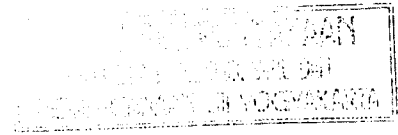


PEEPUSTAKAAN FISIP UII	
HADIAH/BELEI	
TGL TERIMA :	09-10-00 8/9 08
NO. JUDUL :	00 3143
NO. INV. :	5120003143001
NO. HIMPIT :	A19/TA/JTS

TUGAS AKHIR
STUDI PUSTAKA
ANALISIS PERENCANAAN
PONDASI KAISON

7A
624.15
SCS
S
200



Disusun oleh :

- RITA SUSANTY**
No. Mhs. : 89310107
Nirm : 890051013114120104
- RINI ANGGRAINI ASTUTI**
No. Mhs. : 89310124
Nirm : 890051013114120118

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2000

**TUGAS AKHIR
STUDI PUSTAKA
ANALISIS PERENCANAAN
PONDASI KAISON**

**Diajukan Untuk Melengkapi Persyaratan Dalam Rangka
Memperoleh Derajat Sarjana S1 Pada Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia
Yogyakarta**

Disusun oleh :

RITA SUSANTY

No. Mhs. : 89310107

Nirm : 890051013114120104

RINI ANGGRAINI ASTUTI

No. Mhs. : 89310124

Nirm : 890051013114120118

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2000**

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR
STUDI PUSTAKA
ANALISIS PERENCANAAN
PONDASI KAISON

Disusun oleh :

RITA SUSANTY

No. Mhs. : 89310107

Nirm : 890051013114120104

RINI ANGGRAINI ASTUTI

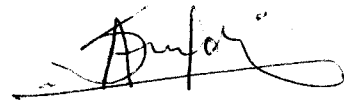
No. Mhs. : 89310124

Nirm : 890051013114120118

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Ir. H. M. SAMSUDIN, MT

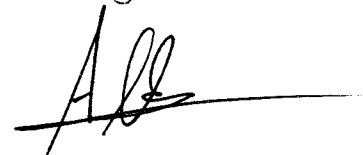
Dosen Pembimbing I



Tanggal : 30/9 - 2000 .

Ir. A. MARZUKO, MT

Dosen Pembimbing II



Tanggal : 26 . 9 . 2000

MOTTO :

Allah SWT meninggikan orang-orang yang beriman diantara kamu dan orang-orang yang diberi ilmu pengetahuan beberapa derajat (QS Al-Mujaadilah : 11)

Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan, maka apabila kamu selesai mengerjakan sesuatu urusan maka kerjakanlah dengan sungguh-sungguh urusan yang lain dan hanya kepada Tuhanlah hendaknya kamu berharap (QS Alam Nasyroh : 6-8)

KATA HANTAR

Alhamdulillah ‘hirobil ‘alamin, dengan segala rahmat dan hidayah Allah SWT, penulis dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir ini dengan judul Studi Pustaka Analisis Perencanaan Pondasi Kaison.

Tugas akhir ini disusun dengan maksud untuk melengkapi persyaratan guna mencapai derajat Sarjana S-1 pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini penulis mencoba menyusun berdasarkan data-data yang diperoleh dari Pustaka yang ada.

Penulis telah berusaha semaksimal mungkin dengan kemampuan yang penulis miliki untuk dapat menyajikan yang terbaik, namun penulis dapat juga berbuat kekurangan. Untuk itu kritik dan saran yang membangun akan sangat membantu penyempurnaan skripsi ini.

Penulis tak lupa mengucapkan terima kasih yang setulusnya atas semua bantuan dan bimbingan yang penulis terima kepada :

1. Bapak Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D. selaku dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BM Aris, MS. selaku ketua jurusan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. H. M. Samsudin, MT. selaku dosen pembimbing I.
4. Bapak Ir. A. Marzuko, MT. selaku dosen pembimbing II.
5. Bapak Ir Ibnu Sudarmadji, MS. selaku dosen penguji.

6. Almarhum papa, mama, adik-adikku, serta mas wawan tersayang yang telah banyak memberikan semangat dan motivasi untuk menyelesaikan studi.
7. Bapak, ibu, kakak dan adik tercinta.
8. Rekan mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sehingga berkat bantuannya, tugas akhir ini dapat diselesaikan.
9. Teman-teman yang banyak membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Akhirnya penulis berharap semoga skripsi ini dapat bermanfaat dan berguna bagi yang berkepentingan. Amin ya robal 'alamin.

Yogyakarta , September 2000

Penulis

DAFTAR ISI

	halaman
HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
MOTTO	iii
KATA HANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR LAMPIRAN	xi
DAFTAR NOTASI	xii
INTISARI	xiv
BAB I PENDAHULUAN	
A. Latar Belakang	1
B. Permasalahan	3
C. Tujuan	4
D. Batasan Masalah	4
E. Keaslian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
A. Pengertian Pondasi Kaison	5
B. Jenis Pondasi Kaison	6

C. Bentuk dan Bagian-bagian Pondasi Kaison	11
D. Pembebanan	14
E. Tekanan Tanah Lateral	16
 BAB III ANALISIS PONDASI KAISON	
A. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Kaison	29
B. Analisis Stabilitas Eksternal	41
C. Analisis Stabilitas Terhadap Gaya Angkat (<i>Buoyancy</i>)	48
D. Analisis Stabilitas Internal	49
E. Analisis Pelat Atap Ruang Kerja	52
F. Analisis Pelat Dasar	57
G. Dinding Pondasi Kaison	58
 BAB IV PEMBAHASAN	
A. Langkah Penyelesaian	62
B. Contoh Kasus	63
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	
A. Kesimpulan	96
B. Saran	97
DAFTAR PUSTAKA	98
 LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

	halaman
Gambar 2.1 Cara pemasangan pondasi kaison bentuk silinder/kotak terbuka	8
Gambar 2.2 Cara pemasangan kaison bertekanan	9
Gambar 2.3 Pemasangan kaison bentuk silinder/kotak tertutup	10
Gambar 2.4 Bentuk-bentuk tampang pondasi kaison	11
Gambar 2.5 Bagian-bagian pondasi kaison	12
Gambar 2.6 Detail <i>Cutting edge</i>	14
Gambar 2.7 Gaya-gaya yang bekerja pada pondasi kaison	15
Gambar 2.8 Tekanan tanah diam	16
Gambar 2.9 Lengkungan bidang longsor akibat gesekan tanah dan dinding	18
Gambar 2.10 Kelongsoran tanah menurut teori Coulomb	19
Gambar 2.11 Poligon gaya pada kondisi longsor	20
Gambar 2.12 Gaya-gaya yang bekerja pada kondisi tekanan tanah pasif	22
Gambar 2.13 Konsep keseimbangan elastis dan plastis	24
Gambar 2.14 Kelongsoran tanah menurut Rankine	25
Gambar 2.15 Tekanan tanah aktif dan pasif	26
Gambar 3.1 Skema alat SPT	34
Gambar 3.2 Hubungan antar jumlah pukulan pada uji SPT (N) dengan N_γ , N_q dan ϕ	35
Gambar 3.3 Skema alat konis	38
Gambar 3.4 Hasil pengujian CPT dengan konis biasa	38
Gambar 3.5 Skema alat bikonis dan cara pelaksanaan uji	39
Gambar 3.6 Hasil uji CPT dengan bikonis	40
Gambar 3.7 Gerakan dinding kaison akibat pengaruh gaya horizontal	41
Gambar 3.8 Reaksi tanah yang terjadi pada pondasi kaison	43

Gambar 3.9	Stabilitas terhadap gaya angkat kaison bentuk silinder/kotak Tertutup	48
Gambar 3.10	Reaksi tanah pada analisis stabilitas internal	50
Gambar 3.11	Pembebanan dan diagram momen yang terjadi pada pelat atap ruang kerja	54
Gambar 3.12	Tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja	56
Gambar 3.13	Pembebanan pelat dasar	57
Gambar 3.14	Kaison tampang lingkaran, ellips dan persegi/kotak	61
Gambar 4.1	Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi dan tampang pondasi	63
Gambar 4.2	Diagram tekanan tanah dan luas efektif pondasi	70
Gambar 4.3	Tampang kaison ellips	72
Gambar 4.4	Tekanan pada pelat dasar kaison dan tampang kaison bulat telur..	73
Gambar 4.5	Gaya-gaya yang terjadi akibat potongan I-I dan potongan II-II	74
Gambar 4.6	Tekanan pada pelat dasar kaison	76
Gambar 4.7	Momen dan gaya geser pada pelat dasar berdasarkan pendekatan	76
Gambar 4.8	Pembebanan pelat atap yang diperhitungkan	78
Gambar 4.9	Letak kaison berbentuk silinder/kotak terbuka dan hasil uji SPT ..	80
Gambar 4.10	Reaksi yang terjadi pada kaison	82
Gambar 4.11	Diagram tekanan tanah yang terjadi	85
Gambar 4.12	Tekanan pada dasar kaison dan tampang kaison lingkaran	86
Gambar 4.13	Gaya-gaya yang terjadi akibat potongan I-I dan potongan II-II	87
Gambar 4.14	Tekanan yang terjadi pada pelat dasar kaison	89
Gambar 4.15	Pembebanan pada kaison tampang lingkaran	89
Gambar 4.16	Kaison berbentuk kotak dengan sisi tertutup	91
Gambar 4.17	Kedudukan kaison saat penarikan ke lokasi	92
Gambar 4.18	Kedudukan kaison saat penarikan setelah diisi pasir	93

DAFTAR TABEL

	halaman
Tabel 3.1 Kuat dukung tanah Terzaghi	31
Tabel 3.2 Faktor bentuk pondasi	32
Tabel 3.3 Gesekan tanah pada dinding pondasi	33
Tabel 3.4 Koefisien tanah menurut Luciano Decourt Sao Paulo	37
Tabel 3.5 Hubungan antara diameter luar dengan tebal dinding kaison Lingkaran	61
Tabel 4.1 Tegangan yang terjadi pada tiap-tiap potongan kaison	75
Tabel 4.2 Hasil uji SPT	81
Tabel 4.3 Tegangan yang terjadi pada tiap-tiap potongan kaison	88

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Kartu peserta tugas akhir
- Lampiran 2 Cara menentukan kedalaman/letak pusat rotasi ($D1$), reaksi dan momen yang terjadi pada pondasi kaisan apabila tegangan gesek dinding (σ_s) diketahui
- Lampiran 3 Tabel hubungan antara kepadatan relatif (D_r), jumlah pukulan SPT, sudut gesek internal (ϕ), dan berat volume tanah (γ) pada tanah non kohesif.
Tabel hubungan antara gesekan/lekatan tanah (q_u), jumlah pukulan SPT dan berat volume tanah *saturated* pada tanah kohesif
- Lampiran 4 Cara menentukan luas efektif dan tegangan maksimal pada kaisan apabila eksentrisitas berada diluar inti ($e > L/6$)
- Lampiran 5 Tegangan-tegangan ijin beton pada pondasi
- Lampiran 6 Tabel satuan SI

DAFTAR NOTASI YANG DIGUNAKAN

- A = Luas atau dipakai sebagai koefisien, dapat ditempatkan pada garis bawah
- A_d = Luas tampang potongan dinding kaison
- A_{ef} = Luas efektif dasar pondasi
- A_s = Luas selimut dinding pondasi
- A_{si} = Luas bagian kaison yang berada di bawah muka air
- a = Jari-jari panjang kaison tampang ellips
- B = Pusat apung kaison
- B_o = Lebar efektif
- b = Jari-jari pendek kaison tampang ellips
- D = Dalam pondasi dan dalam pusat rotasi pondasi
- d = Diameter luar kaison tampang lingkaran atau lebar kaison ellips
- F = Tekanan geser horizontal tanah pada dasar pondasi
- f_c = Kuat desak beton
- G = Pusat berat kaison
- H = Jarak reaksi horizontal dengan scourline
- I_{min} = Momen inersia minimum dasar pondasi
- K = Rasio lateral terhadap tegangan vertikal
- K_a = Koefisien tekanan tanah aktif
- K_p = Koefisien tekanan tanah pasif
- K_o = Koefisien tekanan tanah saat diam
- L = Panjang alas atau telapak pondasi
- M = Momen
- M_l = Momen lapangan
- M_t = Momen tumpuan
- M_c = Titik metacentrum
- m = Jarak metacentrum
- N = Jumlah pukulan SPT
- N_c, N_q, N_γ = Koefisien kuat dukung tanah terzaghi
- N_p = Rata-rata jumlah pukulan, diambil 3 harga N diujung pondasi
- P = Reaksi tanah horizontal
- P_a = Gaya dinding yang disebabkan oleh tekanan tanah aktif
- P_p = Gaya dinding yang disebabkan oleh tekanan tanah pasif
- Q = Kapasitas dukung ultimit
- Q_s = Kapasitas dukung pondasi didasarkan pada perlawanan gesek dinding dan tanah sekeliling pondasi
- Q_p = Kapasitas dukung yang terjadi pada dasar pondasi
- q = Beban terbagi rata
- R = Resultan reaksi pada dasar pondasi
- S_d = Modulus tampang potongan dinding pondasi
- SF = Faktor aman

t	= Tebal plat dan tebal dinding
V	= Beban jembatan
v	= Koefisien gesek tanah
W	= Beban yang didukung pondasi dan berat sendiri pondasi
y	= Jarak antara garis normal dan sisi yang ditinjau
y_{si}	= Jarak pusat kaisan di bawah muka air dengan sisi atas/dasar kaisan
z	= Dalam pondasi yang ditinjau
γ	= Satuan berat; tulisan bawah garis (subscript) c=beton, kering, basah, jenuh (sat), dan sebagainya
γ'	= Berat satuan efektif yang dihitung
α	= Perbandingan antara lebar dan panjang
σ, σ	= Tegangan yang terjadi pada struktur dan tegangan ijin struktur
τ	= Tegangan geser
μ	= Angka poisson
ϕ	= Sudut gesek dalam

INTISARI

Suatu struktur pada hakekatnya terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Pondasi merupakan struktur bawah bagian dari suatu bangunan yang berfungsi mendukung struktur dibagian atas sebelum diteruskan ke tanah dasar pondasi. Kaison merupakan salah satu jenis pondasi dengan perbandingan antara dalam dan lebar pondasi adalah 4 sampai 10. Jenis ini cocok digunakan untuk lokasi yang sering tererosi akibat gerusan air, sehingga dasar pondasi perlu ditempatkan lebih dalam dari gerusan yang paling dalam, seperti pondasi jembatan, dermaga, pemecah gelombang dan tanggul pelabuhan.

