalan 150 mm dengan selimut beton Pb 20 mm. Tampak melintang plat dapat dilihat pada Gambar 5.6. Analisis plat St_y adalah sebagai berikut ini.

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif plat } d_{ty} &= h_{\text{plat}} - P_b - \frac{1}{2} \phi \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ mm} = 125 \text{ mm} = 12,5 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 5.6 Tampak melintang plat St_y

Momen ultimit $M_{ty_u} = -1298,144 \text{ Kgm/m}$

Prinsip disain $M_t \geq M_u = \phi M_n \geq M_u \quad M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$

sehingga,

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 f_c' . a . b \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 \times 306 \times a \times 100 \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = \frac{129814,4}{0,8}$$

$$26010 a \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = 162268$$

$$325125 a - 13005 a^2 = 162268$$

$$13005 a^2 - 325125 a + 162268 = 0$$

$$a = 0,51 \text{ cm}$$

Mencari jarak tulangan melalui keseimbangan gaya yaitu

$$C_c = T_s$$

$$0,85 . f_c' . a . b = A_s . f_y$$

$$0,85 \times 306 \times 0,51 \times 100 = A_s \times 2448$$

$$A_s = \frac{13265,1}{2448} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Luas tulangan sepanjang y (A_s) = 5,42 cm²

Luas 1 tulangan (A_d) = $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 = 0,7854 \text{ cm}^2$

Jumlah tulangan n = $\frac{A_s}{A_d} = \frac{5,42}{0,7854} = 6,899 \text{ buah} \sim 7 \text{ buah}$

Jarak antar tulangan $St_y = \frac{100}{n} = \frac{100}{7} = 14,3 \text{ cm}$ diambil 12 cm = 120 mm

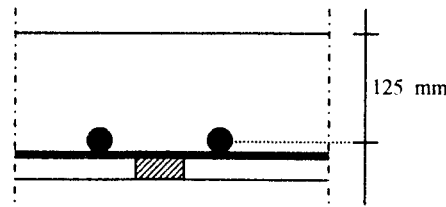
Jadi tulangan yang digunakan plat sepanjang St_y adalah P10-120.

5.5.5 Tulangan Lapangan Plat Sepanjang x (St_x)

Plat didisain dengan ketebalan 150 mm dengan selimut beton P_b 20 mm. Tampak melintang plat dapat dilihat pada Gambar 5.7. Analisis plat St_x adalah sebagai berikut ini.

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif plat } d_{lx} &= h_{\text{plat}} - P_b - \frac{1}{2} \varnothing \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ mm} = 125 \text{ mm} = 12,5 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 5.7 Tampak melintang plat Slx

$$\text{Momen ultimit } M_{lx_u} = 677,792 \text{ Kgm/m}^2$$

$$\text{Prinsip disain } M_t \geq M_u = \phi M_n \geq M_u \quad M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

sehingga,

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 \times 306 \times a \times 100 \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = \frac{67779,2}{0,8}$$

$$26010 a \left(12,5 - \frac{a}{2} \right) = 84724$$

$$325125 a - 13005 a^2 = 84724$$

$$13005 a^2 - 325125 a + 84724 = 0$$

$$a = 0,264 \text{ cm}$$

Mencari jarak tulangan melalui keseimbangan gaya yaitu

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 306 \times 0,51 \times 100 = A_s \times 2448$$

$$A_s = \frac{6866,64}{2448} = 2,805 \text{ cm}^2$$

Luas tulangan sepanjang x (A_s) = 2,805 cm²

$$\text{Luas 1 tulangan (A.d)} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 = 0,7854 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{2,805}{0,7854} = 3,572 \text{ buah} \sim 4 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } S_{lx} = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm diambil } 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$$

Jadi tulangan yang digunakan plat sepanjang S_{lx} adalah P10-200.

5.5.6 Tulangan Lapangan Plat Selebar y (Sly)

Plat didisain dengan ketebalan 150 mm dengan selimut beton Pb 20 mm. Tampak melintang plat dapat dilihat pada Gambar 5.8. Analisis plat S_{lx} adalah sebagai berikut ini.

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif plat } d_{lx} &= h_{\text{plat}} - \text{Øtulangan-Pb} - \frac{1}{2} \text{Ø} \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 - \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ mm} = 115 \text{ mm} = 11,5 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 5.8 Tampak melintang plat Sly

$$\text{Momen ultimit } M_{lx} = 448,032 \text{ Kgm/m}^2$$

$$\text{Prinsip disain } M_t \geq M_u = \phi M_n \geq M_u \quad M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

sehingga,

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi}$$

$$0,85 \times 306 \times a \times 100 \left(11,5 - \frac{a}{2} \right) = \frac{448,032}{0,8}$$

$$26010 a \left(11,5 - \frac{a}{2} \right) = 56004$$

$$299115 a - 13005 a^2 = 56004$$

$$13005 a^2 - 299115 a + 56004 = 0$$

$$a = 0,18878 \text{ cm}$$

Mencari jarak tulangan melalui keseimbangan gaya yaitu

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 306 \times 0,18878 \times 100 = A_s \times 2448$$

$$A_s = \frac{4910,168}{2448} = 2,006 \text{ cm}^2$$

Luas tulangan sepanjang x (A_s) = 2,006 cm²

Luas 1 tulangan (A_d) = $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 = 0,7854 \text{ cm}^2$

Jumlah tulangan $n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{2,006}{0,7854} = 2,554 \text{ buah} \sim 3 \text{ buah}$

Jarak antar tulangan $S_{lx} = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33,34 \text{ cm}$ diambil 30 cm = 300 mm

Jadi tulangan yang digunakan plat sepanjang S_{ly} adalah P10-300.

Ringkasan hasil perhitungan plat disajikan pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Ringkasan tulangan plat lantai

Panjang/Lebar	S_{lx}	S_{ly}	S_{lx}	S_{ly}
Tulangan	P10-100	P10-120	P10-200	P10-300

Gambar letak tulangan plat lantai dapat dilihat pada lampiran gambar CAD.

5.6 Analisis Balok

Analisis balok berdasarkan di lokasi pekerjaan memiliki 2 (dua) jenis balok dengan panjang bentang 5 m dan lebar bentang 4 m, masing-masing balok tersebut berdimensi 40/60.

Parameter data untuk menganalisis balok menggunakan tegangan desak $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, tegangan baja tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$, tegangan baja tulangan

sengkang $f_y = 240$ Mpa. Diameter tulangan pokok menggunakan D25 sedangkan diameter tulangan susut menggunakan P10. Momen rencana didapatkan dari hasil analisis SAP 2000 dengan mengambil momen maksimum di setiap bentang

5.6.1 Analisis Balok Bentang 5 m

Analisis balok bentang 5 m diasumsikan bahwa perhitungan momen pada balok diasumsikan bahwa balok terjepit sempurna di kedua sisinya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.9.

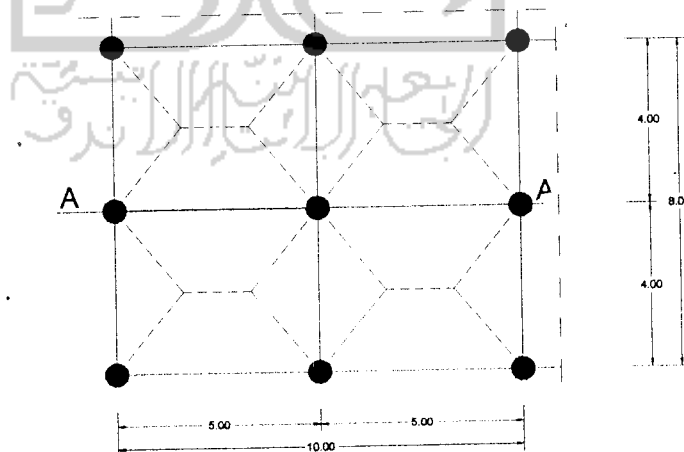


Gambar 5.9 Balok terjepit penuh di kedua sisi

Tahap analisis balok bentang 5 m yaitu:

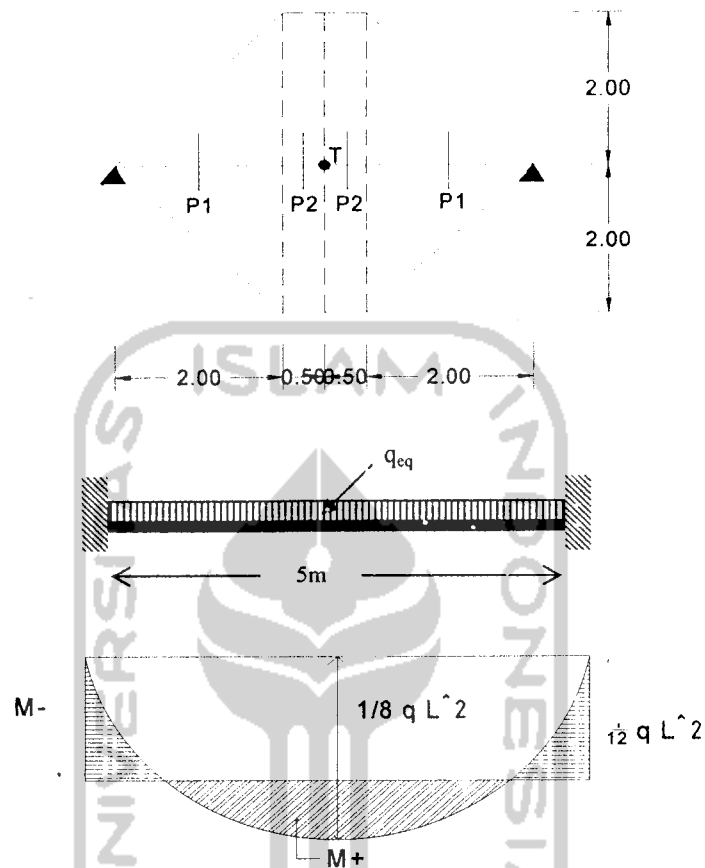
1. Pembebanan balok

Balok menerima beban dari plat seluas trapesium di kedua sisi seperti pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Beban trapesium pada balok bentang 5 m

Potongan A-A menderita dua beban yang berasal dari plat, sehingga diagram pembebanan untuk bentang 5 m adalah sebagai berikut:



Gambar 5.11 Momen yang bekerja pada balok

analisis pembebanan sebesar P dihitung melalui

$$P1 = \frac{1}{2} \times 4 \times 2 \times q = 4q$$

$$P2 = 0,5 \times 4 \times q = 2q$$

$$\text{Maka } P1+P2 = R_A = 6q$$

$$\text{Momen di titik T} = M_T = (6q \times 2,5) - (P1 \times \frac{1}{3} \times 2) - (P2 \times 0,25)$$

$$M_T = (6q \times 2,5) - (4q \times \frac{1}{3} \times 2) - (2q \times 0,25)$$

$$M_T = 15q - 2,67q - 0,5q$$

$$M_T = 11,83q$$

$$\text{Momen maksimum} = M_{maks} = \frac{1}{8} q_{eq} L^2$$

$$11,83q = \frac{1}{8} q_{eq} 5^2$$

$$11,83q = 3,125 q_{eq}$$

$$q_{eq} = \frac{11,839}{3,125} q = 3,7885 q$$

Beban merata balok

$$\text{Beban Mati } (Q_D) = 3,7885 q_{D \text{ total}} = 3,7885 \times 0,53 = 2,01 \text{ T/m'}$$

$$\text{Berat sendiri balok} = b \times h \times l \times \gamma \text{ beton}$$

$$= 0,4 \times 0,6 \times 1 \times 2,4 = 0,576 \text{ T/m'}$$

$$\text{Beban mati total } (Q_{D \text{ total}}) = 2,01 + 0,576 = 2,586 \text{ T/m'}$$

$$\text{Beban Hidup } (Q_L) = 3,7885 q_L = 3,7885 \times 0,5 = 1,895 \text{ T/m'}$$

Beban titik P pada balok

$$P1 \text{ mati} = 4q = 4 \times 2,586 = 10,344 \text{ Ton}$$

$$P2 \text{ mati} = 2q = 2 \times 2,586 = 5,172 \text{ Ton}$$

$$P1 \text{ hidup} = 4 q = 4 \times 1,895 = 7,58 \text{ Ton}$$

$$P2 \text{ hidup} = 2 q = 2 \times 1,895 = 3,79 \text{ Ton}$$

Nilai beban merata dan beban titik pada balok kemudian dimasukkan ke program SAP 2000 sehingga mendapatkan $M^+ = 249,14 \text{ KNm} = 25,4 \text{ Tm}$ dan $M^- = 499,78 \text{ KNm} = 50,96 \text{ Tm}$.

2. Analisis tulangan balok bentang 5 m

a. Tulangan tumpuan balok (M_u^-)

Dari hasil perhitungan SAP 2000 mendapatkan nilai M_u terbesar dari

Combo 1 yakni $1,2 Q_D + 1,6 Q_L$ dengan parameter:

$$M_u^- = 436,06 \text{ KNm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa, maka } \beta_1 = 0,85$$

Perhitungan:

Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

$$\rho = 0,50 \rho_{balance} = 0,50 \times 0,0325 = 0,0163$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

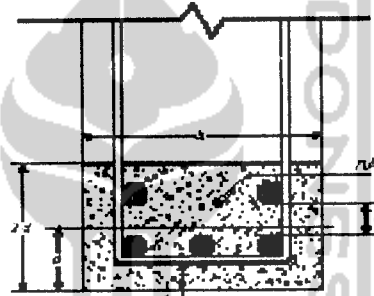
Koefisien perlawanan (R1)

$$R1 = \rho \cdot f_y \cdot (1 - (0,5 \cdot \rho \cdot m)) = 0,0163 \times 400 \times (1 - (0,5 \times 0,0163 \times 15,6863)) \\ = 5,6734$$

$$bd^2 = \left(\frac{Mu/\phi}{R1} \right) = \frac{\left(\frac{486,06 \times 10^6}{0,8} \right)}{5,6734} = 107,091 \times 10^6 \text{ mm}$$

Lebar balok $b = 400 \text{ mm}$

$$d_{pakai} = \sqrt{\frac{bd^2}{b}} = \sqrt{\frac{107,0912 \times 10^6}{400}} = 517,4246 \text{ mm}$$



Gambar 5.12 Luas tarik efektif balok beton (sumber: SNI 03-2847-2002)

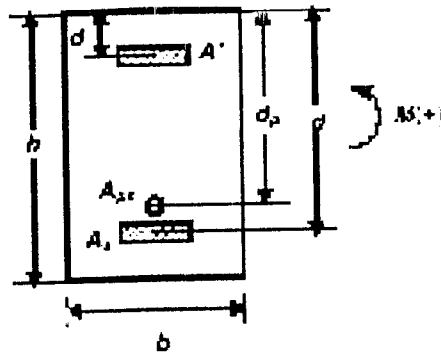
Dari Gambar 5.12 bahwa:

Pusat berat tulangan baja desak = $d' = 55 \text{ mm}$

Pusat berat tulangan baja tarik = $z = 80 \text{ mm}$ sehingga

$$h_{perlu} = d_{perlu} + z = 517,4246 \text{ mm} + 80 \text{ mm} = 597,424 \text{ mm}$$

Gambar 5.13 menunjukkan skema penampang balok dengan memperhitungkan tinggi efektif desak dan tinggi efektif tarik.



Gambar 5.13 Skema penampang balok beton (sumber: SNI 03-2847-2002)

Ukuran balok berdasarkan hitungan adalah

Lebar balok (b) = 400 mm

$h_{\text{perlu}} = 597,424$ mm diambil 600 mm

Ukuran balok yang digunakan di lokasi proyek yaitu 400/600, maka

Tinggi efektif desak = $d = h - z = 600 - 80 = 520$ mm

Tinggi efektif tarik = $d = h - d' = 600 - 55 = 545$ mm

Tulangan desak

$$\gamma = 0,50$$

$$R_2 = \gamma \cdot R_1 = 0,50 \times 5,6734 = 2,8367$$

$$M_1 = R_2 \times b \times d^2 = 2,8367 \times 400 \times 520^2 = 306,819 \text{ KNm}$$

$$M_2 = \left(\frac{Mu}{\phi} \right) - M_1 = \left(\frac{486,06}{0,8} \right) - 306,819 = 300,7558 \text{ KNm}$$

$$\text{Luas tulangan perlu (As')} = \frac{M_2}{f_y(d - d')} = \frac{300,7558}{400(520 - 55)} = 1516,966 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan } (\emptyset) = D25$$

$$\text{Luas 1 tulangan (Ad)} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan perlu (n)} = \frac{As'}{Ad} = \frac{1616,966}{490,874} = 3,3 \text{ buah} \sim 4 \text{ buah}$$

maka tulangan desak digunakan 4D25.

$$\text{Luas tulangan ada (As' ada)} = n \cdot Ad = 4 \times 490,874 \text{ mm}^2 = 1963,4954 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik

$$\rho_{\text{baru}} = \gamma \cdot \rho = 0,50 \times 0,0163 = 0,0081$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 3436,1173 \times 400 = 1374446,786$$

Keseimbangan gaya

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$8670 c + 1178097,24 \frac{c-55}{c} - 1374446,786 = 0$$

$$8670 c^2 - 196349,541 c - 64795348,48 = 0$$

$$c_1 = 98,51142 \text{ mm}$$

$$c_2 = -75,8644 \text{ mm}$$

pakai nilai $c = 98,51142 \text{ mm}$

$$f_s' = \frac{c-55}{c} \times \epsilon_c \times E_s = \frac{98,51142-55}{98,51142} \times 0,003 \times 200000$$

$$= 265,0135 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_s' \text{ pakai} = f_s' = 265,0135 \text{ MPa}$$

$$a = 0,85 c = 0,85 \times 98,51142 = 83,735 \text{ mm}$$

$$M_g' = M_n' = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{a}{2})) + (A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d'))$$

$$= (0,85 \times 30 \times 83,735 \times 400 (520 - \frac{83,735}{2})) + (1963,4954 \times 265,0135 \times (520 - 55))$$

$$= 650,3343 \text{ KNm}$$

$$0,8 M_g' = 0,8 \times 650,3343 = 520,267 \text{ KNm} > M_u = 486,06 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Aman}$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{A_{s\text{ada}}}{b \cdot d} = \frac{3436,117}{400 \times 520} = 0,01652$$

$$\rho'_{\text{ada}} = \frac{A_{s'\text{ada}}}{b \cdot d} = \frac{1963,495}{400 \times 545} = 0,0944$$

$$\rho_{\text{ada}} - \rho'_{\text{ada}} = 0,01652 - 0,0944 = 0,00708 < \rho_{\text{maks}} = 0,0244 \Rightarrow \text{Aman}$$

Kontrol momen tersedia M_g^{+2}

$$A_s \text{ ada} = 4 \times A_d = 4 \times 490,874 \text{ mm}^2 = 1963,4954 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ ada} = 7 \times A_d = 7 \times 490,874 \text{ mm}^2 = 3436,1173 \text{ mm}^2$$

2 Prinsip perhitungan M_g^+ sama dengan menghitung M_g^- tetapi nilai A_s' pada M_g^- menjadi A_s pada M_g^+ dan nilai A_s pada M_g^- menjadi A_s' pada M_g^+

$$d' = 80 \text{ mm}$$

$$z = 55 \text{ mm}$$

$$d = h - z = 600 - 55 = 545 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \times 30 \times (0,85c) \times 400 = 8670 c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot \epsilon_c \cdot E_s \cdot \frac{c - d'}{c} = 1963,4954 \times 0,003 \times 200000 \times \frac{c - 80}{c} \\ &= 1178097,24 \frac{c - 80}{c} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 1963,4954 \times 400 = 2061670,179$$

Keseimbangan gaya

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$8670 c + 1178097,24 \frac{c - 80}{c} - 2061670,179 = 0$$

$$8670 c^2 - 1276272,016c - 2061670,179 = 0$$

$$c_1 = 82,733 \text{ mm}$$

$$c_2 = -229,9385 \text{ mm}$$

pakai nilai $c = 82,733 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{c - 80}{c} \times \epsilon_c \times E_s = \frac{82,733 - 80}{82,733} \times 0,003 \times 200000 \\ &= 19,81993 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_s' \text{ pakai} = f_s' = 19,81993 \text{ MPa}$$

$$a = 0,85 c = 0,85 \times 82,733 = 82,733 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = M_n^+ = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{a}{2})) + (A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d'))$$

$$= (0,85 \times 30 \times 82,733 \times 400 (545 - \frac{82,733}{2})) + (3436,1173 \times$$

$$19,81993 \times (545 - 80))$$

$$= 397,373 \text{ KNm}$$

$$0,8 M_g^+ = 0,8 \times 397,373 = 317,8981 \text{ KNm}$$

b. Tulangan lapangan balok (Mu^+)

Dari hasil perhitungan SAP 2000 mendapatkan nilai Mu terbesar dari

Combo 1 yakni $1,2 Q_D + 1,6 Q_L$ dengan parameter:

$$Mu = 247,17 \text{ KNm}$$

$$fc' = 30 \text{ Mpa, maka } \beta_1 = 0,85$$

Perhitungan:Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{500 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

$$\rho = 0,50 \rho_{\text{balance}} = 0,50 \times 0,0325 = 0,0163$$

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$d = 520 \text{ mm}$$

$$cb = \frac{\epsilon_c \cdot Es}{\epsilon_c \cdot Es + fy} x d = \frac{0,003 \times 200000}{(0,002 \times 200000) + 400} \times 520 = 312 \text{ mm}$$

$$a_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \beta \cdot cb = 0,75 \times 0,85 \times 312 = 198,9 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\frac{247,17 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 400 \left(520 - \frac{a}{2} \right)$$

$$5100 a^2 - 5304000 a + 3 \cdot 8962500 = 0$$

$$a_1 = 978,0602 \text{ mm}$$

$$a_2 = 61,9398 \text{ mm}$$

$$\text{pakai nilai } a = 61,9398 \text{ mm} < a_{\text{maks}} = 198,9 \text{ mm}$$

apabila nilai $a < a_{\text{maks}}$ merupakan tulangan sebelah

Keseimbangan gaya

$$Cc = Ts$$

$$0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 61,9398 \times 400}{400} = 1579,466 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan (\emptyset) = D25

$$\text{Luas 1 tulangan } (A_d) = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

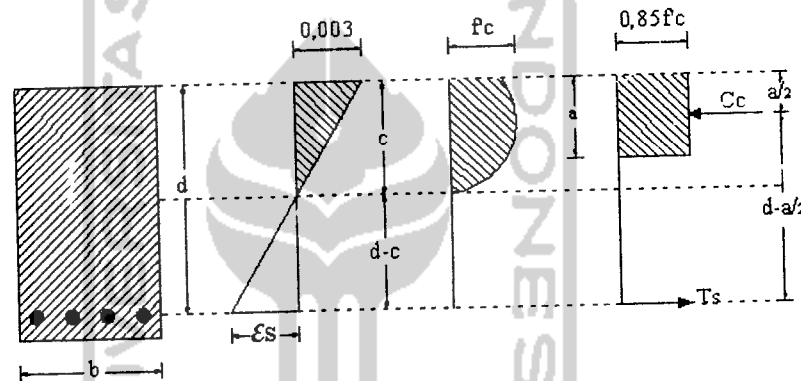
$$\text{Jumlah tulangan perlu } (n) = \frac{A_s}{A_d} = \frac{1579,466}{490,874} = 3,2177 \text{ buah} \sim 3 \text{ buah}$$

maka tulangan desak digunakan 3D25.

$$\text{Luas tulangan ada } (A_s \text{ ada}) = n \cdot A_d = 3 \times 490,874 \text{ mm}^2 = 1963,495 \text{ mm}^2$$

Kontrol momen tersedia

Distribusi tegangan-regangan pada balok lapangan dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut ini.



Gambar 5.15 Distribusi tegangan-regangan balok bertulang rangkap
(sumber: SNI 03-2847-2002)

$$A_s \text{ ada} = 1963,495 \text{ mm}^2$$

Keseimbangan gaya

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_{s \text{ ada}} \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1963,495 \times 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 76,9998 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \times 30 \times 76,9998 \cdot \left(520 - \frac{76,9998}{2} \right)$$

$$= 378,16 \text{ mm}$$

$$0,8 M_n = 0,8 \times 378,16 = 302,5354 \text{ KNm} > M_u = 247,17 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Aman}$$

Secara teori, balok ini tidak memerlukan tulangan desak karena $a < a_{maks}$ tetapi untuk dapat memasang sengkang maka digunakan 2 buah tulangan dengan diameter yang sama dengan diameter tulangan tarik.

Jumlah maksimal tulangan dalam satu baris

$$\frac{b-55}{25+D} = \frac{400-55}{25+25} = 6,9 \text{ buah} \sim 6 \text{ buah}$$

c. Tulangan susut

Tulangan susut di lokasi proyek menggunakan diameter 13 m dengan f_y 400 Mpa. Luas minimum tulangan susut dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Luas minimum tulangan susut (Pasal 9.12)

Mutu baja (f_y)	Asst
BJTD 30	$0,0020 bh > 0,0014 bh$
BJTD 40	$0,0018 bh > 0,0014 bh$
\geq BJTD 40	$0,0018 b.h \left(\frac{400}{f_y} \right) > 0,0014 b.h$

Perhitungan:

$$Asst = 0,0018 b.h = 0,0018 \times 400 \times 600 = 432 \text{ mm}^2$$

$$Ad = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

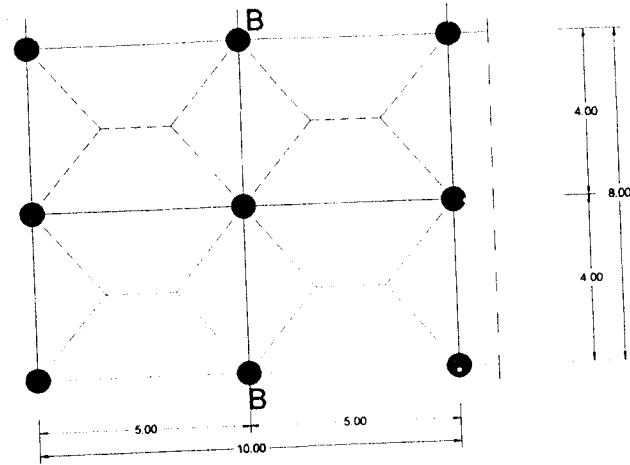
$$\text{Jumlah tulangan susut} = \frac{Asst}{Ad} = \frac{432}{132,732} = 3,2546 \text{ buah} \sim 4 \text{ buah}$$

5.6.2 Analisis Balok Bentang 4 m

Tahap analisis balok bentang 4 m yaitu:

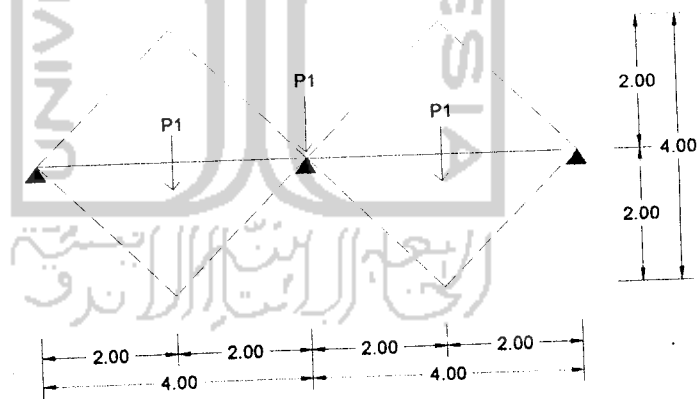
1. Pembebanan balok

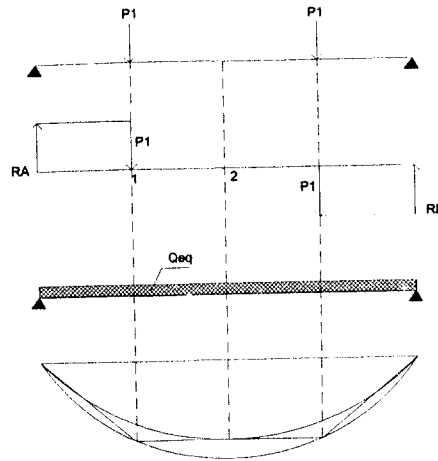
Balok menerima beban dari plat seluas segitiga di kedua sisi seperti pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Beban segitiga pada balok bentang 4 m

Potongan B-B merupakan balok dengan bentang 4 m. Balok tersebut menerima mekanisme pembebanan seluas segitiga. Apabila dilihat dari potongan melintang pada Gambar 5.17, masing-masing balok tersebut menerima 2 buah segitiga.





Gambar 5.17 Momen yang bekerja pada balok bentang 4 m

Pembebanan sebesar P1 dihitung melalui

$$P1 = 2 \times \frac{1}{2} \times 4 \times 2q = 8q$$

$$R_A = R_B = P1 = 8q$$

Berdasarkan gambar diatas maka momen maksimum

$$M_{maks} = P1 \cdot 2 = 8q \cdot 2 = 16q \text{ Tm}$$

Untuk menentukan q_{eq} balok dapat dicari melalui 2 cara yaitu:

a. Apabila $M_{maks} = M_2 = \frac{1}{8} q_{eq} \cdot L^2$

$$\frac{1}{8} q_{eq} \cdot 8^2 = 16q$$

$$q_{eq} = \frac{16q}{8} = 2q$$

b. Apabila M_{maks} di titik 1

$$M_{maks} = 4q_{eq} \cdot 2 - \frac{1}{2} \cdot q_{eq} \cdot 2^2$$

$$= 8q_{eq} - 2q_{eq}$$

$$16q = 6q_{eq}$$

$$q_{eq} = 2q$$

$$\text{rata-rata } q_{eq} = \frac{2q + 2q}{2} = 2q$$

Beban merata balok

$$\text{Beban mati}(Q_D) \text{ balok} = 2 \times 0,53 = 1,06 \text{ T/m'}$$

$$\text{Beban sendiri balok} = 0,4 \times 0,6 \times 1 \times 2,4 = 0,576 \text{ T/m'}$$

$$Q_{D \text{ total}} = 1,636 \text{ T/m'}$$

$$\text{Beban hidup } (Q_L) \text{ balok} = 2 \times 0,5 = 1 \text{ T/m'}$$

Beban titik P pada balok

$$P1 \text{ mati} = (2 \times \frac{1}{2} \times 4 \times 2 \times 0,53) + (0,4 \times 0,6 \times 4 \times 2,4) = 6,544 \text{ Ton}$$

$$P1 \text{ hidup} = 2 \times \frac{1}{2} \times 4 \times 2 \times 0,5 = 4 \text{ Ton}$$

Nilai beban merata dan beban titik pada balok kemudian dimasukkan ke program SAP 2000 sehingga mendapatkan $M^+ = 116,25 \text{ KNm} = 11,85 \text{ Tm}$ dan $M^- = 89,30 \text{ KNm} = 9,11 \text{ Tm}$.

2. Analisis tulangan balok bentang 4 m

Langkah-langkah analisis tulangan balok bentang 4 m sama dengan balok bentang 5 m. Hasil momen yang didapat dari SAP 2000 kemudian dihitung penulangan menggunakan bantuan program *Microsoft Excel 2003* antara lain:

- a. $M^+ = 116,25 \text{ KNm} = 11,85 \text{ Tm}$
 Tulangan desak = 2D25
 Tulangan tarik = 3D25
 Tulangan susut = 4P13
 Tulangan sengkang = P10-300
- b. $M^- = 89,30 \text{ KNm} = 9,11 \text{ Tm}$
 Tulangan desak = 2D25
 Tulangan tarik = 2D25
 Tulangan susut = 4P13
 Tulangan sengkang = P10-100

Ringkasan hasil tulangan balok disajikan dalam bentuk Tabel 5.5

Tabel 5.5 Ringkasan analisis tulangan balok

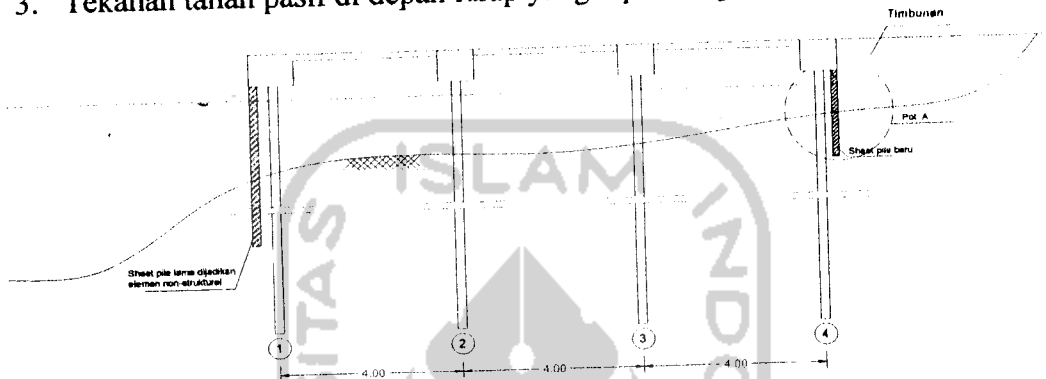
Balok	Tumpuan		Lapangan		Susut
	Atas	Bawah	Atas	Bawah	
B1 (5m)	7D25	4D25	2D25	4D25	4P13
B2 (4m)	3D25	2D25	2D25	2D25	4P13

Gambar potongan tulangan balok dapat dilihat pada lampiran gambar CAD.

5.7 Analisis Turap (Sheet Piling)

Turap merupakan konstruksi penahan tanah pada sisi belakang dermaga seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.18 dan Gambar 5.19. Analisis turap diperlukan perhitungan gaya-gaya luar yang bekerja pada bangunan yang terdiri dari:

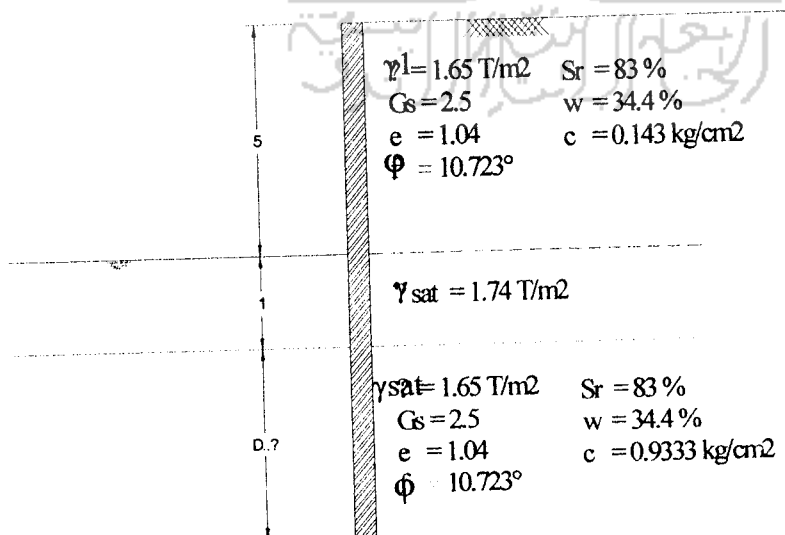
1. Tekanan air pada turap
2. Tekanan tanah aktif di belakang turap
3. Tekanan tanah pasif di depan turap yang dipancangkan ke dalam tanah



Gambar 5.18 Tampak samping denah turap dan tiang pancang beton bertulang

Sumber: Nota perencanaan pekerjaan detail engineering design (DED) dan supervisi perbaikan turap beton Sungai Musi dan Plaza di kawasan Benteng Kuto Besak-Palembang

Propertis tanah (*soil properties*) yang berada di depan dan dibedakan konstruksi turap disajikan dalam bentuk potongan A yang digambarkan pada Gambar 5.19 berikut ini.



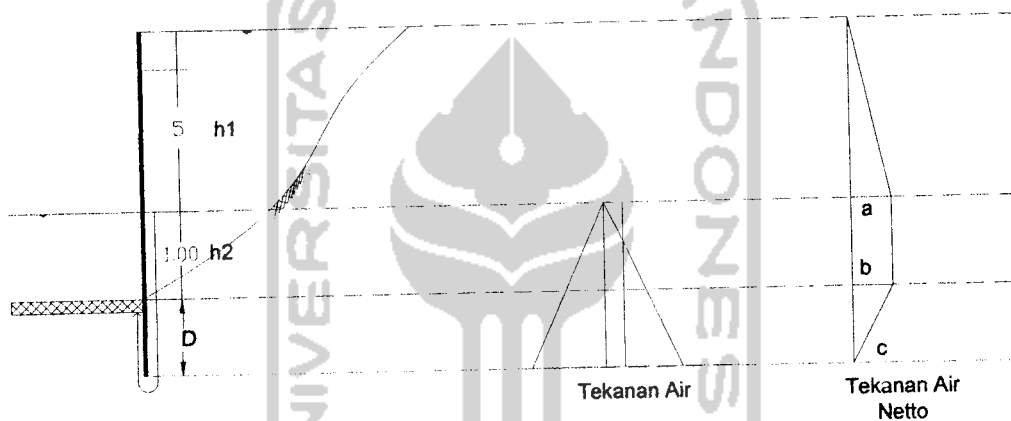
Gambar 5.19 Potongan A konstruksi turap beserta data tanah

Sumber: Nota perencanaan pekerjaan detail engineering design (DED) dan supervisi perbaikan turap beton Sungai Musi

Masing-masing analisis perhitungan tekanan yang bekerja pada turap dijelaskan di bawah ini.

5.7.1 Tekanan Air pada Turap

Tekanan air terjadi karena adanya perbedaan elevasi muka air di hulu dan hilir turap maka akan terjadi aliran air dari hulu dan hilir turap. Aliran air terjadi karena gradien hidraulis pada tanah lapis II dan III. Aliran air juga mengakibatkan pengurangan distribusi tekanan air dari sebesar a pada elevasi muka air di hilir turap menjadi b pada batas antara lapis II dan III dan akhirnya menjadi c pada ujung bawah turap. Gambar 5.20 menunjukkan distribusi tekanan air pada turap sisi belakang dermaga.



Gambar 5.20 Distribusi tekanan air pada turap

Hitungan tekanan a, b dan c dijelaskan sebagai berikut ini.

Koefisien permeabilitas lapis II = k_1

Koefisien permeabilitas lapis III = k_2

Gradien hidraulis lapisan II = i_1

Gradien hidraulis lapisan III = i_2

Tekanan tanah pada elevasi muka air hilir turap

$$a = h_1 \cdot \gamma_w = 5 \text{ m} \times 1 \text{ T/m}^3 = 5 \text{ T/m}^2$$

Kecepatan aliran adalah

$$v = k_1 \cdot i_1 = k_2 \cdot i_2$$

$$1,1 \cdot 10^{-2} i_1 = 1,1 \cdot 10^{-3} i_2$$

$$i_1 = \frac{1,1 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 10^{-2}} i_2$$

$$i_1 = 0,1 i_2$$

Tekanan a,

$$(h_1+h_2)i_1 + 2 i_2 D = a$$

$$6 (0,1.i_2) + 2 i_2 D = 5$$

$$0,6 i_2 + 2 i_2 D = 5$$

$$i_2 (0,6 + 2D) = 5$$

$$i_2 = \frac{5}{(0,6 + 2D)}$$

$$i_1 = 0,1 i_2$$

$$i_1 = 0,1 \left(\frac{5}{0,6 + 2D} \right) = \left(\frac{0,5}{0,6 + 2D} \right)$$

Tekanan b,

$$b = a - h_2 i_1$$

$$= 5 - 1 \left(\frac{0,5}{0,6 + 2D} \right) = \frac{5(0,6 + 2D) - 2,5}{0,6 + 2D}$$

$$= \frac{3 + 10D - 2,5}{0,6 + 2D} = \frac{1,5}{0,6 + 2D}$$

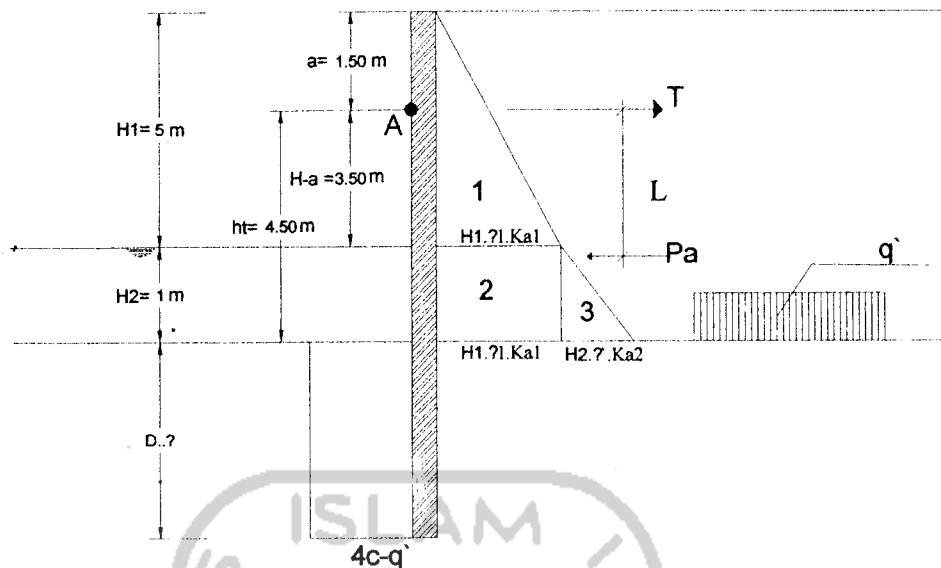
Tekanan c,

$$c = b - D i_2$$

$$= \frac{1,5}{0,6 + 2D} - D \frac{5}{0,6 + 2D} = \frac{1,5 - 5D}{0,6 + 2D}$$

5.7.2 Tekanan Tanah pada Turap

Tekanan tanah dipengaruhi oleh beban q diatas tanah timbunan. Gambar 5.21 menunjukkan distribusi tekanan tanah dan superposisi dengan tekanan air.