Studi ini bertujuan untuk mengetahui aman tidaknya pondasi jenis kaison akibat beban-beban yang bekerja, baik ditinjau terhadap stabilitas eksternal maupun stabilitas internal. Selain itu, dihitung tebal dinding kaison, plat dasar untuk kaison bentuk silinder/kotak terbuka dan tertutup, dan plat atap ruang kerja untuk kaison bertekanan. Pada pelaksanaan konstruksi kaison yang akan dibawa menuju lokasi melalui media air, perlu dianalisis terhadap stabilitas gaya angkat.

Hasil analisis pada pondasi kaison bentuk bulat telur dan lingkaran dengan sistem terbuka, aman menerima beban-beban yang bekerja ditinjau terhadap stabilitas eksternal dan internal. Tinjauan stabilitas eksternal meliputi rasio antara gaya geser dengan gaya lawan, rasio antara momen dorong dengan momen perlawanan dan kapasitas dukung pondasi, sedangkan tinjauan internal meliputi tegangan desak dan tegangan geser bahan yang semuanya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada kaison bentuk kotak dengan sisi tertutup diperoleh jarak metacentrum (m) < dari nol, bila penarikan tanpa pemberat. Syarat kaison aman terhadap gaya angkat adalah bila $m > 0$, untuk itu saat penarikan kaison jenis tertutup dengan ukuran panjang 29,9 m, lebar 13,4 m dan tinggi 12,2 m serta panjang lubang 26,88 m, lebar lubang 11,88 m, tinggi lubang 11,90 m, diisi dengan volume antara 479,002 m³ sampai 597,155 m³.

BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Suatu struktur pada hakekatnya terdiri atas dua bagian, yaitu struktur atas dan struktur bawah. Secara umum struktur atas meliputi semua struktur yang terletak diatas permukaan tanah, sedangkan struktur bawah terletak di bawah permukaan tanah termasuk pondasi.

Pondasi merupakan salah satu bangunan yang berfungsi mendukung beban sebelum diteruskan ke tanah dasar pondasi. Sebagai pendukung struktur atas, maka pemilihan jenis pondasi serta analisisnya harus dikerjakan dengan teliti. Hal ini penting karena kekuatan pondasi sebagai pendukung struktur atas sangat mempengaruhi berdirinya suatu bangunan.

Sebelum jenis pondasi ditentukan, sebaiknya perlu diperhatikan beberapa persyaratan yang harus diperhatikan. Menurut Bowles (1986) persyaratan tersebut meliputi:

1. tekanan yang terjadi pada dasar pondasi tidak melampaui kuat dukung tanah yang diijinkan,
2. dalam pondasi harus cukup, agar pondasi tidak dipengaruhi sifat kembang susut tanah,
3. struktur pondasi harus aman terhadap bahaya guling (rotasi), geser, dan kapasitas dukung tanah,

4. penurunan total dan penurunan differensial tidak menimbulkan kerusakan struktur,
5. pelaksanaan struktur harus ekonomis, yaitu ketepatan pemilihan jenis pondasi, cara pemasangan, dan pemilihan alat yang dipergunakan dapat menghemat biaya,
6. selama pelaksanaan pekerjaan tidak mengganggu lingkungan.

Menurut Suryolelono (1994), tipe pondasi dapat dibedakan berdasarkan rasio antara dalam (D_f) dan lebar (B) menjadi:

1. pondasi telapak atau pondasi langsung bila rasio $D_f/B < 4$,
2. pondasi kaison bila $4 \leq D_f/B \leq 10$,
3. pondasi tiang bila $D_f/B > 10$.

Pondasi dengan tampang bulat atau lingkaran lebar pondasi (B) dapat diganti dengan diameter.

Selain dengan meningkatnya pembangunan bidang konstruksi di Indonesia, ketetapan memilih jenis pondasi pada struktur bangunan sangat diperlukan. Pondasi kaison merupakan salah satu alternatif struktur bangunan yang mempunyai tanah baik pada kedalaman cukup besar ($4 \leq D_f/B \leq 10$). Untuk tempat-tempat yang sering mengalami erosi akibat gerusan air, dasar pondasi perlu ditempatkan lebih dalam dari gerusan yang paling dalam seperti pilar jembatan, jenis pondasi ini dapat dipakai sebagai alternatif selain pondasi tiang. Pondasi kaison juga cocok digunakan untuk pondasi-pondasi bangunan air, seperti dermaga, pemecah gelombang dan tanggul pelabuhan. Biasanya kaison digunakan sebagai pondasi bangunan yang besar, bila cara pemotongan terbuka tidak dapat

dipakai, akibat adanya air yang naik, atau endapan pada dasar pondasi, dan lain-lainnya, dan disamping itu bila daya dukung (vertikal atau mendatar) tidak mencukupi dalam pondasi tiang, atau bila penurunan atau getaran memegang peranan dalam penilaian pemakaiannya. Pemilihan pondasi kaison juga melalui beberapa pertimbangan Suryolelono (1994) yaitu :

- bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 m di bawah permukaan tanah, dalam hal ini tergantung pada penurunan (settlement yang diijinkan), tetapi bila terdapat batu besar (cobbel stones) pada lapisan antara, maka pemakaian kaison lebih menguntungkan,
- bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 m dibawah permukaan tanah maka apabila tekanan atmosfer yang bekerja ternyata kurang dari 3 kg/cm^2 digunakan kaison tekanan.

Umumnya pondasi kaison dibatasi penggunaannya pada proyek-proyek besar saja, karena biayanya yang mahal.

B. Permasalahan

1. Bagaimana menentukan tebal plat dasar pada kaison bentuk kotak/silinder terbuka dan tertutup,
2. Bagaimana mengontrol keamanan pondasi jenis kaison menerima beban horizontal dan vertikal ditinjau terhadap stabilitas eksternal dan internal,
3. Bagaimana mengontrol stabilitas terhadap gaya angkat pada kaison apabila pelaksanaan berada di air.

C. Tujuan

Selain sebagai syarat akademis untuk mencapai derajat sarjana teknik sipil di Universitas Islam Indonesia penulisan tugas akhir ini bertujuan :

1. menentukan tebal dinding pondasi, plat atap ruang kerja pada kaison bertekanan atau plat dasar pada kaison bentuk kotak/silinder terbuka dan tertutup,
2. mengontrol aman tidaknya pondasi jenis kaison menerima beban horizontal, dan vertikal ditinjau terhadap stabilitas eksternal dan internal,
3. mengontrol stabilitas terhadap gaya angkat pada kaison apabila pelaksanaan struktur berada di air.

D. Batasan Masalah

Analisis yang dilakukan pada tugas akhir ini dibatasi untuk pondasi kaison dari beton bertulang pada tanah non kohesif.

E. Keaslian

Berdasarkan pengetahuan penulis, sampai saat ini masih belum ada tugas akhir yang membahas pondasi kaison. Untuk itu, penulis mencoba menganalisis perencanaan pondasi kaison berdasarkan pustaka yang ada.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

A. Pengertian Pondasi Kaison

Istilah kaison pada pondasi mempunyai beberapa arti. S. Sosrodarsono (1983) mendefinisikan kaison adalah suatu pondasi yang terletak pada lapisan pendukung yang terbenam ke dalam tanah karena beratnya sendiri dan dengan mengeluarkan tanah galian dari dasar bangunan bulat, yang terbuat dari beton bertulang. K.B . Suryolelono (1994) mendefinisikan pondasi caisson (Perancis) yang juga dikenal dengan pondasi sumuran (di Indonesia) dan *well foundation* (Inggris – Amerika) yang banyak digunakan bila $4 < Df/B < 10$ dengan Df adalah kedalaman dan B adalah lebar atau diameter pondasinya. Punmia (1980) mendefinisikan istilah kaison adalah sebuah struktur berbentuk kotak, lingkaran atau persegi panjang yang dibanamkan dari permukaan tanah atau permukaan air sampai kedalaman yang diinginkan. Teng (1980) mendefinisikan istilah kaison merupakan struktur bawah yang besar, dibuat ditempat kering dan ditenggelamkan kedalam air atau kedalam tanah sampai kedalaman yang ditentukan sebagai pondasi dari struktur tersebut. Bowles (1986) mendefinisikan istilah kaison menjadi 2 macam :

1. kaison merupakan sebuah silinder/kotak yang ditanam kedalam tanah dan dibagian dalamnya diisi beton,

2. kaison merupakan struktur dari pondasi yang berfungsi meneruskan beban-beban ke tanah keras.

Konstruksi kaison dapat dibuat dari beton bertulang, baja atau kayu. Kaison dari beton bertulang merupakan jenis yang paling banyak dipakai di lapangan, sedangkan kaison dari baja biasanya dipakai bersama-sama dengan beton. Kaison dari kayu dipakai pada masa lampau, sekarang sudah tidak dibuat lagi (Anderson, 1980).

Pondasi ini umumnya diisi pasir padat atau beton tumbuk, tujuannya sebagai pemberat serta menambah kestabilan struktur, dan banyak digunakan untuk pondasi bangunan gedung, pondasi jembatan, pemecah gelombang, serta bangunan-bangunan air.

B. Jenis Pondasi Kaison

Menurut K.B. Suryolelono (1994) dan Punmia (1980) kaison dapat dibedakan menjadi 3 bagian yaitu kaison bentuk silinder/kotak terbuka (*open caisson / wells*), kaison bentuk silinder/kotak tertutup (*box caisson / floating caisson*), kaison bertekanan (*pneumatic caisson*).

1. Kaison terbuka (*open caisson*)

Kaison jenis ini berbentuk kotak/ silinder yang terbuka bagian atas dan bawahnya selama pelaksanaan konstruksi. Bahan dinding pondasi yang digunakan dalam tipe ini dapat terbuat dari kayu, batu pecah, atau beton bertulang dan biasanya dibuat pada tanah yang mempunyai muka air tanah cukup dalam, sehingga tanah dapat dengan mudah dikeluarkan dari dalam silinder/kotak tersebut. Apabila muka air

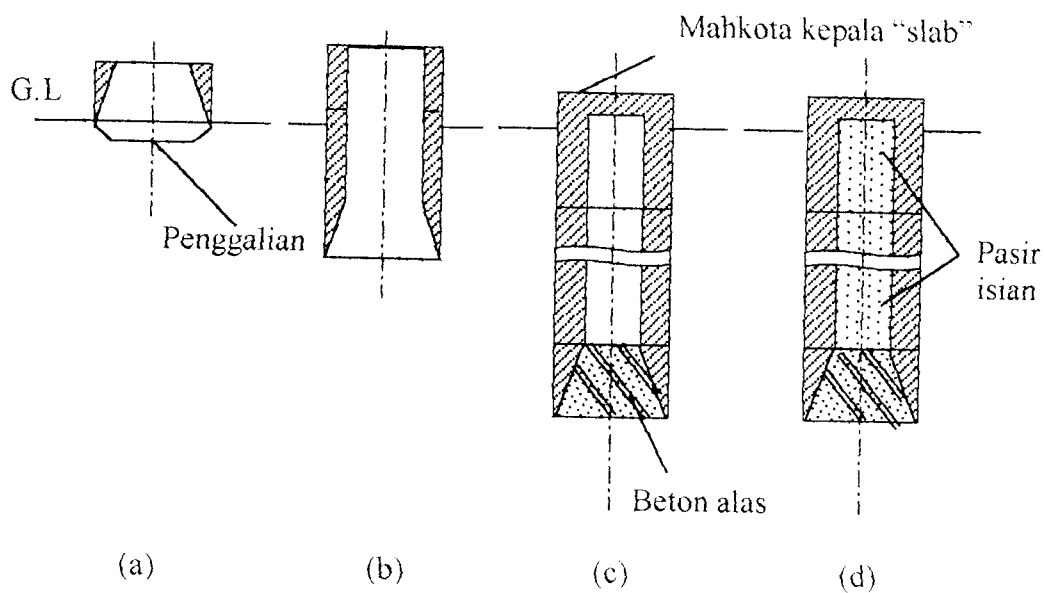
tanah tinggi maka jenis ini akan dapat digunakan apabila muka air tanah diturunkan terlebih dahulu.

Pembuatan pondasi kaison jenis ini dapat dilakukan dengan 2 cara, yaitu dibuat ditempat lain (*pre-fabricated*), setelah selesai baru dipindahkan ke lokasi dan cara yang kedua dengan dibuat langsung di lokasi.

Cara pelaksanaan pemasangan pondasi diawali dengan meletakkan bagian dasar kaison dengan bagian dinding yang tajam di permukaan tanah, selanjutnya dilakukan penggalian, tanah dari dalam kaison. Selama pelaksanaan penggalian, kaison mengalami penurunan secara perlahan-lahan. Pekerjaan tersebut dilakukan terus sampai sisi dasar kaison mencapai tanah keras. Setelah pekerjaan galian selesai, dilanjutkan dengan pen-cor-an beton alas sampai ketebalan tertentu. Setelah beton cukup kering, kemudian dimasukkan bahan pengisi (biasanya pasir) lalu ditutup dengan beton penutup.

Cara lain dapat dilakukan dengan membuat galian tanah dari permukaan sampai mencapai kedalaman yang ditentukan (tanah keras). Kaison dibuat di dalam lubang tersebut. Setelah kering dilanjutkan dengan pen-cor-an beton dibagian dasar, kemudian isi bahan, dan diakhiri dengan penutupan plat beton penutup.

Di Indonesia pondasi jenis ini sudah banyak digunakan dan lebih populer dengan nama pondasi sumuran.



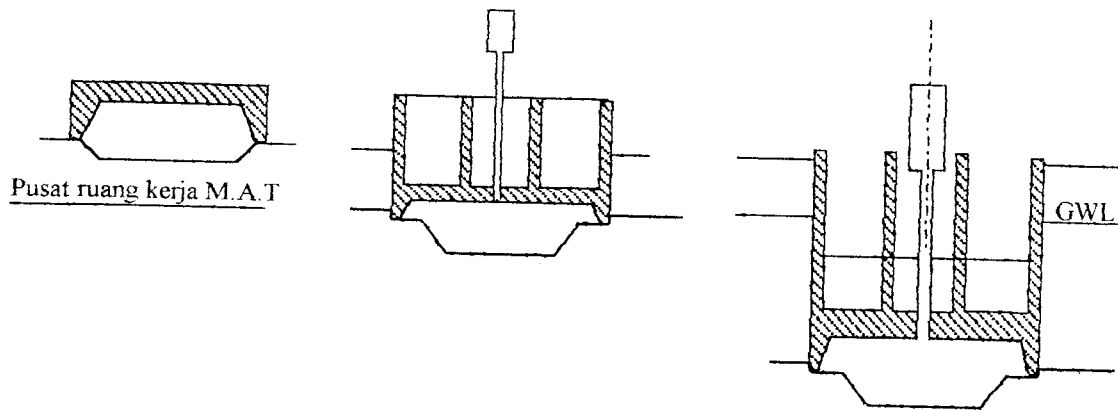
Gambar 2.1. Cara pemasangan pondasi kaison sisi terbuka

(Sosrodarsono, 1983)

2. Kaison bertekanan

Bilamana dijumpai pekerjaan pondasi dengan tekanan air cukup besar (pondasi di laut), maka digunakan sistem *Pneumatik caisson*. Pondasi jenis ini mempunyai ruangan khusus sebagai tempat kerja dengan tekanan dalam ruangan tersebut lebih tinggi dari tekanan atmosfer, dengan tujuan untuk mencegah rembesan air dari bawah agar tidak masuk kedalam ruangan kerja.

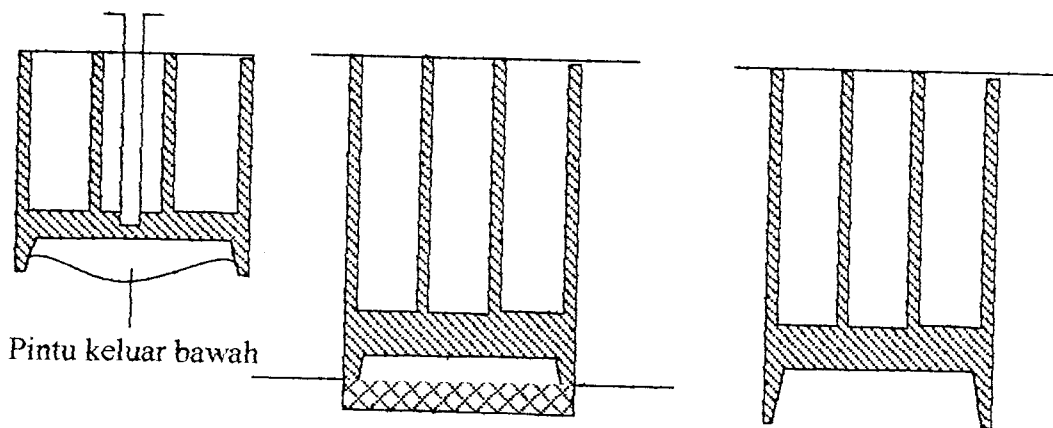
Secara umum konstruksi ini hampir sama dengan sisi terbuka dengan ruangan kerja di bagian bawah.



(a) Pembuatan ruang kerja

(b) Pembuatan dan penyetelan beton pelindung (gelegar II)

(c) Kemajuan pekerjaan penenggelaman



(d) Perpanjangan corong

(e) Setelah mencapai padas dasar permukaan tanah pendukung

(f) Beton isian

Gambar 2.2 Cara pemasangan kaison bertekanan

(Sosrodarsono, 1983)

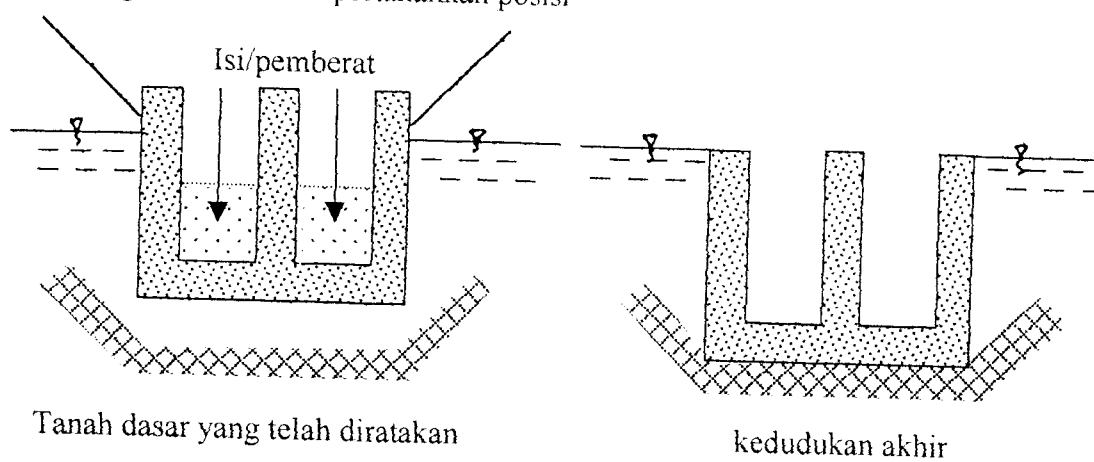
3. Kaison tertutup (Box caisson)

Bentuk pondasi biasanya adalah kotak / silinder dengan sisi bagian atasnya terbuka, sedangkan sisi bawah tertutup. Biasanya konstruksi ini terbuat dari beton bertulang. Pembuatan pondasi jenis ini, umumnya di tempat kering (*prefabricated*), setelah selesai baru dipindahkan ke lokasi.

Tipe tersebut dipakai untuk tanah yang mempunyai kuat dukung cukup tinggi dan kedalaman muka air tanah cukup dangkal. Selain itu, tipe ini sering dipakai untuk pondasi yang berada di air dengan beban yang bekerja tidak berat. Pondasi jenis ini biasanya dipakai untuk pondasi jembatan dan pemecah gelombang.

Pelaksanaan pemasangan pondasi biasanya dibawa dari tempat pembuatan menuju lokasi. Untuk menjamin stabilitas pondasi selama penarikan biasanya di dalam pondasi diberi pemberat berupa pasir. Sebelum pondasi ditenggelamkan tanah dasar pondasi harus rata/datar sehingga kedudukan akhir pondasi benar-benar stabil.

Kabel angker untuk mempertahankan posisi

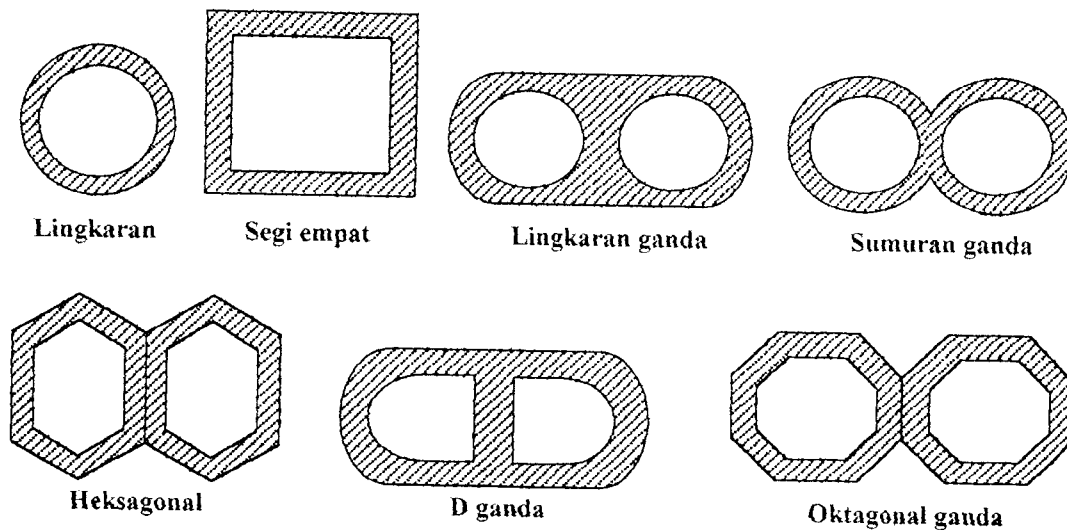


Gambar 2.3. Pemasangan kaison berbentuk silinder atau kotak dengan sisi tertutup

(Bowles, 1986)

C. Bentuk dan Bagian-Bagian Pondasi Kaison

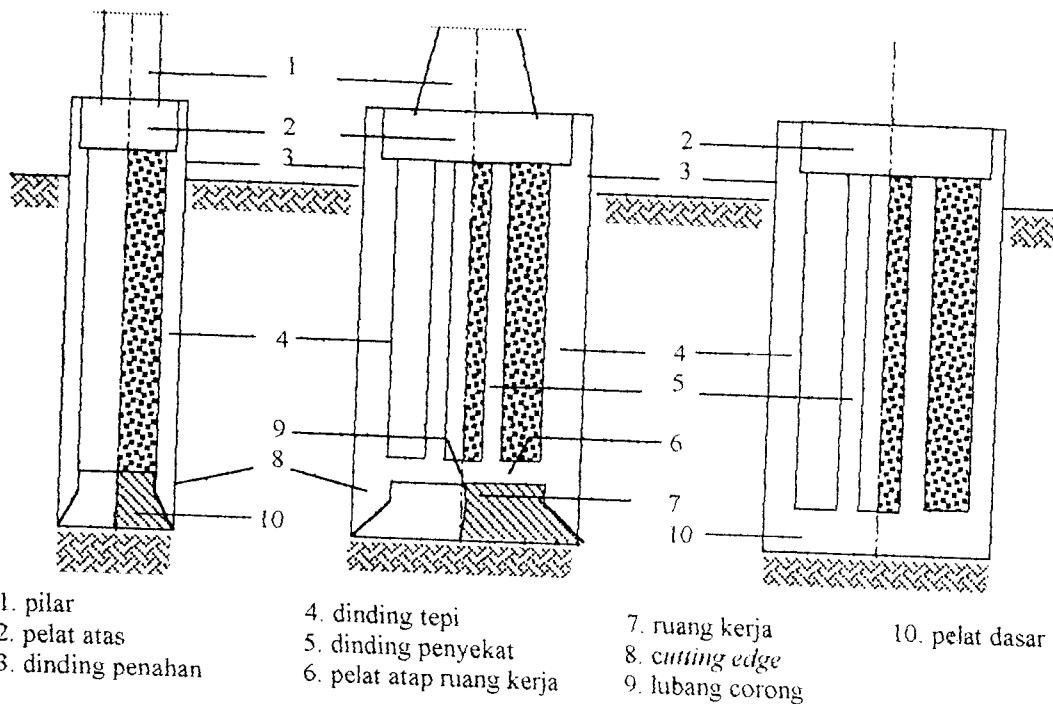
Seperti telah diungkapkan dimuka, pondasi kaison mempunyai berbagai macam bentuk. Adapun bentuk tampang dari pondasi kaison umumnya disesuaikan dengan beban yang bekerja serta kuat dukung tanah dasar pondasi. Bentuk tampang pondasi dapat berupa lingkaran tunggal, segi empat, lingkaran / heksagonal / oktagonal ganda, sumuran ganda, dan bentuk D ganda. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.4.



Gambar 2.4. Bentuk-bentuk tampang pondasi kaison

(Suryolelono, 1994)

Selain bentuknya bermacam-macam pondasi kaison juga dibentuk oleh bagian-bagian pembentuknya. Adapun bagian-bagian dari pondasi kaison dapat dilihat gambar 2.5.



Gambar 2.5. Bagian-bagian pondasi kaison

Keterangan gambar:

1. Pelat atas

Pelat atas merupakan penutup bagian atas kaison setelah diisi pasir atau beton tumbuk. Umumnya pelat atas ditumpu oleh dinding. Selain sebagai penutup, pelat atas juga berfungsi meneruskan beban dari struktur di atasnya (pilar dan beban-beban yang menumpu pilar) ke dinding tepi.

2. Dinding tepi

Dinding tepi merupakan pembatas antara pondasi dengan tanah di sekelilingnya dan berfungsi sebagai penahan beban pilar, beban-beban yang ditumpu pilar sebelum membebani tanah dasar. Analisis dinding tepi didasarkan pada berat dinding dan gesekan tanah di sekelilingnya.

2. Plat Dasar

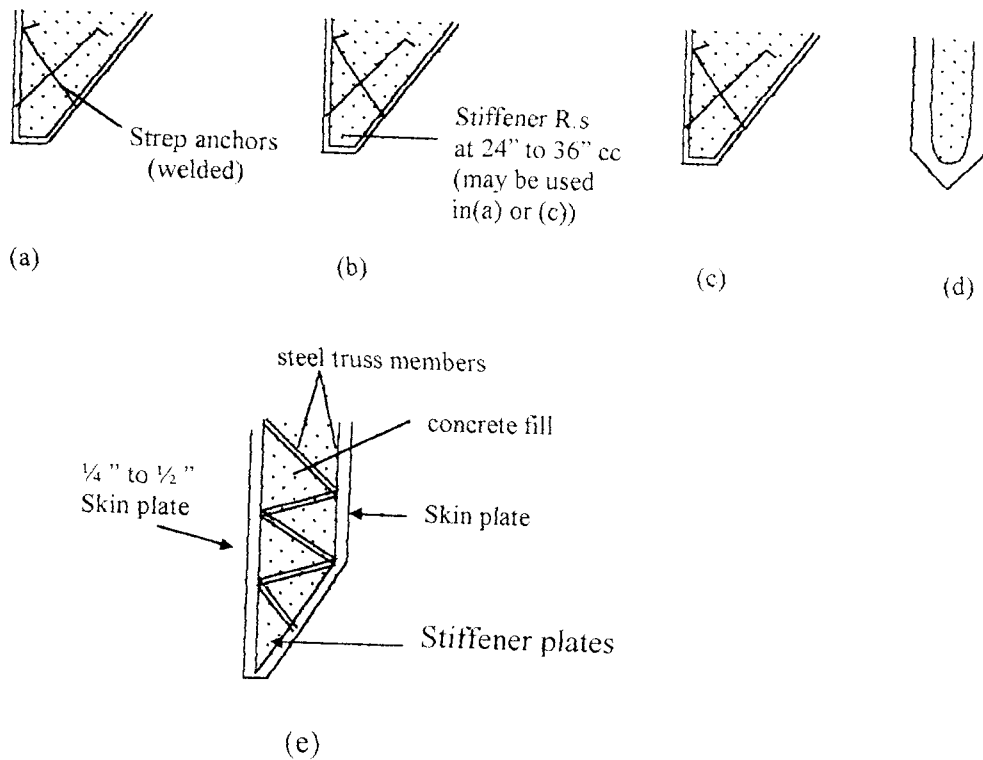
Plat dasar merupakan bagian dari pondasi kaisan yang langsung berhubungan dengan tanah dasar. Fungsi plat dasar adalah mencegah air dan tanah masuk ke dalam isi kaisan. Pada pondasi kaisan bentuk silinder/kotak tertutup plat dasar dibuat monolit dengan dinding sisi, sedangkan pada kaisan bertekanan dibuat dengan menutup ruang kerja menggunakan beton encer.