Gambar 5.21 Distribusi tekanan tanah turap diangker dengan metode ujung bebas

Analisis dan perancangan diambil dari data laboratorium yaitu kohesi $c = 0,933 \text{ kg/cm}^2$ dengan sudut gesek tanah ϕ bernilai $10,723^\circ$, karena tanah dianggap granuler. Koefisien tanah aktif dihitung sebagai berikut:

Koefisien tekanan tanah aktif Lapis I = Lapis II = Lapis III dihitung menggunakan rumus Rankine yaitu:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{10,723}{2} \right) = 0,687$$

Koefisien tekanan tanah pasif terjadi pada tanah lapis III dihitung menggunakan rumus Coloumb yaitu:

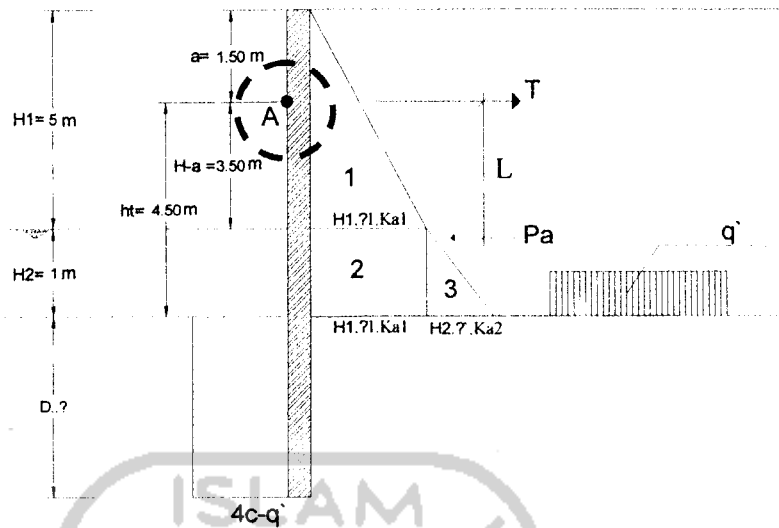
Bagian tanah dasar sungai yang datar (didepan turap)

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{10,723}{2} \right) = 1,457$$

Jumlah tekanan tanah aktif tanah di atas garis galian

$$q' = \sum \gamma_i \cdot H_i = (1,65 \times 5) + (1,74 \times 1) = 9,99 \text{ T/m}^2$$

Berdasarkan nilai tekanan air dan tekanan tanah, dihitung gaya-gaya dan momen terhadap titik A (perletakan pada sisi atas turap dan digambarkan pada Gambar 5.22).



Gambar 5.22 Perletakan momen titik A pada konstruksi turap

Hitungan tekanan tanah beserta momen ke-A disajikan pada Tabel 5.6 berikut ini.

Tabel 5.6 Hitungan tekanan tanah turap metode ujung bebas

No Diagram	p_a (T/m)	P_a (T/m ²)	Lengan terhadap A (m)	Momen ke-A (Tm)
1	$H1 \times \gamma \times Ka1$ $5 \times 1,65 \times 0,687 = 5,67$	$\frac{1}{2} \times H1 \times p_a$ $\frac{1}{2} \times 5 \times 5,67 = 14,175$	$\frac{1}{3} \times (H1-a)$ $\frac{1}{3} \times (5-1,5) = 1,167$	16,54
2	$H1 \times \gamma \times Ka2$ $5 \times 1,65 \times 0,687 = 5,67$	$H2 \times p_a$ $1 \times 5,67 = 5,67$	$(\frac{1}{2} \times H2) + (H-a)$ $(\frac{1}{2} \times 1) + 3,5 = 4$	22,68
3	$H2 \times \gamma' \times Ka2$ $1 \times (1,74-1) \times 0,687 = 0,51$	$\frac{1}{2} \times H2 \times p_a$ $\frac{1}{2} \times 1 \times 0,255$	$(\frac{2}{3} \times H2) + (H-a)$ $(\frac{2}{3} \times 1) + (3,5) = 4,16$	1,061
Σ		20,1		40,281

5.7.3 Kedalaman Turap yang dipancang

Kedalaman pemancangan turap ditentukan berdasarkan momen tekanan tanah pasif terhadap titik tumpu pada sisi atas harus lebih besar dari momen tekanan tanah aktif. Perbandingan antara kedua nilai tersebut harus lebih besar dari satu untuk memperhitungkan keamanan. Nilai keamanan antara 1,25 sampai dengan 1,50.

Titik tangkap resultan ΣPa

$$L \times \Sigma Pa = \Sigma Ma$$

$$L \times 20,1 \text{ T/m}^2 = 40,281 \text{ Tm}$$

$$L = 2,005 \text{ m}$$

Σ momen terhadap A = 0 maka

$$L \Sigma Pa - D(4c - \gamma H)(ht + \frac{1}{2} D) = 0$$

$$40,281 - D(4 \times 0,933 - 9,99)(3,5 + \frac{1}{2} D) = 0$$

$$40,281 - (6,258 D)(3,5 + 0,5 D) = 0$$

$$40,281 - (21,903 D + 3,13 D^2) = 0$$

$$40,281 - 21,903 D - 3,13 D^2 = 0$$

$$3,13 D^2 + 21,903 D - 40,281 = 0$$

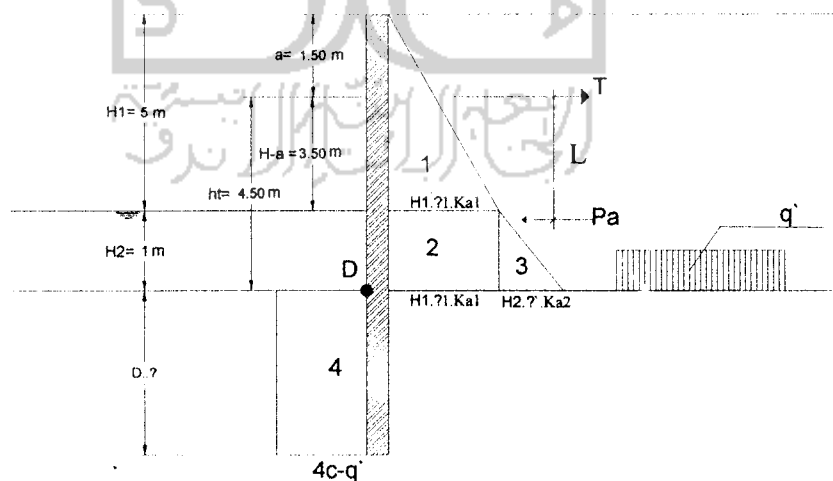
diperoleh nilai $D = 1,512 \text{ m}$

Dengan memperhitungkan faktor aman sebesar 1,4 maka kedalaman penetrasi

$$\text{turap} = 1,4 \times 1,512 = 2,117 \text{ m} \sim 2,2 \text{ m}$$

Panjang turap total yang dibutuhkan yaitu $2,2 + 5 + 1 = 8,2 \text{ m}$

Selain tinjauan perhitungan momen yang berada di atas konstruksi turap maka diperlukan analisis perhitungan momen yang berada di bawah konstruksi turap yang diberi notasi titik D dan digambarkan pada Gambar 5.23 berikut ini.



Gambar 5.23 Perletakan momen titik D pada konstruksi turap

Perhitungan jumlah momen terhadap ujung bawah turap (ΣM_D) disajikan pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Jumlah momen terhadap titik D

No Diagram	p_a (T/m)	P_a (T/m ²)	Lengan terhadap D (m)	Momen ke-D (Tm)
1	$H1 \times \gamma_1 \times Ka1$ $5 \times 1,65 \times 0,687 = 5,67$	$\frac{1}{2} \times H1 \times p_a$ $\frac{1}{2} \times 5 \times 5,67 = 14,175$	$\frac{1}{3} \times (H1-a)$ $\frac{1}{3} \times (5-1,5) = 1,167$	16,54
2	$H1 \times \gamma_1 \times Ka2$ $5 \times 1,65 \times 0,687 = 5,67$	$H2 \times p_a$ $1 \times 5,67 = 5,67$	$(\frac{1}{2} \times H2) + (H-a)$ $(\frac{1}{2} \times 1) + 3,5 = 4$	22,68
3	$H2 \times \gamma' \times Ka2$ $1 \times (1,74-1) \times 0,687 = 0,51$	$\frac{1}{2} \times H2 \times p_a$ $\frac{1}{2} \times 1 \times 0,255$	$(\frac{2}{3} \times H2) + (H-a)$ $(\frac{2}{3} \times 1) + (3,5) = 4,16$	1,061
4	$D \times \gamma' \times Ka2$ $2,2 \times (1,74-1) \times 0,687 = 1,12$	$D \times p_a$ $2,2 \times 1,12 = 2,464$	$\frac{1}{2} \times D$ $\frac{1}{2} \times 2,2 = 1,1$	2,710
Σ		22,564		40,992

Reaksi pada titik A yaitu:

$$40,992 = R_A \times (5+1+2,2)$$

$$R_A = \frac{40,992}{8,2} = 4,99 \text{ Ton}$$

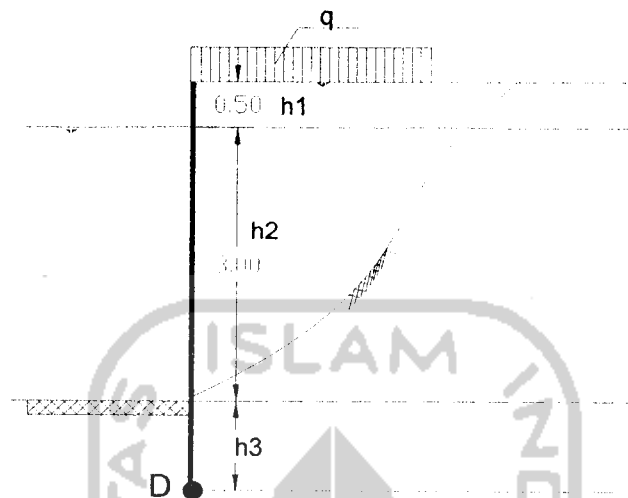
Tekanan hidrolis yang terjadi pada turap

$$\text{Tekanan a} = i_1 = 0,1 \left(\frac{5}{0,6 + 2D} \right) = \left(\frac{0,5}{0,6 + 2D} \right) = \left(\frac{0,5}{0,6 + (2 \times 2,2)} \right) = 0,1 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tekanan b} = \frac{1,5}{0,6 + 2D} = \frac{1,5}{0,6 + (2 \times 2,2)} = 0,3 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tekanan c} = \frac{1,5 - 5D}{0,6 + 2D} = \frac{1,5 - (5 \times 2,2)}{0,6 + (2 \times 2,2)} = -1,9 \text{ T/m}^2$$

Selain tinjauan perhitungan momen yang berada di atas konstruksi turap maka diperlukan analisis perhitungan momen yang berada di bawah konstruksi turap yang diberi notasi titik D dan digambarkan pada Gambar 5.23 berikut ini.



Gambar 5.23 Perletakan momen titik D pada konstruksi turap

Perhitungan jumlah momen terhadap ujung bawah turap (ΣM_{D_0}) disajikan pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Jumlah momen terhadap titik D

No	Gaya (Ton)	Lengan ke-D (m)	Momen (Tm)
1	0,00152	7,13	0,0108
2	0,00454	2,32	0,0105
3	0,468	1,32	0,6177
4	2,201	1,32	2,9053
5	7,956	3,73	29,676
6	-4,295	7,13	-30,623
7	-34,611	5,46	-188,977
8	5,379	4,96	26,679
9	-105,71	1,98	-209,3
10	1,143	1,32	1,5087
11	-3,48	2,32	8,0736
		ΣM_D	-359,4

Reaksi pada titik A_1 yaitu:

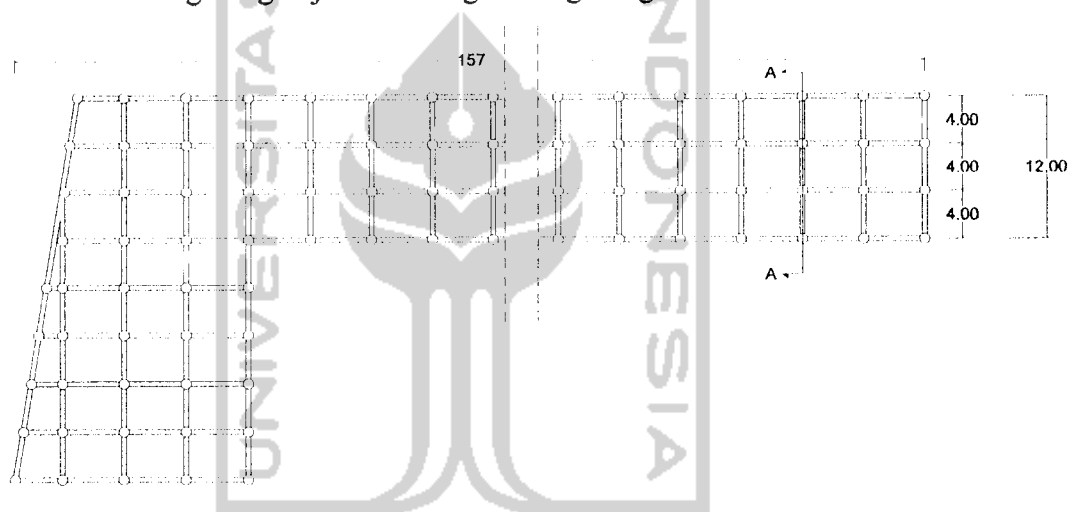
$$-359,4 = RA \times (3,96+3+0,5)$$

$$RA = \frac{-359,4}{7,46} = -48,177 \text{ Ton (tanda (-) memberikan pengertian}$$

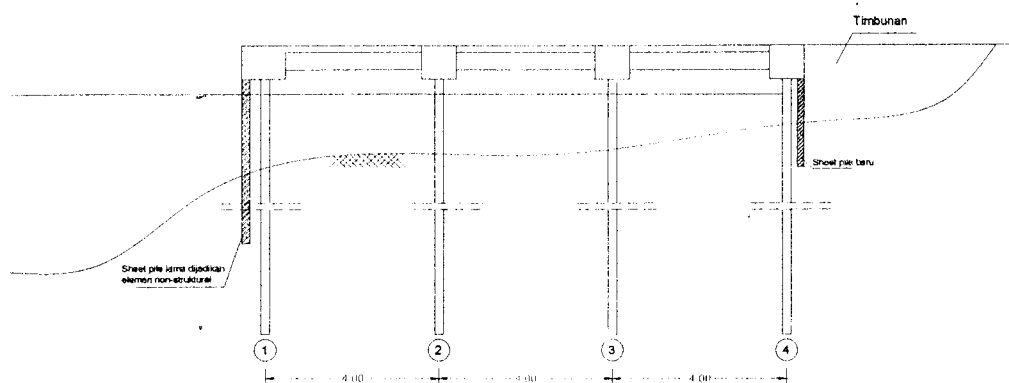
bahwa adanya gaya tarik yang bekerja dimulai dari kedalaman h dari permukaan).

5.8 Analisis Pondasi Tiang Turap

Analisis pondasi tiang turap yang terbuat dari beton bertulang berdasarkan potongan A-A yang ditunjukkan oleh denah penempatan pondasi tiang pada Gambar 5.24. Tampak potongan diperlihatkan pada Gambar 5.25, pondasi terdiri dari 4 buah tiang dengan jarak masing-masing tiang adalah 4 m.



Gambar 5.24 Denah penempatan pondasi tiang



Gambar 5.25 Potongan A-A pondasi tiang

5.8.1 Tegangan Ijin Tiang

Analisis tegangan ijin tiang dihitung berdasarkan hasil dari nilai gaya-gaya luar yang telah dianalisis dengan bantuan program SAP 2000. Analisis tersebut dihitung dari beban mati, beban hidup dan beban kombinasi. Perhitungan tegangan ijin tiang menggunakan diameter tiang 500 mm yang tertulis pada lampiran disain alternatif II pekerjaan DED dan supervisi perbaikan turap beton Sungai Musi dan Plaza. Hasil analisis disajikan pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Tegangan ijin tiang

Beban	Notasi	Satuan	No. Tiang			
			1	2	3	4
Comb 1 (1DL+1LL)	M	Tm	1.49	1.27	0.38	3.18
	N	Ton	12.30	26.79	27.27	13.29
	Z	cm ³	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm ²	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m ²	613.17	522.63	156.38	1308.64
	$\sigma_b = N/A$	T/m ²	736.09	1603.23	1631.96	795.33
	σ_{ca}	T/m ²	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m ²	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m ²	1.00	1.55	1.29	1.57
				Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Comb 2 (1,2DL+1,6LL+0,5EQ)	M	Tm	3.85	6.10	1.02	3.45
	N	Ton	17.85	37.52	38.39	18.76
	Z	cm ³	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm ²	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m ²	1584.36	41.15	419.75	1419.75
	$\sigma_b = N/A$	T/m ²	1068.22	2245.36	2297.43	1123.88
	σ_{ca}	T/m ²	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m ²	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m ²	1.98	1.64	1.96	1.89
			Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Comb 3 (1,05DL+1,05LL+0,5FQ)	M	Tm	3.39	0.28	1.11	2.47
	N	Ton	14.01	29.20	29.92	14.59
	Z	cm ³	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm ²	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m ²	1395.06	115.23	456.79	1016.46
	$\sigma_b = N/A$	T/m ²	838.42	1747.46	1790.54	873.13
	σ_{ca}	T/m ²	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m ²	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m ²	1.67	1.34	1.63	1.41
				Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman

Contoh perhitungan diambil pada tiang no 1 pada kombinasi pembebanan 1 (Comb 1) dan kombinasi pembebanan 2 (Comb 2). Gaya-gaya yang didapat diambil dari perhitungan SAP 2000 berupa:

Kombinasi pembebanan 1 (1 DL + 1 LL) pada tiang no.1

$$M = 1,49 \text{ Tm}$$

$$N = 12,30 \text{ Ton}$$

Data pondasi tiang turap yang berasal dari nota perencanaan tahun 2003 pekerjaan DED (*Detail Engineering Design*) berupa:

$$\text{Diameter luar} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang (A)} = 167,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Modulus penampang (Z)} = 2430 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{ca'} = 1300 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ba'} = 1400 \text{ T/m}^2$$

Perhitungan :

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} = \frac{1,49 \cdot 10^6 \text{ Tm}}{2430 \text{ cm}^3} = 613,17 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} = \frac{12,3 \cdot 10^3 \text{ Tm}}{167,10 \text{ cm}^2} = 736,09 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} = \frac{613,17 \text{ T/m}^2}{1300 \text{ T/m}^2} = 0,472$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} = \frac{736,09 \text{ T/m}^2}{1400 \text{ T/m}^2} = 0,526$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} = 0,472 + 0,526 = 1 \leq 1 \text{ (aman)}$$

Kombinasi pembebanan 2 (1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 EQ) pada tiang no.1

$$M = 3,85 \text{ Tm}$$

$$N = 17,85 \text{ Ton}$$

Data pondasi tiang turap yang berasal dari nota perencanaan tahun 2003 pekerjaan DED (*Detail Engineering Design*) berupa:

$$\text{Diameter luar} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang (A)} = 167,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Modulus penampang (Z)} = 2430 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{ca'} = 1300 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ba'} = 1400 \text{ T/m}^2$$

Perhitungan :

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} = \frac{3,85 \cdot 10^6 \text{ Tm}}{2430 \text{ cm}^3} = 1584,36 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} = \frac{17,85 \cdot 10^3 \text{ Tm}}{167,10 \text{ cm}^2} = 1068,22 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} = \frac{1584,36 \text{ T/m}^2}{1300 \text{ T/m}^2} = 1,2188$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} = \frac{1068,22 \text{ T/m}^2}{1400 \text{ T/m}^2} = 0,763$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} = 1,2188 + 0,763 = 1,98 > 1 \text{ (tidak aman)}$$

5.8.2 Analisis Kekuatan Pondasi Tiang

Kekuatan tiang dihitung berdasarkan pada PPBBI 1987. Kekuatan tiang dihitung tanpa ada momen lentur. Batang tekan digolongkan menjadi 3 macam yaitu:

1. Kolom pendek bila $\lambda s \leq 0,183$

3. Kolom langsing $1 \leq \lambda_s$

Perhitungan kolom akan diuraikan sebagai berikut ini.

Pondasi tiang nomor 1 s/d 4

Data yang berasal dari nota perencanaan DED yaitu:

Panjang tiang (l) = 22 m

$k = 0,8$ (jepit-sendiri)

$l_k = k.l = 0,8 \times 2200 = 1760$ cm

Sumber data pendukung yang diambil dari Tabel dimensi dan berat pipa-pipa baja yang dipergunakan sebagai tiang turap (*Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kazuto Nakazawa, dkk tahun 1990) adalah sebagai berikut:

$$I = 730,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^4$$

$$A = 167,1 \text{ cm}^2$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Momen inersia (i)} = \sqrt{\frac{730,1 \cdot 10^2}{167,1}} = 20,903 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1760}{20,903} = 84,1985 \text{ cm}$$

$$\text{angka kelangsingan kolom } \lambda_g = \pi \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2500}} = 108,827$$

$$\lambda_s = \frac{84,1985}{108,827} = 0,774$$

Nilai $\lambda_s = 0,774$ maka kolom tersebut merupakan kolom sedang karena terletak pada $0,183 < \lambda_s < 1$, sehingga faktor tekuk ω dihitung sebagai berikut

$$\omega = \frac{1,41}{1,593 - 0,774} = 1,723$$

untuk menjamin stabilitas kolom dalam segala hal maka kolom harus memenuhi

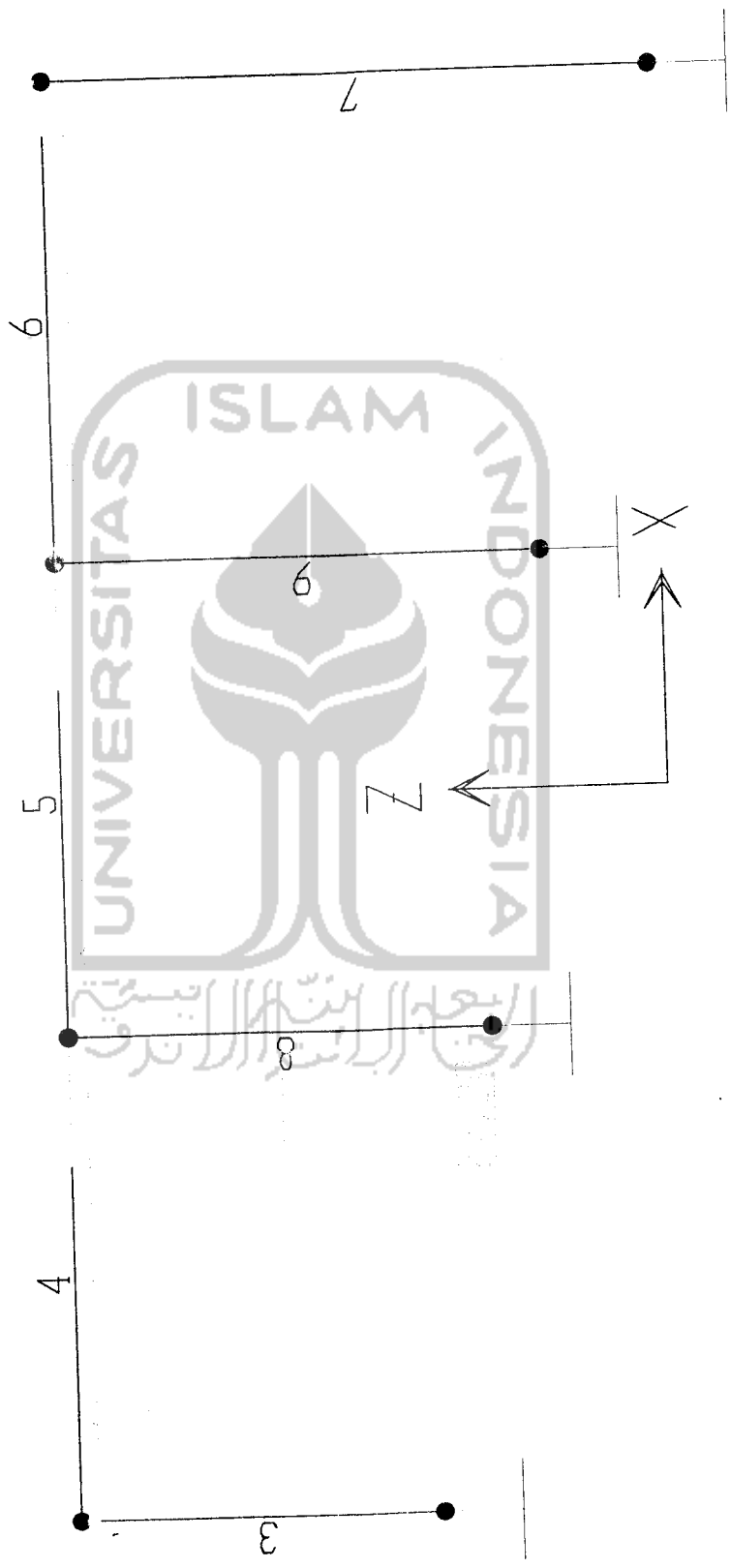
$$\text{syarat: } \omega \cdot \frac{P}{A} < \sigma_{ijin} \text{ sehingga}$$

$$P = \frac{\sigma_{ijin} \cdot A}{\omega} = \frac{1400 \times 167,1}{1,723} = 135774,812 \text{ Kg} = 135,775 \text{ Ton}$$

Jadi kekuatan pondasi tiang berdasarkan tinjauan kekuatan bahan sebesar 135,775 Ton, sebagai perbandingan untuk membandingkan kekuatan pondasi tiang maka hasil SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.26. Hasil SAP 2000 mendapatkan hasil sebesar 29,92 Ton maka syarat $P_{SAP} < P_{\text{kekuatan bahan}}$ terpenuhi yaitu $29,92 \text{ Ton} < 135,775 \text{ Ton}$



SAP2000



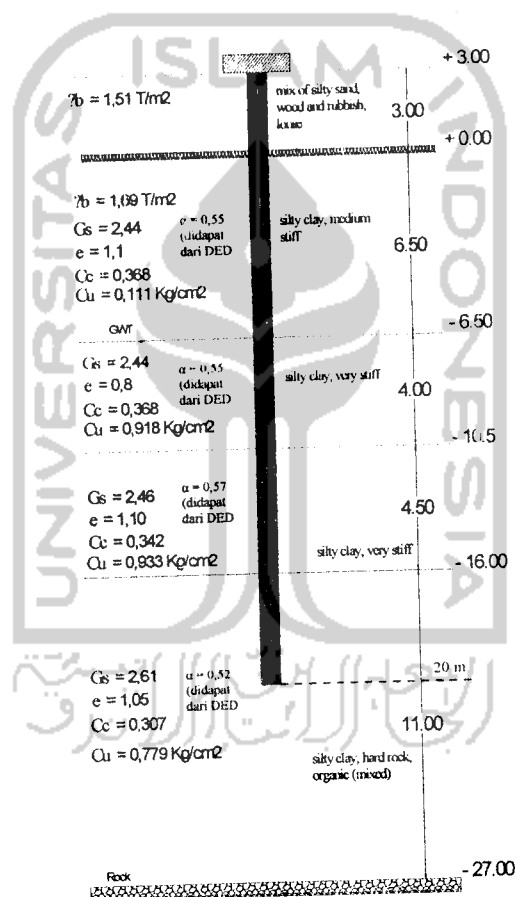
5.8.3 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung tiang pada konstruksi dermaga terdiri dari:

1. Analisis kapasitas dukung ujung pondasi tiang dengan metode Meyerhof (Q_p)
2. Analisis kapasitas dukung selimut tiang / tahanan geser tiang (Q_s)
3. Analisis kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

Masing-masing analisis kapasitas dukung pondasi tiang diuraikan sebagai berikut.

1. Analisis kapasitas dukung ujung pondasi tiang dengan metode Meyerhof (Q_p)
- Karakteristik tanah dan posisi pondasi di lokasi dermaga digambarkan pada Gambar 5.27.



Gambar 5.27 Potongan pondasi tiang beserta data tanah

Maka nilai kapasitas dukung pondasi menurut rumus Meyerhof yaitu:

$$Q_p = N \cdot c \cdot c_u \cdot A_p = 9 \cdot c_u \cdot A_p$$

$$Q_p = 9 \times 0,933 \text{ T/m}^2 \times \left(\frac{1}{4} \pi 0,5^2\right) \text{m}^2 = 1,6488 \text{ Ton}$$

2. Analisis kapasitas dukung selimut tiang / tahanan geser tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang dihitung menggunakan rumus:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f$$

$$f = \alpha \cdot C_u$$

analisis kapasitas dukung selimut tiang dihitung berdasarkan tiap lapis tanah.

Contoh perhitungan kapasitas dukung selimut tiang diambil pada tiang nomor 1 sebagai berikut.

Pondasi tiang nomor 1

Diameter tiang = 500 mm = 0,5 m

Jari-jari = 0,25 m

Keliling = $2 \times \pi \times 0,5 \text{ m} = 1,571 \text{ m}$

Lapisan tanah nomor 1 (+ 0,00 s/d - 6,5 m)

$\Delta L = 6,5 \text{ m}$

$C_u = 0,111 \text{ Kg/cm}^2 = 1,111 \text{ T/m}^2$

$\alpha = 0,55$

$f = 1,111 \text{ T/m}^2 \times 0,55 = 0,611 \text{ T/m}^2$

$Q_s = 1,571 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} \times 0,611 \text{ T/m}^2 = 6,239 \text{ Ton}$

Lapisan tanah nomor 2 (- 6,5 m s/d -10,5 m)

$\Delta L = 4 \text{ m}$

$C_u = 0,918 \text{ Kg/cm}^2 = 9,18 \text{ T/m}^2$

$\alpha = 0,57$

$f = 9,18 \text{ T/m}^2 \times 0,57 = 5,233 \text{ T/m}^2$

$Q_s = 1,571 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 5,233 \text{ T/m}^2 = 32,877 \text{ Ton}$

Lapisan tanah nomor 3 (10,5 m s/d 16,00 m)

$\Delta L = 4,5 \text{ m}$

$C_u = 0,933 \text{ Kg/cm}^2 = 9,33 \text{ T/m}^2$

$\alpha = 0,62$

$f = 9,33 \text{ T/m}^2 \times 0,62 = 5,785 \text{ T/m}^2$

$Q_s = 1,571 \text{ m} \times 4,5 \text{ m} \times 5,785 \text{ T/m}^2 = 40,889 \text{ Ton}$

Lapisan tanah nomor 4 (16,00 m s/d -27,00 m)

$\Delta L = 11 \text{ m}$

$C_u = 0,779 \text{ Kg/cm}^2 = 7,79 \text{ T/m}^2$

$$\alpha = 0,62$$

$$f = 7,79 \text{ T/in}^2 \times 0,62 = 4,829 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1,571 \text{ m} \times 11 \text{ m} \times 4,829 \text{ T/m}^2 = 83,453 \text{ Ton}$$

Jumlah kapasitas dukung selimut tiang seluruhnya (ΣQ_s) adalah

$$6,233 \text{ Ton} + 32,877 \text{ Ton} + 40,889 \text{ Ton} + 83,45 \text{ Ton} = 163,45 \text{ Ton}$$

Ringkasan perhitungan daya dukung selimut tiang disajikan dalam bentuk Tabel 5.9 berikut ini.



Tabel 5.9 Ringkasan analisis kapasitas dukung selimut tiang

Parameter	No Tiang			
	1	2	3	4
Diameter (m)	0.5	0.5	0.5	0.5
Jari-jari r (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
Keiling (m)	1.571	1.571	1.571	1.571
Lapis 1				
Cu (Kg/cm ²)	0.111	0.918	0.933	0.933
α	0.55	0.55	0.58	0.58
f (T/m ²)	0.6105	5.049	5.4114	5.4114
ΔL (m)	6.5	8.5	10	11
Qs (Ton)	6.233	67.413	85.002	93.502
Lapis 2				
Cu (Kg/cm ²)	0.918	0.933	0.532	0.532
α	0.57	0.58	0.77	0.77
f (T/m ²)	5.2326	5.4114	4.0964	4.0964
ΔL (m)	4	5	3.5	3.5
Qs (Ton)	32.877	42.501	22.521	22.521
Lapis 3				
Cu (Kg/cm ²)	0.933	0.779	0.779	0.779
α	0.62	0.63	0.63	0.63
f (T/m ²)	5.7846	4.9077	4.9077	4.9077
ΔL (m)	4.5	5	4.5	4
Qs (Ton)	40.889	38.545	34.690	30.836
Lapis 4				
Cu (Kg/cm ²)	0.779	0.779	0.779	0.779
α	0.62	0.63	0.63	0.63
f (T/m ²)	4.8298	4.9077	4.9077	4.9077
ΔL (m)	11	10	9	8.5
Qs (Ton)	83.45	77.09	69.381	63.526
ΣQ_s (Ton)	163.45	225.55	211.59	212.39

3. Analisis kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

Kapasitas dukung ultimit tiang merupakan jumlah dari daya dukung ujung tiang dengan daya dukung selimut tiang, sehingga dapat dituliskan dengan rumus

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Contoh pada pondasi tiang 1

Q_p dengan metode Meyerhof = 1,649 Ton

Q_s total = 163,45 Ton

daya dukung ultimit tiang (Q_u) = 1,649 Ton + 163,45 Ton = 165,101 Ton
 Untuk perhitungan pondasi yang lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5.10 Ringkasan analisis kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

	No Tiang			
	1	2	3	4
Qs total (Ton)	163.45	225.55	211.59	212.39
Metode Meyerhof				
Qp (Ton)	1.649	1.649	1.649	1.649
Qu (Ton)	165.101	227.198	213.243	214.035

5.8.4 Analisis Penurunan Pondasi Tiang

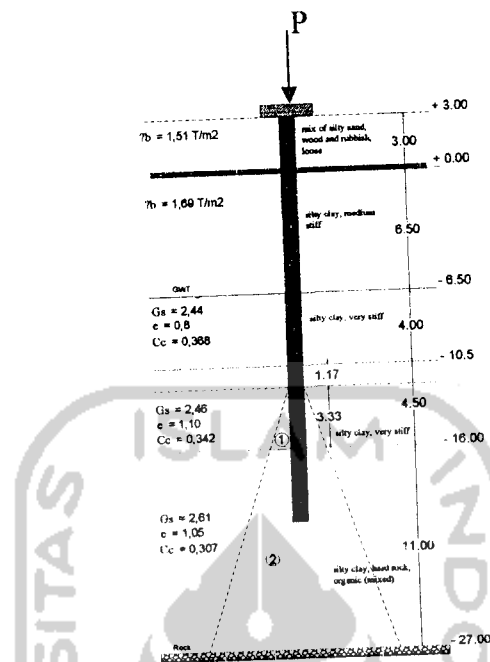
Penurunan tiang pancang pada tanah lempung dapat dihitung menggunakan metode distribusi tegangan 2:1. Penurunan konsolidasi pondasi tiang dihitung berdasarkan kondisi konsolidasi normal sehingga menggunakan rumus:

$$\Delta S_{(i)} = \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{o(i)}} \right]$$

Contoh analisis penurunan pondasi diuraikan seperti dibawah ini dan sketsa penurunan ditunjukkan pada Gambar 5.26, Gambar 5.27, Gambar 5.28 dan Gambar 5.29.