3. Plat Atap Ruang Kerja

Plat atap ruang kerja hanya terdapat pada kaisan bertekanan. Struktur ini dibuat rapat air agar selama pemberian tekanan pada ruang kerja dan pelaksanaan konstruksi dapat dilaksanakan dengan baik. Untuk itu plat atap ruang kerja, umumnya dibuat monolit dengan dinding kaisan.

4. Cutting edge

Untuk memudahkan proses penurunan ke dalam tanah, ujung dasar kaisan bentuk silinder / kotak dan kaisan bertekanan dibuat tajam. Sudut miring bagian yang tajam, umumnya dibuat 80% dari sumbu vertikal atau dengan perbandingan 2 vertikal dan 1 horizontal. Bagian tajam pada dasar kaisan di buat cutting edge.



Gambar 2.6 Cutting Edge (Teng 1980)

Cutting edge pada kaisan beton bertulang dilapisi dengan lapisan baja. Bagian paling dasar cutting edge diberi profil L, sedangkan lapisan lain dilapisi pelat baja setebal $\frac{1}{4}$ sampai $\frac{1}{2}$ sebagai pelindung dari kerusakan.

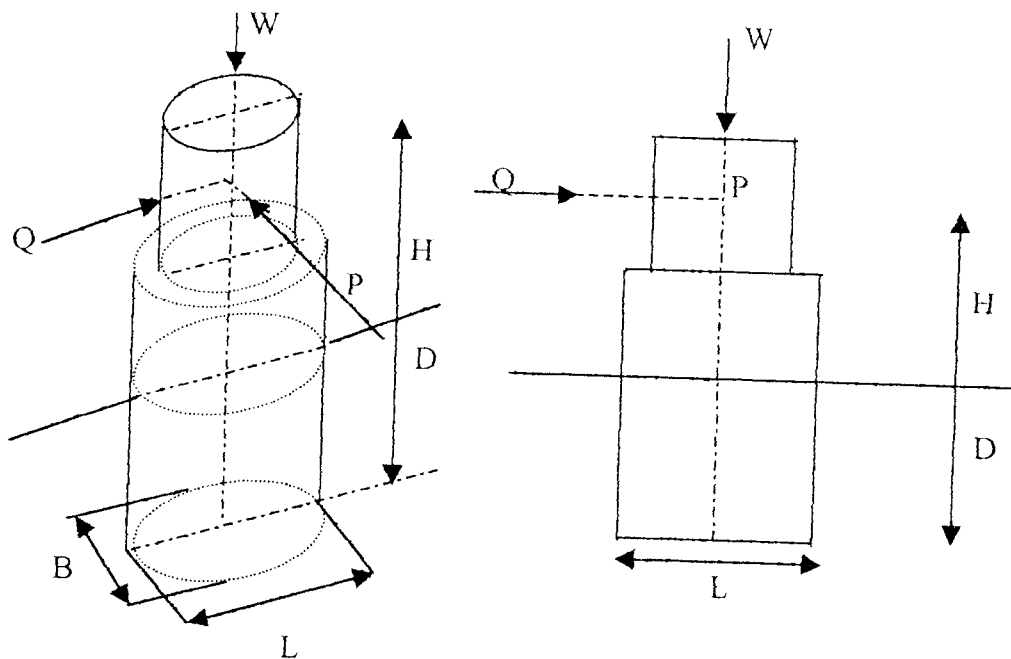
D. Pembebanan

Sebelum dilakukan analisis suatu pondasi, terlebih dahulu ditinjau beban-beban yang bekerja. Adapun beban yang bekerja dapat berupa :

1. beban statis berupa beban normal
2. beban dinamis berupa beban kendaraan,

3. beban khusus berupa beban angin, gempa bumi, tekanan, dan tekanan aliran air (drag).

Secara umum beban-beban tersebut dapat dikelompokkan sesuai salib sumbu, yaitu 2 arah horizontal dan 1 arah vertikal. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.7.



P, Q : resultan gaya-gaya horizontal arah melintang dan memanjang pilar (kN).

D, H : dalam pondasi dan tinggi resultan gaya horizontal terhadap muka tanah (m),

W : resultan gaya vertikal (kN).

Gambar 2.7 Gaya-gaya yang bekerja pada pondasi kaisan

Beban horizontal P dapat berupa gaya kejut, gaya rem atau dapat berupa tekanan tanah. Beban Q dapat berupa tekanan angin dan tekanan aliran air yang mengenai pilar, sedangkan beban W berupa beban konstruksi yang dipikul pondasi dan beban hidup.

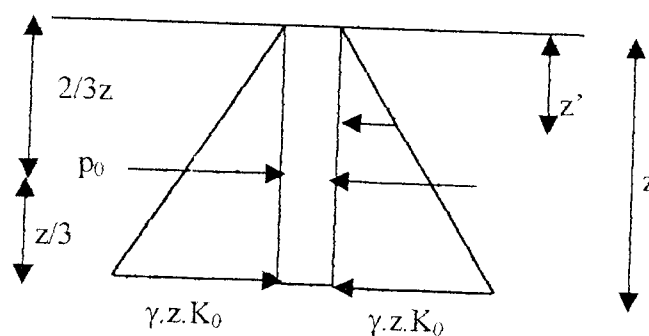
Analisis beban dapat dilihat pada peraturan pembebanan Indonesia, besar dan arah pemanfaatannya diambil pada kondisi yang paling tidak menguntungkan.

E. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang ditimbulkan oleh dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Secara umum tekanan tanah lateral dapat dibedakan menjadi tekanan tanah pada saat diam, tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

1. Tekanan tanah saat diam

Suatu dinding kaku ditanam ke dalam tanah. Permukaan tanah sebelah kiri dan kanan dinding tingginya sama. Tekanan tanah lateral yang terjadi pada dinding tingginya sama. Tekanan tanah lateral yang terjadi pada dinding merupakan tekanan tanah diam



Gambar 2.8 Tekanan tanah diam

Tekanan tanah lateral yang terjadi pada kedalaman z meter

$$P^h = \gamma \cdot K_0 \cdot z \dots\dots\dots (2.1)$$

Tekanan tanah total yang terjadi

$$P_0 = \int_0^l P_h \cdot dz = \frac{1}{2} z^2 \cdot K_0 \cdot \gamma \dots\dots\dots (2.2)$$

Dengan :

P_0 : gaya tanah diam tiap meter panjang (kN/m),

P^h : tekanan tanah pada kedalaman z m (kN/m²),

z : kedalaman dinding (m),

γ : berat volume tanah (kN/m³),

K_0 : koefisien tekanan tanah saat diam.

Menurut Jaky dalam Hardiyatmo (1992), besarnya nilai K_0 untuk tanah granuler (lebih dari 50% tanah berdiameter butir diatas 0,075 mm) dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.3.a)$$

Untuk lempung konsolidasi normal (lempung yang mengalami konsolidasi oleh beratnya sendiri) K_0 dapat dicari menggunakan persamaan Brooker dan Ireland (Hardiyatmo, 1992).

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.3.b)$$

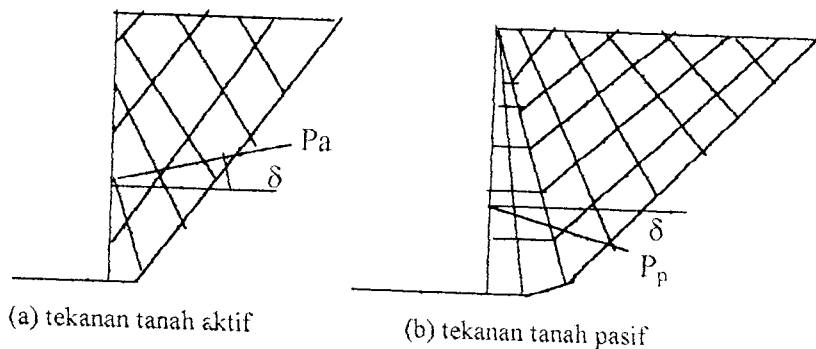
dengan ϕ : sudut geser internal tanah (°).

2. Tekanan tanah saat aktif dan pasif

Tekanan tanah aktif dan pasif terjadi, bila suatu dinding kaku ditanam ke dalam tanah. Pada dinding tersebut bekerja gaya horizontal sebesar P sehingga dinding bergeser mengikuti gaya P . Tekanan tanah yang bekerja searah gaya P disebut tekanan tanah aktif (P_a) sedangkan tekanan tanah yang bekerja berlawanan arah dengan P disebut tekanan tanah pasif (P_p).

2.a. Tekanan tanah lateral coulumb

Teori ini memperhatikan pengaruh gesekan tanah pada dinding penahan. Sudut gesek antara dinding dengan tanah (δ). Akibat gesekan dinding dengan tanah, bidang longsor melengkung dekat dasar kaki dindingnya, baik tekanan tanah aktif maupun pasif.



Gambar 2.9 Lengkungan bidang longsor akibat geseran tanah dan dinding

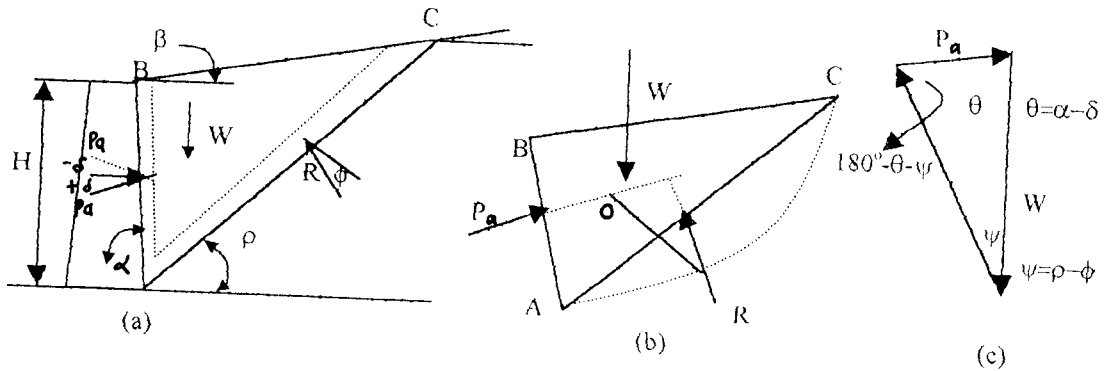
Anggapan analisis :

1. tanah adalah bahan isotropis dan homogen, mempunyai sudut gesek (δ),
2. bidang longsor dan muka tanah urug adalah bidang rata,

Berat tanah ABE tiap meter panjang (W)

$$W = \gamma \cdot A \cdot (l) = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \dots \dots \dots (2.4.a)$$

Gaya tanah aktif dapat ditentukan berdasarkan gambar 2.11.



Gambar 2.11. Poligon gaya pada kondisi longsor (Bowles,1986)

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{W}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \dots \dots \dots (2.4.b)$$

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \dots \dots \dots (2.4.c)$$

Pada persamaan (2.4.c) dapat dilihat bahwa $P_a = f(\rho)$. Berdasarkan persamaan (2.4.b) dan 2.4.c. diperoleh:

$$P_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \left[\sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \dots \dots \dots (2.4.d)$$

$$P_a = \frac{\gamma.H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \dots (2.4.e)$$

Jika $\beta = \delta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$ (dinding vertikal licin dan permukaan tanah horizontal) diperoleh persamaan

$$P_a = \frac{\gamma.H^2}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma.H^2}{2} \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots (2.4.f)$$

Bentuk umum persamaan (2.4.e) dan (2.4.f) adalah

Dengan

$$P_a = \frac{\gamma.H^2}{2} \cdot K_a \dots (2.4.g)$$

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif

Untuk α sembarang, β dan $\delta \neq 0$,

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

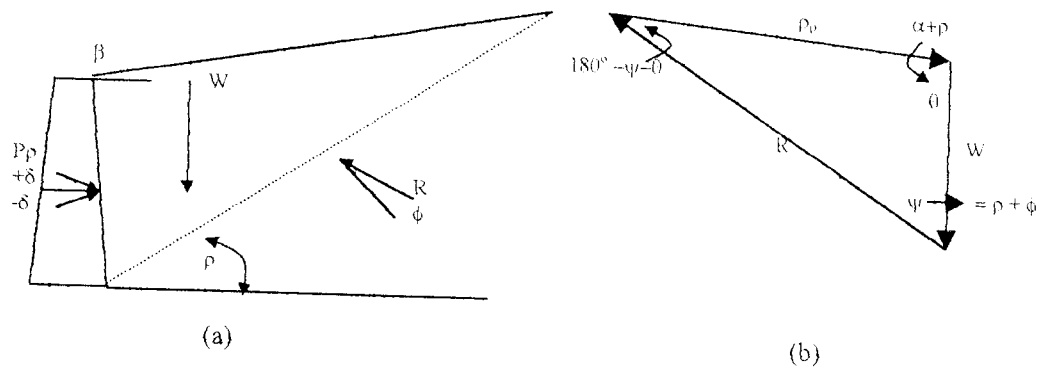
Untuk $\beta = \delta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$

$$K_a = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

γ : berat volume tanah (kN/m^3)

H : tinggi dinding (m).

Tekanan tanah pasif dapat pula ditentukan dengan cara sama seperti persamaan (2.4.a) sampai (2.4.f) berdasarkan pada gambar 2.12.



Gambar 2.12. gaya-gaya yang bekerja pada kondisi tekanan tanah pasif

(Bowles, 1986)

$$W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \dots \dots \dots (2.5.a)$$

$$P_p = W \cdot \frac{\sin(\rho + \phi)}{\sin(180 - \rho - \phi - \delta - \alpha)} \dots \dots \dots (2.5.b)$$

Nilai minimum P_p dinding ditentukan dengan menurunkan persamaan (2.5.b) terhadap ρ atau $(dP_p / d\rho) = 0$ jadi P_p minimum

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \dots \dots \dots (2.5.c)$$

Jika $\beta = \delta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$ (dinding vertikal licin dan permukaan tanah horizontal) diperoleh persamaan

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots \dots \dots (2.5.d)$$

Dengan,

K_p : koefisien tekanan tanah pasif

Untuk α sembarang, β dan $\delta \neq 0$,

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

Untuk $\beta = \delta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$,

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

2.b. Tekanan tanah lateral menurut Rankine.

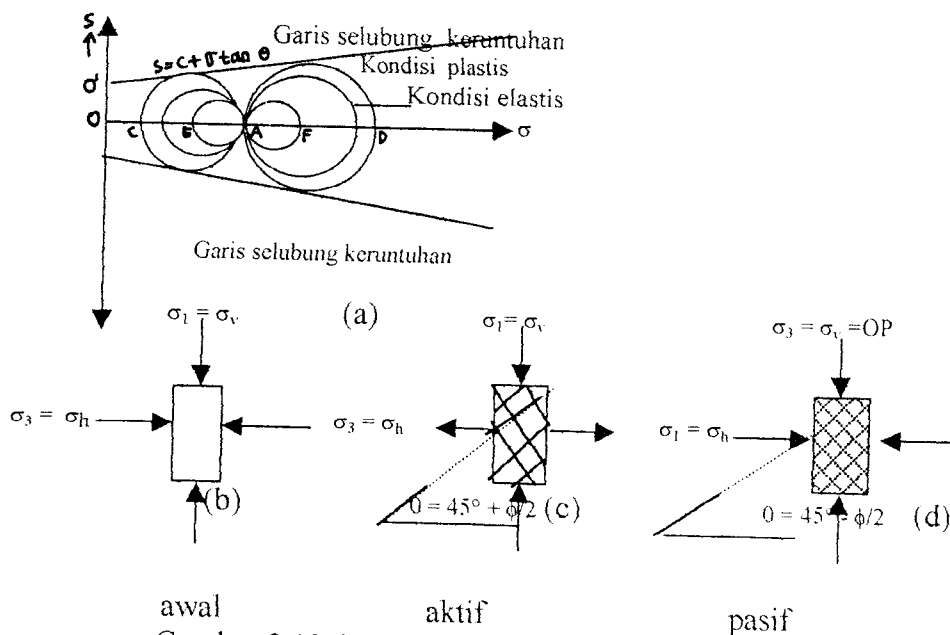
Rankine meninjau tekanan pada tanah homogen, tidak berkohesi, dan isotropis (sifat-sifat elastiknya sama atau E_s dan μ sama) berada pada tempat dengan permukaan horizontal dan vertikal licin sempurna. Selain itu juga tanah ditinjau terhadap keseimbangan plastis. Terjadinya tekanan aktif dan pasif dapat dilihat pada gambar 2.13.

Tiap lingkaran digambar melalui titik P, yaitu mewakili keseimbangan elastis dengan tegangan utama (σ_1 atau σ_3) = OP, jadi ada dua lingkaran yang

melalui titik P, Kondisi keseimbangan yang bekerja pada suatu elemen tanah diperlihatkan pada gambar 2.13.b.

Mula- mula elemen tanah dipengaruhi $\sigma_1 = OP$ dan $\sigma_3 = Or$. OP ditahan tetap dan tekanan tanah lateral ditambah sampai mengalami keruntuhan pada kedudukan OS lihat gambar 2.13.d. Lingkaran Mohr melalui P dan S serta bidang kegagalan membuat sudut $45^\circ - \phi/2$. Kondisi ini menunjukkan permukaan longsor akibat geser pada teori tekanan tanah pasif.

Gambar 2.13.b tetap, tekanan tanah lateral dikurangi sampai mengalami keruntuhan pada kedudukan Oq . Tegangan utama mayor pada OP . Lingkaran Mohr melalui Q dan P serta bidang kegagalan membuat sudut $45^\circ + \phi/2$ gambar 2.13.c. Kondisi ini menunjukkan permukaan longsor akibat geser pada teori tekanan tanah aktif.

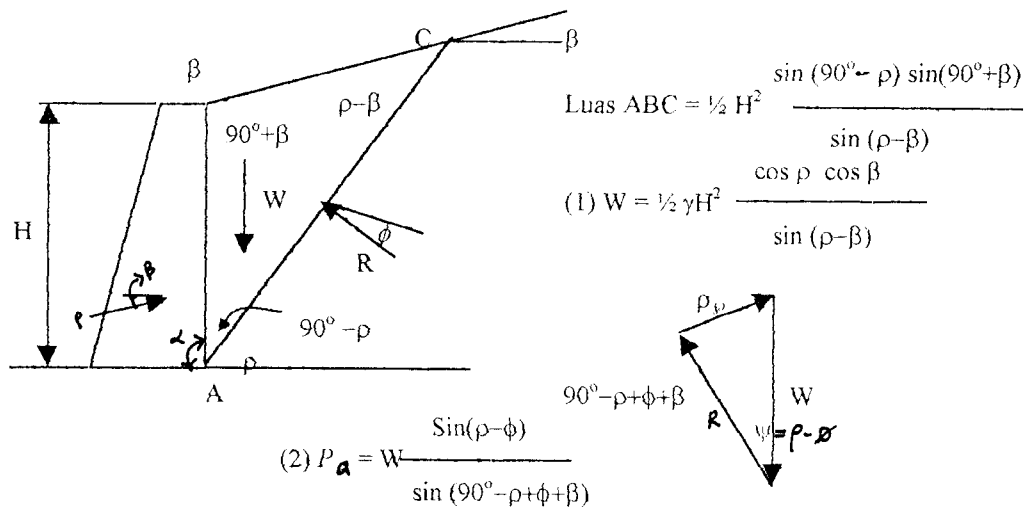


Gambar 2.13. konsep keseimbangan elastis and plastis

Konsep kesetimbangan elastis dan plastis.

1. Tegangan-tegangan sebelum keruntuhan, sebelum runtuh (elastis) dan saat runtuh (plastis),
2. Kondisi awal dengan tegangan sel OP,
3. Bidang longsor untuk teori tekanan aktif,
4. Bidang longsor untuk teori tekanan pasif.

Analisis keruntuhan tanah menurut Rankine sama seperti teori Coulumb, tetapi tidak memperhatikan pengaruh gesekan antara tanah dengan dinding penahan (lihat gambar 2.14).



Gambar 2.14 kelongsoran tanah menurut Rankine (Bowles, 1986).

Berdasarkan persamaan (1) dan (2) pada gambar 2.12 dan $dP_a/d\rho = 0$,

Diperoleh

$$P_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} K_a \dots \dots \dots (2.6.a)$$

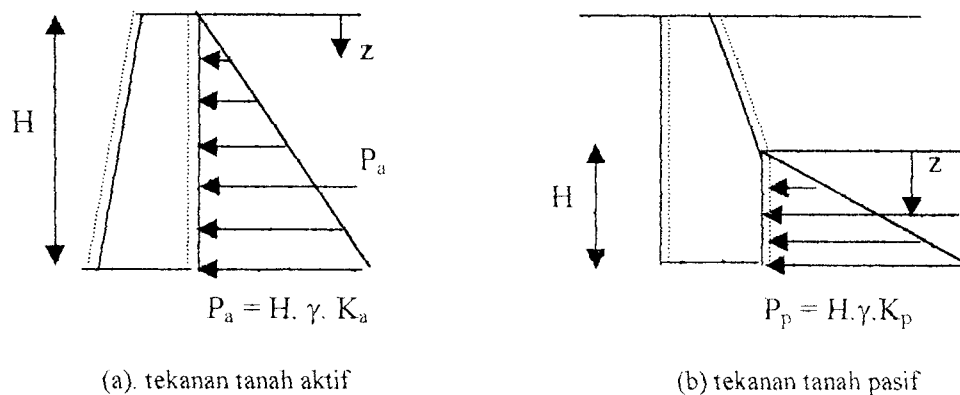
dengan : $K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$

Dengan cara sama di peroleh P_p

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p \dots \dots \dots (2.6.b)$$

dengan $K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$

2.c. Tekanan tanah lateral untuk tanah horizontal dan miring



Gambar 2.15. tekanan tanah aktif dan pasif

Gambar 2.15 memperlihatkan dinding penahan tanah pada non kohesif ($c = 0$), berat volume tanah γ , dan sudut gesek internal ϕ . Menurut Rankine tekanan tanah lateral aktif dan pasif pada sembarang titik dapat ditulis :

$$P_a = \gamma \cdot K_a \cdot z \dots \dots \dots (2.7.a)$$

$$P_p = \gamma \cdot K_p \cdot z \dots \dots \dots (2.7.b)$$

Gaya total tanah tiap meter panjang

$$P_a = \int_0^1 P_a dz \dots\dots\dots(2.8.a)$$

$$P_p = \int_0^1 P_p dz \dots\dots\dots(2.8.b)$$

Dengan ,

ρ_a , ρ_p : tekanan tanah lateral pada kedalaman z meter (kN/m^2)

P_a , P_p : gaya total tanah aktif dan pasif tiap meter panjang (kN/m^2)

K_a , K_p : koefisien tekanan tanah aktif dan pasif,

γ : berat volume tanah (KN/m^3),

ϕ : sudut geser internal tanah ($^\circ$),

z : kedalaman tanah yang ditinjau(m).

Besarnya koefisien tekanan tanah aktif dan pasif sangat dipengaruhi oleh kemiringan permukaan tanah, kemiringan dinding dan sudut geser internal tanah.

(a) untuk tanah dengan kemiringan β° dari sumbu horizontal

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots(2.9.a)$$

$$K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots(2.9.b)$$

(b). untuk tanah dasar

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.10.a)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.10.b)$$

BAB III

ANALISIS PERENCANAAN PONDASI KAISON

Dalam perencanaan pondasi kaison beberapa hal penting yang perlu dianalisis yaitu:

A. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Kaison

Kapasitas dukung pondasi kaison merupakan gabungan antara kapasitas dukung yang terjadi pada dasar pondasi dan gesekan antara dinding dengan butir tanah di sekitarnya. Menurut Bowles (1980), nilai kapasitas dukung pondasi dapat dicari dengan persamaan

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \dots\dots\dots (3.1)$$

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (3.2)$$

Dengan :

Q_{ult} : kapasitas dukung ultimit kaison (kN),

Q_s : kapasitas dukung pondasi kaison didasarkan pada perlawanan gesek di dinding dan tanah sekeliling dinding pondasi (kN),

Q_p : kapasitas dukung yang terjadi pada dasar pondasi (kN),

Q_a : kapasitas dukung ijin ($Q_s \geq$ beban yang bekerja dan berat pondasi (kN),

SF : faktor aman, untuk tanah non kohesif SF = 2.

Kapasitas dukung pondasi kaisan didasarkan pada perlawanan gesek di dinding dan tanah di sekeliling dinding pondasi dari muka tanah sampai dasar pondasi, dapat ditulis :

$$Q_s = A_s \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (3.3)$$

dengan :

A_s : luas dinding pondasi (m^2)

σ_s : tegangan gesek ultimit yang terjadi pada dinding pondasi (kN/m^2).

Kapasitas dukung yang terjadi di dasar pondasi adalah

$$Q_s = A \cdot \sigma_p \dots \dots \dots (3.4)$$

dengan :

A : luas dasar pondasi (m^2),

σ_p : kuat dukung ultimit tanah dasar pondasi (kN/m^2).

Kapasitas dukung yang terjadi di dasar pondasi dapat dicari dengan cara teoritis maupun numeris.

A.1. Cara Teoritis

Kuat dukung tanah menurut Peck dan Terzaqhi dalam Bowles (1986) dinyatakan dengan persamaan :

$$\sigma_1 = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (3.5)$$

dengan :

σ_1 : kuat dukung ultimit yang terjadi pada dasar pondasi (kN/m),

N_c, N_q, N_γ : koefisien kuat dukung tanah Terzaghi (lihat persamaan 3.5.a sampai 3.5.d atau tabel 3.1)

α, β : faktor bentuk pondasi (lihat tabel 3.2),

D_f : dalam pondasi (m).

$$N_c = \text{ctg} \left[\frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right] \dots \dots \dots (3.5.a)$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi/2)} \dots \dots \dots (3.5.b)$$

$$N_\gamma = 0,5 \cdot \tan \phi (K_{p\gamma} / \cos^2 \phi - 1) \dots \dots \dots (3.5.c)$$

$$a = e^{(3\sqrt{4} - \phi/2) \tan \phi} \dots \dots \dots (3.5.d)$$

Tabel 3.1 Koefisien Kuat Dukung Tanah Terzaghi Bowles, (1986)

$\phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$	N_c'	N_q'	N_γ'	$K_{p\gamma}'$
0	5,7	1	0	10,8	5,7	1	0	6,0
5	7,3	1,6	0,5	12,2	6,7	1,4	0,2	7,0
10	9,6	2,5	1,2	14,7	8,0	1,9	0,5	8,0
15	12,9	4,4	2,5	18,6	9,7	2,7	0,9	11
20	17,7	7,4	5,0	25,0	11,8	3,9	1,7	14,5
25	25,1	12,7	9,7	14,8	14,8	5,6	3,2	19,5
30	37,2	22,5	19,7	52,0	19,0	8,3	5,7	26,5
34	52,6	36,5	35,0	-	23,7	11,7	9,0	-
35	57,8	41,4	42,4	82,0	25,2	12,6	10,1	36,5
40	95,7	81,3	100,4	141,0	34,9	20,5	18,8	52,0
48	258,3	287,9	780,1	-	66,8	50,5	60,4	-
50	347,5	415,1	1153,2	800,0	81,3	65,6	87,1	135

Tabel 3.2 Faktor bentuk pondasi (Bowles, 1986)

Bentuk pondasi	α	β
Bulat	1,3	0,3
Menerus	1	0,5
Segi empat	1,3	0,4

Beban pada tanah dasar pondasi sebenarnya sudah ada sebelum pondasi itu berdiri. Kuat dukung ultimit yang terjadi pada dasar pondasi menurut Terzaghi sudah memperhatikan seluruh beban yang ditahan pondasi, meliputi beban-beban yang didukung pondasi, berat sendiri pondasi, dan berat tanah. Tambahan kuat dukung yang terjadi setelah ada pondasi (σ_{netto}) adalah kuat dukung yang terjadi pada dasar pondasi menurut Peck dan Terzaghi dikurangi tekanan tanah mula-mula, dinyatakan dengan persamaan :

$$\sigma_{netto} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + \beta \cdot \gamma \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (3.6)$$

Kuat dukung tanah Terzaghi pada persamaan (3.5) dan (3.6) didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum (*general shear failure*), yaitu volume dan kuat geser tanah tidak berubah karena keruntuhan geser. Kondisi ini umumnya terjadi pada tanah yang keras dan padat (pasir padat, kerikil, dan lempung keras).

Pada tanah yang mengalami keruntuhan geser lokal (*local shear failure*), nilai faktor kuat dukung tanah Terzaghi dikoreksi menjadi N_c' , N_q' , N_γ' , dan nilai kohesi direduksi menjadi $c' = 2/3 \cdot c$, $\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$ (lihat tabel 3.1). Kondisi ini

terjadi akibat tanah berubah sifat volumenya dibawah beban yang diterima atau mengalami regangan besar sebelum mencapai keruntuhan geser, seperti pada tanah tidak padat atau lunak.