Perhitungan:

Parameter data pondasi tiang nomor 1 yang ditunjukkan pada Gambar 5.28 yaitu:



Gambar 5.28 Penurunan pondasi tiang no.1

Beban yang harus diterima (P)

- Berat pile cap

Volume pile cap x γ beton

$$0,95 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 2,28 \text{ Ton}$$

- Beban aksial dari SAP 2000

(lampiran analisis pondasi tiang turap) = 17,85 Ton

- Berat sendiri pondasi tiang

Volume pondasi tiang x γ beton

$$\left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,5^2\right) \times 20 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 9,43 \text{ Ton} +$$

$$\text{Beban total (P)} = 29,56 \text{ Ton}$$

Syarat pondasi tiang

$$= P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}}$$

$$= 29,56 \text{ Ton} \leq 135,775 \text{ Ton (Aman)}$$

Diameter pondasi tiang = 500 mm = 0,5 m

Luas penampang tiang (A) = $\frac{1}{4} \pi 0,5^2 = 0,1964 \text{ m}^2$

$$\gamma'_3 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,44-1}{1+0,8} \times 1 = 0,81 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_4 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,46-1}{1+1,10} \times 1 = 0,695 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_5 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,61-1}{1+1,05} \times 1 = 0,785 \text{ T/m}^3$$

Tegangan yang terjadi:

$$\Delta p_1 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B+2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{29,56}{(0,5+2 \tan 30 \times 1,665)^2} = 5,037 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_2 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B+2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{29,56}{(0,5+2 \tan 30 \times 8,84)^2} = 0,258 \text{ T/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif:

$$\begin{aligned} P_{O1} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (6,5 \times 1,69) + (4 \times 0,81) + \left((1,17 + \frac{3,34}{2}) \times 0,695 \right) \\ &= 20,7228 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{O2} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (6,5 \times 1,69) + (4 \times 0,81) + (4,5 \times 0,695) + \left(\frac{11}{2} \times 0,695 \right) \\ &= 25,705 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

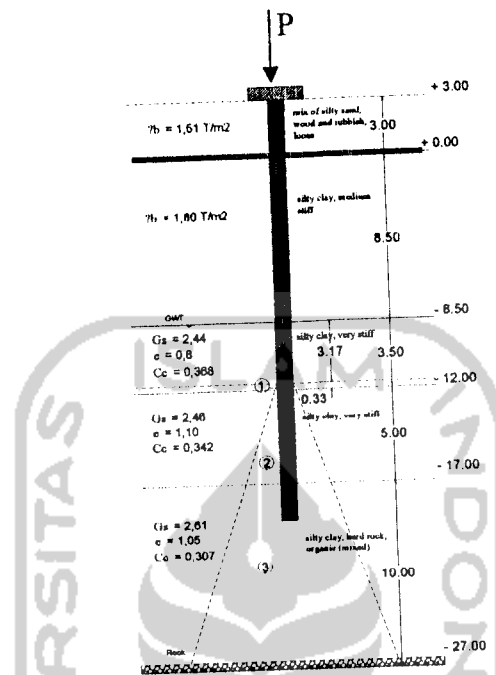
Penurunan (*settlement*):

$$\begin{aligned} \Delta S_{(1)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H(i)}{1+e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p(i)}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,342 \times 3,34}{1+1,10} \right] \log \left[\frac{20,7228 + 5,037}{20,7228} \right] = 0,544 \times \log 1,243 = 0,0514 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta S_{(2)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H(i)}{1+e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p(i)}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,307 \times 11}{1+1,05} \right] \log \left[\frac{25,705 + 0,258}{25,705} \right] = 1,647 \times \log 1,01 = 0,0072 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Penurunan total } \Delta s_{\text{total}} = \Delta s_1 + \Delta s_2 = 0,0514 + 0,0072 = 0,0586 \text{ m}$$

Parameter data pondasi tiang nomor 2 yang ditunjukkan pada Gambar 5.29 yaitu:



Gambar 5.29 Penurunan pondasi tiang no.2

Beban yang harus diterima (P)

- Berat *pile cap*

$$\text{Volume } \textit{pile cap} \times \gamma \text{ beton} = 2,28 \text{ Ton}$$

$$0,95 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$$

- Beban aksial

$$\text{(lampiran analisis pondasi tiang turap)} = 37,52 \text{ Ton}$$

- Berat sendiri pondasi tiang

$$\text{Volume pondasi tiang} \times \gamma \text{ beton} = 9,43 \text{ Ton}$$

$$\left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,5^2\right) \times 20 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Beban total (P)} = 49,23 \text{ Ton}$$

$$\text{Syarat pondasi tiang} = P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}}$$

$$= 49,23 \text{ Ton} \leq 135,775 \text{ (Aman)}$$

Diameter pondasi tiang = 500 mm = 0,5 m

Luas penampang tiang (A) = $\frac{1}{4} \pi 0,5^2 = 0,1964 \text{ m}^2$

$$\gamma'_3 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,44-1}{1+0,8} \times 1 = 0,81 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_4 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,46-1}{1+1,10} \times 1 = 0,695 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_5 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,61-1}{1+1,05} \times 1 = 0,785 \text{ T/m}^3$$

Tegangan yang terjadi:

$$\Delta p_1 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{49,23}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 0,165)^2} = 103,245 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_2 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{49,23}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 2,83)^2} = 3,477 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_3 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{49,23}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 10,33)^2} = 0,318 \text{ T/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif:

$$P_{O1} = \Sigma H \cdot \gamma = (3 \times 1,51) + (8,5 \times 1,80) + \left((3,17 + \frac{0,33}{2} \times 0,81) \right) \\ = 22,532 \text{ T/m}^2$$

$$P_{O2} = \Sigma H \cdot \gamma = (3 \times 1,51) + (8,5 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + \left(\frac{5}{2} \times 0,695 \right) \\ = 24,403 \text{ T/m}^2$$

$$P_{O3} = \Sigma H \cdot \gamma = (3 \times 1,51) + (8,5 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + (5 \times 0,695) + \left(\frac{10}{2} \times 0,785 \right) \\ = 30,065 \text{ T/m}^2$$

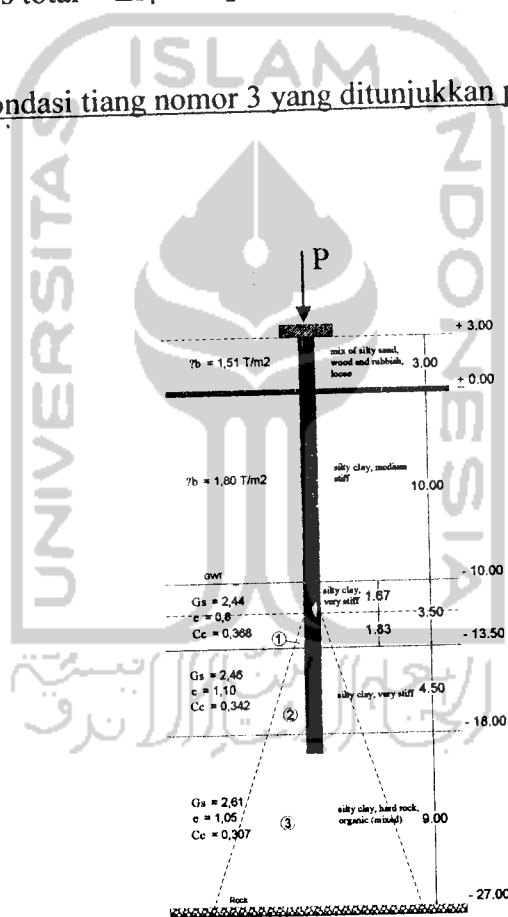
Penurunan (*settlement*):

$$\Delta S_{(i)} = \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{o(i)}} \right] \\ = \left[\frac{0,368 \times 3,5}{1 + 0,8} \right] \log \left[\frac{22,532 + 103,245}{22,532} \right] = 0,716 \times \log 5,582 = 0,535 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Delta S_{(2)} &= \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,342 \times 5}{1 + 1,10} \right] \log \left[\frac{24,403 + 3,477}{24,403} \right] = 0,814 \times \log 1,143 = 0,0471 \text{ m} \\ \Delta S_{(3)} &= \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,307 \times 10}{1 + 1,05} \right] \log \left[\frac{30,065 + 0,318}{30,065} \right] = 1,497 \times \log 1,011 = 0,0068 \text{ m}\end{aligned}$$

Penurunan total $\Delta s_{\text{total}} = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 = 0,535 + 0,0471 + 0,0068 = 0,5889 \text{ m}$

Parameter data pondasi tiang nomor 3 yang ditunjukkan pada Gambar 5.30 yaitu:



Gambar 5.30 Penurunan pondasi tiang no.3

Beban yang harus diterima (P)

- Berat pile cap

Volume pile cap x γ beton

$$0,95 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 2,28 \text{ Ton}$$

- Beban aksial

$$\text{(lampiran analisis pondasi tiang turap)} = 38,39 \text{ Ton}$$

- Berat sendiri pondasi tiang

Volume pondasi tiang x γ beton

$$\left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,5^2\right) \times 20 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 9,43 \text{ Ton} +$$

$$\text{Beban total (P)} = 50,10 \text{ Ton}$$

Syarat pondasi tiang

$$= P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}}$$

$$= 50,1 \text{ Ton} \leq 135,775 \text{ Ton (Aman)}$$

Diameter pondasi tiang = 500 mm = 0,5 m

Luas penampang tiang (A) = $\frac{1}{4} \pi 0,5^2 = 0,1964 \text{ m}^2$

$$\gamma'_3 = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2,44 - 1}{1 + 0,8} \times 1 = 0,81 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_4 = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2,46 - 1}{1 + 1,10} \times 1 = 0,695 \text{ T/m}^3$$

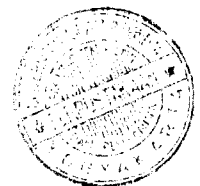
$$\gamma'_5 = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2,61 - 1}{1 + 1,05} \times 1 = 0,785 \text{ T/m}^3$$

Tegangan yang terjadi:

$$\Delta p_1 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{50,1}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 0,915)^2} = 20,678 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_2 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{50,1}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 2,25)^2} = 5,22 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_3 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{50,1}{(0,5 + 2 \tan 30^\circ \times 4,5)^2} = 1,544 \text{ T/m}^2$$



Tegangan vertikal efektif:

$$\begin{aligned}
 P_{O1} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (10 \times 1,80) + \left((1,67 + \frac{1,83}{2}) \times 0,81 \right) \\
 &= 24,624 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{O2} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (10 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + \left(\frac{4,5}{2} \times 0,695 \right) \\
 &= 26,928 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{O3} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (10 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + (4,5 \times 0,695) + \left(\frac{9}{2} \times 0,785 \right) \\
 &= 32,025 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

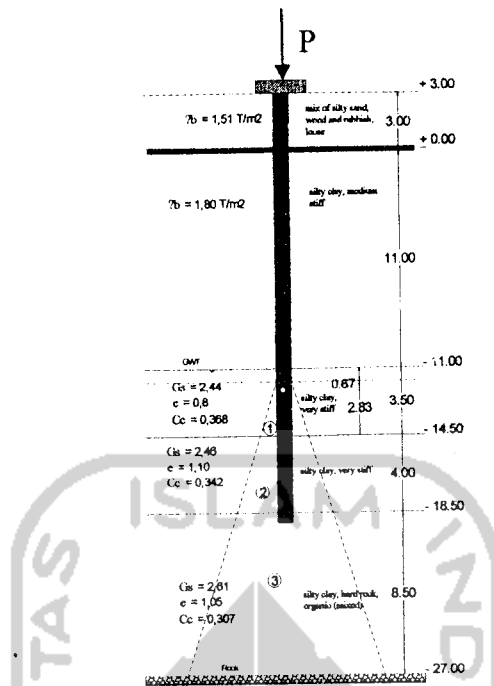
Penurunan (*settlement*):

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{(1)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\
 &= \left[\frac{0,368 \times 3,5}{1 + 0,8} \right] \log \left[\frac{24,624 + 20,678}{24,624} \right] = 0,716 \times \log 1,84 = 0,189 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{(2)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\
 &= \left[\frac{0,342 \times 4,5}{1 + 1,10} \right] \log \left[\frac{26,928 + 5,22}{26,928} \right] = 0,733 \times \log 1,194 = 0,056 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{(3)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\
 &= \left[\frac{0,307 \times 9}{1 + 1,05} \right] \log \left[\frac{30,025 + 1,544}{30,025} \right] = 1,347 \times \log 1,052 = 0,0294 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Penurunan total } \Delta s_{\text{total}} = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 = 0,189 + 0,056 + 0,0294 = 0,2744 \text{ m}$$



Gambar 5.31 Penurunan pondasi tiang no.4

Beban yang harus diterima (P)

- Berat pile cap

Volume pile cap x γ beton

$$0,95 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 2,28 \text{ Ton}$$

- Beban aksial

(lampiran analisis pondasi tiang turap)

$$= 18,78 \text{ Ton}$$

- Berat sendiri pondasi tiang

Volume pondasi tiang x γ beton

$$\left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,5^2\right) \times 20 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 9,43 \text{ Ton} +$$

$$\text{Beban total (P)} = 30,49 \text{ Ton}$$

Syarat pondasi tiang

$$= P_{yang \text{ terjadi}} \leq P_{kekuatan \text{ bahan}}$$

$$= 30,49 \text{ Ton} \leq 135,775 \text{ Ton (Aman)}$$

Diameter pondasi tiang = 500 mm = 0,5 m

Luas penampang tiang (A) = $\frac{1}{4} \pi 0,5^2 = 0,1964 \text{ m}^2$

$$\gamma'_3 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,44-1}{1+0,8} \times 1 = 0,81 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_4 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,46-1}{1+1,10} \times 1 = 0,695 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma'_5 = \frac{Gs-1}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2,61-1}{1+1,05} \times 1 = 0,785 \text{ T/m}^3$$

Tegangan yang terjadi:

$$\Delta p_1 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B+2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{30,49}{(0,5+2 \tan 30 \times 1,415)^2} = 6,696 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_2 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B+2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{30,49}{(0,5+2 \tan 30 \times 2)^2} = 3,863 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p_3 = \frac{P}{A'} = \frac{P}{(B+2 \tan \alpha \cdot z)^2} = \frac{30,49}{(0,5+2 \tan 30 \times 4,25)^2} = 1,043 \text{ T/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif:

$$\begin{aligned} P_{\alpha 1} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (11 \times 1,80) + \left((0,67 + \frac{2,83}{2} \times 0,81) \right) \\ &= 26,181 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\alpha 2} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (11 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + \left(\frac{4}{2} \times 0,695 \right) \\ &= 28,55 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\alpha 3} = \Sigma H \cdot \gamma &= (3 \times 1,51) + (11 \times 1,80) + (3,5 \times 0,81) + (4 \times 0,695) + \left(\frac{8,5}{2} \times 0,785 \right) \\ &= 33,281 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Penurunan (*settlement*):

$$\begin{aligned} \Delta S_{(1)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H_{(i)}}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,368 \times 3,5}{1 + 0,8} \right] \log \left[\frac{26,181 + 6,696}{26,181} \right] = 0,716 \times \log 1,255 = 0,071 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta S_{(2)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H(i)}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p(i)}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,342 \times 4}{1 + 1,10} \right] \log \left[\frac{28,55 + 3,683}{28,55} \right] = 0,648 \times \log 1,129 = 0,0342 \text{ m} \\ \Delta S_{(3)} &= \left[\frac{C_{\alpha(i)} \cdot H(i)}{1 + e_{\alpha(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{\alpha(i)} + \Delta p(i)}{P_{\alpha(i)}} \right] \\ &= \left[\frac{0,307 \times 8,5}{1 + 1,05} \right] \log \left[\frac{33,281 + 1,043}{33,281} \right] = 1,243 \times \log 1,032 = 0,0167 \text{ m}\end{aligned}$$

Penurunan total $\Delta s_{\text{total}} = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 = 0,071 + 0,0342 + 0,0167 = 0,122 \text{ m}$



BAB VI PEMBAHASAN

6.1 Konstruksi Dermaga di Kawasan Benteng Kuto Besak

Konstruksi yang berada di lokasi kawasan Benteng Kuto Besak merupakan konstruksi dermaga. Dermaga ini tidak digunakan untuk tempat bongkar-muat penumpang ataupun barang melainkan sebagai sarana objek wisata publik. Elemen-elemen yang dibangun pada kawasan ini sama dengan konstruksi dermaga pada umumnya, sehingga dermaga di kawasan Benteng Kuto Besak merupakan konstruksi dermaga tipe *Wharf*.

Dimensi dermaga ini dibangun dengan lebar pada sisi barat mempunyai lebar 12 m, sisi timur mempunyai lebar 32 m sedangkan panjang total dari dermaga yaitu 157 m. Konstruksi dermaga di kawasan ini diasumsikan sebagai tempat merapat kapal dengan panjang kapal (Loa) 120 m, bobot mati (DWT) sebesar 5000 Ton, lebar kapal (B) 16,9 m dengan kecepatan kapal berlabuh 15 cm/dtk atau 0,15 m/dtk.

Kawasan Palembang termasuk kawasan yang berada di zona V sehingga dalam analisis perhitungan konstruksi menggunakan koefisien gempa dasar C yaitu 0,05 dengan koefisien *importance* I 1,60.

6.2 Karakteristik Tanah dan Propertis Tanah (*Soil Properties*)

Keadaan geoteknik lapisan tanah di lokasi proyek memiliki 4 (empat) lapisan tanah yaitu:

1. Lapisan 1

Kedalaman 0.00 m sampai -6.00 m pada titik B3

Jenis lapisan penutup, sangat lunak terdiri dari bermacam-macam jenis tanah berupa sampah dan endapan yang belum mengeras.

2. Lapisan 2

Kedalaman -6.00 m sampai -7.00 m pada titik B3 dan -3.50 m sampai 8.50 m di titik B4

Jenis lapisan *silty clay* dari *medium stiff* di B3 sampai *very soft* di B4, mempunyai N value 0, *cone resistance* 0-5 kg/cm².

3. Lapisan 3

Kedalaman -7.00 m sampai -14.50 m pada titik B4

Jenis lapisan *silty clay, very soft* mempunyai N value 16-40, *cone resistance* 50 sampai > 100 kg/cm².

4. Kedalaman -6.00 m sampai -13.00 m pada titik B3 dan -14.50 m sampai -26.00 m di B4.

Jenis lapisan *silty clay, hard* mempunyai N value 39-56

Parameter yang digunakan di lapangan berupa nilai sudut gesek dalam ϕ sebesar 8° dan nilai kohesi c sebesar 0,143 kg/cm². Perencanaan jangka panjang menggunakan nilai sudut gesek dalam ϕ sebesar 20° dan nilai kohesi $c = 0$ dengan pertimbangan keamanan (Braja M Das, 1941).

Elevasi permukaan tanah sangat berbeda-beda sehingga letak penahan lateral berada jauh dari bibir sungai (sekitar 12 m ke arah darat) sehingga ketinggian timbunan sangat berkurang dari 8 m. menjadi sekitar 2m. Hal ini mengakibatkan tekanan horisontal tanah cukup kecil.

6.3 Mekanisme Pembebanan

Beban yang bekerja pada konstruksi dermaga terdiri dari 2 (dua) macam yaitu beban horisontal dan beban vertikal. Pembebanan dihitung menggunakan metode analisis statik 3D. Beban vertikal terdiri dari beban mati, beban hidup. Beban mati yang bekerja berupa beban bangunan berupa beban plat *overtopping* dan beban plat *precast* sedangkan beban hidup berupa beban orang dan air hujan dengan batas toleransi setebal 20 cm. Mekanisme pembebanan pada konstruksi dermaga dihitung berdasarkan beban portal as-1 s/d as-27.

Beban horisontal berupa beban akibat gaya lateral yang bekerja pada sisi luar dermaga atau sisi sebelah selatan. Beban akibat gaya lateral mempunyai 5 (lima) macam beban antara lain:

1. beban akibat benturan kapal sebesar 4,62 Ton,
2. beban akibat angin sebesar 64,968 Ton,

3. beban akibat arus sebesar 72,4,83 Ton,
4. beban akibat tarikan kapal sebesar 50 Ton,
5. beban akibat gempa sebesar 59,783 Ton.

Kelima beban akibat gaya lateral merupakan asumsi dasar untuk menganalisis beban yang bekerja pada dermaga dimana pada kondisi eksisting kelima gaya tersebut tidak diperhitungkan. Beban yang diperhitungkan dalam perencanaan pada tahun 2003 hanya memperhitungkan beban vertikal saja.

6.4 Plat Lantai

6.4.1 Kondisi Eksisting Plat Lantai

Pembebanan plat lantai dihitung berdasarkan beban mati dan beban hidup. Beban mati terdiri dari beban sendiri beton sebesar $0,29 \text{ T/m}^2$ dan beban tambahan sebesar $0,23 \text{ T/m}^2$ sedangkan beban hidup berupa beban hidup sebesar $0,475 \text{ T/m}^2$ dan beban air hujan sebesar $0,475 \text{ T/m}^2$. Kombinasi pembebanan menggunakan 2 macam kombinasi yaitu $1,3Q_D + 2,17 Q_L$ dan $1,3Q_D + 1,3Q_L + 1,3 S$. Sesuai konsep PBI 1971, momen yang bekerja didaerah tumpuan $M_{tump} = 1/10 \times Q_u \times L^2$. Momen yang bekerja di daerah lapangan $M_{lap} = 1/12 \times Q_u \times L^2$. Hasil momen maksimum yang diambil menurut nota perencanaan pekerjaan DED diambil dari kombinasi pembebanan $1,3Q_D + 2,17 Q_L$ senilai $1,70 \text{ T/m}$.

Kondisi eksisting plat lantai dermaga mempunyai dimensi $5 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ dengan tebal 150 mm dan plat tersebut terjepit penuh di setiap sisinya. Diameter tulangan pokok menggunakan P8 dengan jarak 300 (P8-300) dengan karakteristik tegangan leleh baja $f_y = 390 \text{ Mpa}$ dan karakteristik tegangan desak beton $f'_c = 24,61 \text{ Mpa}$.

6.4.2 Analisis Ulang Plat Lantai

Perhitungan pembebanan plat dihitung berupa beban mati (Q_D) dan beban hidup (Q_L). Beban mati terdiri dari:

1. beban plat = $0,36 \text{ T/m}^2$,
2. *overtopping* = $0,12 \text{ T/m}^2$,
3. beban lain-lain = $0,05 \text{ T/m}^2$.

sehingga jumlah keseluruhan beban mati senilai $0,53 \text{ T/m}^2$ sedangkan beban hidup sebesar $0,7 \text{ T/m}^2$. Kombinasi pembebanan menggunakan satu kombinasi yaitu:
 $Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L$.

Perhitungan momen menurut PBI 1971 dihitung sebagai konstruksi plat yang terjepit penuh di setiap sisi. Momen yang bekerja terdiri dari M_{lx_u} , M_{ly_u} , M_{tx_u} , M_{ty_u} . Hasil dari setiap momen yaitu:

1. $M_{lx_u} = 677,792 \text{ Kgm/m}$
2. $M_{ly_u} = 488,032 \text{ Kgm/m}$
3. $M_{tx_u} = -1527,904 \text{ Kgm/m}$
4. $M_{ty_u} = -1298,144 \text{ Kgm/m}$

Setiap perletakan momen tersebut menghasilkan diameter dan jarak tulangan yang digunakan pada plat lantai. Hasil dari perhitungan tulangan maka didapat tulangan pokok $St_x = P10-100$; $St_y = P10-120$; $Sl_x = P10-200$; $Sl_y = P10-300$. Karakteristik tegangan leleh baja f_y sebesar 240 Mpa dan kuat desak beton $f_c = 30 \text{ Mpa}$.

Proses analisis ulang plat lantai yang dikerjakan oleh penulis mempunyai keuntungan karena gaya lateral diasumsikan terdapat gaya gempa, gaya benturan kapal, gaya angin, gaya tarikan kapal dan plat dihitung memperhatikan momen-momen yang bekerja pada plat yang terjepit penuh di setiap sisinya.

6.5 Balok Bentang 5 m

6.5.1 Kondisi Eksisting

Menurut nota perencanaan pekerjaan DED, pembebanan balok bentang 5 m dihitung sebagai beban merata sebesar 2100 Kg/m . Asumsi pembebanan pada kondisi eksisting terdiri dari:

1. plat *precast* + beton *topping* = 260 Kg/m^2 ,
2. beban hidup saat pengecoran = 150 Kg/m^2 ,
3. berat balok *precast* = 460 Kg/m .

Momen maksimum berada ditengah bentang sebesar $9,84 \text{ Tm}$ dan momen maksimum di tumpuan yaitu $9,015 \text{ Tm}$. Ukuran balok bentang 5 m

menggunakan ukuran 40/60. Tulangan tarik menggunakan 4D25 dan tulangan desak menggunakan 2D25.

6.5.2 Analisis Ulang Balok

Perhitungan pembebanan balok dengan ukuran 40/60 sepanjang 5 m menggunakan prinsip beban merata plat seluas trapesium di kedua sisi. Beban titik diperhitungkan dengan jarak 1 m dari titik tumpuan yang dinotasikan sebagai P1 dan 2,25 m dari titik tumpuan dinotasikan sebagai P2. Beban merata dan beban titik dibedakan atas 2 (dua) macam beban yaitu beban mati dan beban hidup.

Hasil dari beban merata balok yang terdiri beban mati dan beban hidup adalah

1. Beban Mati (O_D) = 2,01 T/m'
2. Berat sendiri balok = 0,576 T/m'
3. Beban mati total ($Q_{D \text{ total}}$) = 2,586 T/m'
4. Beban Hidup (Q_L) = 1,895 T/m'

Sedangkan hasil dari beban titik P pada balok adalah

1. P1 mati = 10,344 Ton
2. P2 mati = 5,172 Ton
3. P1 hidup = 7,58 Ton
4. P2 hidup = 3,79 Ton

Nilai beban merata dan beban titik pada balok kemudian dimasukkan ke program SAP 2000 sehingga mendapatkan $M^+ = 249,14 \text{ KNm} = 25,4 \text{ Tm}$ dan $M^- = 499,78 \text{ KNm} = 50,96 \text{ Tm}$.

Momen ultimit yang berasal dari SAP 2000 (M_u^-) sebesar 486,06 KNm menghasilkan disain tulangan tumpuan dengan tulangan pokok desak beton menggunakan 4D25 sedangkan tulangan tarik beton menggunakan 7D25. Disain tulangan tersebut berada pada sisi tumpuan.

Momen ultimit bernilai positif (M_u^+) yang berada pada sisi lapangan bernilai 247,17 KNm. Disain tulangan rangkap berupa tulangan pokok desak menggunakan 3D25 dan tulangan tarik menggunakan 2D25.

Tulangan susut menggunakan jenis tulangan ulir diameter 13 mm. Jumlah tulangan ulir yang dipasang sebanyak 4 buah. Karakteristik tegangan leleh baja $f_y = 400$ Mpa.

Keuntungan analisis ulang balok bentang 5 m yaitu penulangan pada sisi lapangan mempunyai tulangan yang lebih hemat dari pada tulangan yang digunakan di lapangan. Sisi tumpuan mengalami selisih satu tulangan yaitu pada di lapangan menggunakan 6D25 tetapi setelah didisain ulang mendapatkan jumlah tulangan 7D25.

6.6 Balok Bentang 4 m

6.6.1 Kondisi Eksisting

Kondisi penulangan balok bentang 4 m didisain sama dengan balok bentang 5m. Momen maksimum berada ditengah bentang sebesar 9,84 Tm dan momen maksimum di tumpuan yaitu 9,015 T/m. Ukuran balok bentang 5 m menggunakan ukuran 40/60. Tulangan tarik menggunakan 4D25 dan tulangan desak menggunakan 2D25.

6.6.2 Analisis Ulang Balok

Balok menerima pembebanan dari plat seluas segitiga di kedua sisi, maka mekanisme pembebanan dihitung sebagai beban merata balok dan beban titik yang bekerja di tengah bentang. Beban merata yang bekerja pada bentang 4 m yaitu:

1. Beban mati (Q_D) balok = 1,06 T/m'

2. Beban sendiri balok = 0,576 T/m' +

$$Q_{D \text{ total}} = 1,636 \text{ T/m'}$$

3. Beban hidup (Q_L) balok = 2 x 0,5 = 1 T/m'

sedangkan beban titik berupa P1 dan P2 yaitu:

1. P1 mati = 6,544 Ton

2. P1 hidup = 4 Ton

Hasil momen dan disain tulangan pokok yaitu:

1. $M^+ = 116,25 \text{ KNm} = 11,85 \text{ Tm}$

Tulangan desak = 2D25

Tulangan tarik = 3D25

Tulangan susut = 4P13

2. $M^- = 89,30 \text{ KNm} = 9,11 \text{ Tm}$

Tulangan desak = 2D25

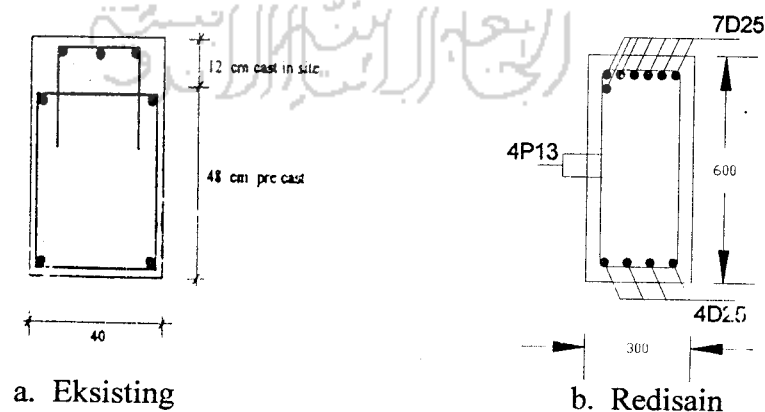
Tulangan tarik = 2D25

Tulangan susut = 4P13

Kondisi eksisting dengan redisain memiliki persamaan yaitu:

1. diameter tulangan pokok menggunakan D25
2. diameter tulangan susut menggunakan P13

Hasil redisain mempunyai tulangan yang lebih hemat dibanding dengan kondisi eksisting. Perbedaan hasil tersebut dipengaruhi oleh mekanisme analisis. Eksisting menggunakan metode analisis SANS Pro dan redisain menggunakan SAP 2000. Eksisting balok dibedakan dengan 2 jenis pengecoran yaitu *cast in place* dan balok *pre cast*, sedangkan redisain mengasumsikan bahwa balok didisain menggunakan balok *cast in place*. Contoh perbedaan tulangan balok dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6.1 Penampang balok eksisting dan redisain

6.7 Turap (*Sheet Piling*)

6.7.1 Kondisi Eksisting

Analisis eksisting pada turap menurut nota perencanaan pekerjaan DED menggunakan metode ujung bebas (*free end method*). Parameter tanah terdiri dari 3 lapis dengan mengasumsikan sifat kohesif tanah diabaikan, tanah dianggap granular dengan $c = 0$ dan nilai sudut gesek dalam $\phi = 20^\circ$. Asumsi tersebut digunakan sebagai perencanaan jangka panjang dengan mempertimbangkan dari aspek keamanan maka nilai koefisien tekanan tanah aktif (K_a) sebesar 0,49 dan koefisien tekanan tanah pasif (K_p) = 2,04.

Tekanan tanah aktif yang bekerja pada sisi belakang turap sebesar 15,884 Ton sedangkan tekanan tanah pasif yang bekerja di depan turap sebesar 6,176 Ton. Gaya reaksi tumpuan yang harus diterima adalah 9,174 Ton. Faktor keamanan (SF) yang diambil oleh perencana sebesar 1,2 sehingga menghasilkan nilai kedalaman turap (*sheet pile*) yang harus dipancang sedalam 5,98 m.

6.7.2 Analisis Ulang Turap (*Sheet Piling*)

Analisis ulang mempertimbangkan perhitungan gaya-gaya luar yang bekerja pada bangunan yang terdiri dari:

1. Tekanan air pada turap
2. Tekanan tanah aktif di belakang turap
3. Tekanan tanah pasif didepan turap yang dipancang ke dalam tanah

Parameter tanah yang digunakan sama dengan parameter yang digunakan pada kondisi eksisting. Analisis ini menggunakan asumsi sifat kohesif tanah dengan $c = 0,933$ dan nilai sudut gesek dalam $\phi = 10,723^\circ$.

6.7.2.1 Tekanan Air pada Turap

Tekanan air pada turap terjadi karena adanya perbedaan elevasi muka air dan hilir turap. Aliran akan mengalir dari sisi hulu ke hilir turap. Aliran tekanan air akan menghasilkan diagram tekanan air dan tekanan air netto seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.20. Masing-masing lapisan tanah akan bekerja

tekanan yang dinotasikan dengan a,b dan c. Hasil dari perhitungan didapatkan tekanan air netto adalah

Tekanan air titik a

$$i_1 = 0,1 \left(\frac{5}{0,6 + 2D} \right) = \left(\frac{0,5}{0,6 + 2D} \right)$$

Tekanan air titik b

$$b = a - h_2 i_1 \text{ menghasilkan persamaan } \frac{1,5}{0,6 + 2D}$$

Tekanan air titik c

$c = b - h_3 i_2$ menghasilkan persamaan

$$\frac{1,5}{0,6 + 2D} - D \frac{5}{0,6 + 2D} = \frac{1,5 - 5D}{0,6 + 2D}$$

6.7.2.2 Tekanan Tanah pada Turap

Tanah yang bekerja pada sisi belakang turap merupakan tanah timbunan mempunyai nilai tekanan tanah aktif di atas garis galian $q' = 9,99 \text{ T/m}^2$. Lapisan tanah terdiri dari 3 (tiga) lapis tanah. Diagram tekanan tanah dan tekanan air menghasilkan diagram seperti pada Gambar 5.21.

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) pada masing-masing lapis bernilai sama yaitu 0,687, hal ini dikarenakan oleh nilai sudut gesek dalam sebesar $\phi = 10,723^\circ$ sebagai perencanaan jangka panjang. Koefisien tekanan tanah pasif (K_p) bekerja pada sisi depan turap di bagian tanah dasar sungai yang datar sehingga nilai K_p adalah 1,457.

Tekanan tanah pada masing-masing elevasi dihitung berdasarkan luas bidang diagram yang masing-masing luasan dikalikan dengan koefisien tekanan tanah aktif atau koefisien tekanan pasif. Masing-masing diagram menghasilkan nilai yang akan digunakan untuk menentukan kedalaman turap yang akan dipancang.

6.7.2.3 Kedalaman Turap yang dipancang

Hasil analisis kedalaman turap yang dipancang pada subbab 5.8.3 maka diperlukan pemancangan sedalam 2,2 m dengan faktor keamanan (SF) senilai 1,4. Kedalaman pemancangan turap dihitung berdasarkan nilai tekanan air dan tekanan tanah sehingga mendapatkan gaya-gaya terhadap titik A ($\Sigma M_A=0$) yang terletak pada sisi atas turap. Hitungan momen yang bekerja pada titik A dituliskan dalam bentuk Tabel 5.6.

Tinjauan gaya-gaya yang bekerja pada turap tidak hanya ditinjau pada sisi atas turap tetapi juga harus dipertimbangkan terhadap titik D yang terletak pada sisi bawah turap. Kedua tinjauan ini akan mengantisipasi terhadap bahaya gelincir dan guling yang diakibatkan pergerakan tekanan tanah yang terdapat di belakang dan di depan turap.

Hitungan redesign menghasilkan kedalaman turap 2,2 m sehingga memiliki selisih 0,88 m dari kondisi eksisting yaitu 3,08 m sehingga prosentase perbedaan sekitar 80 %. Hal ini disebabkan redesign memperhitungkan tekanan air pada sisi turap, tekanan tanah aktif dan pasif pada turap.

6.8 Pondasi Tiang Turap

Pondasi merupakan bagian dari struktur dermaga yang berfungsi sebagai media pendukung dan media transfer beban yang bekerja pada struktur atas menuju ke tanah. Pondasi tiang yang digunakan di lapangan menggunakan pondasi tiang baja berdiameter 500 mm dengan panjang tiang 22 m.

Tiang-tiang pancang baja berfungsi sebagai kolom penyangga yang dipancangkan sampai kedalaman tanah keras. Jepitan lateral pada tiang pancang oleh tanah dasar sungai diambil 3 m dari permukaan tanah dasar maka tinggi efektif tiang kolom akan bervariasi mengikuti kontur tanah.

6.8.1 Tegangan Ijin Tiang

Perhitungan tegangan ijin tiang menggunakan prinsip analisis struktur dengan bantuan SAP 2000. Momen-momen yang bekerja pada setiap tiang diambil dari gaya aksial. Hitungan tegangan ijin tiang disajikan dalam bentuk tabel 5.8. Pembebanan diasumsikan adalah beban normal (mati+hidup) dan beban gempa. Tiang yang bekerja pada beban normal masih berada taraf aman tetapi tiang yang terkena pembebanan gempa seperti tiang no 1 s/d 3 mengalami kegagalan atau tidak aman. Hal ini disebabkan syarat tegangan ijin ≤ 1 .

6.8.2 Analisis Kekuatan Pondasi Tiang

Perhitungan kekuatan pondasi tiang berdasarkan asumsi bahwa tanpa terdapat momen lentur. Nilai banding kelangsingan kolom λ dengan kelangsingan batas λ_s sebesar 0,6977 maka kolom tersebut merupakan kolom sedang karena terletak pada $0,183 < \lambda_s < 1$. Faktor tekuk ω sebesar 1,723.

Syarat untuk menjamin stabilitas kolom dalam segala hal maka kolom harus memenuhi persyaratan $\omega \cdot \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$ sehingga kekuatan pondasi tiang berdasarkan kekuatan yaitu $P = \frac{\sigma_{ijin} \cdot A}{\omega} = 135774,812 \text{ Kg} = 135,775 \text{ Ton}$.

Kekuatan tiang ditinjau dari kualitas dan ukuran tiang maka $P_{yang \text{ terjadi}} \leq P_{kekuatan \text{ bahan}}$ yaitu contoh pada tiang no 1 sebesar 29,56 Ton $\leq 135,775 \text{ ton}$.

6.8.3 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Parameter tanah yang dipakai dalam analisis daya dukung pondasi tiang tunggal yang berada di tanah lempung (*clay*) adalah sebagai berikut.

1. kohesi (c) = 0,626 T/m²
2. berat satuan jenuh (γ_{sat}) = 1,74 T/m³
3. berat satuan efektif (γ') = 1,74 T/m³ - 1 T/m³ = 0,74 T/m³
4. $C_u = 0,933 \text{ T/m}^2$

Analisis menggunakan metode Meyerhof yang menghasilkan nilai daya dukung pondasi tiang tunggal Q_p senilai 1,6488 Ton.

6.8.4 Analisis Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Analisis ini dihitung berdasarkan gesekan yang terjadi pada unit panjang tiang ΔL . Nilai Q_s akan berbeda pada tiap lapis tanah, seperti hasil hitungan yang diambil pada pondasi no.1 adalah sebagai berikut ini.

1. Lapis 1

$$Q_{s1} = 6,233 \text{ Ton}$$

2. Lapis 2

$$Q_s = 32,877 \text{ Ton}$$

3. Lapis 3

$$Q_s = 40,889 \text{ Ton}$$

4. Lapis 4

$$Q_s = 83,45 \text{ Ton}$$

Jumlah kapasitas dukung selimut tiang seluruhnya (ΣQ_s) adalah 163,45 Ton. Hasil daya dukung selimut tiang yang lainnya disajikan dalam bentuk Tabel 5.9.

6.8.5 Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

Metode untuk menghitung kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u) menggunakan metode Meyerhof. Contoh yang digunakan yaitu pada pondasi tiang no.1, metode Meyerhof mendapatkan hasil sebesar 165,101 Ton sehingga lebih besar dari $P_{yang \text{ terjadi}}$ sebesar 135,775 Ton.

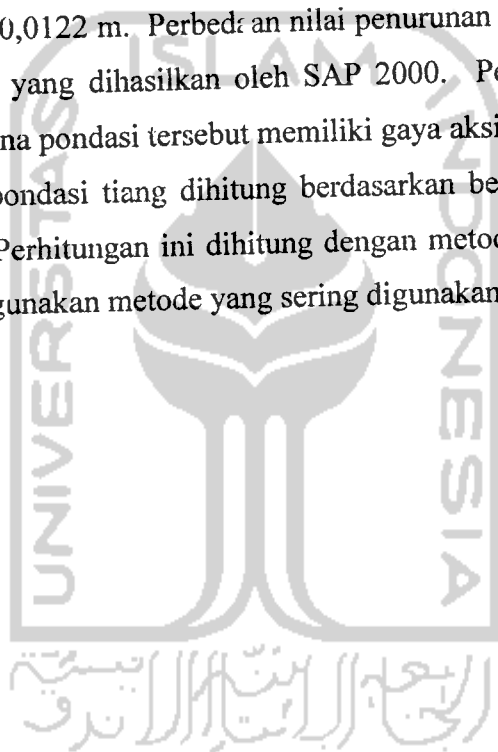
6.8.6 Analisis Penurunan Tiang Pancang

Beban yang diterima oleh pondasi tiang berupa berat *pile cap* dan beban aksial yang didapat dari program SAP 2000. Syarat pondasi tiang harus memenuhi $P_{yang \text{ terjadi}} \leq P_{kekuatan \text{ bahan}}$. Penurunan konsolidasi dipengaruhi oleh jumlah lapisan tanah lempung (*clay*), tegangan yang terjadi berada di masing-masing lapis *clay*, tegangan vertikal efektif berada di tengah masing-masing lapis *clay*. Apabila dalam penentuan lapis *clay* semakin banyak akan semakin teliti dalam menghitung penurunan tiang. Tegangan vertikal efektif terjadi pada 2/3 dari panjang tiang. Parameter uji laboratorium yang digunakan untuk menghitung

nilai penurunan tiang yaitu C_c (*Compression Index*) yang didapat dari uji konsolidasi, e (*initial void ratio*) serta berat volume tanah γ .

Analisis penurunan pondasi tiang yang berada di dermaga mempunyai nilai penurunan yang berbeda-beda. Hal ini dikarenakan oleh letak elevasi kontur tanah yang berbeda antar pondasi. Pondasi no.1 mempunyai nilai penurunan sebesar 0,0514 m, pondasi no.2 besar penurunan senilai 0,5889 m, pondasi no.3 mengalami penurunan sebesar 0,2744 m sedangkan pondasi no.4 memiliki penurunan senilai 0,0122 m. Perbedaan nilai penurunan pondasi tiang disebabkan oleh beban aksial yang dihasilkan oleh SAP 2000. Penurunan terbesar berada pondasi no. 2 karena pondasi tersebut memiliki gaya aksial sebesar 37,52 Ton.

Redisain pondasi tiang dihitung berdasarkan beban aksial yang dihitung dari SAP 2000. Perhitungan ini dihitung dengan metode statik. Proses redesain pondasi ini menggunakan metode yang sering digunakan yaitu Meyerhof.



BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Kondisi eksisting plat lantai di lapangan terdapat pemborosan karena tulangan pokok menggunakan tulangan berjenis ulir diameter 13. Redesain plat lantai menggunakan jenis polos diameter 10 mm.

Hasil redesain balok mempunyai tulangan yang lebih hemat dibanding dengan kondisi eksisting dengan prosentase 40 %. Kondisi eksisting terdapat balok *pre cast* dan *cast in site* sehingga memiliki pemborosan di daerah balok *pre cast*.

Redesain panjang turap menghasilkan 8,2 m sedangkan panjang turap eksisting memiliki 11,98 m. Perbedaan kedalaman tersebut dapat disimpulkan bahwa kedalaman redesain lebih hemat sebesar 30 % dibanding 11,98 karena mempertimbangkan beberapa faktor yang telah di jelaskan pada subbab 6.7.2.3.

Struktur bawah konstruksi dermaga berupa pondasi tiang turap dengan jepitan lateral pada tiang sebesar 3m dari permukaan tanah dasar sungai. Tinggi efektif tiang kolom akan bervariasi mengikuti kontur tanah.

Pondasi tiang yang digunakan di lapangan menggunakan pondasi tiang turap baja dengan diameter 500 mm dengan panjang 22 mm. Tegangan ijin dipengaruhi oleh faktor pembebanan oleh karena itu pada tiang no 1 s/d 3 dengan faktor pembebanan berupa gaya gempa. Pondasi tiang tersebut memiliki nilai tegangan yang > 1 sehingga tidak aman untuk digunakan, untuk mengantisipasi hal ini maka diameter tiang harus dibesarkan sebesar 800 mm dengan tegangan ijin sebesar $0,7 T/m^2$.

7.1 Saran

Beberapa saran yang diajukan oleh penulis tugas akhir ini antara lain:

1. Struktur atas berupa plat lantai dan balok diperlukan perhitungan secara cermat sesuai bagan alir pada Bab IV .
2. Perhitungan eksisting struktur turap perlu diperhitungkan tekanan air hidrolis air yang bekerja pada turap
3. Struktur bawah berupa pondasi tiang diperlukan diameter penampang tiang yang lebih besar dari yang digunakan di lapangan.



DAFTAR PUSTAKA

- Abdulrachman MS dan Khairi Nasih. 1999. *Analisis Metode Pelaksanaan Dinding Diafragma pada Dermaga*. Yogyakarta: tidak diterbitkan.
- Agus Rifani dan Dian Pitasari. 1997. *Pengaruh Formasi Tiang Pancang Kelompok Beton Cast in Place pada Tanah Lunak Terhadap Kemampuan Daya Dukung*. Yogyakarta: tidak diterbitkan.
- Andi Ekaputra dan Ari Sulisty. 2000. *Redisain Pondasi Tiang pada Dermaga Peti Kemas Pelabuhan Tanjung Emas Semarang*. Yogyakarta: tidak diterbitkan.
- Das, B. M. 1941. *Principles of Geotechnical Engineering*. California: PWS Publishing Company, Sacramento.
- Das, B. M. 1941. *Principles of Foundation Engineering*. California: PWS Publishing Company, Sacramento.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2002. *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2002. *Mekanika Tanah II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Maynetou B.S., Eric. 2002. *Tinjauan dan Analisis Konstruksi Turap pada Tanah Lunak, Studi Kasus Penurunan Kawasan Benteng Kuto Besak Palembang*. Bandung: tidak diterbitkan.
- Nakazawa, Kazuto. 1980. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.

Triatmodjo, Bambang. 1996. *Pelabuhan*. Yogyakarta: Beta Offset.

_____. 1971. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I.-2*. Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan Direktorat Jenderal Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik.

_____. 1983. *Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1983*. Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan Direktorat Jenderal Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik.

_____. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.

_____. 1997. *Manual Pondasi Tiang*. Bandung: GEC Universitas Katolik Parahyangan.

_____. 2002. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

_____. 2003. *Nota Perencanaan Pekerjaan Detail Engineering Design (DED) dan Supervisi Perbaikan Turap Beton Sungai Musi dan Plaza di Kawasan Benteng Kuto Besak – Palembang*. Jakarta: tidak diterbitkan.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIATISME

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam tugas akhir ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan orang lain untuk memperoleh gelar kesarjanaan di jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dan sepanjang pengetahuan saya juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam referensi.

Apabila dikemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar, saya sanggup menerima sanksi apapun sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, 4 Desember 2007

Penyusun

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
الجامعة الإسلامية
الابن سينا

Vembri Affiano

LAMPIRAN I





**DEPARTEMEN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH
DIREKTORAT JENDERAL TATA PERKOTAAN DAN TATA PERDESAAN
DINAS PEKERJAAN UMUM CIPTA KARYA PROPINSI SUMATRA SELATAN**

**PROYEK PENGEMBANGAN PRASARANA DAN SARANA PERMUKIMAN
BAGIAN PROYEK PENGEMBANGAN PRASARANA DAN SARANA METROPOLITAN
Jl. Rambutan Ujung 30 Ilir PO. BOX 219 Palembang (0711) 354704**

**PEKERJAAN DETAIL ENGINEERING DESIGN (DED) DAN SUPERVISI
PERBAIKAN TURAP BETON SUNGAI MUSI DAN PLAZA
DI KAWASAN BENTENG KUTO BESAK - PALEMBANG**

NOTA PERENCANAAN

Agustus 2003



PT. YODYA KARYA

ARCHITECTS & CONSULTING ENGINEERS

JALAN D.J. PANJAITAN KAVLING 8 CAWANG JAKARTA TIMUR
TELP. 8194038, 8193951, 8193952 TELEX 48102 YODYA IA

2.2 HIDROLIKA

Pengukuran dilapangan untuk mendapatkan data data hidrolika sungai Musi telah dilaksanakan oleh pihak LTS UNSRI. Hasil hasil pengukuran tersebut disimpulkan berikut ini.

2.2.1 Penampang Sungai Musi di Lokasi Pekerjaan

Penampang Sungai Musi pada sekitar lokasi Pekerjaan menunjukkan bentuk yang agak bervariasi, baik diantara penampang dari sebelah hulu lokasi pekerjaan hingga kesebelah hilirnya, maupun pada masing masing penampang.

Lebar sungai Musi bervariasi antara 280 m dibagian hulu (150 m sebelah hulu dari as bagian lengkung turap lama), 264 m tepat pada as bagian lengkung dan 280 m dibagian hilir (160 m sebelah hilir dari as bagian lengkung) dari lokasi Pekerjaan.

Kedalaman dasar sungai Musi dari tepinya berkisar antara 15 m sampai 20 m, baik dari sebelah hulu lokasi pekerjaan hingga kesebelah hilirnya, maupun pada penampangnya sendiri.

Penampang sungai Musi dari sebelah hulu lokasi Pekerjaan hingga sebelah hilirnya menunjukkan kecenderungan bahwa penampang sebelah kiri lebih dalam dari sebelah kanan.

Data data penampang sungai Musi diperlihatkan pada Buku 2 : DATA DATA INVESTIGASI LAPANGAN.

2.2.2 Kecepatan Arus Sungai Musi

Kecepatan rata rata arus sungai Musi pada lokasi pekerjaan (bagian lengkung dari turap, 150 m ke hulu dan 160m ke hilirnya) 90 m tegak lurus ke arah tengah sungai adalah antara 0.874 dan 0.943 m/detik.

Kecepatan rata rata arus sungai pada tepat dilokasi pekerjaan (bagian lengkung dari turap) adalah 0,078 m/detik.

Sedangkan tepat sepanjang tepi sungai Musi tersebut diatas kecepatan arus sungai adalah antara 0.316 m/detik (dihulu) dan 0.564 m/detik dihilir).

Data data kecepatan arus Sungai Musi diperlihatkan pada Buku 2 :
DATA DATA INVESTIGASI LAPANGAN.



BAB II

BASIC DESIGN PEKERJAAN SIPIL

1. ANALISA TEKNIK

1.1 Keadaan Geoteknik Lapisan Tanah di Lokasi Proyek

Penelitian tanah yang telah diadakan berupa:

- 3 titik bor dalam, B1, B3 dan B4
- 2 titik sondir yaitu S1 dan S2

Pada Gambar 2-1 diperlihatkan lokasi titik penyelidikan, pada Tabel 2-1 diperlihatkan hasil hasil penelitian laboratorium atas contoh tanah undisturbed yang diambil dari lobang bor tersebut.

Pada Gambar 2-2 diperlihatkan penampang potongan tanah melintang terhadap sungai Musi yang merupakan hasil interpretasi dari hasil hasil penyelidikan lapangan.

Dari gambar penampang tersebut dapat dilihat bahwa terdapat 3 lapisan tanah yang dominan yaitu sebagai berikut:

- Lapisan 1, kedalaman 0.00 m sampai - 6.00 m di B 3
Merupakan lapisan penutup, sangat lunak, terdiri dari bermacam macam jenis tanah sampai sampah dan kayu kayuan.
N value 0 – 4, cone resistance 0 – 40 kg/cm²
- Lapisan 2, kedalaman -6.00 m sampai -7.00 m di B 3 dan -3.50 m sampai - 8.50 m di B 4
Merupakan lapisan silty clay, dari medium stiff di B3 sampai very soft di B4.
N value 0, cone resistance 0 – 5 kg/cm²
- Lapisan 3, kedalaman -7.00 m sampai – 14.50 m di B 4.
Merupakan lapisan clayey silt, very soft.
N value 16 – 40, cone resistance 50 sampai > 100 kg/cm²
- Lapisan 4, kedalaman -6.00 m sampai –13.00 m di B 3 dan –14.50 m sampai - 26.00 m di B 4
Merupakan lapisan silty clay, hard.
N value 39 – 56

1.2 Keadaan Permukaan Air Sungai Musi

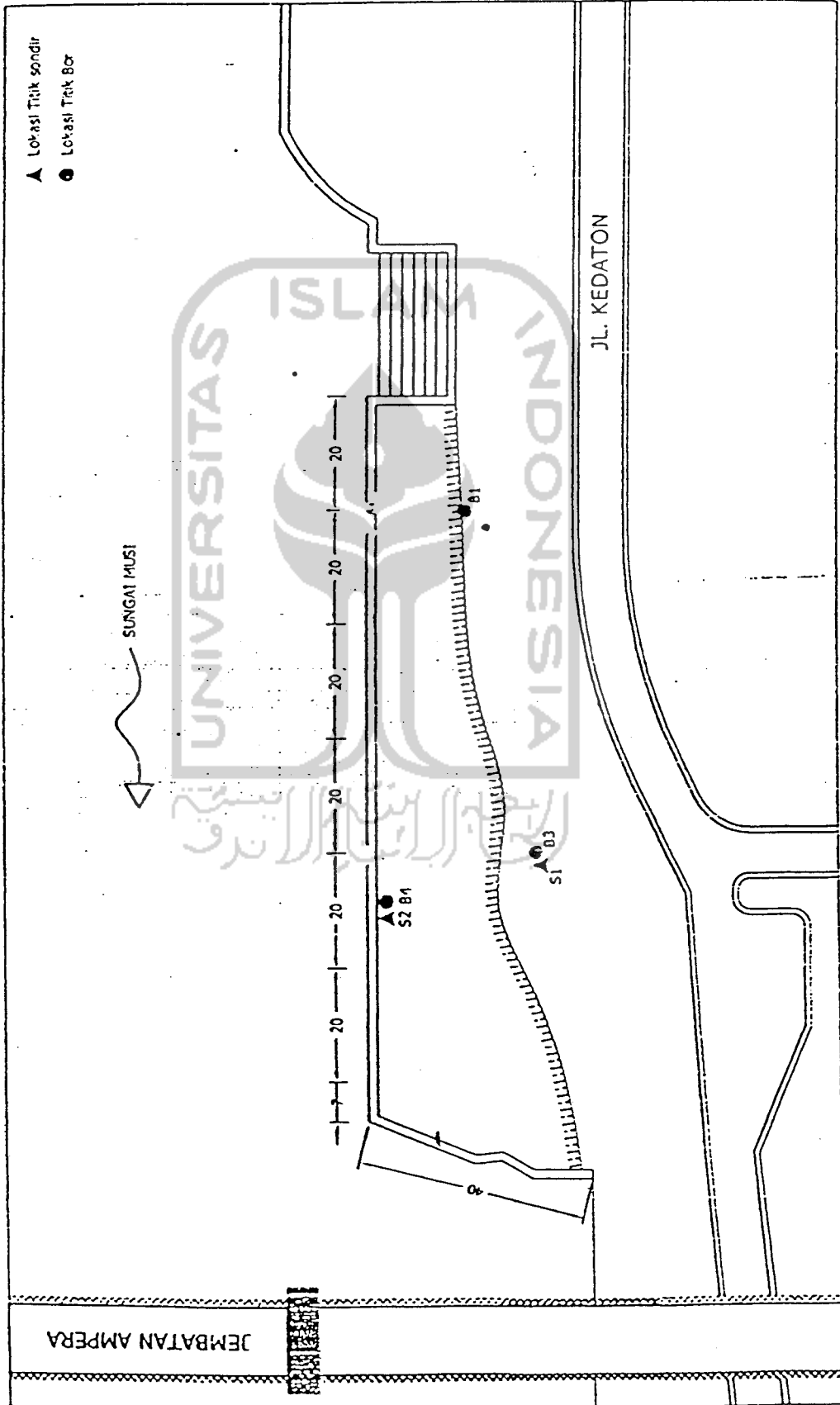
Pengamatan pasang surut dilakukan untuk mengetahui pasang maksimum dan surut maksimum. Dari hasil tersebut dapat diketahui beda tinggi maksimum muka air. Hasil pengamatan tersebut disajikan pada tabel dibawah :

Bulan Pengamatan	Elevasi Tinggi Muka Air	
	Pasang	Surut
Januari Th. 2000	+ 3.5	+ 0.5
Pebruari Th. 2000	+ 3.5	+ 0.5
Maret Th. 2000	+ 3.4	+ 0.80
April Th. 2000	+ 3.3	+ 1.10
Mei Th. 2000	+ 3.6	+ 0.50
Juni Th. 2000	+ 3.8	+ 0.3
Juli Th. 2000	+ 3.8	+ 0.30
Agustus Th. 2000	+ 3.60	+ 0.6
September Th. 2000	+ 3.5	+ 0.80
Oktober Th. 2000	+ 3.4	+ 0.6
Nopember Th. 2000	+ 3.6	+ 0.4
Desember Th. 2000	+ 3.8	+ 0.30

Disajikan dari laporan "Penurapan Kawasan Wisata, Benteng KUP Palembang" PT. Wika Beton, Tinjauan dari rehabilitasi Konstruksi Turap Final Report, 23 Oktober 2001, Paulus P. Rahardjo.

Dari hasil diatas, dapat disimpulkan bahwa beda ketinggian permukaan air saat pasang dan surut maksimum $\pm 3,50$ m. Pada perhitungan selanjutnya akan digunakan beda posisi muka air ± 4 m.

Gambar 2 – 1



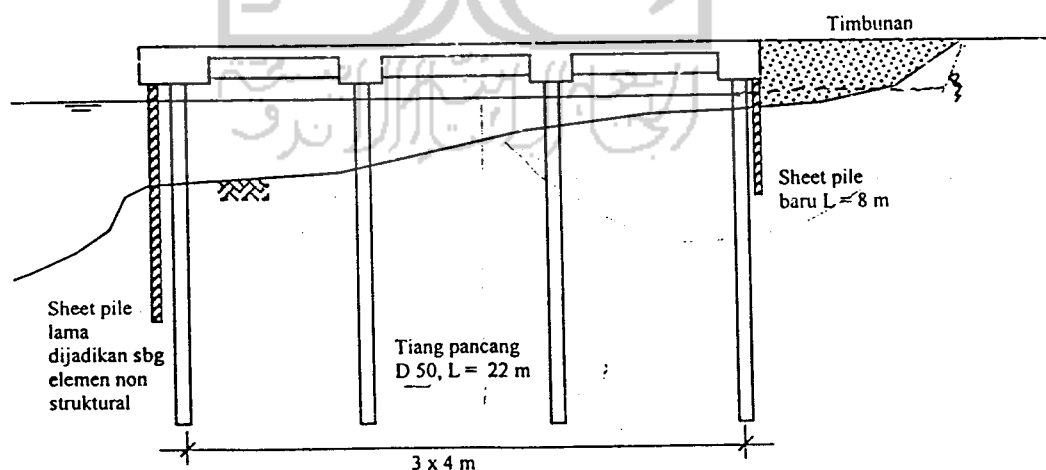
GAMBAR LOKASI TITIK-TITIK SONDIR DAN BOR

3. Desain Alternatif II: Turap dengan Portai Beton

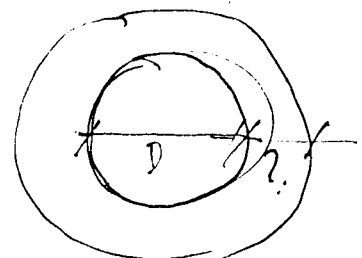
Dengan sistem ini parameter-parameter tanah yang ada (ϕ dan c) yang sangat rendah) yang cenderung merugikan, menjadi tidak begitu berpengaruh. Letak penahan lateralnya (sheet pile) berada jauh dari bibir sungai (sekitar 12 m ke arah darat) sehingga ketinggian timbunan sangat berkurang, dari 8 m menjadi sekitar 2 m. Akibatnya adalah tekanan horizontal tanah cukup kecil. Sistem ini juga tidak melibatkan tie-rod (tali angkut) dari baja yang sangat rawan terhadap karat.

Tiang-tiang pancang, yang akan berfungsi sebagai kolom penyangga, dipancang sampai kedalaman tanah keras (nilai konus $> 150 \text{ kg/cm}^2$ atau SPT > 40). Kondisi tanah seperti ini tercapai pada kedalaman sekitar 22 m. Ditinjau dari kebutuhan beban vertikal yang terjadi, maka daya dukung yang ada lebih dari cukup. Namun demikian bahwa konstruksi ini direncanakan untuk menahan beban lateral, maka kedalaman pemancangan haruslah cukup, mengingat ketebalan tanah lunak didasar sungai yang cukup tebal. Gaya horizontal tanah disalurkan ke bidang lantai kemudian melalui kolom-kolom disalurkan ketanah pondasi. Jepitan lateral pada tiang pancang oleh tanah dasar sungai, diambil 3 m dari permukaan tanah dasar. Dengan demikian tinggi efektif tiang kolom akan bervariasi mengikuti kontur tanah.

Dari hasil analisa secara tiga dimensi dengan menggunakan program SANS diperoleh: dimensi plat tebal 12 cm, balok ukuran 30 x 60 cm dan kolom bulat dia. 50 cm. Momen-momen yang terjadi pada kolom, masih lebih kecil dari momen retak (crack) dari tiang pancang.



**Portal Beton bertulang
(Jeti)**



Dasar perencanaan Konstruksi Turap ini adalah suatu "sistem struktur" yang secara teknis dapat dipertanggung jawabkan baik dari segi kekuatan (strength), kekakuan (serviceability) dan stabilitas (stability), tetapi secara ekonomis tetap menguntungkan.

3.2 Syarat Umum

Ada beberapa syarat umum yang harus dipenuhi untuk mencapai suatu "sistem struktur" yang baik yaitu :

1. Dapat mendukung beban vertikal (beban mati / tanah dan beban berguna) dan beban horizontal (beban tekanan tanah/gempa) yang bekerja pada Turap dengan cukup efektif.
2. Sesuai dengan rancangan arsitektur (Masterplan) yang ada.
3. Dapat mendukung "service sistem" misalnya Elektrikal (penerangan), drainase, dan sebagainya.
4. Mudah dan cepat pelaksanaannya.
5. Tahan terhadap bahaya banjir dan erosi.
6. Mempunyai interaksi yang baik antara struktur Turap dengan tanah.
7. Cukup ekonomis.

3.3 Fungsi dan Lokasi Bangunan.

Fungsi bangunan yang direncanakan adalah Turap yang terbuat dari beton pracetak dan beton yang berupa portal untuk menahan tekanan tanah yang disalurkan melalui turap.

Dalam perencanaan yang harus diperhatikan dikaitkan dengan fungsi tersebut adalah :

1. Dibutuhkan suatu ruangan yang dapat memenuhi kebutuhan ruang yang cukup luas untuk fasilitas umum/sosial yg berupa Plaza. Oleh karena itu bentuk stuktur diatur sedemikian rupa sehingga secara struktural efisien.
2. Untuk mengantisipasi deformasi lateral dan penurunan akibat beban yang bekerja pada Turap, maka lantainya dibuat berupa plat beton struktural yang juga berfungsi sebagai diafragma kaku, menumpu pada tiang-tiang dan sekaligus sebagai pengikat tiang-tiang tersebut.

3.4 Bangunan Bawah.

Massa bangunan yang akan dibangun relatif tidak terlalu besar terdiri dari 1 lantai yang sebagian menumpu diatas tanah , maka diperlukan pondasi yang dapat menyalurkan dengan baik beban yang ada ketanah pendukung yg letaknya cukup dalam bahkan sebagian besar masuk dasar sungai. Dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan nilai konus $>150 \text{ kg/cm}^2$ tercapai pada kedalaman lebih kurang 15 m dan SPT > 40 baru dicapai pada kedalaman sekitar 22 m dari muka tanah asli/bdan jalan. Berdasarkan data tersebut dan data pemancangan sebelumnya maka dipilih pondasi tiang pancang dengan panjang $L=22 \text{ m}$ diameter 50 cm.

3.5 Bangunan Atas.

1. Struktur penahan Turap direncanakan sebagai Open frame.
2. Tipe konstruksi yang dipilih adalah konstruksi beton bertulang (balok dan plat) monolit.

3.6 Peraturan-peraturan yg Digunakan

1. Perencanaan pondasi dan struktur atas mengikuti Peraturan Perencanaan dan Standard Konstruksi Bangunan (SKB) yang berlaku di Indonesia.
2. Perencanaan Pondasi.
Pemilihan jenis pondasi dan perencanaannya dilakukan berdasarkan laporan hasil penyelidikan tanah dan data pemancangan sebelumnya.
3. Pembebanan.
Beban pada bangunan gedung ditentukan berdasarkan :
 - a. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI - 1.3.53.1987 UDC: 699.841
 - b. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, SNI-1726-1989-F
4. Struktur Beton.
 - a. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971
 - b. ACI 318-83 : Building Code Requirement for ReinforceConcrete.
 - c. Buku Pedoman Perencanaan Struktur untuk Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.
 - c. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung SK SNI T-15-1991-03.

3.7 Material

1. Beton Struktural.
 - a. Semua adukan beton diperoleh dengan menggunakan mix Design sesuai dengan Peraturan Beton Indonesia. Kekuatan karakteristik beton ialah K.300
 - b. Tegangan rencana untuk analisis kekuatan batas penampang, baik untuk beban tetap maupun beban sementara, harus sesuai dengan Peraturan Beton Indonesia 1971 dan Tata Cara Penghitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI-15-1991-03.
 - d. Parameter rangkai dan susut harus diperhitungkan baik menurut Peraturan Beton Indonesia 1971 maupun standard international lainnya jika di pandang perlu.

2. Baja Tulangan
 - a. Semua baja tulangan harus sesuai dengan persyaratan yang tercantum dalam Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 dan standard konstruksi bangunan produksi Krakatau Steel/setara. Jenis baja tulangan yang akan dipakai adalah BJTP 24 dan BJTD 40.
 - b. Tegangan leleh karakteristik BJTP 24 = 2400 kg/cm².
Tegangan leleh karakteristik BJTD 39 = 3900 kg/cm².

3.8 Pembebanan

- a. Beban Mati
Beban mati pada struktur bangunan ditentukan dengan menggunakan Berat Jenis bahan bangunan berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, dan unsur-unsur yang diketahui seperti tercantum pada denah Arsitektur dan Struktur.

- b. Beban Hidup dan Tekanan Lateral Tanah
Beban hidup yang diperhitungkan adalah : 500 kg/m²
Tekanan lateral tanah datang dari sheet pile/turap bagian belakang/sisidarat. Gaya yang diambil adalah reaksi angkur. Gaya ini bekerja pada bidang lantai.

c. Kombinasi Pembebanan

Untuk perencanaan beton bertulang, elemen-elemen balok dan dinding geser, kombinasi pembebanannya ditentukan berdasarkan Tata Cara Penghitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Pasal 3.2.2, diambil sebagai berikut :

1. $1SL + 1DL + 1LL$
2. $1.2SL + 1.2 DL + 1.6 LL$

3.9 Analisa Struktur .

1. Umum

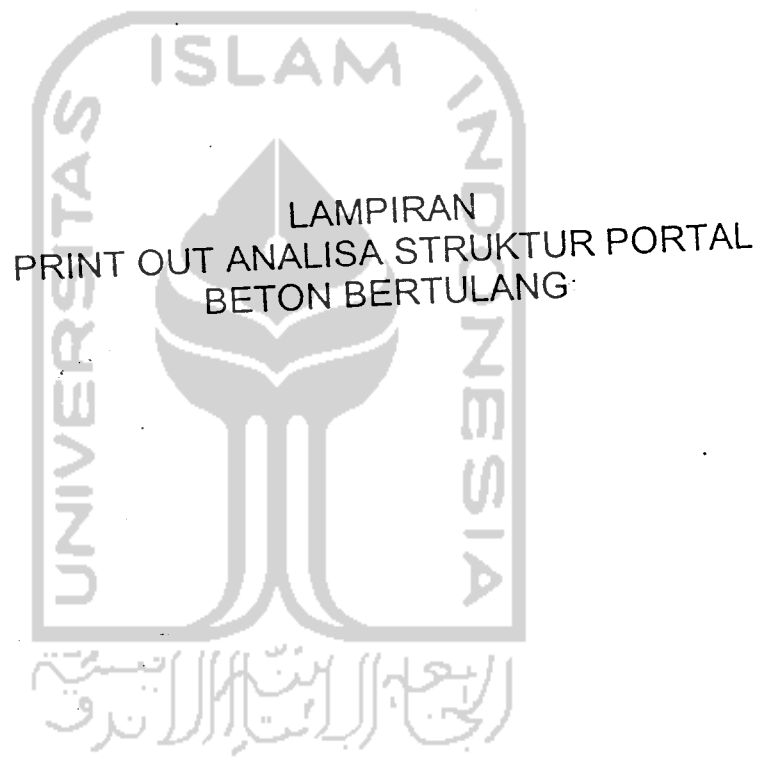
Perhitungan struktur dilakukan berdasarkan design codes yang berlaku di Indonesia. Apabila ada hal-hal yang belum diatur oleh peraturan-peraturan Indonesia, maka diambil codes international yang lazim digunakan dalam perencanaan struktur (mis: AISC, ASTM, & ACI),

2. Analisa Beban Vertikal dan Horisontal

Analisa static 3-D dilakukan dengan bantuan program SANS. Struktur bangunan dirancang sebagai portal terbuka daktail untuk menahan beban horizontal akibat beban tekanan tanah. Pelat lantai dianggap sebagai diafragma. Pembebanan plat ke baok portal secara otomatis dihitung oleh program dengan two slab system, tidak diperhitungkan faktor reduksi beban hidup.

3. Analisa Penulangan

Penulangan plat dihitung berdasarkan kekuatan batas dilakukan oleh program. Penulangan yang dipakai adalah dimensi yang menentukan (akibat beban vertikal dan beban horisontal)

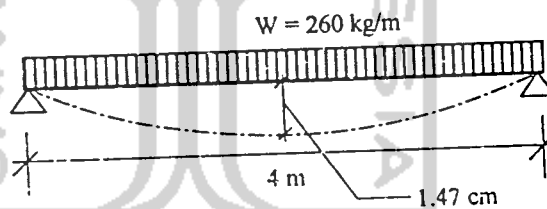


CEK LENDUTAN PLAT PRECAST (BALOK DUA TUMPUAN)
PTS oleh : Junaedi

Tumpuan sendi-rol
Beban merata w (kg/cm): 2.64
Bentang balok L (cm) = 400
Inersia balok I (cm⁴) = 2850
Elastisitas bahan balok E (kg/cm²) = 210000

x	Geser	Momen	Lendutan
0	528	0	0
40	422.4	19008	0.46157
80	316.8	33792	0.873266
120	211.2	44352	1.19556
160	105.6	50688	1.40024
200	0	52800	1.47034
240	-105.6	50688	1.40024
280	-211.2	44352	1.19556
320	-316.8	33792	0.873266
360	-422.4	19008	0.46157
400	-528	0	0

Reaksi tumpuan RA : -528
Reaksi tumpuan RB : -528
Momen maks. di $x=0.5L$, M_m : 52800
Lendutan maks. di $x=0.5L$, f_m : 1.47034



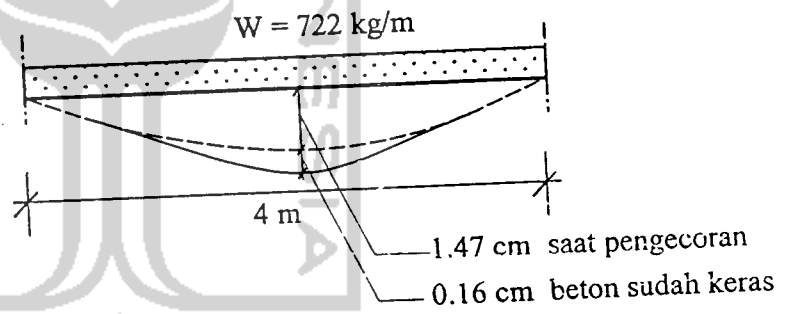
Catatan:

Lendutan dihitung pada saat pengecoran, beban yg ada adalah beton basah+tulangan 5 cm dan berat sendiri 7 cm, beban yg lain (orang kerja dll) bersifat sementara. Berat jenis beton 2200 kg/m³. Lendutan yg terjadi sebesar 1.47 cm perlu diantisipasi, karena lantai plasa nantinya agar tdk bergelombang.

Tumpuan jepit-jepit
 Beban merata w (kg/cm): 7.22
 Bentang balok L (cm) = 400
 Inersia balok I (cm⁴) = 14400
 Elastisitas bahan balok E (kg/cm²) = 210000

x	Geser	Momen	Lendutan
0	1444	-96266.3	0
40	1155.2	-44282.3	0.0206286
80	866.4	-3850.28	0.0651965
120	577.6	25029.7	0.112311
160	288.8	42357.7	0.146692
200	0	48133.7	0.159171
240	-288.8	42357.7	0.146692
280	-577.6	25029.7	0.112311
320	-866.4	-3850.27	0.0651963
360	-1155.2	-44282.3	0.0206287
400	-1444	-96266.3	0

Reaksi tumpuan RA : -1444
 Reaksi tumpuan RB : -1444
 Momen maks. di $x=0.5L$, M_m : 48133.3
 Lendutan maks. di $x=0.5L$, f_m : 0.159171



Catatan:

Momen dan Lendutan dihitung pada saat beton sudah mengeras (komposit).

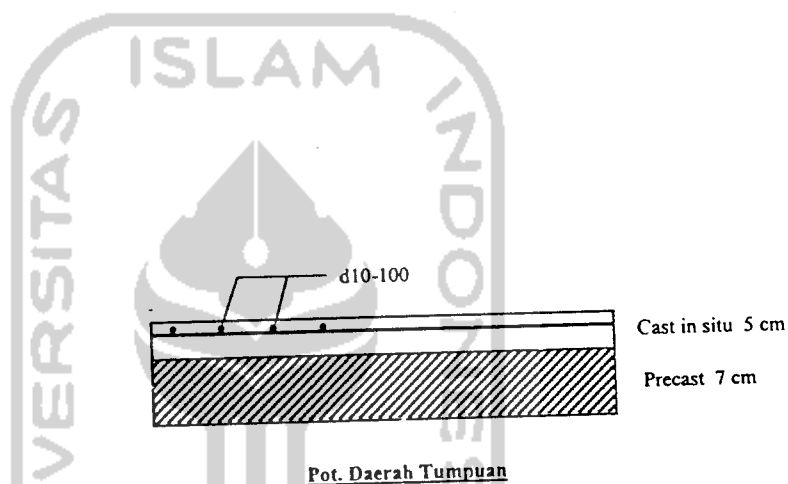
Beban : -berat plat (5 + 7) cm = 260 kg/m
 -berat pasir 5 cm = 90 kg/m
 -blok beton 6 cm = 132 kg/m
 -beban hidup = 500 kg/m

beban tambahan 722 kg/m

MOMEN LELEH PLAT. (KOMPOSIT)
PTS oleh: Junaedi

Lebar balok b (cm) = 100
Tinggi total balok h_t (cm) = 12
Beton deking d (cm) = 2
Mutu beton T_{bk}' (kg/cm²) = 350
Mutu baja tulangan lentur Tau (kg/cm²) = 2400
Diameter tulangan tarik D (cm) = 1
Jumlah tulangan tarik n (bh) = 10
Diameter tulangan tekan D_1 (cm) = 1
Jumlah tulangan tekan n_1 (bh) = 10

Letak garis netral y_u (cm) = 1.54397
Tinggi stress block a (cm) = 1.23517
Regangan tulangan tekan es' (cm) = -0.00103378
Regangan tulangan tarik es (cm) = 0.0191689
Momen leleh ML (kg-cm) = 200323



Momen leleh = 200323 kg-cm
Momen kapasitas = $ML/1.5 = 133548$ kg-cm
Momen yg terjadi = 96266 kg-cm

CEK GAYA-GAYA PADA BALOK PRECAST (BALOK DUA TUMPUAN)
PTS oleh : Junaedi

Beban merata seluruh bentang
Tumpuan sendi-rol

Beban merata w (kg/cm): 21

Bentang balok L (cm) = 500

Inersia balok I (cm⁴) = 368640

Elastisitas bahan balok E (kg/cm²) = 210000

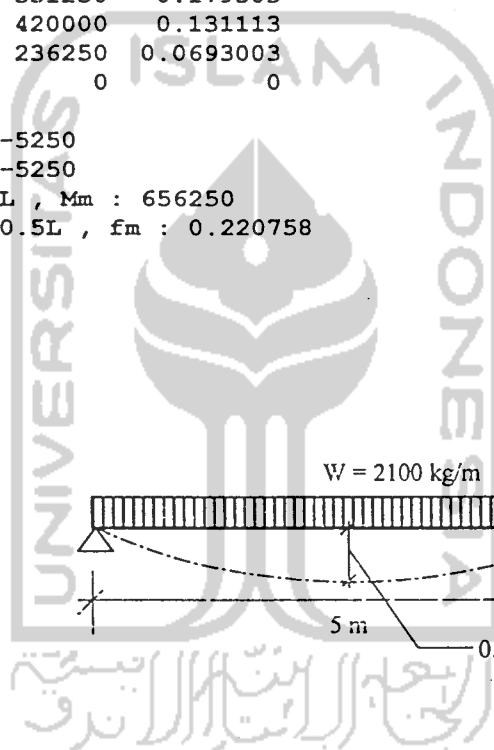
x	Geser	Momen	Lendutan
0	5250	0	0
50	4200	236250	0.0693003
100	3150	420000	0.131113
150	2100	551250	0.179503
200	1050	630000	0.210232
250	0	656250	0.220758
300	-1050	630000	0.210232
350	-2100	551250	0.179503
400	-3150	420000	0.131113
450	-4200	236250	0.0693003
500	-5250	0	0

Reaksi tumpuan RA : -5250

Reaksi tumpuan RB : -5250

Momen maks. di $x=0.5L$, M_m : 656250

Lendutan maks. di $x=0.5L$, f_m : 0.220758



Pembebanan:

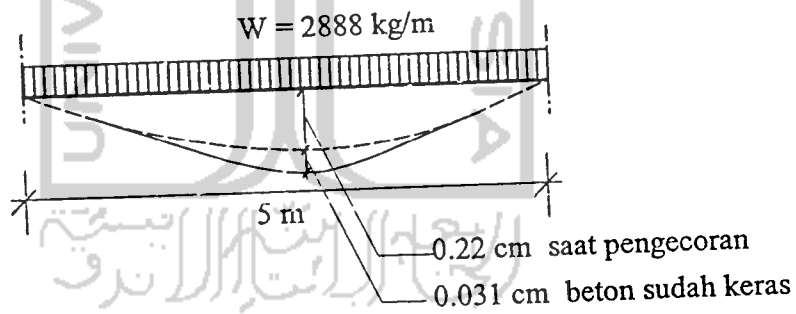
- plat precast+beton toping = 260 kg/m²
- beban hidup saat pengecoran = 150 kg/m²
- berat balok precast 40/48 = 460 kg/m¹

GAYA-GAYA PADA BALOK KOMPOSIT (BALOK MENERUS)
oleh : Junaedi

n merata seluruh bentang
 uan jepit-jepit
 n merata w (kg/cm) : 28.88
 ang balok L (cm) = 500
 sia balok I (cm⁴) = 720000
 tistitas bahan balok E (kg/cm²) = 210000

	Geser	Momen	Lendutan
)	7220	-601664	0
)	5776	-276764	0.00402902
)	4332	-24064.2	0.0127337
)	2888	156436	0.0219358
)	1444	264736	0.0286508
)	0	300836	0.0310881
)	-1444	264736	0.0286508
)	-2888	156436	0.0219358
)	-4332	-24064.2	0.0127336
)	-5776	-276764	0.00402903
)	-7220	-601664	0

ksi tumpuan RA : -7220
 ksi tumpuan RB : -7220
 en maks. di $x=0.5L$: M_m : 300833
 dutan maks. di $x=0.5L$: f_m : 0.0310881



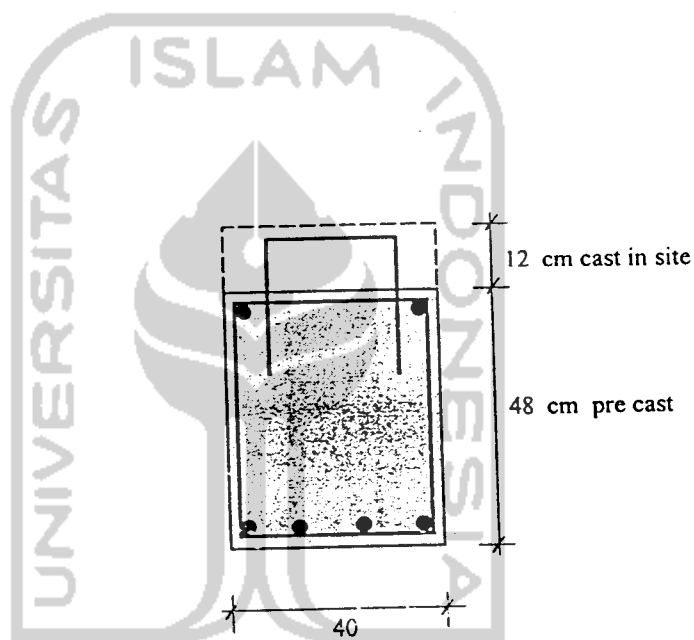
Pembebanan :

-berat pasir 5 cm = 90 kg/m²
 -blok beton 6 cm = 132 kg/m²
 -beban hidup = 500 kg/m²

MOMEN LELEH BALOK PRECAST
PTS oleh: Junaedi

Lebar balok b (cm) = 40
 Tinggi total balok ht (cm) = 48
 Beton deking d (cm) = 4
 Mutu beton Tbk' (kg/cm²) = 350
 Mutu baja tulangan lentur τ (kg/cm²) = 3900
 Diameter tulangan tarik D (cm) = 2.5
 Jumlah tulangan tarik n (bh) = 4
 Diameter tulangan tekan $D1$ (cm) = 2.5
 Jumlah tulangan tekan $n1$ (bh) = 2