Menurut Punmia (1980), perlawanan gesek yang terjadi pada sekeliling dinding pondasi (Q_s) dapat dicari dengan persamaan :

$$Q_s = v.P \dots\dots\dots (3.7.a)$$

Apabila gesekan tanah sudah diketahui sebelumnya, perlawanan gesek juga dapat dicari dengan mengalikan luas bidang gesek dengan gesekan tanah.

$$Q_s = A_s.f \dots\dots\dots (3.7.b)$$

dengan:

- P : tekanan tanah horizontal(kN),
- v : koefisien gesek antara tanah dengan pondasi ($v = \tan \delta$),
- δ : sudut gesek antara tanah dengan bahan pondasi ($2/3.\phi \leq \delta \leq \phi$) ($^{\circ}$),
- A_s : luas bidang gesek (m^2),
- f : gesekan tanah (lihat tabel 3.4) (kN/m^2).

Tabel 3.3 Gesekan tanah pada dinding pondasi (Punmia, 1980)

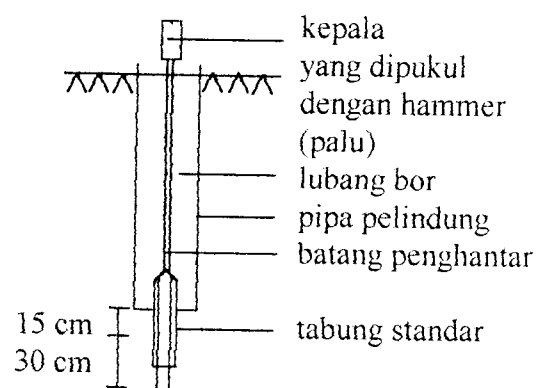
Tipe tanah	Gesekan tanah (t/m^2)
Lanau dan lempung lunak	0,73 – 2,93
Lempung sangat keras	4,90 – 19,5
Pasir bebas	1,22 – 3,42
Pasir padat	3,42 – 6,84
Kerikil padat	4,90 – 9,40

A.2. Cara Empiris

Pengujian cara empiris biasanya dilakukan di lapangan, dua cara diantaranya adalah pengujian SPT (*Standart Penetration Test*) dan CPT (*Cone Penetration Test*).

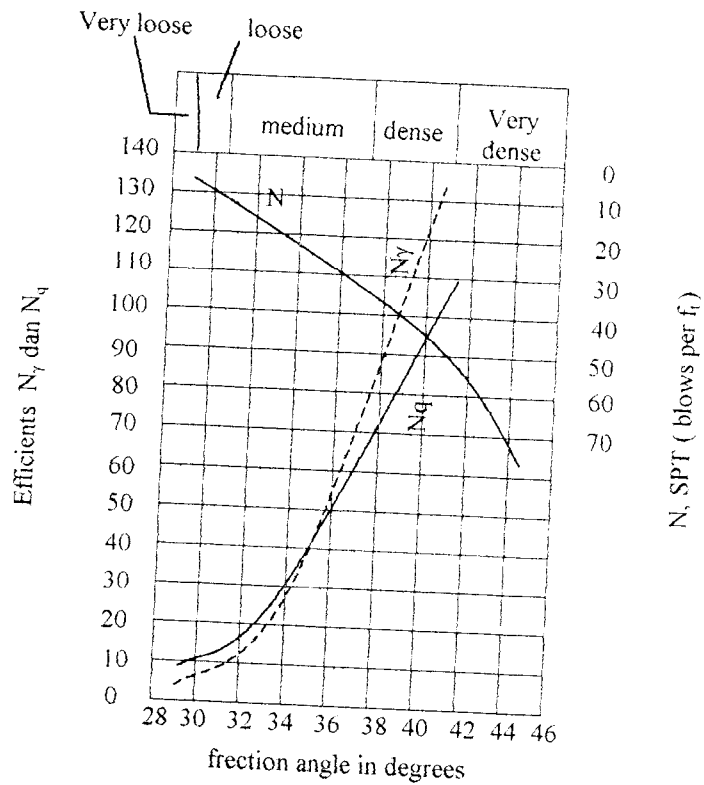
A.2.a. Uji SPT (Suryolelono,1994)

Alat yang digunakan adalah tabung dengan diameter 5 cm dan panjang 56 cm. Pelaksanaan uji dilakukan dengan membuat lubang bor berdiameter > 5 cm. Untuk jenis tanah mudah runtuh digunakan silinder penahan berdiameter dalam >5 cm. Setelah mencapai kedalaman yang diinginkan, tabung standar dibenamkan sekitar 15 cm supaya tabung standar mengenai tanah asli. Kemudian tabung standar dipancang sedalam 30 cm dengan palu yang mempunyai massa 64 kg, dengan tinggi jatuh 76,2 cm atau setara energi sebesar 0,5 kNm. Jumlah pukulan untuk memancang tabung sedalam 30 cm dihitung (N pukulan), selanjutnya dibuat grafik hubungan antara dalam tanah dengan jumlah pukulan (N) serta profil bor.



Gambar 3.1 Skema alat SPT (Suryolelono,1994)

Menurut Peck dan Terzaghi dalam Sanglerat (1972), kuat dukung tanah yang terjadi dapat ditentukan berdasarkan uji SPT menggunakan persamaan (3.5) dan (3.6) dimana nilai N_γ dan N_q dicari dengan menggunakan gambar 3.2. Apabila hasil pengujian diperoleh $N < 5$ diambil $N = 5$, sedangkan jika $N > 73$ nilai N_q dan N_γ diambil titik ujung kanan grafik.



Gambar 3.2 Hubungan antara jumlah pukulan pada uji SPT (N) dengan N_γ , N_q dan ϕ (Peck, 1943)

Kapasitas dukung pada pondasi kaison merupakan gabungan dari perlawanan ujung dan perlawanan gesek pondasi dan dapat ditulis :

$$Q = Ap \left[\frac{\sigma_{ultnetto}}{SF} + q \right] + \frac{v.P}{SF} \geq W \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

dengan :

Q : kapasitas dukung pondasi kaison (kN),

A_p : luas dasar pondasi (m^2),

$\sigma_{ult \text{ netto}}$: tegangan ultimit netto dasar pondasi (lihat persamaan 3.6) (kN/m^2),

q : berat volume tanah (kN/m^3),

v : koefisien gesek antara tanah dengan dinding pondasi,

P : reaksi tanah horizontal kN),

SF : faktor aman, untuk tanah non kohesif SF = 2,

W : beban yang didukung pondasi dan berat sendiri pondasi (kN),

Selain menurut Peck dan Terzaghi, kapasitas pondasi berdasarkan uji SPT

juga dapat ditentukan menurut Luciano Decourt (Suryolelono, 1994),

$$Q_{ult} = N_p \cdot K \cdot A_p + \left[\frac{N}{3} + 1 \right] \cdot A_s \dots \dots \dots (3.9)$$

Besarnya beban yang dapat didukung dihitung berdasarkan hubungan :

$$Q = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (3.10)$$

dengan :

Q_{ult} : kapasitas dukung ultimit pondasi (kN),

N_p : rata-rata jumlah pukulan, diambil 3 harga N diujung pondasi,

K : koefisien tergantung tipe tanah (lihat Tabel 3.5),

N : jumlah pukulan rata-rata,

A_p : luas efektif dasar pondasi (m^2)

A_s : luas selimut dinding pondasi (m^2)

Tabel 3.4 Koefisien tanah menurut Luciano Decourt-Sao Paulo
(Suryolelono,1994)

Tipe tanah	K(kPa)
Tanah lempung	117,7
Lumpur lempung (lanau)	196
Lanau pasir	245
Pasir	292

Menurut Decourt jika $N < 3$ dipakai $N = 3$, jika $N \geq 50$ dipakai $N = 50$.

Untuk pengujian yang dilakukan pada tanah dasar sangat halus atau pasir berlanau yang dipengaruhi air dan jumlah pukulan diatas 15, maka jumlah pukulan dikoreksi menggunakan persamaan (3.11). Koreksi diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15.

$$N = 15 + 0,5.(N' - 15) \dots \dots \dots (3.11)$$

dengan :

N' : jumlah pukulan pada pasir halus atau pasir berlanau yang dipengaruhi air,

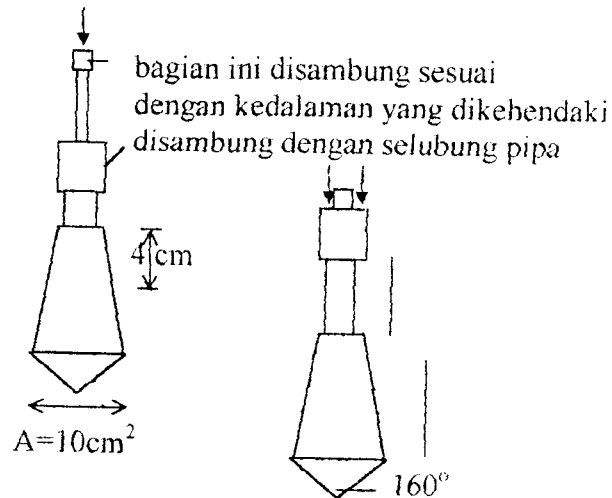
N : jumlah pukulan yang sudah dikoreksi.

A.2.b. Uji CPT

CPT atau lebih dikenal dengan uji sondir dapat dibedakan menjadi 2 tipe, yaitu konis biasa dan bikonis.

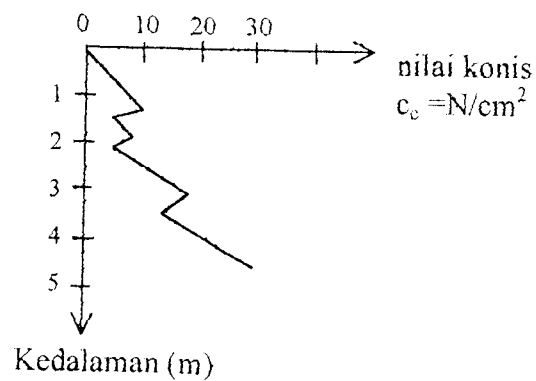
A.2.b.1 Konis biasa (Suryolelono, 1994)

Alat ini hanya dapat digunakan untuk mengukur tekanan pada ujung konis biasa saja.



Gambar 3.3 Skema alat konis (Suryolelono, 1994).

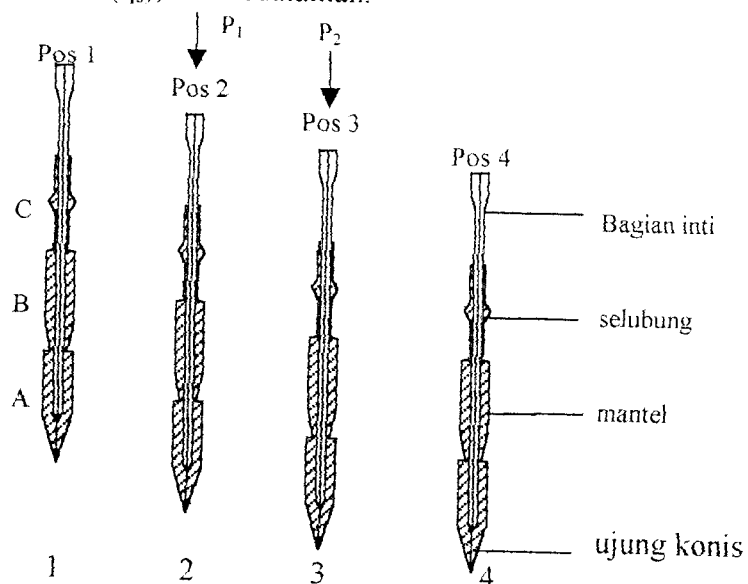
Pelaksanaan uji dilakukan dengan menekan bagian inti sehingga ujung konis masuk ke dalam tanah. Setiap kedalaman 20 cm atau kelipatannya dibaca tekanan yang diberikan (P), kemudian dibuat grafik hubungan antara nilai konis dan kedalaman (lihat gambar 3.4)



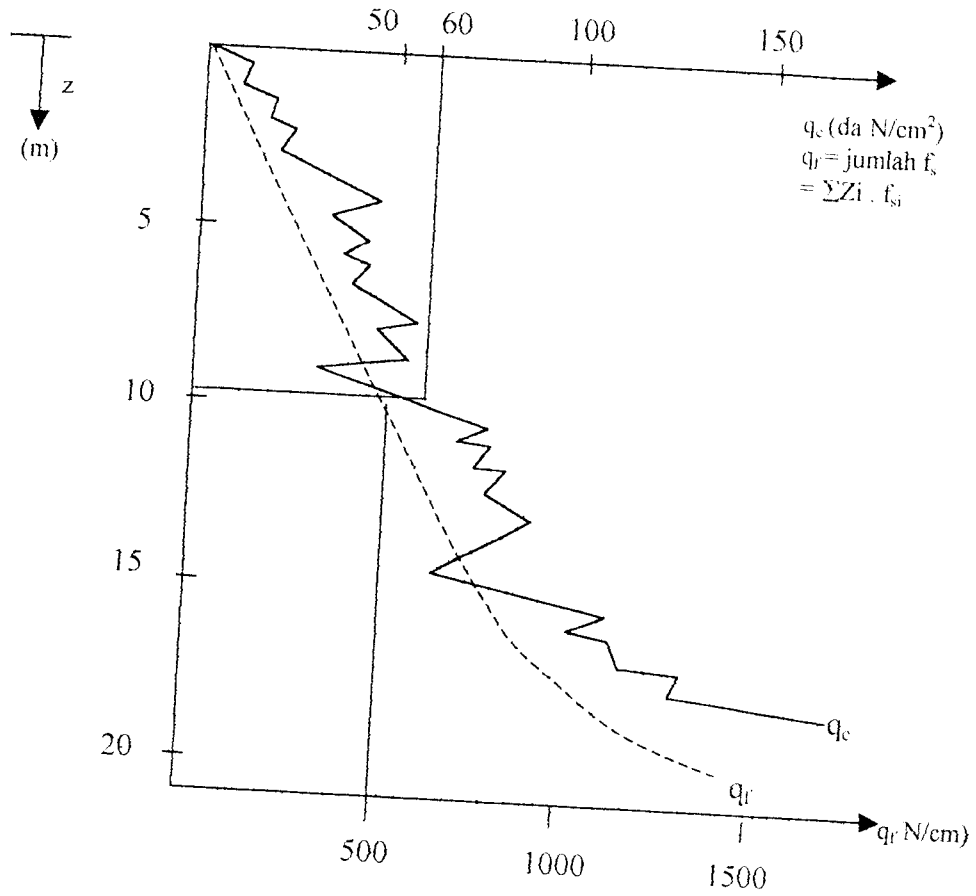
Gambar 3.4. Hasil uji CPT dengan konis biasa.

A.2.b.2. Bikonis (Suryolelono, 1994)

Alat ini merupakan pengembangan dari konis biasa dan dapat digunakan untuk menentukan lekatan atau gesekan tanah yang terjadi. Pelaksanaan uji dilakukan dengan menekan bagian inti, sehingga konis masuk ke dalam tanah. Besarnya gaya P_1 diimbangi oleh perlawanan ujung konis. Setiap ujung konis mencapai kedalaman 20 cm dilakukan pencatatan (gambar 2). Bagian selubung bersama dengan inti ditekan untuk mendapatkan P_2 yang diimbangi oleh perlawanan ujung konis (q_c) dan gesekan atau lekatan dibagian mantel (q_l) sehingga diperoleh perlawanan total dari hasil uji (gambar 3). Untuk mengembalikan ke posisi semula bagian selubung ditekan (didapatkan gambar 4). Data yang diperoleh adalah perlawanan ujung konis (q_c) dan gesekan /lekatan setempat (q_s). Dari data dibuat grafik hubungan antara perlawanan ujung konis (q_c), gesekan /lekatan (q_s), dan kedalaman.



Gambar 3.5 Skema alat bikonis dan cara pelaksanaan uji (Bowles 1986)



Gambar 3.6. Hasil uji CPT dengan bikonis.

Kapasitas dukung pondasi dapat ditentukan dengan metode Wesley, yaitu :

$$Q_{ult} = A_p \cdot \sigma_{ult} + \sum k \cdot z \cdot f_{si} \cdot \alpha \dots \dots \dots (3.12)$$

$$Q_a = \frac{A_p \cdot \sigma_{ult}}{SF_1} + \frac{\sum k \cdot z \cdot f_{si} \cdot \alpha}{SF_2} \dots \dots \dots (3.13)$$

dengan :

- Q_{ult} : kapasitas dukung ultimit pondasi (kN),
- Q_a : kapasitas ijin pondasi (kN),
- σ_{ult} : perlawanan ujung konis (= q_c) (kN/m²),
- k : keliling pondasi (m)

$\sum z_i \cdot f_{si}$: gesekan atau lekatan tanah setempat (kN/m),

α : konstanta bernilai 1,

SF_1, SF_2 : faktor aman.

Untuk tanah pasir $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$

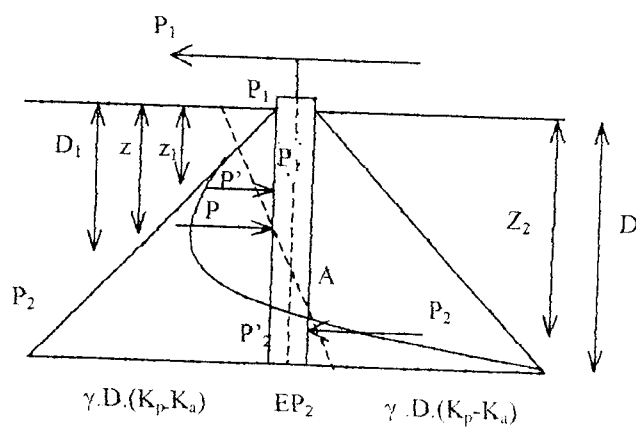
Untuk tanah lempung $SF_1 = 5$ dan $SF_2 = 10$

B. Analisis Stabilitas Eksternal

B1. Analisis Stabilitas Eksternal

Apabila sebuah dinding kaku ditanam kedalam tanah serta diberi gaya horisontal (P), maka akan mengalami pergeseran dan rotasi. Semakin jauh dari pusat rotasi pergeseran yang terjadi semakin besar.

Menurut Punmia (1980), besarnya resultan reaksi tanah lateral dipengaruhi oleh pergeseran dinding di daerah yang ditinjau



Gambar 3.7 Gerakan dinding kaku atau kaisan akibat pengaruh gaya horisontal.

Resultan tekanan tanah horisontal :

$$P = \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.14)$$

Resultan tekanan tanah pada kedalaman sampai D_1 :

$$p_1 = \frac{p_1'}{p_2} \cdot p = \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.15)$$

Resultan tekanan tanah pada kedalaman antara D_1 sampai D :

$$p_2 = \frac{p_2'}{p_2} \cdot p = \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.16)$$

dengan :

p_1, p_2 : displacement dimuka tanah dan kedalaman z (m)

p_1', p_2' : displacement di kedalaman z_1 dan z_2 (m)

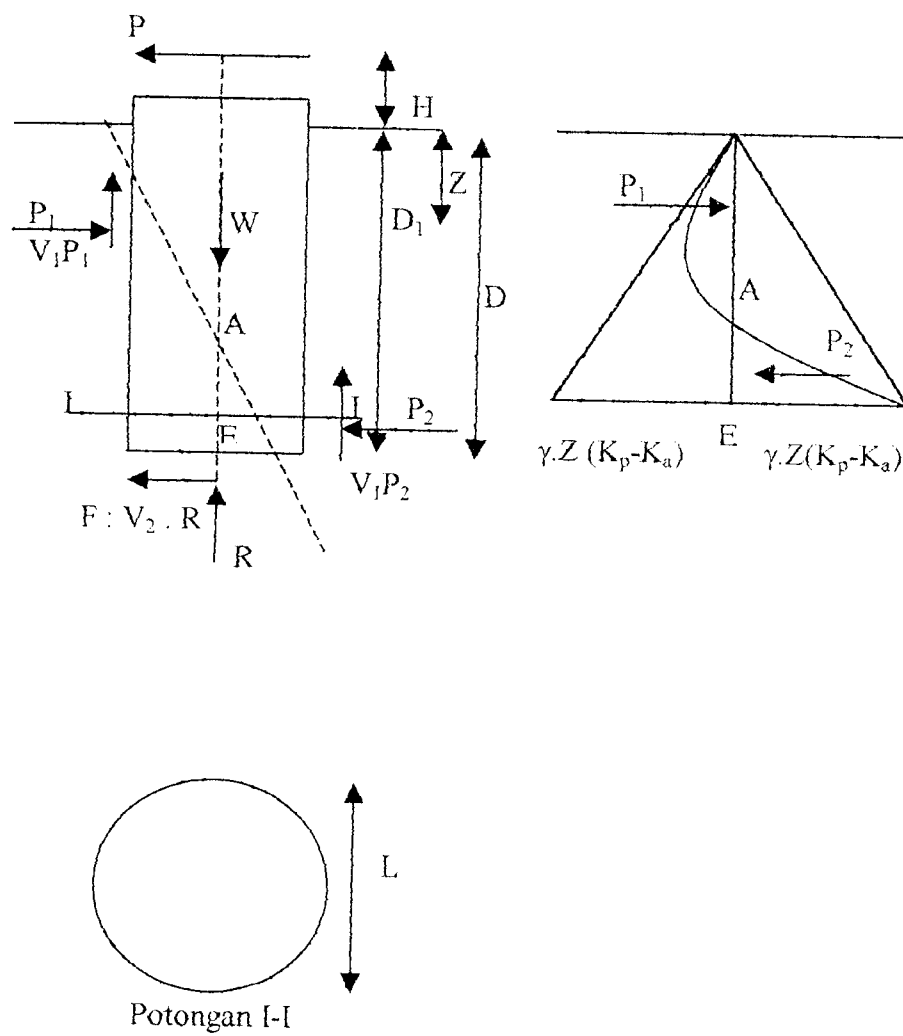
K_p, K_a : koefisien tekanan tanah pasif dan aktif,

z_1, z_2, z : dalam pondasi yang ditinjau (m),

D, D_1 : dalam pondasi dan dalam pusat rotasi pondasi (m),

P : gaya luar horisontal (kN).

B2. Analisis reaksi tanah dan momen yang terjadi pada pondasi kaisron



Gambar 3.8. Reaksi tanah yang terjadi pada pondasi kaisron.

(a). Reaksi P_1

$$P_1 = \int_0^D P_1 dz.L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) dz.L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot D_1^2 \cdot L \dots (3.17)$$

(b) Reaksi P_2

$$P_2 = \int_{D_1}^D P_2 dz.L = \int_{D_1}^D \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) dz.L$$

$$P_2 = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot (2D^2 - D \cdot D_1 - D_1^2) \cdot L \dots (3.18)$$

(c). M_{A1} (momen terhadap Akibat P_1)

$$M_{A1} = \int_0^{D_1} P_1(D_1 - z) dz.L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) (D_1 - z) dz.L$$

$$M_{A1} = \frac{\gamma \cdot (K_p - K_a)}{12} \cdot D_1^3 \cdot L \dots (3.19)$$

(d) M_{A2} (momen terhadap A akibat P_2)

$$M_{A2} = \int_{D_1}^D P_2 \cdot (z - D_1) dz.L = \int_{D_1}^D \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot (z - D_1) dz.L$$

$$M_{A2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12 \cdot (D - D_1)} \cdot (3 \cdot D^4 - 8D \cdot D^3 + 6D^2 \cdot D_1^2 - D_1^2 - D_1^4) \cdot L$$

$$M_{A2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (3D^3 - 5D^2 D_1 + D \cdot D_1^2 + D_1^3) \cdot L \dots (3.20)$$

(e) M_{E1} (momen terhadap dasar pondasi akibat P_1)

$$M_{E1} = \int_0^{D_1} P_1(D - z) dz.L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) (D - z) dz.L$$

$$M_{E1} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (-D_1^3 + 2 \cdot D \cdot D_1^2) \cdot L \dots (3.21)$$

(f). M_{E2} = (momen terhadap dasar pondasi P_2)

$$M_{E2} = \int_{D_1}^D p_2(D-z)dz.L = \int_{D_1}^D \frac{z-D_1}{D-D_1} \cdot \gamma \cdot z(K_p - K_a)(D-z)dz.L$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12(D-D_1)} \cdot (D^4 - 2D^3D_1 + 2DD_1^3 - D_1^4).L$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (D^3 - D^2.D_1 - D.D_1^2 + D_1^3).L \dots \dots \dots (3.22)$$

(g) M_3 (momen akibat gaya total yang didukung pondasi / R terhadap dasar pondasi)

$$M_3 = P.(H + D) - M_{E1} + M_{E2} - \frac{B}{2} \cdot v_1(P_1 - P_2)$$

$$M_3 = P(H + D) - \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12}(-D_1^3 + 2D.D_1^2).L + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12}(D^3 - D^2.D_1 - DD_1^2 + D_1^3).L - \frac{B}{2} \cdot v_1 \left[\frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot D_1^2 \cdot L - \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot (2D^2 - DD_1 - D_1^2).L \right]$$

$$M_3 = P(H + D) + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot [(D^3 - D^2D_1 - 3D.D_1^2 + 2D_1^3) - B_0 v_1(-2D^2 + D.D_1 + 2D_1^2)]L \dots \dots \dots (3.23)$$

dengan :

P_1, P_2 : reaksi tanah horizontal (kN),

v_1, v_2 : koefisien gesekan antara tanah dengan pondasi ($v = \tan \delta$, dengan δ antara $2/3\phi$ sampai ϕ),

F : tahanan geser horizontal tanah pada dasar pondasi (kN),



- W : beban yang didukung pondasi dan berat sendiri pondasi(kN),
 R : resultan reaksi dasar pondasi (kN),
 H : jarak reaksi horizontal dengan scour line (m),
 D : dalam pondasi (m),
 L : lebar kaison (m).

(h). F. (reaksi horizontal antara dasar pondasi dengan tanah)

Berdasarkan keseimbangan gaya-gaya vertikal ($\sum F_y = 0$), beban yang didukung pondasi (W) sebanding dengan reaksi tanah dasar pondasi dan gesekan antara dinding dengan tanah sekitarnya. Nilai gesekan antara dinding dengan tanah disekitarnya dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien gesek dengan reaksi tanah horizontal.

$$W = R - v_1(P_1 + P_2) \dots \dots \dots (3.24.a)$$

$$R = W + v_1(P_1 + P_2) \dots \dots \dots (3.24.b)$$

Dengan memasukkan persamaan (3.17) ke F diperoleh :

$$F = v_2.R = v_2W - v_1.v_2(P_1 - P_2)$$

$$F = v_2.W - v_1.v_2 \left[\frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} D_1^2 .L + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} (2D^2 - D.D_1 - D_1^2).L \right]$$

$$F = v_2.W - v_1.v_2 \cdot \frac{\gamma.(K_p - K_a)}{6} (2.D^2 - D.D_1).L \dots \dots \dots (3.25)$$

(i) D_1 (jarak antara scourline dengan pusat rotasi pondasi)

Berdasarkan keseimbangan momen terhadap pusat rotasi pondasi ($\sum M_a = 0$) serta persamaan (3.19), (3.20), (3.23), maka diperoleh persamaan :

$$P.(H + D) = M_{A1} + M_{A2} + M_{A3} + F(D - D_1) + B/2 \cdot v_1.(P_1 - P_2) \dots \dots \dots (3.26)$$

Berdasarkan persamaan (3.26), D_1 dapat dicari dengan persamaan :

$$0 = X_1 + X_2 D_1 + X_3 D_1^2 + X_4 D_1^3 \dots \dots \dots (3.27)$$

dengan :

$$X_1 = 4.Y.D^3(1 - v_1.v_2) + D(P + v_2.W),$$

$$X_2 = -6Y.D^2.(1 - v_1.v_2) - (P + v_2.W),$$

$$X_3 = -2Y.D(1 + v_1.v_2),$$

$$X_4 = 4Y,$$

$$Y = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} . L,$$

B.3. Kontrol Stabilitas Geser dan Guling

(a) Kontrol stabilitas guling :

$$\frac{\sum M_{perlawanan}}{\sum M_{guling}} \geq SF \Rightarrow SF = 1,5 \dots \dots \dots (3.28)$$

dengan :

$$\sum M_{perlawanan} = M_{E1} - M_{I2} + B_0/2 \cdot v_1.(P_1 - P_2) \text{ (kNm)},$$

$$\sum M_{guling} = P.(H + D) \text{ (kNm)},$$

(b) Kontrol stabilitas geser :

$$\frac{\sum F_{lawan}}{\sum F_{dorong}} \geq SF \Rightarrow SF = 1,5 \dots \dots \dots (3.29)$$

dengan :

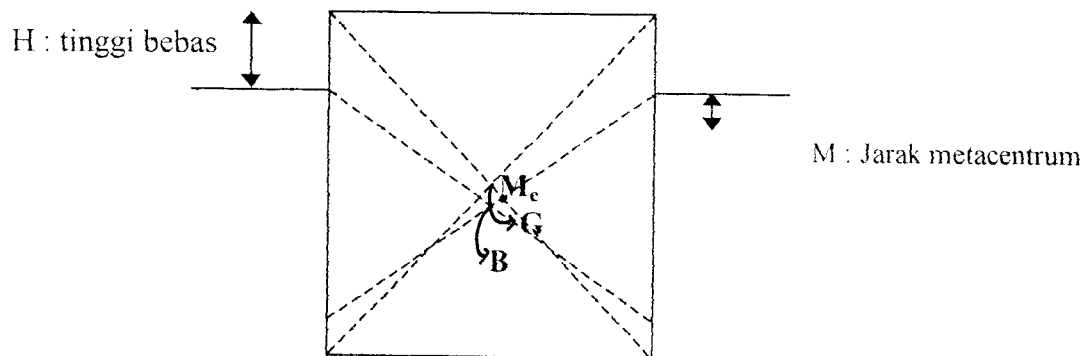
$\sum F_{\text{lawan}}$: jumlah gaya yang melawan gaya luar, ($=P_1 + P_2 + F$) (kN)

$\sum F_{\text{dorong}}$: besarnya gaya yang mendorong struktur, ($=P$) (kN).