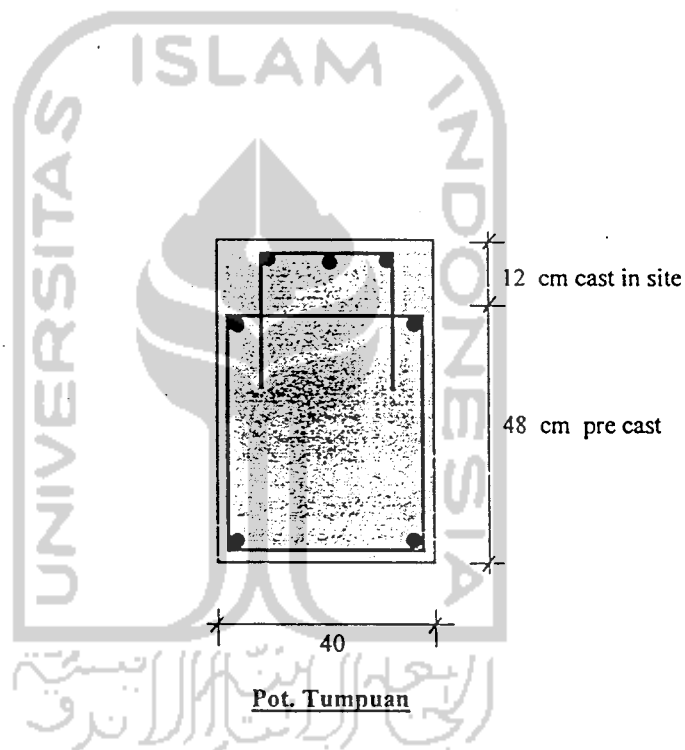
Letak garis netral y_u (cm) = 5.81333
 Tinggi stress block a (cm) = 4.65067
 Regangan tulangan tekan ϵ_s' (cm) = 0.00109174
 Regangan tulangan tarik ϵ_s (cm) = 0.0229908
 Momen leleh ML (kg-cm) = 3.152e+06



Momen kapasitas = 0.8 ML = 2521600 kg-cm = 25.2 tm
 Momen batas (yg terjadi ditengah bentang) = 1.5 x 6.56 = 9.84 tm

MOMEN LELEH BALOK
PTS oleh: Junaedi

Lebar balok b (cm)	= 40
Tinggi total balok ht (cm)	= 60
Beton deking d (cm)	= 4
Mutu beton T_{bk}' (kg/cm ²)	= 350
Mutu baja tulangan Tau (kg/cm ²)	= 3900
Diameter tulangan tarik D (cm)	= 2.5
Jumlah tulangan tarik n (bh)	= 3
Diameter tulangan tekan D1 (cm)	= 2.5
Jumlah tulangan tekan n1 (bh)	= 2
Letak garis netral yu (cm)	= 4.83507
Tinggi stress block a (cm)	= 3.86806
Regangan tulangan tekan ϵ_s' (cm)	= 0.000604491
Regangan tulangan tarik ϵ_s (cm)	= 0.0370371
Momen leleh ML (kg-cm)	= 3.07782e+06

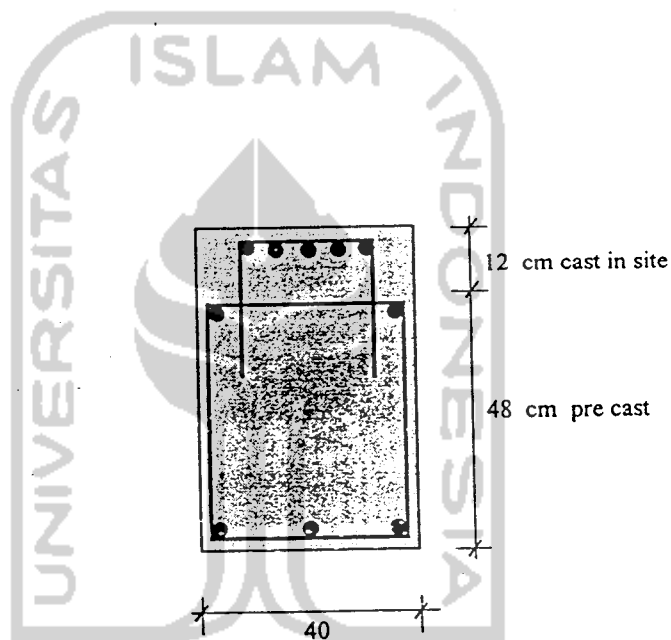


Momen kapasitas = $0.8 ML = 3077820 \text{ kg-cm} = 24.6 \text{ tm}$
Momen batas (yg terjadi ditumpuan) = $1.5 \times 6.01 = 9.015 \text{ tm}$

MOMEN LELEH BALOK KOMPOSIT
 TS oleh: Junaedi

lebar balok b (cm) = 40
 tinggi total balok h_t (cm) = 60
 beton deking d (cm) = 4
 mutu beton T_{bk}' (kg/cm²) = 350
 mutu baja tulangan lentur τ (kg/cm²) = 3900
 diameter tulangan tarik D (cm) = 2.5
 jumlah tulangan tarik n (bh) = 5
 diameter tulangan tekan D_1 (cm) = 2.5
 jumlah tulangan tekan n_1 (bh) = 3

letak garis netral y_u (cm) = 6.18296
 tinggi stress block a (cm) = 4.94637
 regangan tulangan tekan ϵ_s' (cm) = 0.00123571
 regangan tulangan tarik ϵ_s (cm) = 0.0282
 momen leleh M_L (kg-cm) = 5.06269e+06



Momen kapasitas = $0.8 M_L = 5062690 \text{ kg-cm} = 40.5 \text{ tm}$
 Momen batas (yg terjadi ditmpuan) = $1.5 \times 6.01 = 9.015 \text{ tm}$

TABEL PENULANGAN BALOK LENTUR DAN GESER (LELEH)
PTS oleh: Junaedi

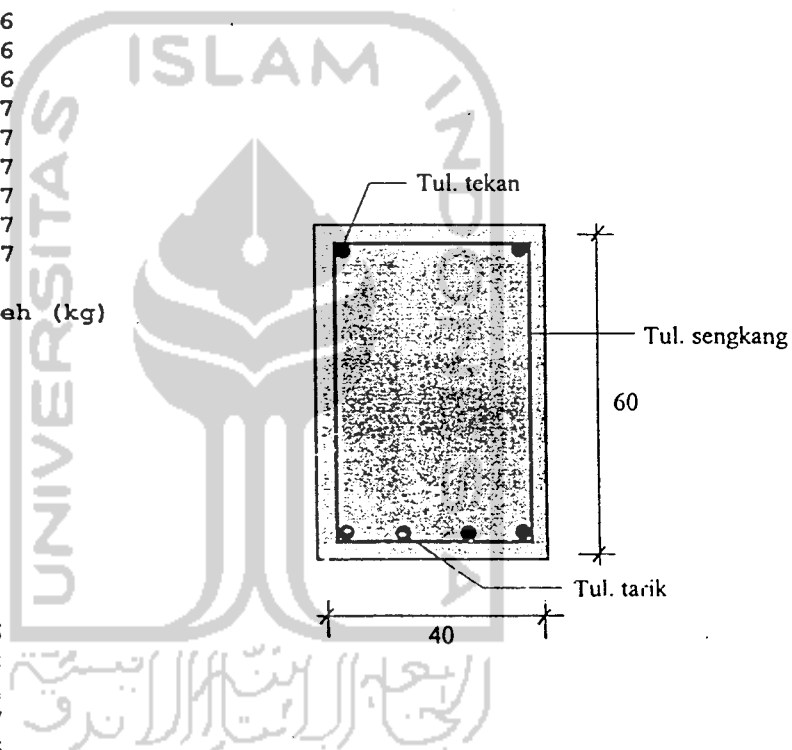
Lebar balok b (cm) = 40
 Tinggi total balok h_t (cm) = 60
 Beton deking d (cm) = 4
 Mutu beton (Tbk' kg/cm²) = 350
 Mutu baja tulangan lentur τ (kg/cm²) = 3900
 Mutu baja tulangan geser τ_{ul} (kg/cm²) = 2400
 Diameter tulangan lentur d_t (cm) = 2.5
 Diameter tulangan geser d_s (cm) = 1
 Rasio tulangan tekan/tarik = 0.67

Jml. Tul ; M.leleh (Kg-cm)

2	2.07959e+06
3	3.07782e+06
4	4.07213e+06
5	5.0643e+06
6	6.05517e+06
7	7.04521e+06
8	8.0347e+06
9	9.02384e+06
10	1.00127e+07
11	1.10015e+07
12	1.19902e+07
13	1.29788e+07
14	1.39674e+07
15	1.4956e+07

Jar. Tul (cm) ; Gsr.leleh (kg)

60	3077.2
58	3183.31
56	3297
54	3419.11
52	3550.62
50	3692.64
48	3846.5
46	4013.74
44	4196.18
42	4396
40	4615.8
38	4858.74
36	5128.67
34	5430.35
32	5769.75
30	6154.4
28	6594
26	7101.23
24	7693
22	8392.36
20	9231.6
18	10257.3
16	11539.5
14	13188
12	15386
10	18463.2
8	23079
6	30772
4	46158



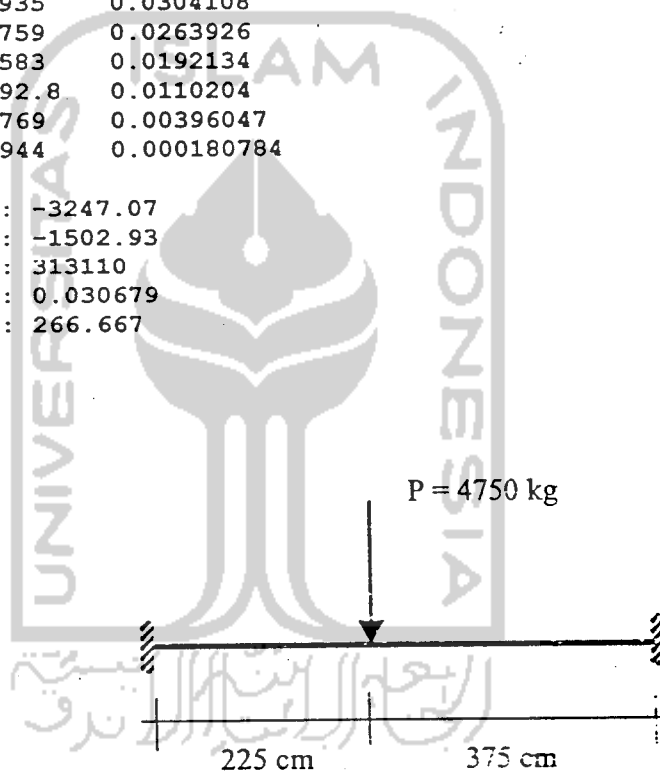
Note: Kekuatan geser beton diabaikan !

OK DUA TUMPUAN
oleh : Junaedi

an terpusat ($a < b$)
 uan jepit-jepit
 an terpusat P (kg) = 4750
 tang a (cm) = 225
 tang b (cm) = 375
 rsia balok I (cm⁴) = 720000
 stisitas bahan balok E (kg/cm²) = 210000

	Geser	Momen	Lendutan
0	3247.07	-417480	0
0	3247.07	-222656	0.003976
0	3247.07	-27832	0.011928
0	3247.07	166992	0.017892
5	-1502.93	313110	0.0291211
5	-1502.93	222935	0.0304108
5	-1502.93	132759	0.0263926
5	-1502.93	42583	0.0192134
5	-1502.93	-47592.8	0.0110204
5	-1502.93	-137769	0.00396047
5	-1502.93	-227944	0.000180784

aksi tumpuan RA : -3247.07
 aksi tumpuan RB : -1502.93
 en maks. di $x=a$, Mm : 313110
 ndutan maks. fm : 0.030679
 xf : 266.667



Dinding = 2160
 Plat = 2000
 Balok = 576

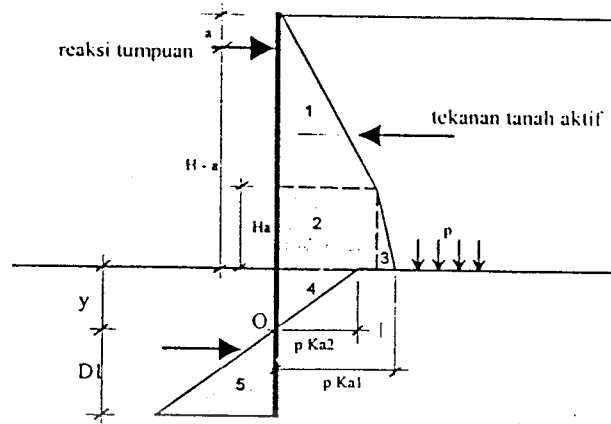
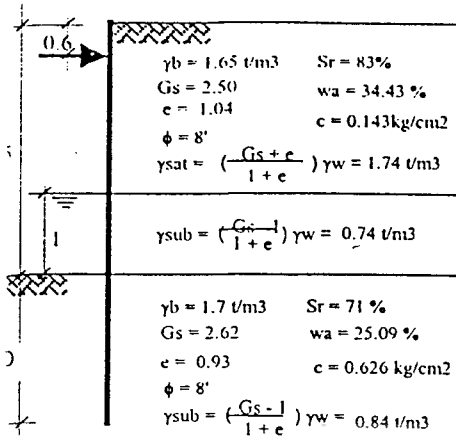
$P = 4736$

Momen yg terjadi = $6.01 + 4.17 = 10.18 \text{ tm}$

Momen kapasitas = 24.6 tm

GAI

tanah



H = 5 m
a = 1 m
Ha = 1 m

Catan : Untuk analisis jangka panjang, sifat2 kohesif tanah diabaikan
Tanah dianggap granular dengan $c=0$ dan $\phi=20^\circ$

$K_a = \tan(45 - 20/2) = 0.49$ $y = (p_{Ka2}) / (p_{Pa}) = 2.9$
 $K_p = 1/K_a = 2.04$

Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan (t/m ²)	Gaya (ton)
1	$4 \times 1.74 \times 0.49 = 3.4104$	$0.5 \times 4 \times 3.4104 = 6.8208$
2	3.4104	$3.4104 \times 1 = 3.4104$
3	$1 \times 0.74 \times 0.49 = 0.3626$	$0.5 \times 1 \times 0.3626 = 0.1813$
4	$7.7 \times 0.49 = 3.773$	$2.9 \times 3.773 \times 0.5 = 5.47085$

Momen Terhadap Tumpuan

Gaya	Lengan thd tumpuan	Momen
6.8208	2.067	14.09632
3.4104	3.900	13.30056
0.1813	4.067	0.7372867
5.47085	5.367	29.360228
15.88335		57.494395

Titik angkap resultan gaya Spa

$L \times 15.88 = 57.49 \implies L = 3.62$

Momen thd tumpuan

$L \times Spa - 0.5D1^2(pp - pa)(ht + y + 0.67D1) = 0$
 $57.49 - 0.5D^2(1.302)(4.4 + 2.9 + 0.67xD) = 0$
 $57.49 - 0.651D1^2(7.3 + 0.67D1) = 0$
 $57.49 - 4.75D1^2 - 0.4362D1^3 = 0$

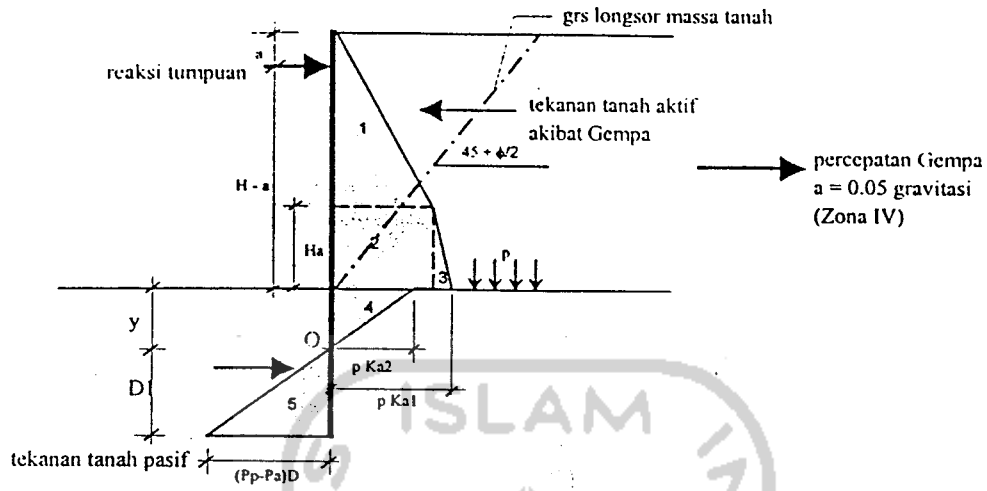
Dengan jalan coba-coba didapatkan $D1 = 3.08$

Jadi dalamnya sheet pile total $D = D1 + y = 3.08 + 2.9 = 5.98 \text{ m}$

Tekanan tana pasif = $0.5D1^2(pp - pa) = 0.5 \times 3.08^2 \times 1.302 = 6.176 \text{ ton}$

Gaya reaksi tumpuan = $15.89 - 6.176 = 9.714 \text{ ton}$ (diteima oleh lantai jети per m lari)

in Gempa



Momen Terhadap Tumpuan

No	Gaya	Lengan thd tumpuan	Momen
gempa	1.0875	1.067	1.160
3	0.1813	4.067	0.7372867
4	5.47085	5.367	29.360228
	6.73965		31.257515

Momen akibat Gempa lebih kecil

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
 رابطة العالم الإسلامي
 جامعة الإسلام

PERHITUNGAN TEKNIS PLAT PRACETAK PROYEK PKB – PALEMBANG

RESUME

DIMENSI PLAT : 950 x 3700 x 70 mm³

PEMBEBANAN :

- Beban Mati :

Berat sendiri : 0.17 Ton/m
 Beban mati tambahan : 242 kg/m²
 Over topping (tebal=5 cm) : 0.11 Ton/m

- Beban hidup :

Saat konstruksi : P = 100 kg (terpusat)
 Saat service : q = 500 kg/m²

ALTERNATIF 1 : PRESTRESSED

Mutu beton : Initial = K-350
 Final = K-600
 Over topping = K-300

Strand : 6 strand ϕ 12,7
 ASTM A 416 grade 270 K

Kontrol lendutan : Saat konstruksi = -10,03 mm
 Saat service = -9,59 mm

$$f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = ?$$

$$\frac{f_c'}{0,8} = \frac{200}{0,8} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 250$$

ALTERNATIF 2 : REINFORCED

Mutu beton : Final = K-350
 Over topping = K-300

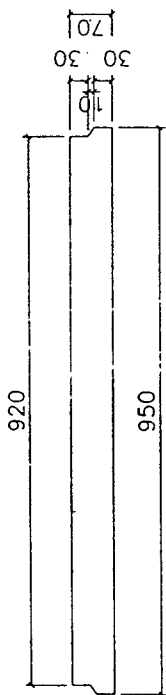
Besi tulangan : 7 D 13
 Ulir : BJTD 39
 Polos : BJTP 24 (mild steel)

Kontrol lendutan : Saat konstruksi = -10,83 mm
 Saat service = -6,23 mm

$$\text{mod el} = 4700 \sqrt{f_c'}$$

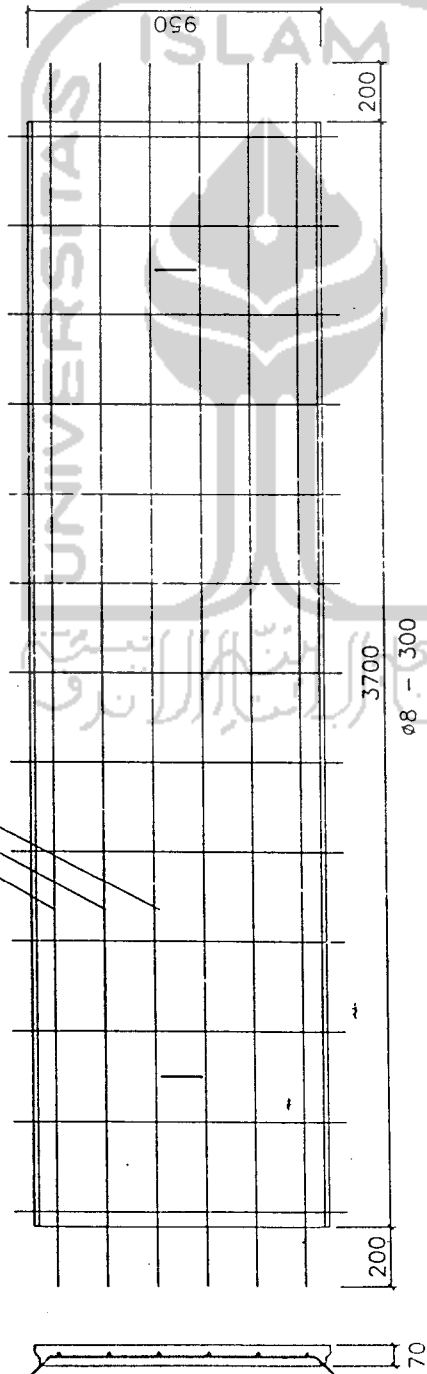
$$\frac{BJ \text{ btn}}{19,81}$$

↳ perencanaan
 gravitasi



TAMPAK DEPAN

6 STRAND $\phi 12.7$

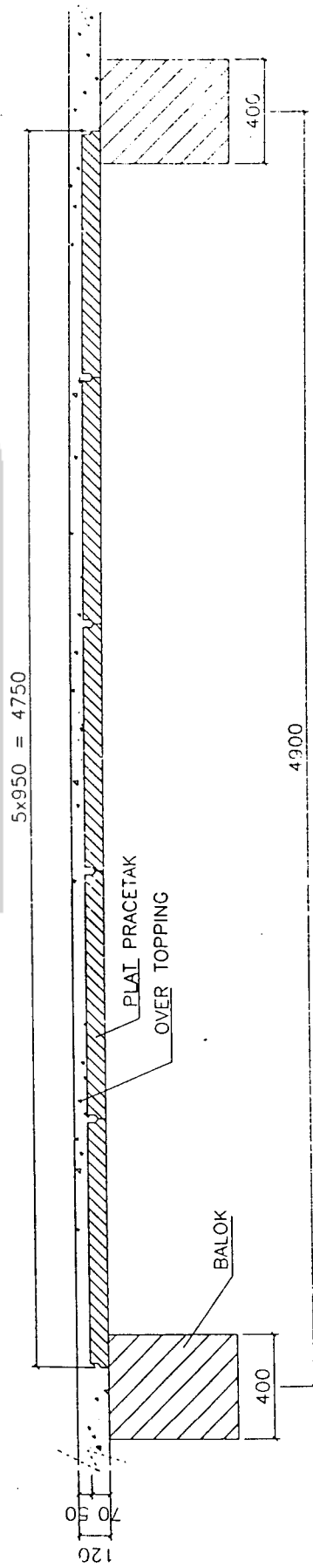


KETERANGAN :

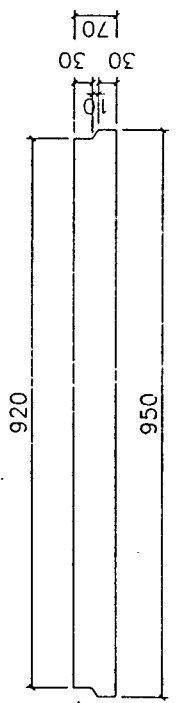
MUTU BETON
 - INITIAL : K-35
 - FINAL : K-40
 - OVER TOPPING : K-25

MUTU STRAND
 BREAKING LOAD : 5200 kg

MUTU BAJA
 : BUSE 4
 : BUSE 3

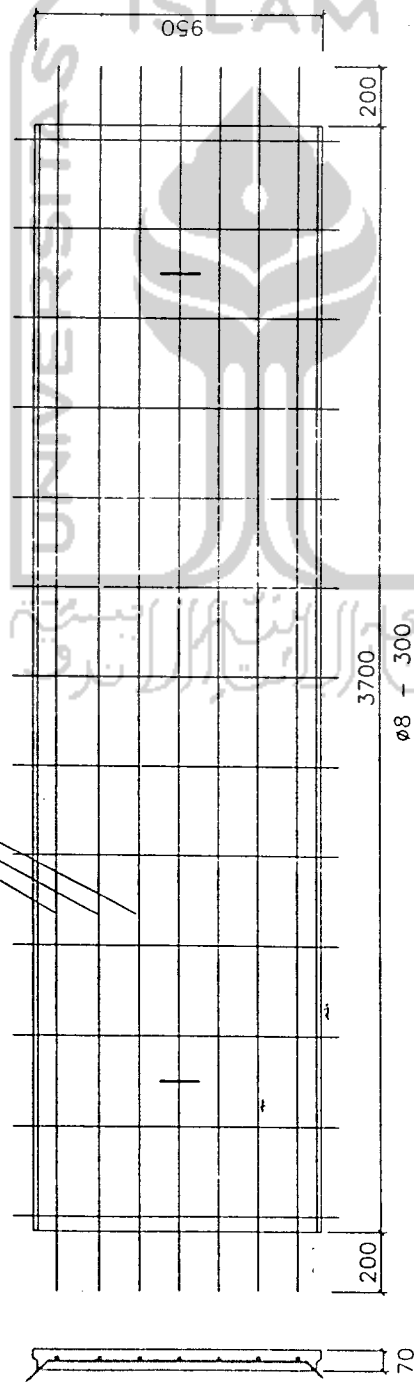


DETAIL PEMASANGAN



TAMPAK DEPAN

7 D 13



KETERANGAN :

MUTU BETON

- PRACETAK : K-35

- OVER TOPPING : K-35

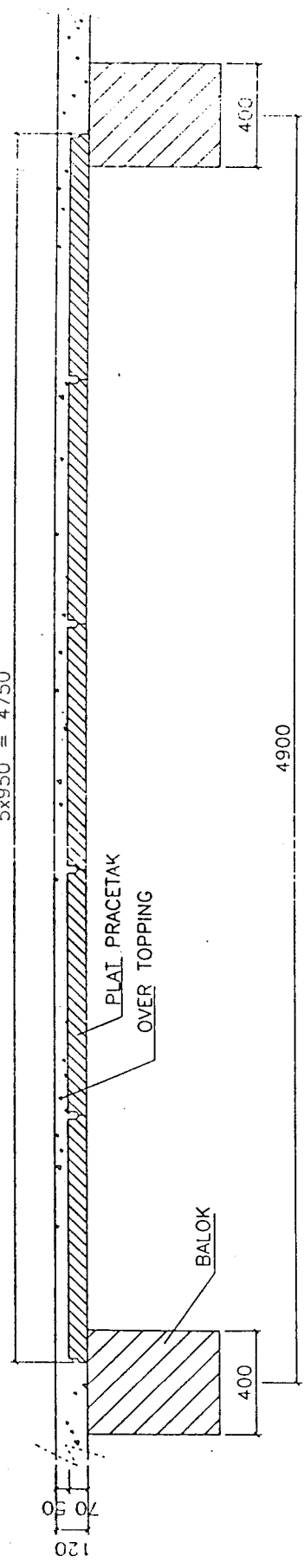
MUTU BAJA

PR-35

(MULUTAN)

PENJULANGAN

$5 \times 950 = 4750$



DETAIL PEMASANGAN

ANALISA DAN HASIL HITUNGAN PLAT PRESTRESSED

PADA SAAT KONSTRUKSI

BENTANG	= 3.60 meter	TINGGI BALOK = 7.00 cm
PANJANG BALOK	= 3.70 meter	Ac = 0.0652 m ² /m'
JARAK ANTAR BALOK	= 0.95 meter	

PEMBEBANAN

BEBAN MATI (DL) Berat sendiri $q = A_c \cdot 2,50 = 0.1630 \text{ ton/m}' = 1.5985 \text{ kN/m}'$ Berat slab ($t_{\text{slab}}=5\text{cm}$) $q = t_{\text{slab}} \cdot \text{spasi} \cdot 2,4 = 0.114 \text{ ton/m}' = 1.1180 \text{ kN/m}'$			
BEBAN HIDUP (LL) Referensi : Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya, DPU 1987. Beban terpusat $P = 100 \text{ kg}$ $M = 1/4 P L = 0.1 \text{ Ton-m}$ $q_{\text{ek}} = M \cdot 8 / L^2 = 0.05 \text{ ton/m}' = 0.4904 \text{ kN/m}'$			

FAKTOR PEMBEBANAN (AASHTO)	
$M_u = 1.2 (M_d + 5/3 M_l)$	
$M_u = 7.00 \text{ kNm}$	

MATERIAL

MUTU BETON BALOK :			
K 600	$f_c = (0,76 + 0,2 \cdot \text{LOG}(800/150)) \cdot 800$	=	528.2472 kg/cm ² = 51.8052 MN/m ²
MUTU BETON BALOK SAAT RELEASE / HANDLING :			
K 350	$f_{ci} = (0,76 + 0,2 \cdot \text{LOG}(450/150)) \cdot 450$	=	291.7584 kg/cm ² = 28.6127 MN/m ²
MUTU BETON SLAB :			
K 250	$f_c = (0,76 + 0,2 \cdot \text{LOG}(300/150)) \cdot 300$	=	201.0924 kg/cm ² = 19.7211 MN/m ²

PRESTRESS STEEL

PC STRAND Φ 12.7 mm
(ASTM A 416 Grade 270 K
atau JIS G3536)

Baris Ke	H dari bawah (mm)	Jumlah	Jacking force
1	30	6	137.80 kN/strand (= 14,05 ton/strand)
		6	

JUMLAH STRAND DAN DEBONDED STRAND :

No.	jum. strand	h (mm)	debonded (0 s/d 1,0 m dari ujung)	debonded	debonded	debonded
1	6	30				
TOTAL			0	0	0	0

KAPASITAS BALOK

KAPASITAS MOMEN BALOK

$\phi M_n =$	14 kN-m	
$M_u =$	8 kN-m	→ dari perhitungan EnBeam

BALOK juga dikontrol terhadap lendutan dan kapasitas penampang pada daerah unbounded.

Kontrol Lendutan :

Akibat beban hidup	-1.28 mm	< syarat L/800 =	-4.50 mm
Total	-10.03 mm	< syarat L/300 =	-12.00 mm

DESAIN PLAT
PROYEK PENURAPAN BENTENG KUTO BESAK-3
PALEMBANG - SUMSEL

ternatif 1 : Reinforced concrete

umsi perencanaan :

Mutu beton pracetak	:	K 350
Mutu beton saat konstruksi	:	K 350
Mutu beton over topping	:	K 250
Mutu baja	:	fy 390 MPa

nensi :

Plat lantai	:	95 x 370 x 7 cm ³
Over topping	:	Tebal = 50 mm

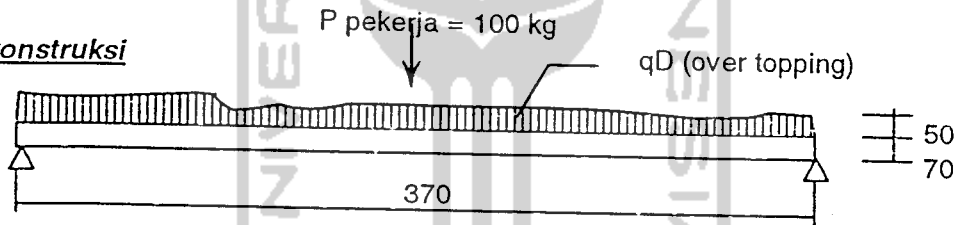
mbebanan :

Beban mati :	
- Berat sendiri beton	: 2.5 Ton/m ³
- Beban mati tambahan	: 0.242 Ton/m ²
Beban hidup :	
- Beban hidup	: 0.5 Ton/m ²
- Beban pekerja saat konstruksi	: 100 kg (terpusat)

Handwritten note: 11 = 3,342

SAIN PLAT LANTAI

da saat konstruksi



nbebanan :

Beban mati	
Beban mati =	0.17 Ton/m
Beban over topping = (x faktor kejut = 1,1)	0.13 Ton/m
qD =	0.30 Ton/m
Beban hidup :	
Beban pekerja =	100 Kg

mbinasi pembebanan :

$qu = 1,3 D + 2,17 L$

Handwritten note: $Wt =$

alisa struktur

$$= \frac{1}{8} * qu * L^2 + \frac{1}{4} * P * L = 0.66 + 0.20$$

$$= 0.86 \text{ Ton-m}$$

$$= Mu / \phi = 0.96 \text{ Ton-m}$$

$$= 9568450.521 \text{ N-mm}$$

sain penulangan plat lantai :

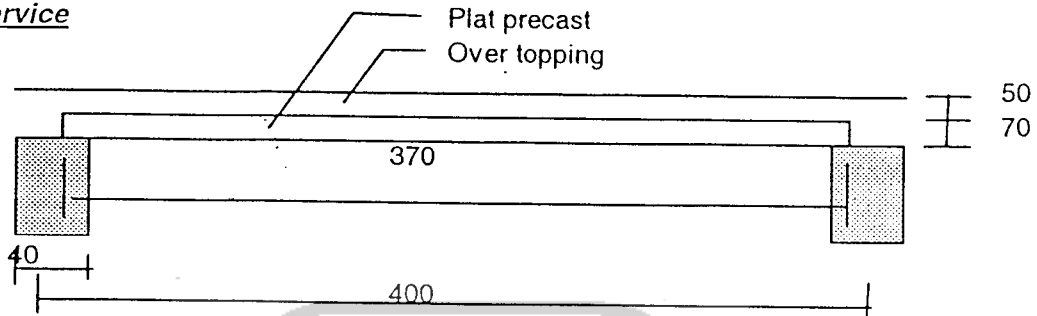
Mutu beton plat precast	fc' =	29.18 MPa
Mutu baja (fy) =		390 MPa
Tinggi efektif =		38.5 mm
Lebar balok =		950 mm

$\rho b = 0.05405 \times 0.60606 = 0.0328$

m = 15.73
 Rn = 6.80 MPa
 ρ = 0.02084

As perlu = 762.1 mm²
 As terps = 7 D 13
 = 929.1 mm² OK !!

da saat service



mbebanan :

Beban mati :
 - Berat sendiri = 0.29 Ton / m
 - Beban mati tambahan = 0.23 Ton / m
 qD = 0.51 Ton / m

Beban hidup :
 - Beban hidup = qL = 0.475 Ton / m

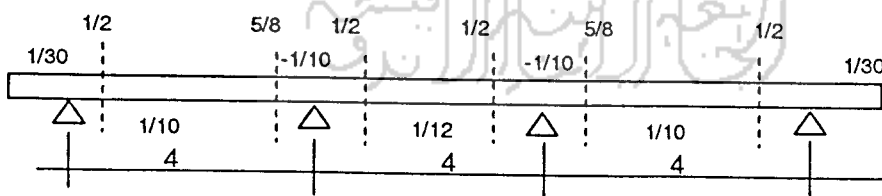
Beban sementara :
 - Beban air hujan = qS = 0.0475 Ton / m

mbinasi pembebanan :

qu 1 = 1,3 D + 2,17 L = 1.70 Ton / m (Maksimum)
 qu 2 = 1,3 D + 1,3 L + 1,3 S = 1.35 Ton / m

1,0325 T

alisa struktur :



tump = 1/10 x qu x L² = 2.72 Ton-m
 lap = 1/12 x qu x L² = 2.27 Ton-m

esain Penulangan Momen Lapangan

Mn = Mu / φ = 2.267 / 0.9 = 2.52 Ton m = 25186963 N mm

rencanakan plat :

Mutu beton over topping fc' = 24.61 MPa
 Mutu baja (fy) = 390 MPa
 Tinggi efektif = 88.5 mm

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0.045584526 \times 0.60606061$$

$$= 0.027626985$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.020720239$$

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y$$

$$= 0.00359$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = 18.65$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$= \frac{25186963}{3.385 \text{ MPa} \times (950 \times 88.5^2)}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0.00953$$

Digunakan $\rho =$

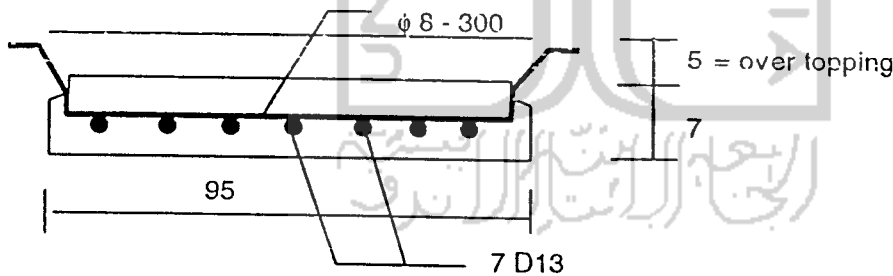
$$0.00953$$

$$A_s \text{ perlu} = 0.00953 \times 950 \times 88.5$$

$$= 801 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ terps} = 7 D$$

$$= 929.1 \text{ mm}^2$$



ontrol lendutan

a saat konstruksi

$$= 4700 \text{ sqrt}(f_c') = 25386.9 \text{ MPa}$$

$$1/12 * b * h^3 = 27154167 \text{ mm}^4$$

$$a_l = 5/384 * q L^4 / (E I_e) + 1/48 * P L^3 / (E I_e)$$

$$= 9.418 + 1.410004$$

$$= 10.828 \text{ mm}$$

$$l_{up} = 5/384 * q L^4 / (E I_e) + 1/48 * P L^3 / (E I_e)$$

$$= 4.14 + 1.41$$

$$= 5.55 \text{ mm}$$

$$f_{ijin} = L / 360 = 10.00 \text{ mm}$$

Lantai tidak menahan komponen struktur yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar

Pada saat service

$$I_g = 136800000 \text{ mm}^4$$

$$f_{\text{total}} = \frac{5}{384} \cdot q L^4 / (E I_e) + \frac{1}{48} \cdot P L^3 / (E I_e)$$

$$= 6.23 \text{ mm}$$

$$f_{\text{hidup}} = \frac{5}{384} \cdot q L^4 / (E I_e) + \frac{1}{48} \cdot P L^3 / (E I_e)$$

$$= 2.99 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ijin}} = L / 360 = 10.00 \text{ mm}$$

Lantai tidak menahan komponen struktur yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar



REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 1, (Length 5,00 M)

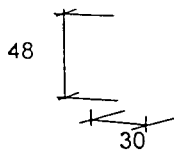
Material :

Concrete :	K	350			
- at production :	K	50%	175	$f_c =$	135.34 kg/cm ²
- at construction :	K	80%	280	$f_c =$	227.98 kg/cm ²
- at service :	K	100%	350	$f_c =$	291.76 kg/cm ²
				$E_c =$	2.58E+05 kg/cm ²
- Overtopping :	K		250	$f_c =$	201.09 kg/cm ²
				$E_c' =$	2.14E+05 kg/cm ²
				$n =$	0.830

Rebar : BjTD 40
BjTP 24 (stirrup)

2. Dimension :

figure :



distance =	400.00	cm			
width poer =	80.00	cm			
width (B) =	30.00	cm			
Length (L) =	500.00	cm	span =	420.00	cm (center of coloumb decrease width poer)
High (H) =	48.00	cm	d =	43.00	cm
t PC Slab =	7	cm	supported =	10	cm
t overtopping =	5	cm	length =	440	cm
Ix =	276480	cm ⁴			
Wx =	11520	cm ³			

3. LOADS

- Unit weigth concrete 2400 kg/m³
- Live load 100 kg/m² (at construction)

Data :

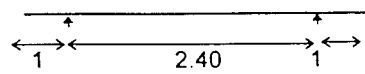
LL service	=	500	kg/m ²
DL(not inclu PC slab)	=	242	kg/m ²

4. At Production

tensile allow =	-0.159	x	135.34	^{0.5}	=	-1.85	kg/cm ²
$\sigma_{com. Allow}$ =	0.4	x	135.34		=	54.14	kg/cm ²

Loading :

$Q_{bs} = 0.144 \times 1 \times 2500 = 360$ kg/m



$M_t = 360 \times 1^2 = 180$ kgm

REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 1, (Length 5,00 M)

2

$$M_l = \frac{360}{8} \times 2.40^2 = 180 \text{ kgm}$$

Impact = 1.2

$$M_{\text{disain}} = 1.2 \times 180 = 216 \text{ kgm}$$

$$\sigma_a = \frac{21600}{11520.00} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < 54.14 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_b = \frac{21600}{11520.00} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 > -1.85 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

5. At Construction

Loading :

$$\begin{aligned} q_{\text{beam}} &= 360 \text{ kg/m} \\ q_{\text{slab}} &= 0.07 \times 4.00 \times 2400 = 672 \text{ kg/m} \\ q_{\text{overtopping}} &= 0.05 \times 4.00 \times 2400 = 480 \text{ kg/m} \\ q_{\text{DL}} &= 1512 \text{ kg/m} \\ q_{\text{LL}} &= 1.00 \times 4.00 \times 100 = 400 \text{ kg/m} \\ q_u &= 1.4 \times 1512 + 1.7 \times 400 = 2796.8 \text{ kg/m} \\ M_u &= \frac{2796.8}{8} \times 4.2^2 = 6166.944 \text{ kgm} \\ M_n &= \frac{6166.94}{0.9} = 6852.16 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$a_{\text{max}} = \frac{0.75 \times 0.8 \times 6300}{4000 + 6300} \times 43 = 15.78 \text{ cm}$$

$$aa = 43.00^2 - \frac{2 \times 685216}{30 \times 0.85 \times 227.98} = 1613.27 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{43 - 1613.27^{0.5}}{2.83} = 2.83 \text{ cm} < 15.78 \text{ OK}$$

$$A_s = \frac{685216}{\left(43 - \frac{2.83}{2} \right) \times 4000} = 4.12 \text{ cm}^2$$

REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 1, (Length 5,00 M)

6. At Service

Loading width = 400.00 m

$$\begin{aligned}
 q_{DL} &= & & = & 1.512 & \text{ kg/m} \\
 q_{DL\text{add}} &= & 1 & \times & 4.00 & \times & 242 & = & 968 & \text{ kg/m} \\
 q_{UL} &= & 1.00 & \times & 4.00 & \times & 500 & = & 2.000 & \text{ kg/m} \\
 q_u &= & 1.4 & \times & 1.512 & + & 1.7 & \times & 2.000 \\
 &= & 5516.8 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

at center line

$$M_{u1} = \frac{5516.8}{8} \times 4.2^2 = 12164.54 \text{ kgm}$$

$$d_c = 45 \text{ cm} \quad (d + n.\text{hovertopping}) \cdot (\text{tovertopping}/\text{tbalok}) = 45.49 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{12164.54}{0.9} = 13516.16 \text{ kgm}$$

$$a_{\max} = \frac{0.75 \times 0.8 \times 6300}{4000 + 6300} \times 45 = 16.69 \text{ cm}$$

$$a_a = \frac{45^2 \cdot 2 \times 1351616}{30 \times 0.85 \times 291.76}$$

$$= 1706.05 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{45 - 1706.05^{0.5}}{4.19} = 4.19 \text{ cm} < 16.69 \text{ OK}$$

$$A_s = \frac{1. \text{E}+06}{(45 - 4.19) \times 4000}$$

$$= 7.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = \frac{14}{4000} \times 30 \times 45 = 4.77652 \text{ cm}^2$$

Reinforcement	2	D	25	at bottom row	
	1	D	25	at top row	
Provided	4	D	25	at bottom row	OK!
	2	D	25	at top row	OK!

7, Shear

$$V_{u1} = \frac{5516.8}{2} \times 2 \times 4.2 = 23170.6 \text{ kg}$$

$$= 23171 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{0.53}{12355} \times 291.76^{0.5} \times 30 \times 45$$

REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 1, (Length 5,00 M)

$$V_s = 23171 - \frac{12355}{0.85} = 8636 \text{ kg}$$

$$A_v = 2 \times 0.25 \times 3.14159 \times 10^2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s_1 = \frac{1.57 \times 2400 \times 45}{8636} = 19.86 \text{ cm}$$

$$s_2 = \frac{45.49}{2} = 23 \text{ cm}$$

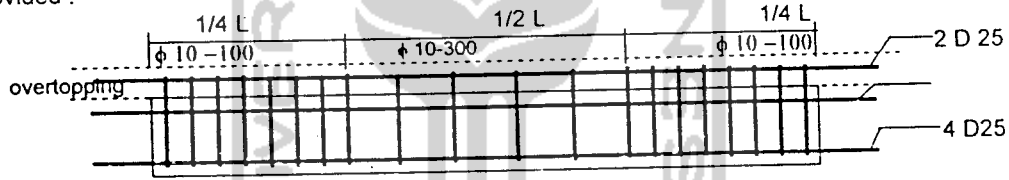
$$s_3 = 60.96 \text{ cm}$$

$$s_4 = \frac{1.57 \times 2400}{3.5 \times 30} = 36 \text{ cm}$$

Stirrup : 2 ϕ 10 - 198 mm provided 100 mm

OK!

Figure provided :



REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 2, (Length 4,00 M)

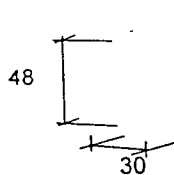
Material :

Concrete :	K	350		
- at production :	K	50%	175	$f_c = 135.34 \text{ kg/cm}^2$
- at construction :	K	80%	280	$f_c = 227.98 \text{ kg/cm}^2$
- at service :	K	100%	350	$f_c = 291.76 \text{ kg/cm}^2$
				$E_c = 2.58E+05 \text{ kg/cm}^2$
- Overtopping :	K		250	$f_c = 201.09 \text{ kg/cm}^2$
				$E_c' = 2.14E+05 \text{ kg/cm}^2$
				$n = 0.830$

Rebar : BjTD 40
BjTP 24 (stirrup)

2. Dimension :

figure :



distance =	500.00	cm		
width poer =	80.00	cm		
width (B) =	30.00	cm		
Length (L) =	400.00	cm	span =	320.00 cm (center of coloumb decrease width poer)
High (H) =	48.00	cm	d =	43.00 cm
t PC Slab =	7	cm	supported =	10 cm
t overtopping =	5	cm	length =	340 cm
Ix =	276480	cm ⁴		
Wx =	11520	cm ³		

3. LOADS

- Unit weighth concrete	2400	kg/m ³
- Live load	100	kg/m ² (at construction)

Data :

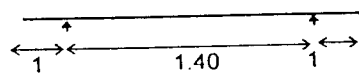
LL service	=	500	kg/m ²
DL(not inclu PC slab)	=	242	kg/m ²

4. At Production

tensile allow =	-0.159	x	135.34 ^{0.5}	=	-1.85	kg/cm ²
$\sigma_{com. Allow}$ =	0.4	x	135.34	=	54.14	kg/cm ²

Loading :

$q_{bs} = 0.144 \times 1 \times 2500 = 360 \text{ kg/m}$



$M_t = 360 \times 1^2 = 180 \text{ kgm}$

REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 2, (Length 4,00 M)

2

$$M_l = \frac{360}{8} \times 1.40^2 = -91.8 \text{ kgm}$$

Impact = 1.2

$$M_{\text{disain}} = 1.2 \times 180 = 216 \text{ kgm}$$

$$\sigma_a = \frac{21600}{11520.00} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < 54.14 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_b = \frac{21600}{11520.00} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 > 1.85 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

5. At Construction

Loading :

$$\begin{aligned} q_{\text{beam}} &= 360 \text{ kg/m} \\ q_{\text{slab}} &= 0.07 \times 5.00 \times 2400 = 840 \text{ kg/m} \\ q_{\text{overlapping}} &= 0.05 \times 5.00 \times 2400 = 600 \text{ kg/m} \\ q_{DL} &= 1800 \text{ kg/m} \\ q_{LL} &= 1.00 \times 5.00 \times 100 = 500 \text{ kg/m} \\ q_u &= 1.4 \times 1800 + 1.7 \times 500 = 3370 \text{ kg/m} \\ M_u &= \frac{3370}{8} \times 3.2^2 = 4313.6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{4313.60}{0.9} = 4792.89 \text{ kgm}$$

$$a_{\text{max}} = \frac{0.75 \times 0.8 \times 6300}{4000 + 6300} \times 43 = 15.78 \text{ cm}$$

$$aa = 43.00^2 - \frac{30 \times 2 \times 479289}{0.85 \times 227.98} = 1684.11 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{43 - \sqrt{1684.11}}{2} = 1.96 \text{ cm} < 15.78 \text{ OK}$$

$$A_s = \frac{479289}{\left(43 - \frac{1.96}{2} \right) \times 4000} = 2.85 \text{ cm}^2$$

REINFORCED BEAM
BEAM TYPE 2, (Length 4,00 M)

6. At Service

Loading width = 500.00 m

$$q_{DL} = 1.800 \text{ kg/m}$$

$$q_{DL\text{ add}} = 1 \times 5.00 \times 242 = 1,210 \text{ kg/m}$$

$$q_{LL} = 1.00 \times 5.00 \times 500 = 2,500 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1.4 \times 1,800 + 1.7 \times 2,500 = 6770 \text{ kg/m}$$

at center line

$$M_{u1} = \frac{6770}{8} \times 3.2^2 = 8665.6 \text{ kgm}$$

$$d_c = 45 \text{ cm} \quad (d + n.\text{hovertopping}) \cdot (\text{tovertopping} / \text{tbalok}) = 45.49 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{8665.60}{0.9} = 9628.44 \text{ kgm}$$

$$a_{\text{max}} = \frac{0.75 \times 0.8 \times 6300}{4000 + 6300} \times 45 = 16.69 \text{ cm}$$

$$a_a = \frac{45^2 \cdot 2 \times 962844}{30 \times 0.85 \times 291.76} = 1810.56 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{45}{2.94} = 16.69 \text{ cm} < 16.69 \text{ OK}$$

$$A_s = \frac{962844}{\left(45 - \frac{2.94}{2} \right) \times 4000} = 5.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min.}} = \frac{14}{4000} \times 30 \times 45 = 4.77652 \text{ cm}^2$$

Reinforcement	2	D	25	at bottom row	
	1	D	25	at top row	
Provided	4	D	25	at bottom row	OK!
	2	D	25	at top row	OK!

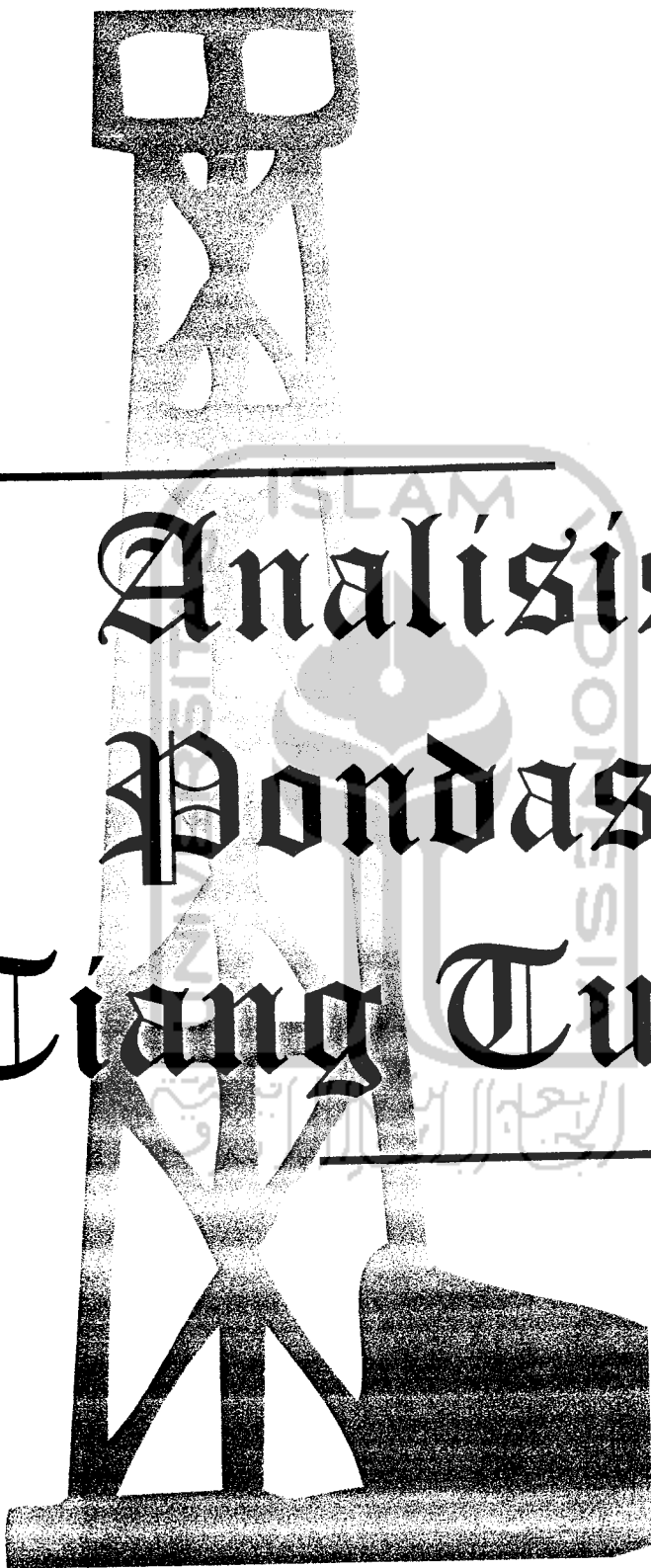
7, Shear

$$V_{u1} = \frac{6770}{2} \times 2 \times 3.2 = 21664 \text{ kg}$$

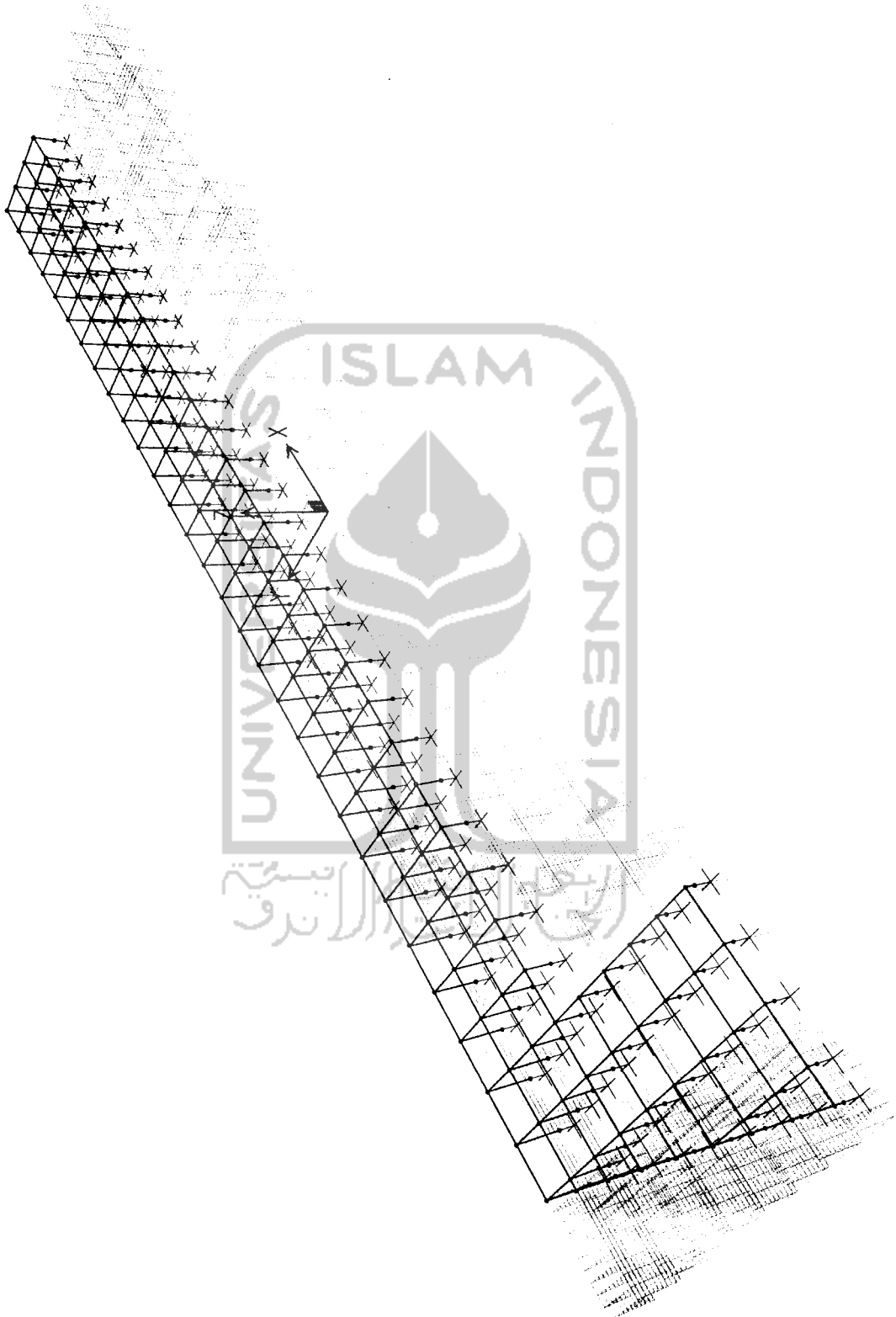
$$V_c = 0.53 \times 291.76 \times 30 \times 45 = 12355 \text{ kg}$$

LAMPIRAN 2

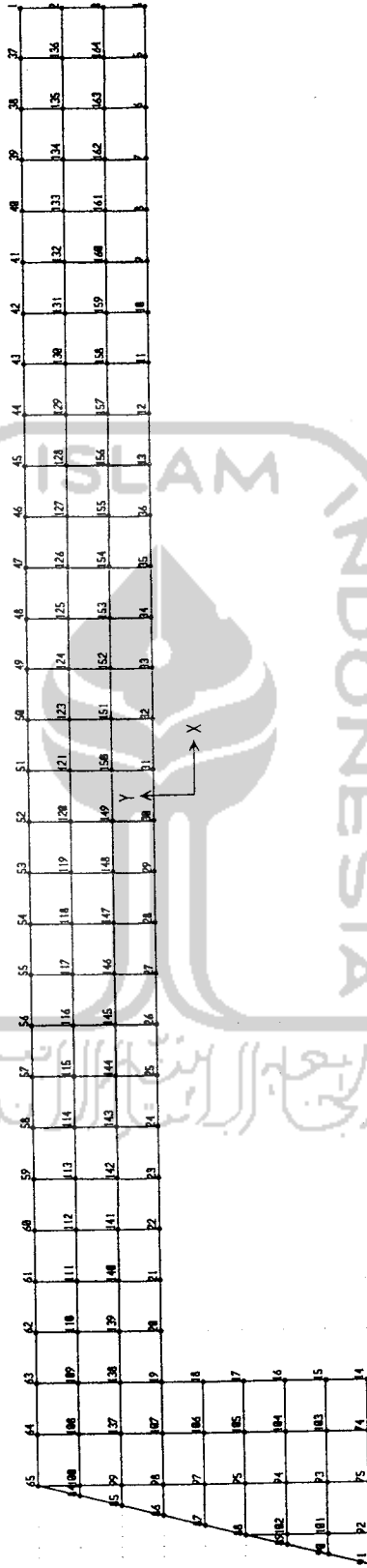


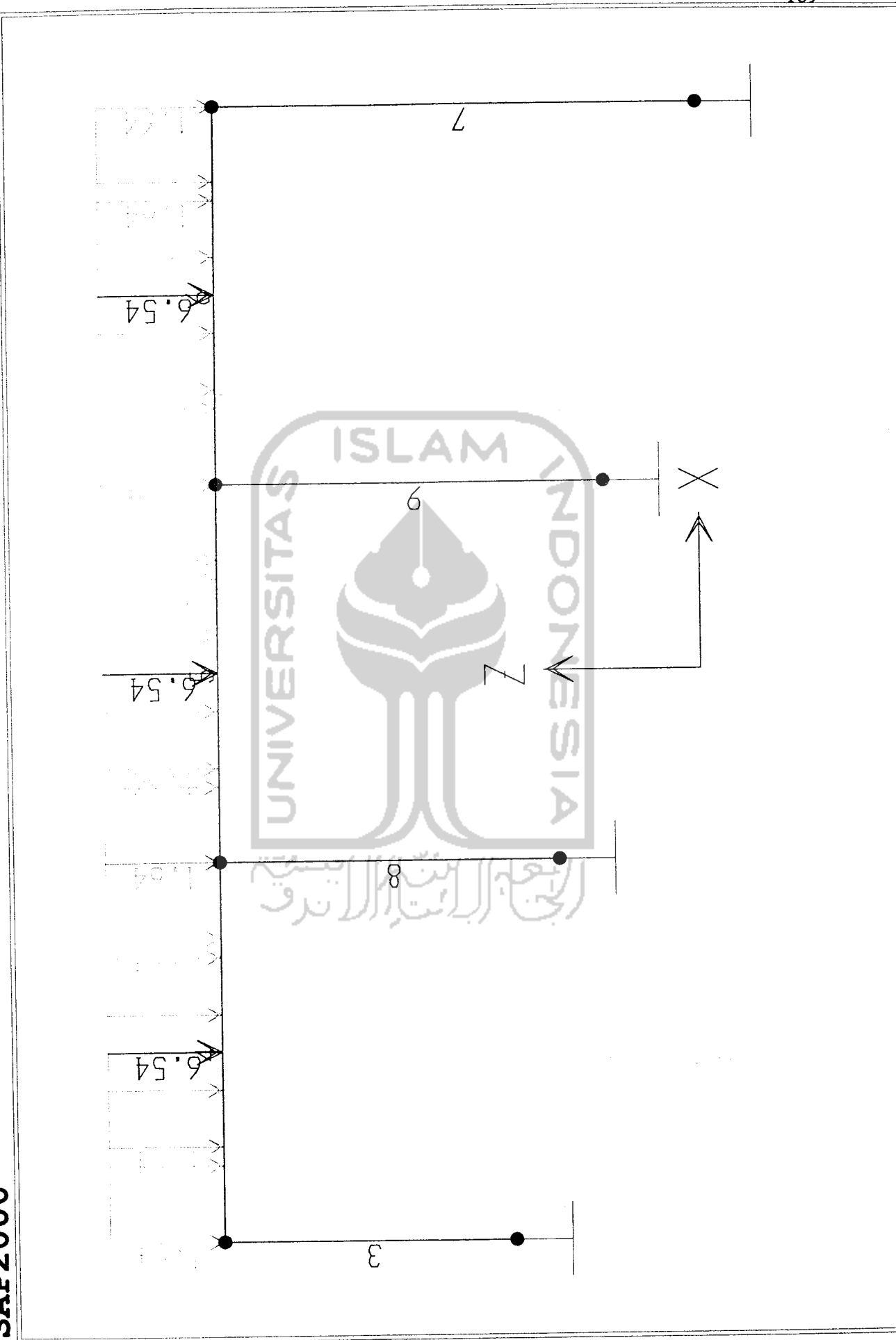


Analisis Pondasi Tiang Turap

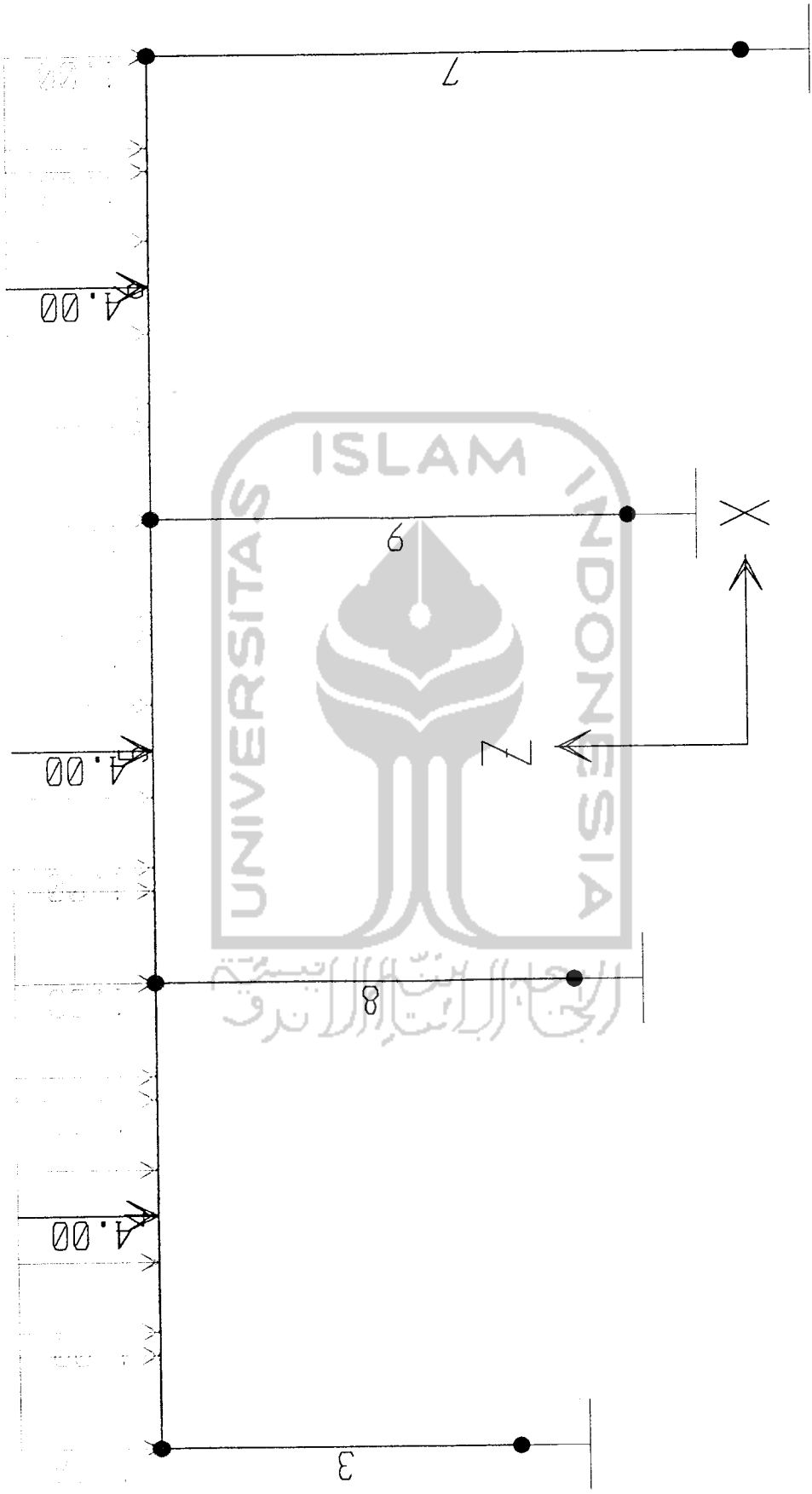


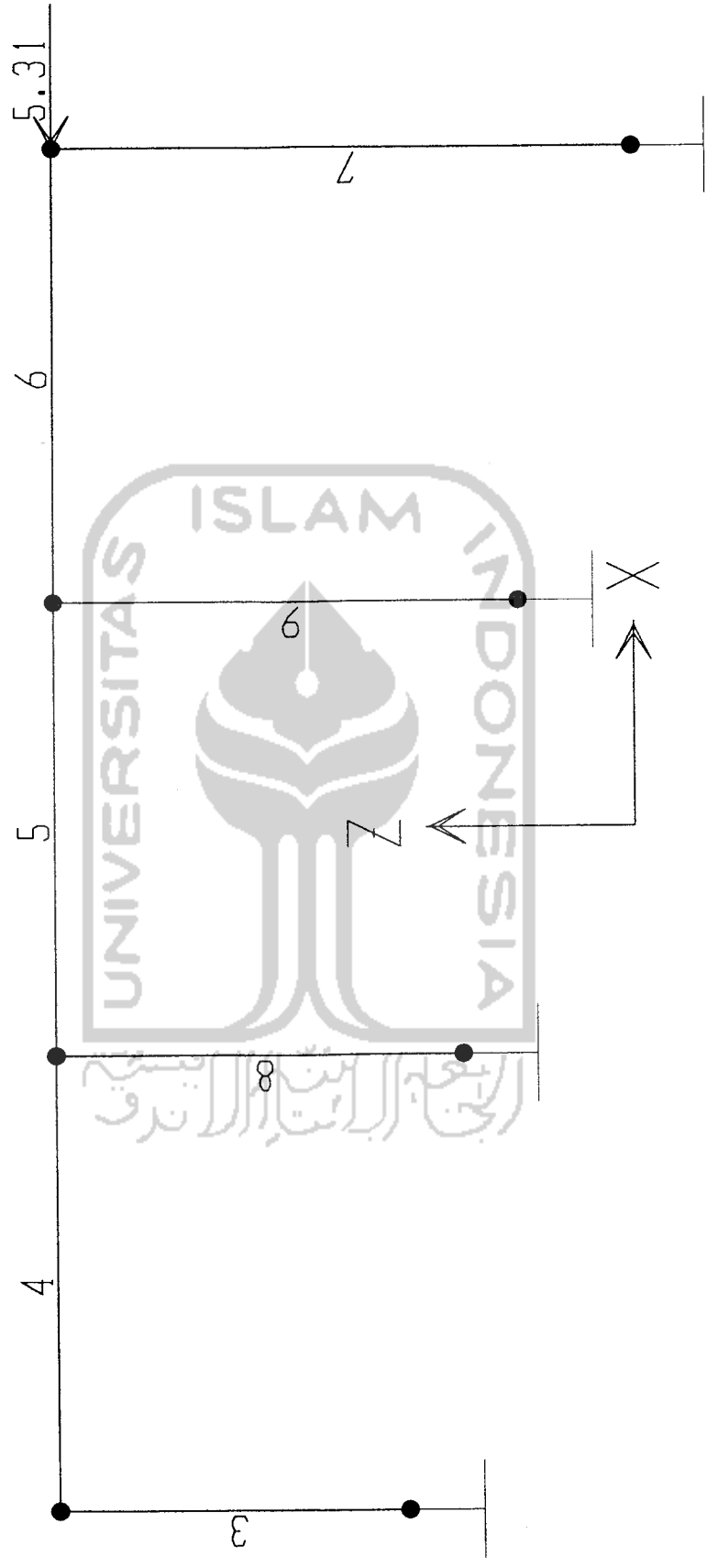
SAP2000

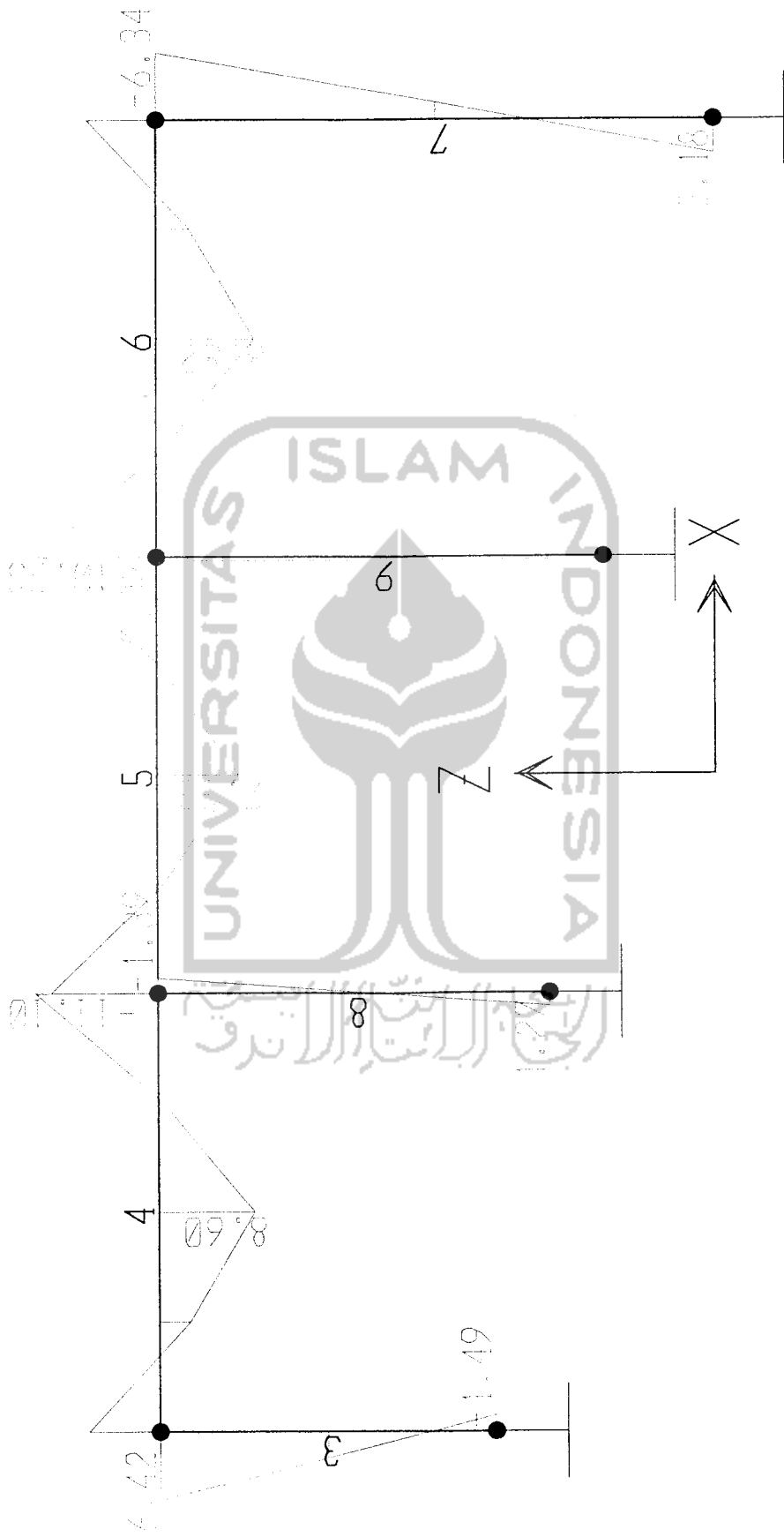


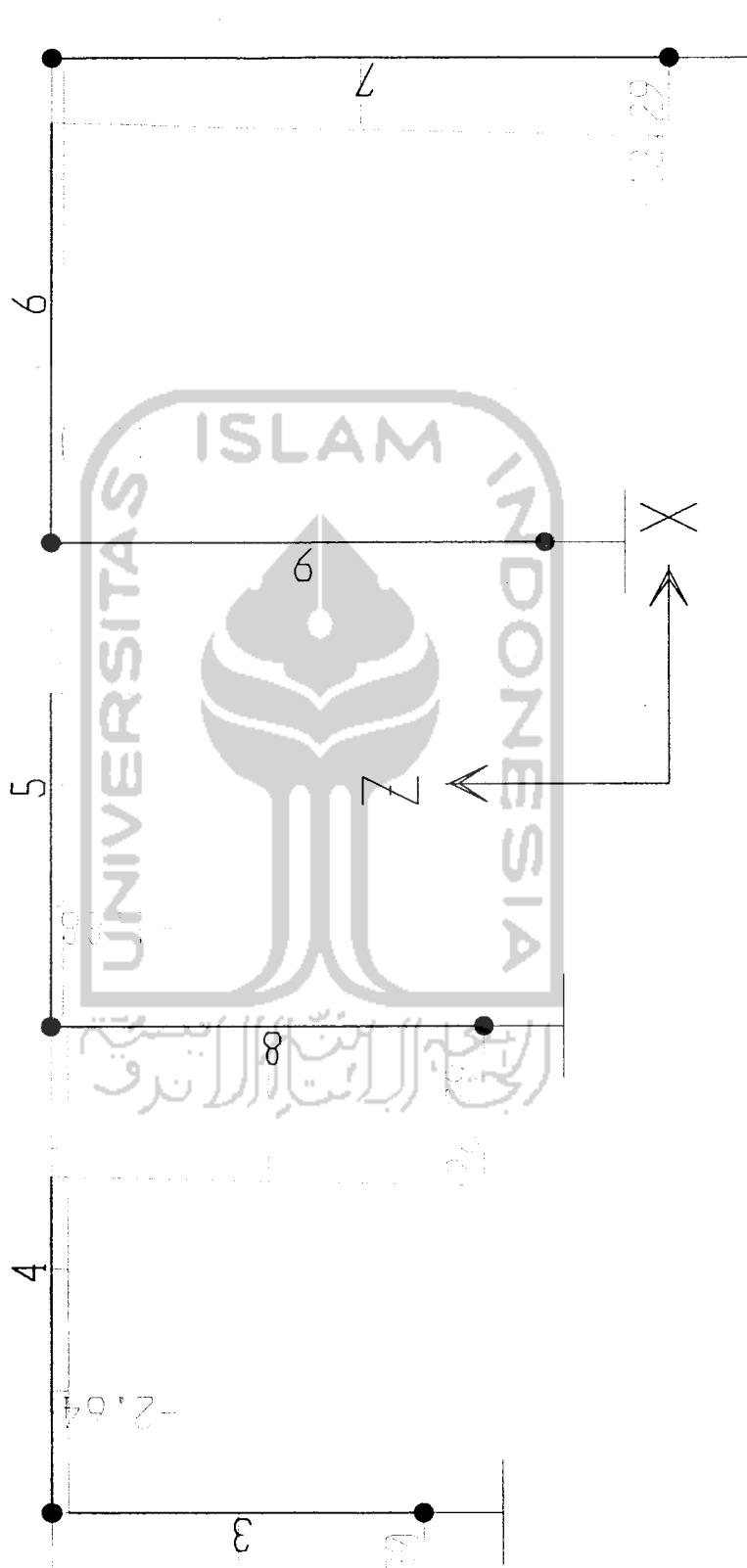


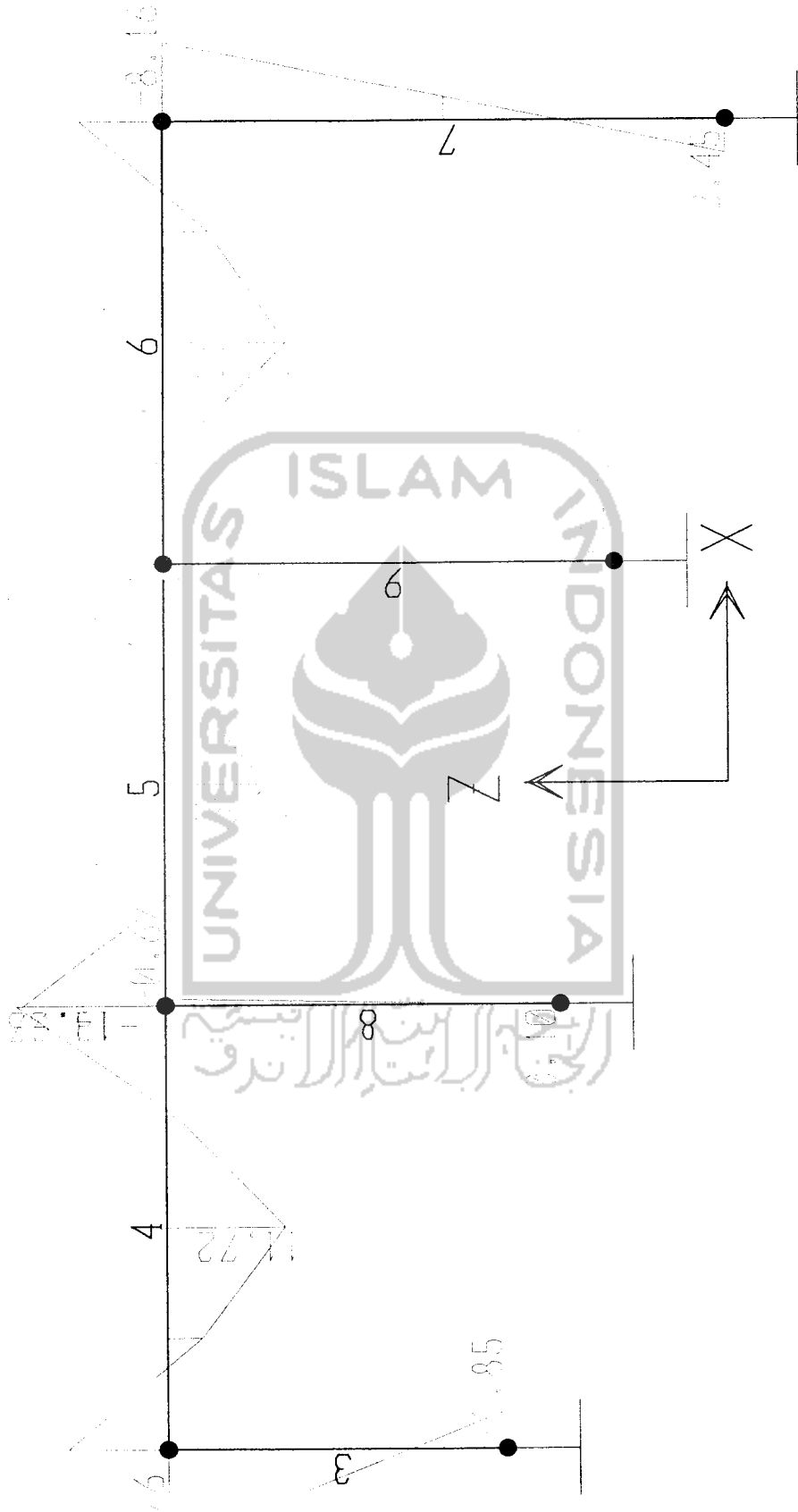
SAP2000

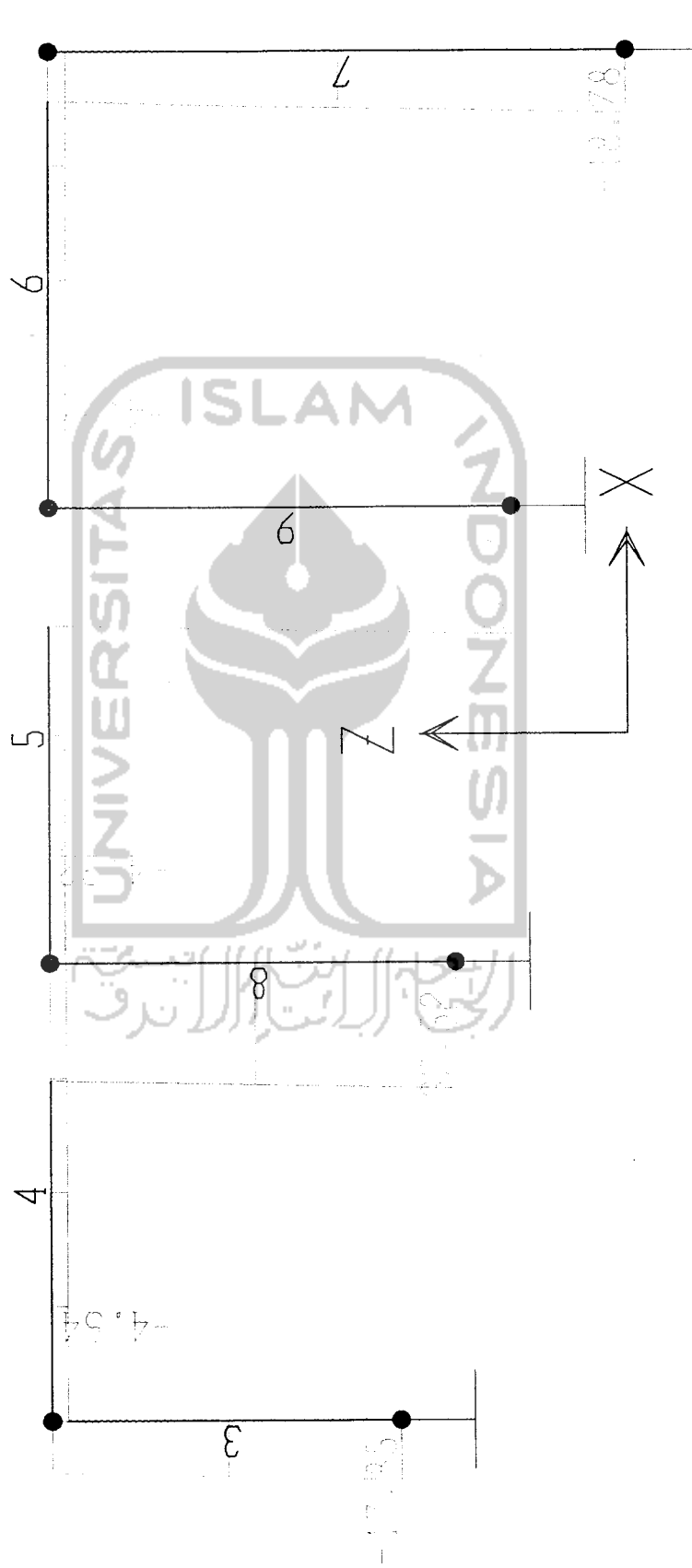




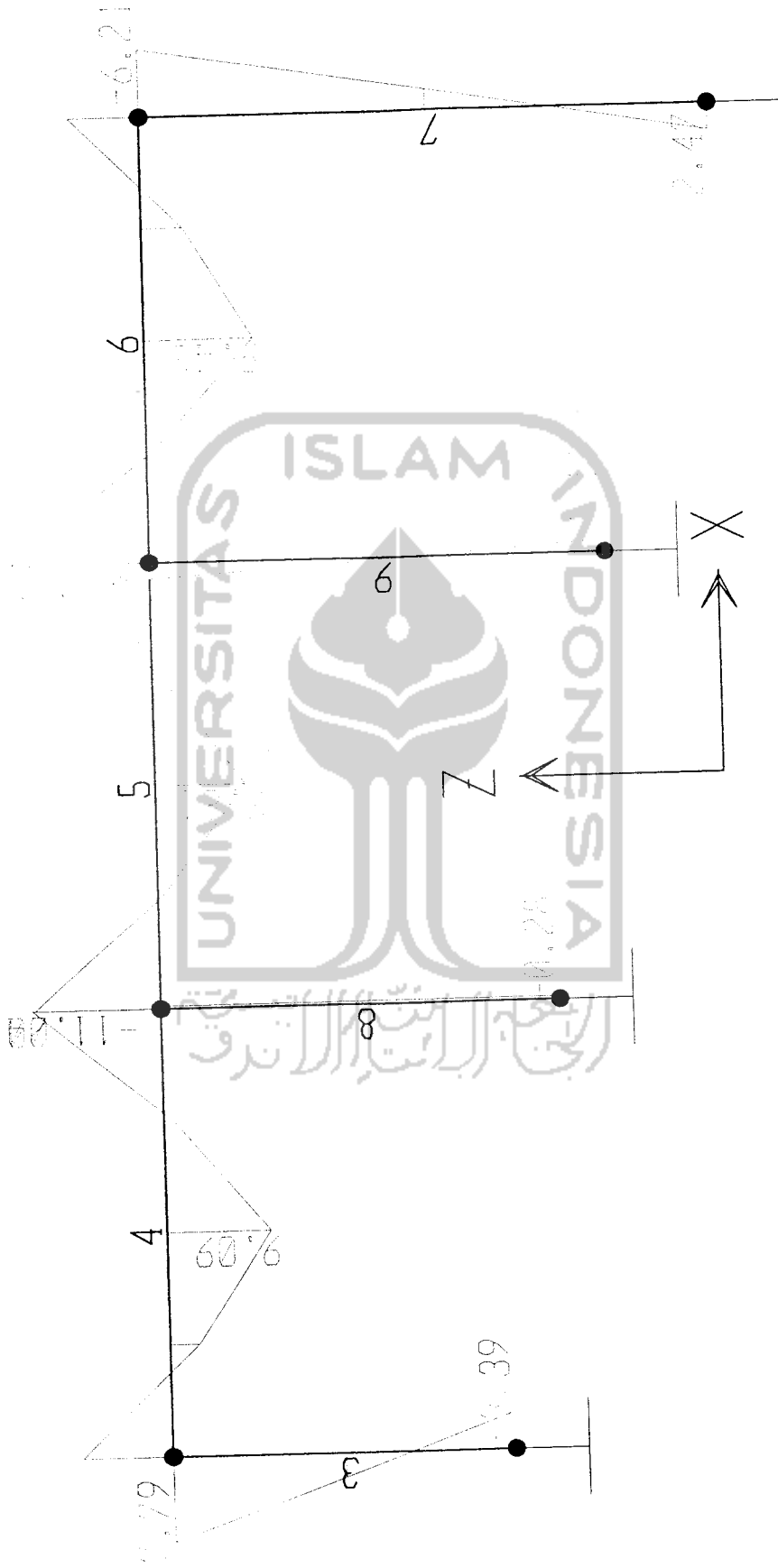






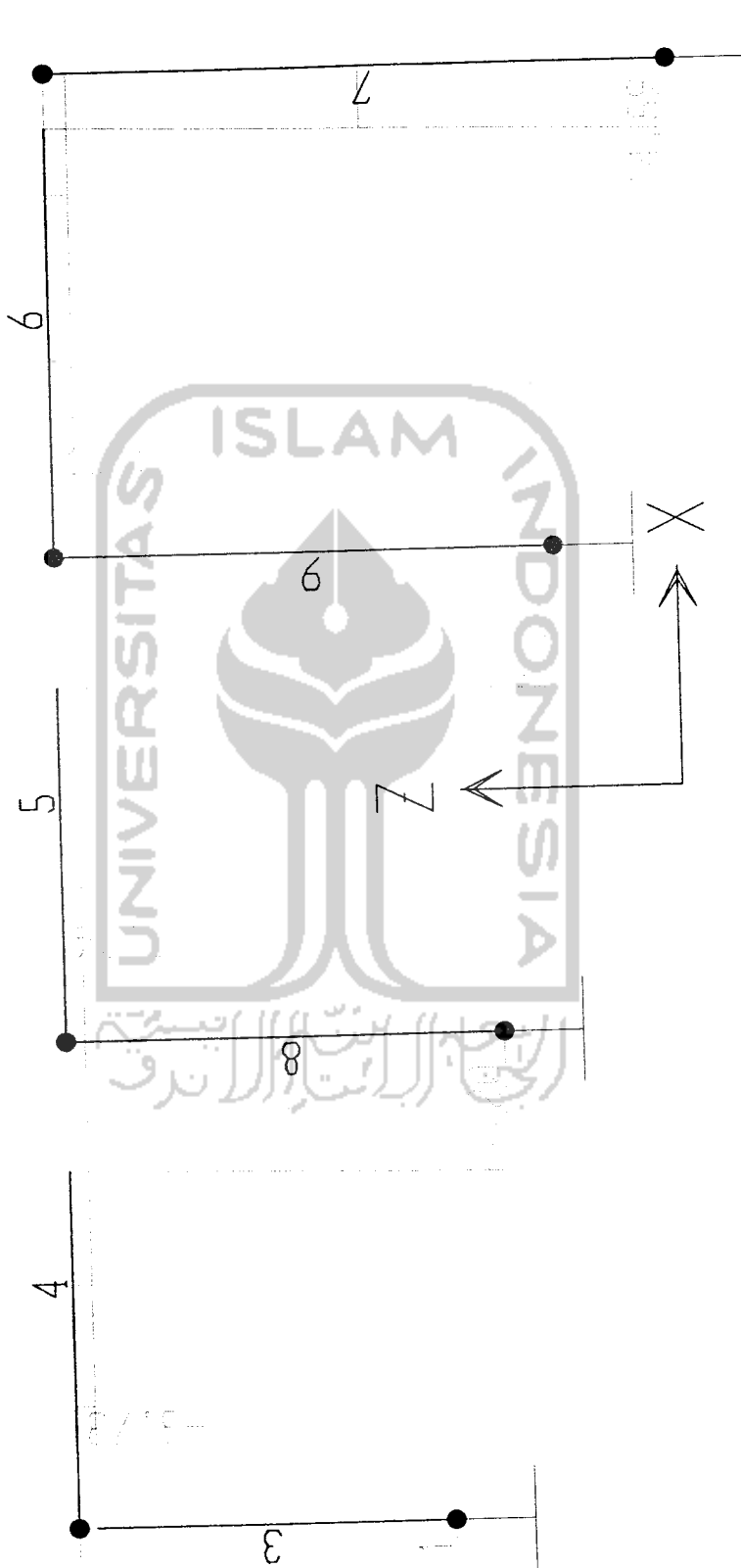


SAP2000



UNIVERSITAS

SAPZUUU



Beban	Notasi	Satuan	No. Tiang			
			1	2	3	4
Comb 1 (1DL+1LL)	M	Tm	1.49	1.27	0.38	3.18
	N	Ton	12.30	26.79	27.27	13.29
	Z	cm3	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm2	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m2	613.17	522.63	156.38	1308.64
	$\sigma_b = N/A$	T/m2	736.09	1603.23	1631.96	795.33
	σ_{ca}	T/m2	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m2	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m2	1.00	1.55	1.29	1.57
				Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Comb 2 (1,2DL+1,6LL+0,5EQ)	M	Tm	3.85	0.10	1.02	3.45
	N	Ton	17.85	37.52	38.39	18.78
	Z	cm3	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm2	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m2	1584.36	41.15	419.75	1419.75
	$\sigma_b = N/A$	T/m2	1068.22	2245.36	2297.43	1123.88
	σ_{ca}	T/m2	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m2	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m2	1.98	1.64	1.96	1.89
				Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Comb 3 (1,05DL+1,05LL+0,5EQ)	M	Tm	3.39	0.28	1.11	2.47
	N	Ton	14.01	29.20	29.92	14.59
	Z	cm3	2430.00	2430.00	2430.00	2430.00
	A	cm2	167.10	167.10	167.10	167.10
	$\sigma_c = M/Z$	T/m2	1395.06	115.23	456.79	1016.46
	$\sigma_b = N/A$	T/m2	838.42	1747.46	1790.54	873.13
	σ_{ca}	T/m2	1300.00	1300.00	1300.00	1300.00
	σ_{ba}	T/m2	1400.00	1400.00	1400.00	1400.00
	Tegangan ijin	T/m2	1.67	1.34	1.63	1.41
				Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman



ANALISIS DAYA DUKUNG SELIMUT TIANG

199

Parameter	No Tiang			
	1	2	3	4
Diameter (m)	0.5	0.5	0.5	0.5
Jari-jari r (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
Keliling (m)	1.571	1.571	1.571	1.571
Lapis 1				
Cu (Kg/cm ²)	0.111	0.918	0.933	0.933
α	0.55	0.55	0.58	0.58
f (T/m ²)	0.6105	5.049	5.4114	5.4114
ΔL (m)	6.5	8.5	10	11
Qs (Ton)	6.233	67.413	85.002	93.502
Lapis 2				
Cu (Kg/cm ²)	0.918	0.933	0.532	0.532
α	0.57	0.58	0.77	0.77
f (T/m ²)	5.2326	5.4114	4.0964	4.0964
ΔL (m)	4	5	3.5	3.5
Qs (Ton)	32.877	42.501	22.521	22.521
Lapis 3				
Cu (Kg/cm ²)	0.933	0.779	0.779	0.779
α	0.62	0.63	0.63	0.63
f (T/m ²)	5.7846	4.9077	4.9077	4.9077
ΔL (m)	4.5	5	4.5	4
Qs (Ton)	40.889	38.545	34.690	30.836
Lapis 4				
Cu (Kg/cm ²)	0.779	0.779	0.779	0.779
α	0.62	0.63	0.63	0.63
f (T/m ²)	4.8298	4.9077	4.9077	4.9077
ΔL (m)	11	10	9	8.5
Qs (Ton)	83.45	77.09	69.381	65.5265
ΣQ_s (Ton)	163.45	225.55	211.59	212.39

ANALISIS DAYA DUKUNG ULTIMIT TIANG (Qu)

	No Tiang			
	1	2	3	4
Qs total (Ton)	163.45	225.55	211.59	212.39
Metode Meyerhof				
Qp (Ton)	1.649	1.649	1.649	1.649
Qu (Ton)	165.101	227.198	213.243	214.035

PERENCANAAN PILE CAP

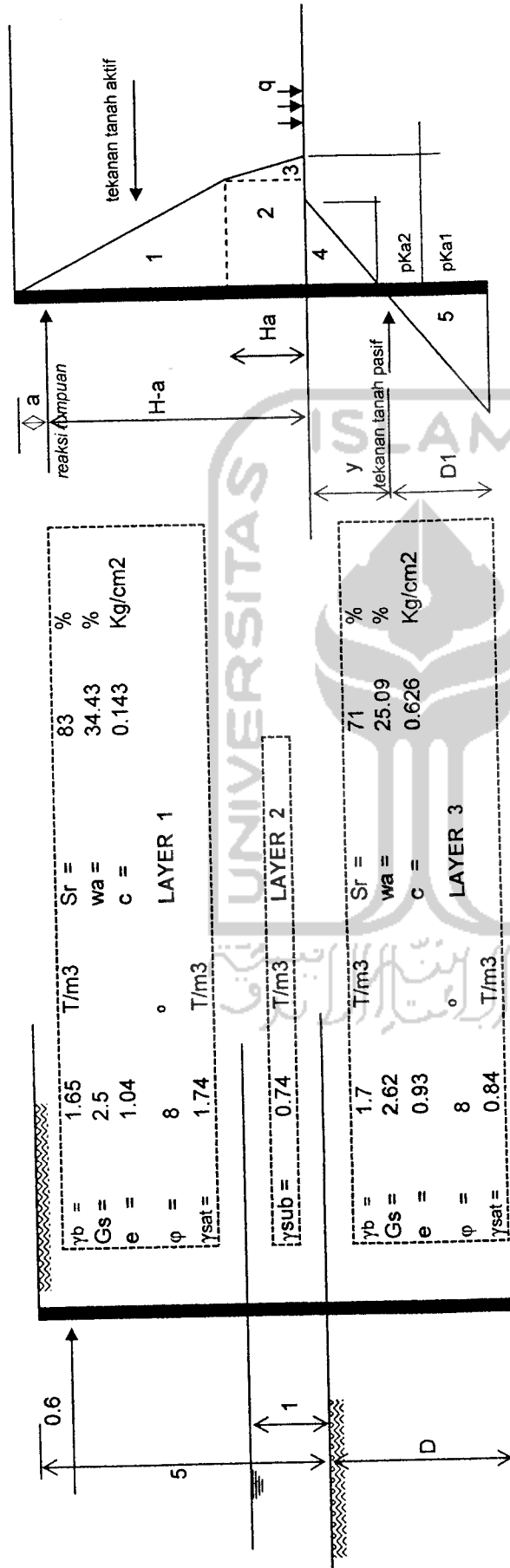
Tinggi Tiang (m)

21

DATA	As-A	As-B	As-C	As-D
Mu Tm	137.58	45.86	45.86	137.58
fc' (Mpa)	30	30	30	30
fy (Mpa)	400	400	400	400
Diameter Tulangan (mm)	25	22	22	25
d'=penutup beton (mm)	70	70	70	70
Rasio Penulangan				
ρ_b	0.032513	0.032513	0.032513	0.032513
ρ_{max}	0.024384	0.024384	0.024384	0.024384
ρ_{min}	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
pakai $\rho = 0.5 \rho_{max}$	0.012192	0.012192	0.012192	0.012192
Menentukan Dimensi				
m	15.68627	15.68627	15.68627	15.68627
Rn (KN)	4.410524	4.410524	4.410524	4.410524
coba lebar b (mm)	1000	1000	1000	1000
d	624.4355	360.518	360.518	624.4355
pakai d	850	850	850	850
tinggi h	950	950	950	950
Menentukan Jmlh Tulangan				
Rn baru	2.380277	0.793426	0.793426	2.380277
ρ_{baru}	0.00658	0.002193	0.002193	0.00658
Luas Tul As perlu (mm ²)	5592.91	1864.303	1864.303	5592.91
Luas 1 Tul Ad (mm ²)	490.8739	380.1327	380.1327	490.8739
Jumlah Tulangan	12	5	5	12
Luas n Tul nAs	5890.486	1900.664	1900.664	5890.486
Check Kapasitas				
a (mm)	92.39978	29.81433	29.81433	92.39978
Mn (KNm)	1893.909	634.8922	634.8922	1893.909
Mu = ϕ Mn (Tm)	151.5128	50.79138	50.79138	151.5128
	Aman	Aman	Aman	Aman
Menentukan Tulangan Bagi				
Diameter	20	19	19	20
Luas 1 Tul Ad (mm ²)	314.1593	283.5287	283.5287	314.1593
Av = 20%*As (mm ²)	1118.582	372.8607	372.8607	1118.582
Jarak Tul Bagi (s) (mm)	280.8549	760.4147	760.4147	280.8549
Jarak pakai (mm)	200	200	200	200

**ANALISIS DINDING TURAP DIANGKER
METODE UJUNG BEBAS (FREE END METHOD)**

Teori ujung bebas Kijk aia!! n



DATA TANAH / SOIL PROPERTIES

H = 5 m
a = 0.6 m
Ha = 1 m
(H-a) = ht = 4.4

Note:

Perancangan jangka panjang, sangat aman bila kohesi c diabaikan 0 (no), sudut gesek tanah $\phi = 20$

$\phi =$	20°
$(45-\phi/2) =$	35
Ka =	0.47381472
Kp =	2.110529616

$q = \Sigma \gamma^* H$	7.7 T/m ²
q =	7.7 T/m ²
$y = ((qKa2)/\gamma^2 (Kp2 - Ka2))$	2.6 m
y =	2.6 m

$\gamma_b =$	1.65	T/m ³	Sr =	83	%
Gs =	2.5		wa =	34.43	%
e =	1.04		c =	0.143	Kg/cm ²
$\phi =$	8	°	LAYER 1		
$\gamma_{sat} =$	1.74	T/m ³			

$\gamma_{sub} =$	0.74	T/m ³	LAYER 2		
$\gamma_b =$	1.7	T/m ³	Sr =	71	%
Gs =	2.62		wa =	25.09	%
e =	0.93		c =	0.626	Kg/cm ²
$\phi =$	8	°	LAYER 3		
$\gamma_{sat} =$	0.84	T/m ³			

LAYER 1					
$\gamma_b =$	1.65	T/m ³	Sr =	83	%
Gs =	2.5		wa =	34.43	%
e =	1.04		c =	0.143	Kg/cm ²
$\phi =$	8	°	$\gamma_{sat} =$	1.74	T/m ³

LAYER 2	
$\gamma_{sub} =$	0.74 T/m ³

LAYER 3					
$\gamma_b =$	1.7	T/m ³	Sr =	71	%
Gs =	2.62		wa =	25.09	%
e =	0.93		c =	0.626	Kg/cm ²
$\phi =$	8	°	$\gamma_{sat} =$	0.84	T/m ³

>>> Tekanan Tanah Aktif <<<			
Bidang Diagram	Tekanan (T/m ²)	Lengan tnd tumpuan (T/m)	Momen
1	3.29	6.58	13.59384
2	3.29	3.29	12.82644
3	0.348	0.17	0.708399
4	3.637	4.81	25.43429
	Σ	14.86	52.56297

Persamaan untuk menentukan panjang D1 yaitu
 $Lp a - 1/2 D1^2 \gamma^2 (Kp2 - Ka2) (ht + y + 2/3 D1) = 0$

$L * Pa = 52.56297$ $L = 3.538282 \text{ m}$

$1/2 \gamma^2 (Kp2 - Ka2) = 0.686911$

$a = 0.457941$

$b = 4.841023$

$c = 52.56297$

$Lp a - 1/2 D1^2 \gamma^2 (Kp2 - Ka2) (ht + y + 2/3 D1) = 0$

coba pakai D = 2.9 m $51.88172 = 52.56297$ OK

>>>>

usahakan selisih jangan terlalu jauh dengan nilai LPa

Dengan trial and error maka nilai D = 2.9 m
 1.2 maka D = 6.66 m

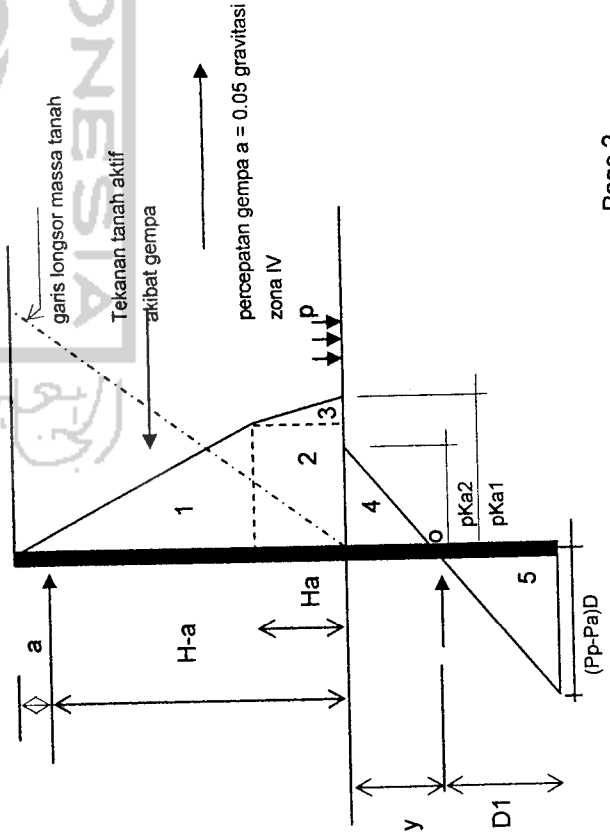
Kedalaman pemancangan yang dibutuhkan dengan memperhatikan faktor aman (SF) = 11.66 m

Panjang turap total yang dibutuhkan =

Tekanan tanah pasif = 5.776925 Ton

Gaya reaksi tumpuan = 9.08 Ton

Gaya Gempa



REKAPITULASI HASIL ANALISIS DINDING TURAP DIANGKER METODE UJUNG BEBAS (FREE END METHOD)

H	a	Ha	ht=H-a	Ka	Kp	q	y	Trial D	SF	D baru	L turap total	Keterangan
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.2	4.98	9.98	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.2	5.58	10.58	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.2	6.18	11.18	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.2	6.78	11.78	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.2	7.38	12.38	Tidak Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.2	4.98	9.98	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.2	5.58	10.58	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.2	6.18	11.18	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.2	6.78	11.78	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.2	7.38	12.38	Tidak Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.2	4.98	9.98	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.2	5.58	10.58	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.2	6.18	11.18	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.2	6.78	11.78	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.2	7.38	12.38	Tidak Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.2	4.98	9.98	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.2	5.58	10.58	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.2	6.18	11.18	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.2	6.78	11.78	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.2	7.38	12.38	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.2	4.98	9.98	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.2	5.58	10.58	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.2	6.18	11.18	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.2	6.78	11.78	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.2	7.38	12.38	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.2	4.38	9.38	Aman

REKAPITULASI HASIL ANALISIS DINDING TURAP DIANGKER METODE UJUNG BEBAS (FREE END METHOD)

H	a	Ha	ht=H-a	Ka	Kp	q	y	Trial D	SF	D baru	L turap total	Keterangan
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.3	4.74	9.74	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.3	5.39	10.39	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.3	6.04	11.04	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.3	6.69	11.69	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.3	7.34	12.34	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.3	7.99	12.99	Tidak Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.3	4.74	9.74	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.3	5.39	10.39	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.3	6.04	11.04	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.3	6.69	11.69	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.3	7.34	12.34	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.3	7.99	12.99	Tidak Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.3	4.74	9.74	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.3	5.39	10.39	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.3	6.04	11.04	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.3	6.69	11.69	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.3	7.34	12.34	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.3	7.99	12.99	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.3	4.74	9.74	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.3	5.39	10.39	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.3	6.04	11.04	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.3	6.69	11.69	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.3	7.34	12.34	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.3	7.99	12.99	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.3	4.74	9.74	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.3	5.39	10.39	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.3	6.04	11.04	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.3	6.69	11.69	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.3	7.34	12.34	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.3	7.99	12.99	Tidak Aman

REKAPITULASI HASIL ANALISIS DINDING TURAP DIANGKER METODE UJUNG BEBAS (FREE END METHOD)

H	a	Ha	ht=H-a	Ka	Kp	q	y	Trial D	SF	D baru	L turap total	Keterangan
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.4	5.11	10.11	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.4	5.81	10.81	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.4	6.51	11.51	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.4	7.21	12.21	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.4	7.91	12.91	Aman
5	0	1	5	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.4	8.61	13.61	Tidak Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.4	5.11	10.11	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.4	5.81	10.81	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.4	6.51	11.51	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.4	7.21	12.21	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.4	7.91	12.91	Aman
5	0.2	1	4.8	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.4	8.61	13.61	Tidak Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.4	5.11	10.11	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.4	5.81	10.81	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.4	6.51	11.51	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.4	7.21	12.21	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.4	7.91	12.91	Aman
5	0.4	1	4.6	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.4	8.61	13.61	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.4	5.11	10.11	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.4	5.81	10.81	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.4	6.51	11.51	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.4	7.21	12.21	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.4	7.91	12.91	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.4	8.61	13.61	Tidak Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1	1.4	5.11	10.11	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	1.5	1.4	5.81	10.81	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2	1.4	6.51	11.51	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	2.5	1.4	7.21	12.21	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3	1.4	7.91	12.91	Aman
5	0.6	1	4.4	0.474	2.1105	7.7	2.6	3.5	1.4	8.61	13.61	Tidak Aman

LAMPIRAN 3



Analisis Balok

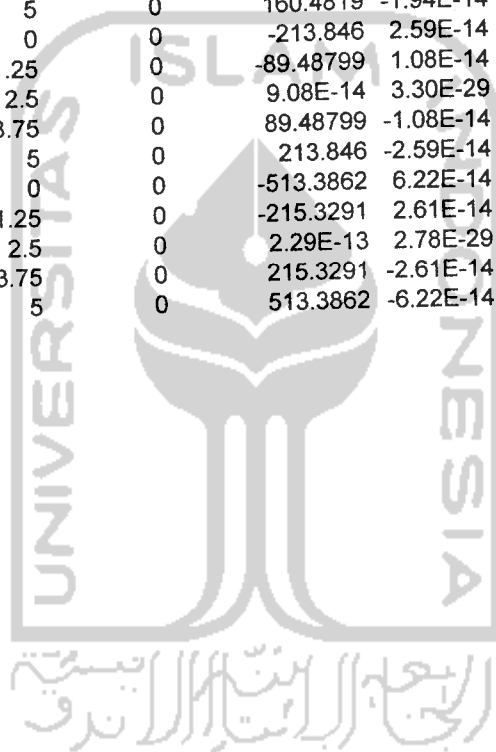
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
الرِّجَالُ الْبَارِعَاتُ الْأَنْدَلُوسِيَّةُ

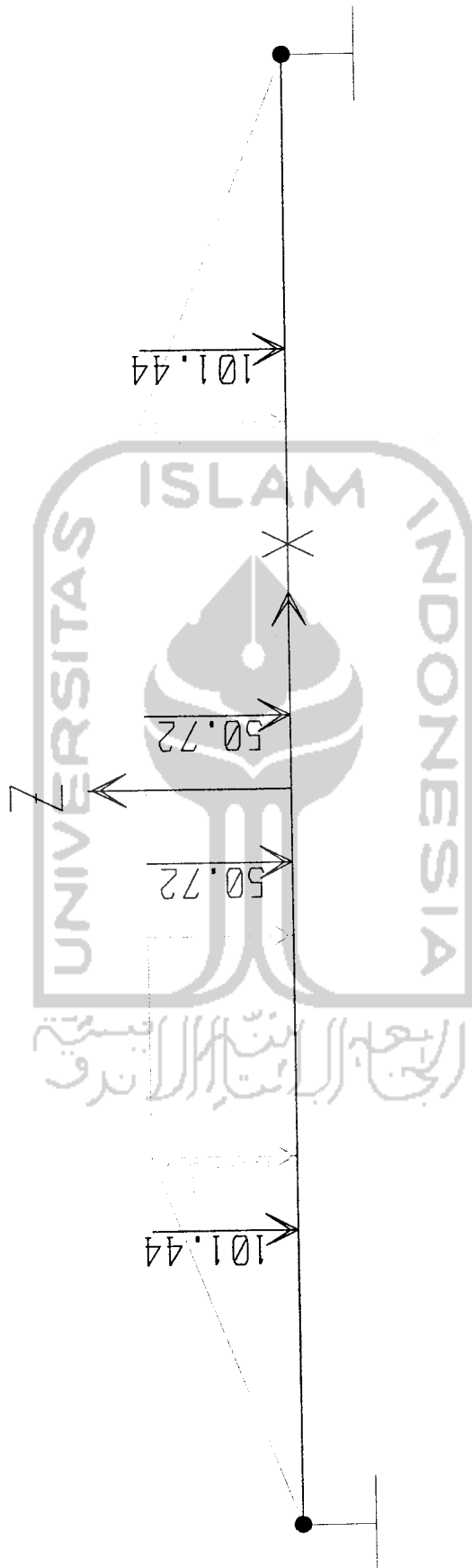
LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	COMBOT	CASE	FACTOR	LOAD TYPE	TITLE
COMB1	ADD	HIDUP	1.6	STATIC(LIVE)	COMB1
COMB1	ADD	MATI	1.2	STATIC(DEAD)	COMB1

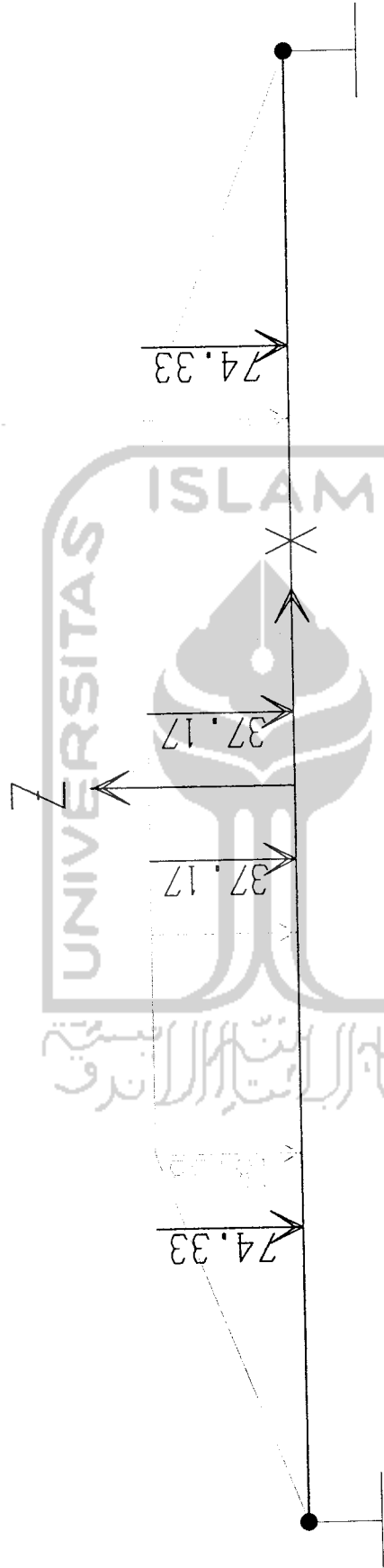
FRAME ELEMENT FORCES

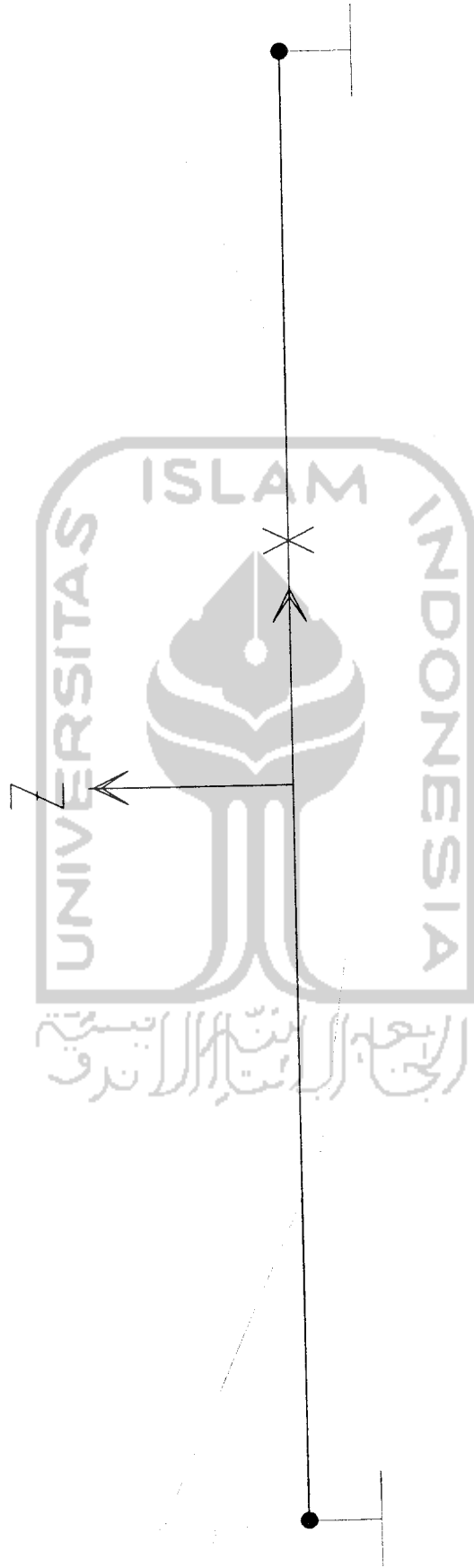
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	HIDUP	0	0	-160.4819	1.94E-14	0	1.84E-14	-151.723
1	HIDUP	1.25	0	-67.46471	8.17E-15	0	-2.55E-15	21.03852
1	HIDUP	2.5	0	7.48E-14	-7.40E-30	0	-9.34E-15	77.14166
1	HIDUP	3.75	0	67.46471	-8.17E-15	0	-2.55E-15	21.03852
1	HIDUP	5	0	160.4819	-1.94E-14	0	1.84E-14	-151.723
1	MATI	0	0	-213.846	2.59E-14	0	2.46E-14	-202.753
1	MATI	1.25	0	-89.48799	1.08E-14	0	-3.41E-15	28.17315
1	MATI	2.5	0	9.08E-14	3.30E-29	0	-1.25E-14	103.1231
1	MATI	3.75	0	89.48799	-1.08E-14	0	-3.41E-15	28.17315
1	MATI	5	0	213.846	-2.59E-14	0	2.46E-14	-202.753
1	COMB1	0	0	-513.3862	6.22E-14	0	5.89E-14	-486.06
1	COMB1	1.25	0	-215.3291	2.61E-14	0	-8.17E-15	67.4694
1	COMB1	2.5	0	2.29E-13	2.78E-29	0	-2.99E-14	247.1744
1	COMB1	3.75	0	215.3291	-2.61E-14	0	-8.17E-15	67.4694
1	COMB1	5	0	513.3862	-6.22E-14	0	5.89E-14	-486.06





SAP2000





**PERENCANAAN BALOK INDUK
TUMPUAN**

View : Bntg 500
Combo: 1

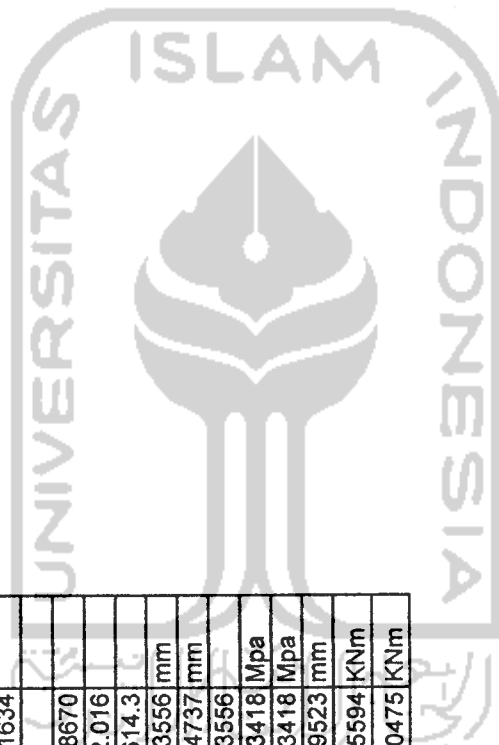
B 40x60

No	Keterangan	Tumpuan	
		Nilai	Satuan
1	Tegangan Desak f_c	30	Mpa
2	Tegangan Baja Tulangan f_y	400	Mpa
3	Tegangan Baja Tulangan Sengkang f_y	240	Mpa
4	Momen rencana (Mu)	486.06	kNm
5	β_1	0.85	
6	ρ balance	0.0325	
7	ρ max	0.0244	
8	ρ	0.0163	
9	m	15.6863	
10	Koefisien Perlawanan (R1)	5.6734	
11	bd^2	107091277.4	mm
12	Lebar balok (b)	400	mm
13	d perlu	517.4245777	mm
14	Diameter tulangan (deform)	25	mm
15	Pusat berat tul.baja desak (d')	52.5	mm
	pakai d'	55	mm
16	Pusat berat tulangan baja tarik (z)	77.5	mm
	pakai z	80	mm
17	h perlu	597.4245777	mm
	pakai h	600	mm
18	Tinggi efektif desak d	520	mm
19	Tinggi efektif tarik d	545	mm
	Tulangan Desak		
20	γ	0.5	
21	R2	2.836715625	
22	M1	306.819162	kNm
23	M2	300.755838	kNm
24	Luas Tulangan Perlu (As')	1616.966871	mm ²

25	Luas l tulangan (As)	490.8738521	mm ²
26	Jumlah tulangan perlu	3.3	buah
	Jumlah tulangan perlu	4	buah
27	As' ada	1963.495408	mm ²
	Tulangan Tarik		
28	ρ baru	0.0081	
29	Luas Tulangan Perlu (As)	3307.616871	mm ²
30	Jumlah tulangan perlu	6.7	buah
31	Jumlah tulangan perlu	7	buah
32	As' ada	3436.116965	mm ²
	Kontrol Momen Tersedia		
	Kontrol Momen Tersedia Mg'		
33	As' ada	1963.495408	mm ²
34	As' ada	3436.116965	mm ²
35	Cc	8670	
36	Cs	64795348.48	
		1178097.245	
37	Ts	1374446.786	
38	Cc+C _s -T _s		
39	a	8670	
40	b	-196349.5408	
41	c	-64795348.48	
42	x1	98.51142442	mm
43	x2	-75.86441856	mm
	pakai x	98.51142442	
44	fs'	265.0134724	Mpa
45	fs' pakai=fs'	265.0134724	Mpa
46	a	83.73471076	mm
47	Mg' = Mn'	650.3342691	kNm
48	0,8Mg' > Mu	520.2674153	kNm
		Aman	
49	ρ ada	0.016519793	
50	ρ' ada	0.009439882	
51	(ρ ada- ρ' ada) < ρ max	0.007079911	
		Aman	

Jumlah Tulangan 1 lapis max 6 buah

	Kontrol Momen Tersedia M_g^+		
52	As ada	1963.495408	mm ²
53	As' ada	3436.116965	mm ²
		80	mm
		55	mm
54	Tinggi efektif tarik d	545	mm
55	Cc	8670	
56	Cs	164933614.3	
		2061670.179	
57	Ts	785398.1634	
58	Cc+Cs-Ts		
59	a	8670	
60	b	1276272.016	
61	c	-164933614.3	
62	x1	82.73293556	mm
63	x2	-229.9384737	mm
		82.73293556	
64	fs'	19.81993418	Mpa
65	fs' pakai=fs'	19.81993418	Mpa
66	a	70.32299523	mm
67	$M_g^+ = M_n^+$	397.3725594	KNm
68	0,8 M_g^+	317.8980475	KNm



Momen Kapasitas		
Mpr-		
Tarik		
1 Luas l Tulangan	490.8738521	mm ²
2 As ada	3436.116965	mm ²
Desak		
3 Luas l Tulangan	490.8738521	mm ²
4 As' ada	1963.495408	mm ²
5 Cc	8670	
6 Cs	1178097.245	
	64795348.48	
7 Ts	1718058.482	
a	8670	
b	-539961.2373	
c	-64795348.48	
8 x1	123.0264585	mm
9 x2	-60.74719234	mm
10 fs'	331.765017	
	lebih kecil dr Fy	
11 fs' pakai	331	Mpa
12 a	104.5724897	mm
13 Mpr'	801.0933126	
14 $0.8 \cdot Mpr > Fy$	640.8746501	
	Aman	KNm

Mpr+		
Tarik		
15 Luas l Tulangan	490.8738521	mm ²
16 As ada	1963.495408	mm ²
Desak		
17 Luas l Tulangan	490.8738521	mm ²
19 As' ada	3436.116965	mm ²
21 Cc	8670	
23 Cs	2061670.179	
	164933614.3	
24 Ts	981747.7042	
a	8670	
b	1079922.475	
c	-164933614.3	
25 x1	89.0554355	mm
26 x2	-213.6139678	mm
27 fs'	61.00987849	
	lebih kecil dr Fy	
28 fs' pakai	9.264	Mpa
29 a	75.69712017	mm
30 Mpr'	406.3789828	KNm
31 $0.8 \cdot Mpr^+$	325.1031863	KNm

**PERENCANAAN BALOK
LAPANGAN**

View : Bntg 500
Combo: 1
B 40x60

No	Keterangan	Lapangan	
		Nilai	Satuan
1	Tegangan Desak f_c	30	Mpa
2	Tegangan Baja Tulangan f_y	400	Mpa
3	Tegangan Baja Tulangan Sengkang f_y	240	Mpa
4	Momen rencana (Mu)	247.17	KNm
5	β_1	0.85	
6	ρ balance	0.0325	
7	ρ max	0.0244	
8	ρ	0.0163	
9	m	15.6863	
10	Koefisien Perlawanan (R1)	5.6734	
11	bd^2	54457785.14	mm
12	Lebar balok (b)	400	mm
13	d perlu	368.9775912	mm
14	Diameter tulangan (deform)	25	mm
15	Pusat berat tul. baja desak (d')	- 52.5	mm
16	Pusat berat tulangan baja tarik (z)	55	mm
17	h perlu	77.5	mm
		80	mm
		448.9775912	mm
		600	mm
18	Tinggi efektif desak d	520	mm
19	Cb	312	mm
20	a_{max}	198.9	mm
21	$Mu/\phi = c$	308962500	
22	$0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b = b$	-5304000	
23	a	5100	
24	x1	978.0601682	mm
25	x2	61.93983185	mm

	pakai x	61.940	mm
26	Cc=Ts	Tul. Sebelah	
27	As	1579.465712	mm ²
28	Luas I tulangan (Ad)	490.8738521	mm ²
29	Jumlah tulangan perlu	3.217661127	buah
30	Jumlah tulangan perlu	4	buah
31	As ada	1963.495408	mm ²
	Kontrol Momen Tersedia		
32	Cc=Ts		
33	a	76.99981994	mm
34	Mn	378.1692864	KNm
35	$0.8 \cdot Mn > Mu$	302.5354291	
		Aman	

TULANGAN SUSUT

1	BJTD	40	
2	Asst	0.0018	b.h
3	Asst	432	mm ²
4	Diameter tulangan (polos)	13	mm
5	Luas I tulangan	132.7322896	mm ²
6	Jumlah tulangan susut	3.254671499	buah
7	Jumlah tulangan susut	4	buah
8	Asst ada	530.9291585	mm ²

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

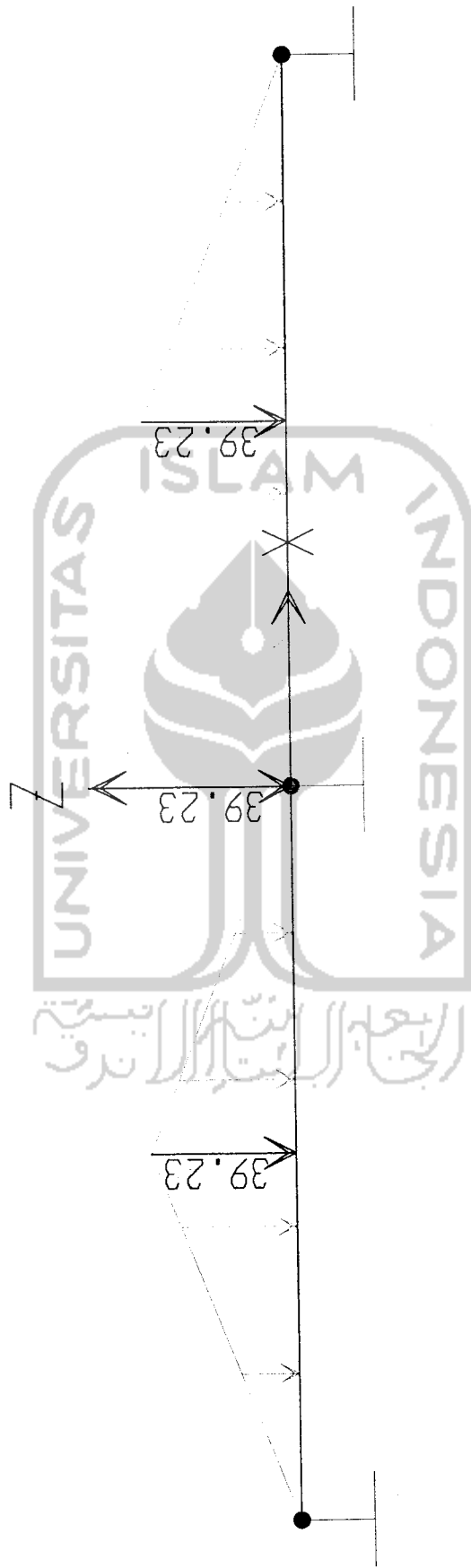
COMBO	COMBO T	CASE	FACTOR	LOAD TYPTITLE
COMB1	ADD	MATI	1.05	STATIC(L COMB1
COMB1	ADD	HIDUP	1.05	STATIC(L COMB1
COMB1	ADD	GEMPA	1.05	STATIC(L COMB1
COMB2	ADD	MATI	1.06	STATIC(L COMB2
COMB2	ADD	HIDUP	1.06	STATIC(L COMB2
COMB2	ADD	GEMPA	1.06	STATIC(L COMB2
COMB3	ADD	MATI	1.06	STATIC(L COMB3
COMB3	ADD	HIDUP	1.2	STATIC(L COMB3

FRAME ELEMENT FORCES

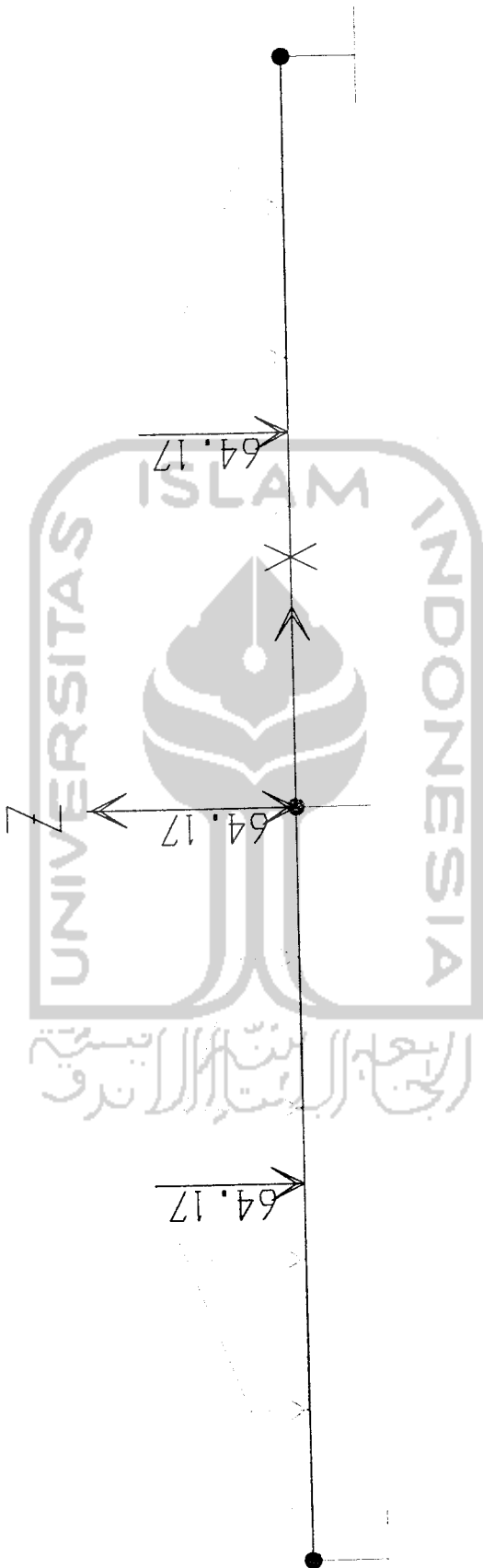
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
2	MATI	0	0	-67.2935	8.15E-15	0	6.97E-15	-57.5848
2	MATI	1	0	-52.7305	6.39E-15	0	-3.55E-16	2.933842
2	MATI	2	0	-32.0874	3.89E-15	0	-5.55E-15	45.84943
2	MATI	3	0	52.73047	-6.39E-15	0	-3.55E-16	2.933842
2	MATI	4	0	67.29346	-8.15E-15	0	6.97E-15	-57.5848
2	HIDUP	0	0	-54.1133	6.55E-15	0	5.39E-15	-44.5223
2	HIDUP	1	0	-39.7269	4.81E-15	0	-3.48E-16	2.875002
2	HIDUP	2	0	-19.6133	2.38E-15	0	-4.00E-15	33.02234
2	HIDUP	3	0	39.72685	-4.81E-15	0	-3.48E-16	2.875002
2	HIDUP	4	0	54.11332	-6.55E-15	0	5.39E-15	-44.5223
2	GEMPA	0	0	0	0	0	0	0
2	GEMPA	1	0	0	0	0	0	0
2	GEMPA	2	0	0	0	0	0	0
2	GEMPA	3	0	0	0	0	0	0
2	GEMPA	4	0	0	0	0	0	0
2	COMB1	0	0	-127.477	1.54E-14	0	1.30E-14	-107.213
2	COMB1	1	0	-97.0802	1.18E-14	0	-7.39E-16	6.099286
2	COMB1	2	0	-54.2857	6.57E-15	0	-1.00E-14	82.81536
2	COMB1	3	0	97.08019	-1.18E-14	0	-7.39E-16	6.099286
2	COMB1	4	0	127.4771	-1.54E-14	0	1.30E-14	-107.213
2	COMB2	0	0	-128.691	1.56E-14	0	1.31E-14	-108.234
2	COMB2	1	0	-98.0048	1.19E-14	0	-7.46E-16	6.157374
2	COMB2	2	0	-54.8027	6.64E-15	0	-1.01E-14	83.60407
2	COMB2	3	0	98.00476	-1.19E-14	0	-7.46E-16	6.157374
2	COMB2	4	0	128.6912	-1.56E-14	0	1.31E-14	-108.234
2	COMB3	0	0	-136.267	1.65E-14	0	1.39E-14	-114.467
2	COMB3	1	0	-103.567	1.25E-14	0	-7.94E-16	6.559874
2	COMB3	2	0	-57.5486	6.97E-15	0	-1.07E-14	88.2272
2	COMB3	3	0	103.5665	-1.25E-14	0	-7.94E-16	6.559874
2	COMB3	4	0	136.267	-1.65E-14	0	1.39E-14	-114.467
3	MATI	0	0	-67.2935	8.15E-15	0	6.97E-15	-57.5848
3	MATI	1	0	-52.7305	6.39E-15	0	-3.55E-16	2.933842
3	MATI	2	0	-32.0874	3.89E-15	0	-5.55E-15	45.84943
3	MATI	3	0	52.73047	-6.39E-15	0	-3.55E-16	2.933842
3	MATI	4	0	67.29346	-8.15E-15	0	6.97E-15	-57.5848
3	HIDUP	0	0	-54.1133	6.55E-15	0	5.39E-15	-44.5223
3	HIDUP	1	0	-39.7269	4.81E-15	0	-3.48E-16	2.875002
3	HIDUP	2	0	-19.6133	2.38E-15	0	-4.00E-15	33.02234

3	HIDUP	3	0	39.72685	-4.81E-15	0	-3.48E-16	2.8750027
3	HIDUP	4	0	54.11332	-6.55E-15	0	5.39E-15	-44.5223
3	GEMPA	0	0	0	0	0	0	0
3	GEMPA	1	0	0	0	0	0	0
3	GEMPA	2	0	0	0	0	0	0
3	GEMPA	3	0	0	0	0	0	0
3	GEMPA	4	0	0	0	0	0	0
3	COMB1	0	0	-127.477	1.54E-14	0	1.30E-14	-107.213
3	COMB1	1	0	-97.0802	1.18E-14	0	-7.39E-16	6.099286
3	COMB1	2	0	-54.2857	6.57E-15	0	-1.00E-14	82.81536
3	COMB1	3	0	97.08019	-1.18E-14	0	-7.39E-16	6.099286
3	COMB1	4	0	127.4771	-1.54E-14	0	1.30E-14	-107.213
3	COMB2	0	0	-128.691	1.56E-14	0	1.31E-14	-108.234
3	COMB2	1	0	-98.0048	1.19E-14	0	-7.46E-16	6.157374
3	COMB2	2	0	-54.8027	6.64E-15	0	-1.01E-14	83.60407
3	COMB2	3	0	98.00476	-1.19E-14	0	-7.46E-16	6.157374
3	COMB2	4	0	128.6912	-1.56E-14	0	1.31E-14	-108.234
3	COMB3	0	0	-136.267	1.65E-14	0	1.39E-14	-114.467
3	COMB3	1	0	-103.567	1.25E-14	0	-7.94E-16	6.559874
3	COMB3	2	0	-57.5486	6.97E-15	0	-1.07E-14	88.2272
3	COMB3	3	0	103.5665	-1.25E-14	0	-7.94E-16	6.559874
3	COMB3	4	0	136.267	-1.65E-14	0	1.39E-14	-114.467

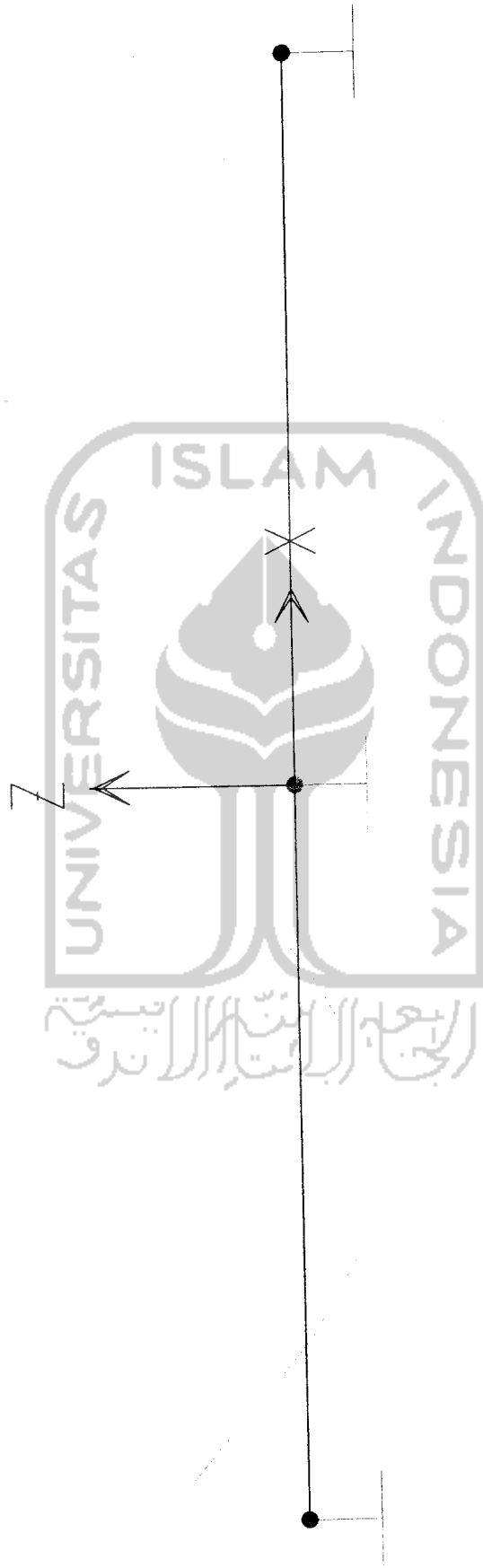




SAP2000



SAP2000



**PERENCANAAN BALOK INDUK
TUMPUAN**

View : Bntg 400
Combo: 1

B 40x60

No	Keterangan	Tumpuan	
		Nilai	Satuan
1	Tegangan Desak f_c	30	Mpa
2	Tegangan Baja Tulangan f_y	400	Mpa
3	Tegangan Baja Tulangan Sengkang f_y	240	Mpa
4	Momen rencana (Mu)	114.47	KNm
5	β_1	0.85	
6	ρ balance	0.0325	
7	ρ max	0.0244	
8	ρ	0.0163	
9	m	15.6863	
10	Koefisien Perlawanan (RI)	5.6734	
11	bd^2	25220628.17	mm ³
12	Lebar balok (b)	400	mm
13	d perlu	251.1007177	mm
14	Diameter tulangan (deform)	22	mm
15	Pusat berat tul.baja desak (d')	51	mm
	pakai d'	52	mm
16	Pusat berat tulangan baja tarik (z)	73	mm
	pakai z	75	mm
17	h perlu	326.1007177	mm
	pakai h	600	mm
18	Tinggi efektif desak d	525	mm
19	Tinggi efektif tarik d	548	mm
	Tulangan Desak		
20	γ	0.5	
21	R2	2.836715625	
22	M1	312.7478977	KNm
23	M2	-169.6603977	KNm
24	Luas Tulangan Perlu (As')	-896.7251462	mm ²

25	Luas I tulangan (As)	380.1327111	mm ²
26	Jumlah tulangan perlu	-2.4	buah
	Jumlah tulangan perlu	-3	buah
27	As' ada	-1140.398133	mm ²
	Tulangan Tarik		
28	ρ baru	0.0081	
29	Luas Tulangan Perlu (As)	810.1811038	mm ²
30	Jumlah tulangan perlu	2.1	buah
31	Jumlah tulangan perlu	3	buah
32	As' ada	1140.398133	mm ²
	Kontrol Momen Tersedia		
	Kontrol Momen Tersedia Mg		
33	As' ada	-1140.398133	mm ²
34	As' ada	1140.398133	mm ²
35	Cc	8670	
36	Cs	-35580421.76	
		-684238.88	
37	Ts	456159.2533	
38	Cc+Cs-Ts	8670	
39	a	-1140398.133	
40	b	35580421.76	
41	c	80.64746025	mm
42	x1	50.88634982	mm
43	x2	80.64746025	mm
	pakai x	213.1310285	Mpa
44	fs'	213.1310285	Mpa
45	fs' pakai=fs'	68.55034121	mm
46	a	228.1567665	KNm
47	Mg' = Mn'	182.5254132	KNm
48	0.8Mg' > Mu	Aman	
		0.005430467	
49	ρ ada	-0.005430467	
50	ρ' ada	0.010860935	
51	(ρ ada- ρ' ada) < ρ max	Aman	

Kontrol Momen Tersedia M_g^+		
52 As ada	-1140.398133	mm ²
53 As' ada	1140.398133	mm ²
		pakai d'
		pakai z
54 Tinggi efektif tarik d	548	mm
55 Cc	8670	
56 Cs	51317916	
	684238.88	
57 Ts	-456159.2533	
58 Cc+Cs-Ts		
59 a	8670	
60 b	1140398.133	
61 c	-51317916	
62 x1	35.44726023	mm
63 x2	-166.9810703	mm
		pakai x
64 fs'	35.44726023	Mpa
65 fs' pakai=fs'	-669.4916251	Mpa
66 a	30.1301712	mm
67 $M_g^+ = M_n^+$	-197.3436646	KNm
68 0,8Mg'	-157.8749317	KNm

Jumlah Tulangan 1 lapis max

7 buah



Momen Kapasitas			
Mpr-			
Tarik			
1 Luas I Tulangan	380.1327111	mm2	
2 As' ada	1140.398133	mm2	
Desak			
3 Luas I Tulangan	380.1327111	mm2	
4 As' ada	-1140.398133	mm2	
5 Cc	8670		
6 Cs	-684238.88		
7 Ts	-35580421.76		
	570199.0666		
a	8670		
b	-1254437.947		
c	35580421.76		
8 x1	105.9552147	mm	
9 x2	38.7319764	mm	
10 fs'	305.5359654		
	lebih kecil dr Fy		
11 fs' pakai	370	Mpa	
12 a	90.06193247	mm	
13 Mpr'	238.8502755		
14 0,8*Mpr>Fy	191.0802204		
	Aman		
			KNm

	Mpr+		
	Tarik		
15 Luas I Tulangan	380.1327111	mm2	
16 As' ada	-1140.398133	mm2	
Desak			
17 Luas I Tulangan	380.1327111	mm2	
19 As' ada	1140.398133	mm2	
21 Cc	8670		
23 Cs	684238.88		
24 Ts	51317916		
	-570199.0666		
a	8670		
b	1254437.947		
c	-51317916		
25 x1	33.26235727	mm	
26 x2	-177.9495483	mm	
27 fs'	-752.8806643		
	lebih kecil dr Fy		
28 fs' pakai	60	Mpa	
29 a	28.27300368	mm	
30 Mpr'	186.3225304	KNm	
31 0,8*Mpr'	149.0580243	KNm	

**PERENCANAAN BALOK
LAPANGAN**

View : Bntg 400
Combo: 1

B 40x60

No	Keterangan	Lapangan	
		Nilai	Satuan
1	Tegangan Desak f_c	30	Mpa
2	Tegangan Baja Tulangan f_y	400	Mpa
3	Tegangan Baja Tulangan Sengkang f_y	240	Mpa
4	Momen rencana (Mu)	88.23	KNm
5	β_1	0.85	
6	ρ balance	0.0325	
7	ρ max	0.0244	
8	ρ	0.0163	
9	m	15.6863	
10	Koefisien Perlawanan (R1)	5.6734	
11	bd^2	19439294.34	mm
12	Lebar balok (b)	300	mm
13	d perlu	254.553821	mm
14	Diameter tulangan (deform)	25	mm
15	Pusat berat tul.baja desak (d')	52.5	mm
16	Pusat berat tulangan baja tarik (z)	77.5	mm
17	h perlu	80	mm
18	Tinggi efektif desak d	334.553821	mm
19	Cb	600	mm
20	a_{max}	520	mm
21	$Mu/\phi = c$	312	mm
22	$0.85*f_c*a*b = b$	198.9	mm
23	a	110287500	
24	x_1	-3978000	
25	x_2	3825	
		1011.49432	mm
		28.50567992	mm

	pakai x	28.506	mm
26	Cc=Is	Tul.Sebelah	
27	As	545.1711286	mm ²
28	Luas l tulangan (Ad)	490.8738521	mm ²
29	Jumlah tulangan perlu	1.110613503	buah
30	Jumlah tulangan perlu	2	buah
31	As ada	981.7477042	mm ²
	Kontrol Momen Tersedia		
32	Cc=Is		
33	a	51.33321329	mm
34	Mn	194.1242696	KNm
35	$0.8*Mn > Mu$	155.2994157	
		Aman	

TULANGAN SUSUT

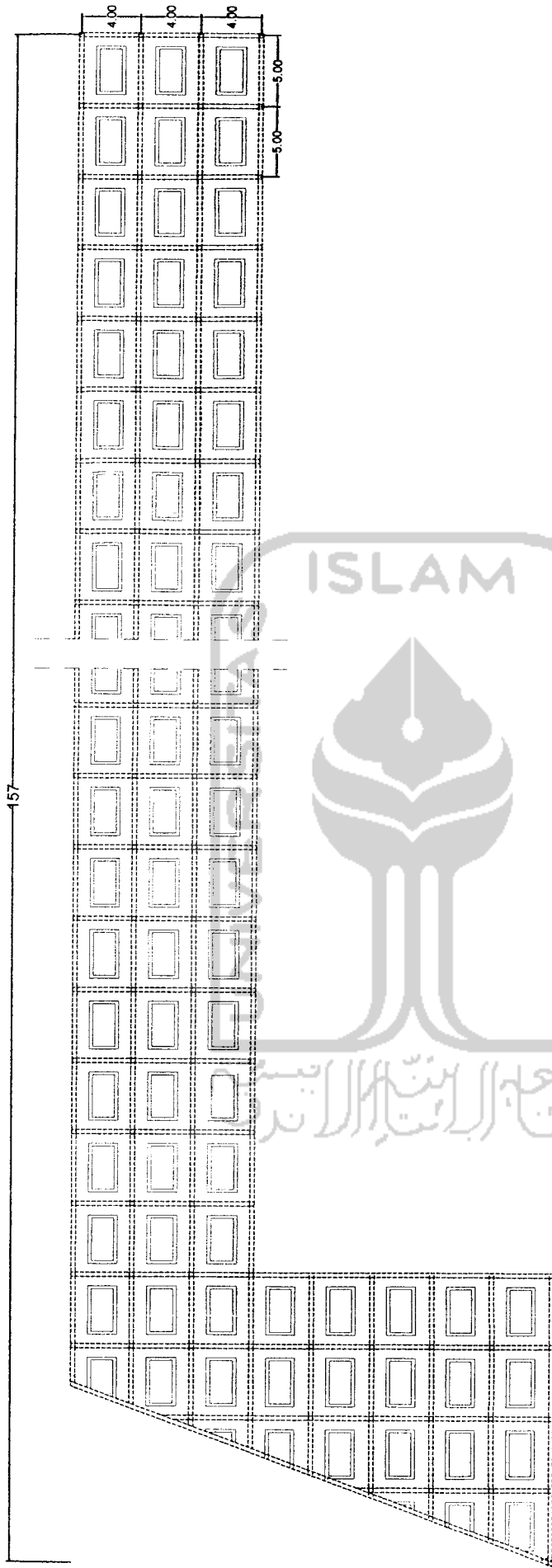
1	BJTD	40	
2	Asst	0.0018	b.h
3	Asst	324	mm ²
4	Diameter tulangan (polos)	13	mm
5	Luas l tulangan	132.7322896	mm ²
6	Jumlah tulangan susut	2.441003624	buah
7	Jumlah tulangan susut	3	buah
8	Asst ada	398.1968688	mm ²

LAMPIRAN 4



Gambar CAD

UNIVERSITA
INDONESIA
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي آتَانَا هَذَا



ANALISIS STRUKTUR TURAP BETON SUNGAI MUSI
DAN PLAZA DI KAWASAN BENTENG KUTO BESAK
PALEMBANG

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

Judul Gambar
Denah Plat Lantai

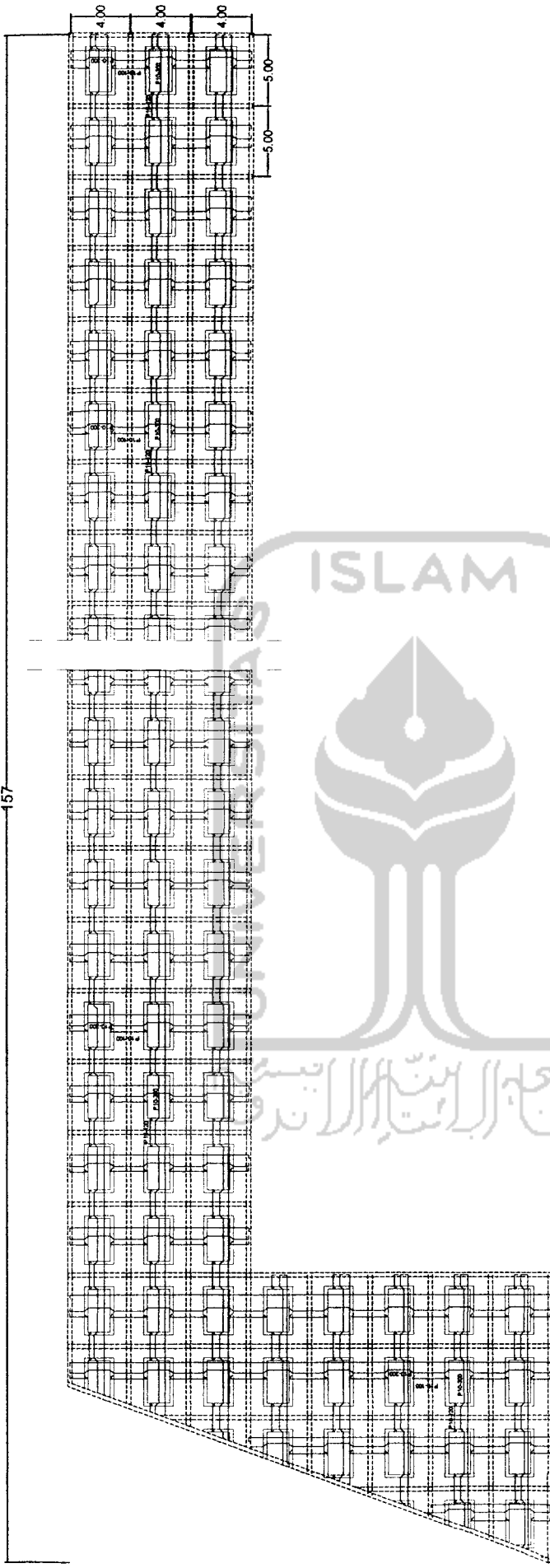
Dikerjakan Oleh
Nama :
Vembri Affiano
No. Mahasiswa :
03511032

Dosen Pembimbing
DR. Ir. H. Edy Purwanto, CES. DEA


Tanggal
30 Oktober 2007

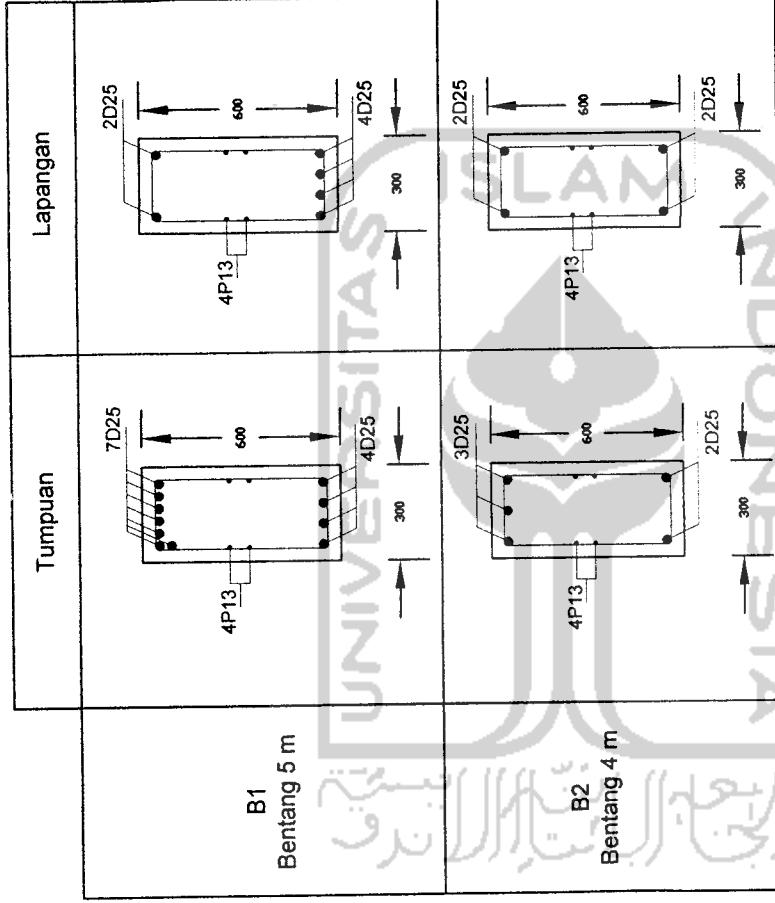
Skala
1 : 100

157



Panjang/Lebar	S1x	S1y	S1x	S1y
Tulangan	P10-100	P10-120	P10-200	P10-300

ANALISIS STRUKTUR TURAP BETON SUNGAI MUSI DAN PLAZA DI KAWASAN BENTENG KUTO BESAK PALEMBANG	Judul Gambar	Dikerjakan Oleh	Dosen Pembimbing	Tanggal	Skala
		Nama :			
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA	Denah Tulangan Plat Lantai	No. Mahasiswa :			
		03511032			



ANALISIS STRUKTUR TURAP BETON SUNGAI MUSI
DAN PLAZA DI KAWASAN BENTENG KUTO BESAK
PALEMBANG

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA



Judul Gambar
Penampang Potongan
Balok dan Tulangan

Dikerjakan Oleh
Nama :
Vembri Affiano
No. Mahasiswa :
03511032

Dosen Pembimbing
DR. Ir. H. Edy Purwanto, CES. DEA

Tanggal
30 Oktober 2007

Skala
1 : 200

LAMPIRAN 5





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FM-UII-AA-FPU-09

UNTUK DOSEN

**KARTU PRESENSI KONSULTASI
TUGAS AKHIR MAHASISWA**

PERIODE KE : 4 (Juni 2007 - Nop 2007)

NAMA MAHASISWA	NO. MHS.	BIDANG STUDI
VEMBRI AFFIANO	03511032	TEKNIK SIPIL

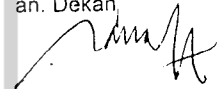
JUDUL TUGAS AKHIR

Analisis Perbaikan Turap Beton Sungai Musi Dan Plaza Di Kawasan Benteng Kuto Besak Palembang

Dosen Pembimbing I : EDY PURWANTO, Ir. CES. DEA. DR. H
Dosen Pembimbing II: EDY PURWANTO, Ir. CES. DEA. DR. H



Jogjakarta, 6/5/2007
an. Dekan


Ir. H Faisol AM, MS.

Catatan:
Seminar :
Sidang :
Pendaran :



KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

NAMA MAHASISWA : VEMBRI AFFIANO
 NO. MHS. : 03511032
 BIDANG STUDI : TEKNIK SIPIL

PERIODE KE : 4 (Juni 2007 - Nop 2007)

No	Kegiatan	BULAN KE:					
		JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV
1	Pendaftaran	█					
2	Penentuan Dosen Pembimbing	█					
3	Pembuatan Proposal		█				
4	Seminar Proposal		█				
5	Konsultasi Penyusunan TA			█			
6	Sidang-Sidang				█		
7	Pendadaran					█	

Dosen Pembimbing I : EDY PURWANTO, Ir. CES. DEA. DR. H
 Dosen Pembimbing II : EDY PURWANTO, Ir. CES. DEA. DR. H

JUDUL TUGAS AKHIR

Analisis Perbaikan Turap Beton Sungai Musi Dan Plaza Di Kawasan Benteng Kuto Besar Palembang



Jogjakarta, 6/5/2007
 an. Dekan

Ir. H. Faisol AM, MS. *(Signature)*

Catatan:
 Seminar :
 Sidang :
 Pendadaran :

CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR

NO	TANGGAL	KONSULTASI KE :	TANDA TANGAN
	23/07/07	- Perbaiki sesuai koreksi - Lanjutkan dg Bab 10 tentang Metode Penelitian	<i>[Signature]</i>
	2/08/07	ace rentala Seminar Proposal	<i>[Signature]</i>
	29/08/07	- Uraikan/menjabarkan pemahaman/analisis struktur selanjutnya, dituliskan dg gambar - Lanjutkan penulisan Laporan TA - Lampiran tabel, grafik pendukung analisis	<i>[Signature]</i>
	9/10/07	- Perbaiki sesuai koreksi - Cek ulang hitungan? pada analisis - Kesimpulan di perbaiki - Tambahan & lampiran dg bagian yg lain	<i>[Signature]</i>
	29/10/07	- Perbaiki pd bag pembendah & lampiran - lengkapi dg daftar isi, pustaka, tabel, gambar, abstrak	<i>[Signature]</i>
	3/11/07	ace rentala di jilid	<i>[Signature]</i>

CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR

NO	TANGGAL	CATATAN KONSULTASI	TANGGAL
	5/10/11	<ul style="list-style-type: none"> - Perbaiki & cek gambar diagram distribusi teknis tekanan tanah lateral pd Terap. - Ceklepi dg Dugic lain nya 	fpi
	20/10/11	<ul style="list-style-type: none"> - Lanjutkan di beri nomor halaman format penulisan Abstrak - all untuk maju Sidang TA 	fpi
	10/11/12	<ul style="list-style-type: none"> - Perbaiki format penulisan & penulisan Diagram Distribusi tekanan tanah arah lateral pada terap 	fpi
	13/11/12	<ul style="list-style-type: none"> - all untuk maju ujra Pindatan 	fpi