C. Analisis Stabilitas terhadap Gaya Angkat (*Buoyancy*)

Analisis dilakukan terhadap kaison selama penarikan menuju lokasi agar aman terhadap bahaya guling ataupun tenggelam.

Kaison dikatakan stabil apabila pusat berat benda ada di bawah titik *metacentrum* atau jarak *metacentrum* positif (Nur Yuwono, 1977). Untuk menjaga agar selama penarikan kaison tidak terisi air, perlu diperhatikan jarak antara muka air dengan sisi atas kaison (tinggi bebas). Menurut Bowles 1986) tinggi bebas diambil $\geq 1,5$ meter.



Gambar 3.9 Stabilitas terhadap gaya angkat kaison sisi tertutup

$$G = \frac{M}{W_t} \dots \dots \dots (3.30)$$

$$B = \frac{\sum_0^1 A_{si} \cdot y_{si}}{A_{total}} \dots \dots \dots (3.31)$$

$$m = \overline{M_c G} = \overline{M_c B} - \overline{GB} = \frac{I_{\min}}{V_s} - \overline{GB}. \text{ (jika } G \text{ di atas } B \text{ nilai } \overline{GB} \text{ negatif)} \dots \dots \dots (3.32)$$

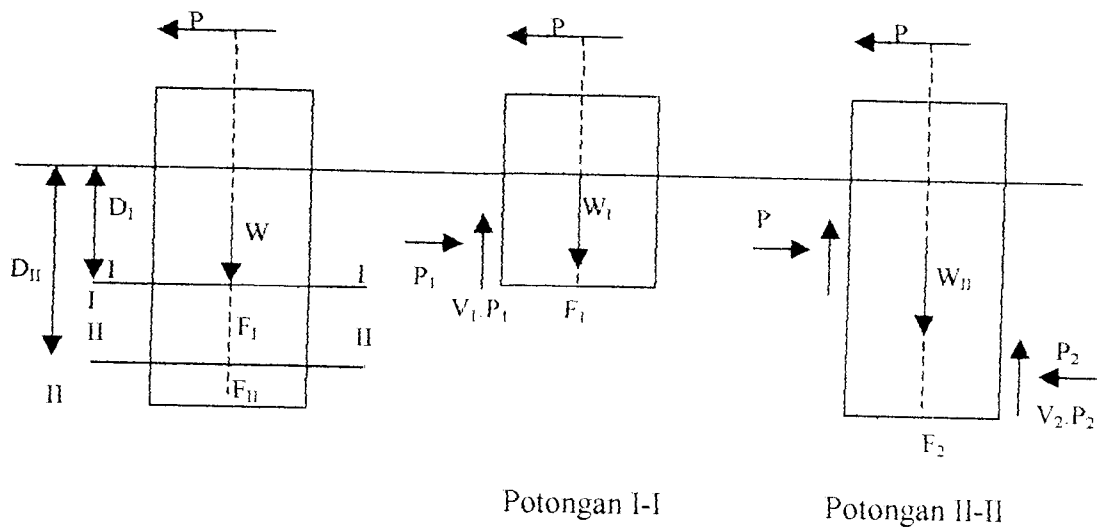
dengan :

- M_c : titik metacentrum,
- G : pusat berat kaison,
- B : pusat apung kaison,
- M : momen terhadap sisi atas / dasar kaison (kN/ M^2),
- W_t : berat total kaison (kN),
- A_{si} : luas bagian kaison yang berada di bawah muka air (m^2)
- Y_{si} : jarak pusat kaison di bawah muka air dengan sisi atas/dasar kaison (m),
- I_{\min} : momen inersia minimum dasar kaison (m^4),
- V_s : volume bagian kaison yang tenggelam (m^3)
- m : jarak metacentrum (m),
 - $m > 0$, benda terapung stabil,
 - $m = 0$, benda terapung indifferent,
 - $m < 0$, benda terapung labil.

D. Analisis Stabilitas Internal

Stabilitas internal merupakan kekuatan struktur menahan gaya –gaya yang bekerja supaya tidak terjadi retak-retak atau pecahnya struktur.

Analisis dilakukan dengan membagi struktur menjadi beberapa bagian, kemudian ditinjau tegangan geser dan regangan desak ijin yang terjadi pada tiap-tiap potongan.



Gambar 3.10 Reaksi tanah pada analisis stabilitas internal

(1) Stabilitas internal terhadap potongan I-I

$$P_1 = \int_0^{D_{I-1}} p_1 \cdot dz = \int_0^{D_{I-1}} \frac{D_I - z}{D_I} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6D_I} (3D_{I-1}^2 - 2D_{I-1}^3) \cdot L \dots \dots \dots (3.33)$$

$$M_1 = \int_0^{D_{I-1}} p_1 (D_{I-1} - z) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12D_I} (-D_{I-1}^4 + 2D_{I-1}^3 D_I) \cdot L \dots \dots \dots (3.34)$$

$$M_{F1} = M_1 + v_1 \cdot P_1 \cdot \frac{B_0}{2} - P(H + D_{I-1}) \dots \dots \dots (3.35)$$

$$W_{I-1} = W - \gamma \cdot A(D - D_{I-1}) \dots \dots \dots (3.36)$$

$$R_{I-I} = W_{I-I} - v_1 \cdot P_1 \dots\dots\dots (3.37)$$

Tinjauan terhadap pecahnya struktur :

$$\sigma = \frac{W_{I-I}}{A_d} \pm \frac{M_{FI}}{S_d} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (3.38)$$

Tinjauan terhadap geser :

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{A} \leq \bar{\tau} = \frac{\sqrt{f'_c}}{11} \dots\dots\dots (3.39)$$

(2) Stabilitas terhadap potongan II-II

$$P_1 = \int_0^{D_1} p_1 dz = \frac{\gamma(K_p - K_q)}{6} D_1^2 \cdot L \dots\dots\dots (3.40)$$

$$M_1 = \int_0^{D_1} P_1 \cdot (D_{II-II} - z) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_q)}{12} (-D_1^2 + 2D_1^2 D_{II-II}) \cdot L \dots\dots\dots (3.41)$$

$$P_2 = \int_{D_1}^{D_{II-II}} p_2 dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_q)}{6(D - D_1)} (2D^3_{II-II} - 3D^2_{II-II} D_1 + D_1^3) \cdot L \dots\dots\dots (3.42)$$

$$M_2 = \int_{D_1}^{D_{II-II}} P_2 (D_{II-II} - z) dz \cdot L$$

$$M_2 = \frac{\gamma(K_p - K_q)}{12(D - D_1)} (-D_1^4 + 2D_1^3 D_{II-II} - 2D_1 D^3_{II-II} + D^4_{II-II}) \cdot L \dots\dots\dots (3.43)$$

$$M_{FII} = M_1 - M_2 + v_1 \cdot (P_1 - P_2) \frac{B_0}{2} - P(H + D_{II-II}) \dots\dots\dots (3.44)$$

$$W_{II-II} = W - \gamma \cdot A(D - D_{II-II}) \dots\dots\dots (3.45)$$

$$R_{II-II} = W_{II-II} - v_1 \cdot (P_1 - P_2) \dots\dots\dots (3.46)$$

Tinjauan terhadap pecahnya struktur :

$$\sigma = \frac{W_{II-II}}{A_d} \pm \frac{M_{FII}}{S_d} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (3.47)$$

Tinjauan terhadap geser (lihat persamaan 3.39).

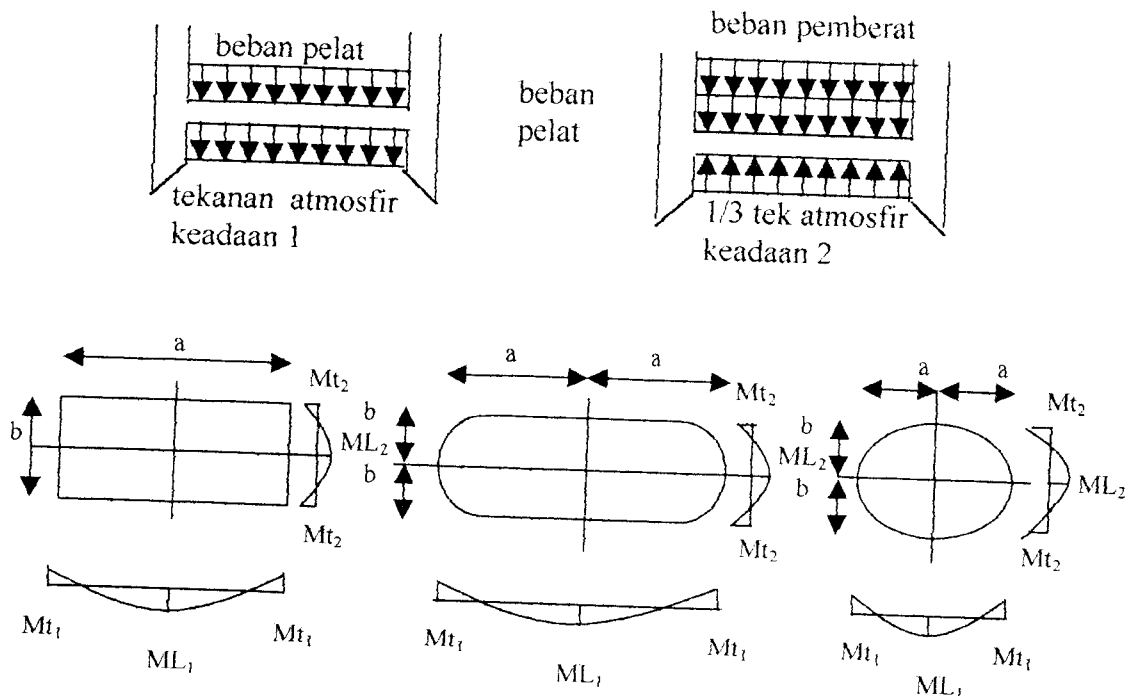
dengan :

- P_1, P_2 : reaksi tanah horizontal (kN)
- M_1, M_2 : momen akibat reaksi tanah horizontal (kNm),
- M_{F1}, M_{F2} : momen yang terjadi pada dasar potongan kaison (kNm)
- R_{I-I}, R_{II-II} : resultan reaksi pada dasar potongan pondasi (kN),
- A, A_d : luas tampang potongan dinding kaison (m^2)
- S_d : modulus tampang potongan dinding kaison (m^3),
- f'_c : kuat desak beton (kN/m^2),
- γ : berat volume pondasi (kN/m^3),
- σ, σ : tegangan yang terjadi pada struktur dan tegangan ijin struktur, tanda
 (-) merupakan tegangan tarik (kN/m^2),
- $\overline{\sigma}_{desak} = 0,45 f'_c$
- $\overline{\sigma}_{tarik} = 0,1 f'_c$ sampai $0,2 f'_c$,
- τ : tegangan geser (kN/m^2)

E. Analisis Pelat Atap Ruang Kerja

Pelat atap ruang kerja hanya terdapat pada kaison bertekanan. Struktur ini dibuat rapat air agar selama pemberian tekanan pada ruang kerja dan pelaksanaan konstruksi dapat dilaksanakan dengan baik. Untuk itu pelat atap ruang kerja umumnya dibuat monolit dengan dinding kaison.

Menurut Sosrodarsono (1983), pelat atap ruang kerja dapat dianalisis berdasarkan keadaan pembebanan yang paling buruk meliputi 2 hal yaitu keadaan dimana beban penenggelaman diangkat sesaat sebelum penurunan akhir terjadi dan keadaan dimana tekanan atmosfer pada waktu pelaksanaan menurun sementara yang disebabkan oleh hilangnya kekuatan. Dalam kedua keadaan tersebut, berat sendiri pelat atap diperhitungkan, tetapi secara umum adalah lazim bila pelat atap dari ruang kerja dibebani penuh dengan beban untuk membenamkan pelat. Ada beberapa keadaan dimana beban pembenaman menjadi beberapa kali lebih berat dari beban normal yang diakibatkan oleh pembenaman yang tiba-tiba. Untuk nilai penyusutan tekanan udara didalam ruang kerja, dalam perencanaan untuk melakukan pekerjaan dipakai sekitar $1/3$ tekanan atmosfer (tekanan 1 atmosfer di permukaan laut = 101,325 kPa).



Gambar 3.11 Pembebanan dan diagram momen yang terjadi pada bentuk-bentuk pelat atap ruang kerja

Momen yang terjadi pada lantai atap ruang kerja dapat dianalisis, pelat diberi beban merata dijepit pada sisinya dan dapat ditulis :

(1) tampang lingkaran

$$M_{t1} = M_{t2} = \frac{q \cdot a^2}{8} \dots\dots\dots(3.48.a)$$

$$M_{L1} = M_{L2} = \frac{q \cdot a^2}{16} (1 + \mu) \dots\dots\dots(3.48.b)$$

(2) tampang bulat telur

$$M_{t1} = \frac{q a}{a^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \dots\dots\dots(3.48.c)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \dots\dots\dots (3.48.d)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \left[\frac{1}{a^2} + \frac{\mu}{b^2} \right] \dots\dots\dots (3.48.e)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^3} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \left[\frac{\mu}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right] \dots\dots\dots (3.48.f)$$

(3) tampang kotak/persegi

$$M_{t2} = \frac{q}{24} \cdot \frac{a^2}{(1+1,61.a/b)} \dots\dots\dots (3.48.g)$$

$$M_{t2} = \frac{q}{24} \cdot \frac{b^2}{(1+1,61.b/a)} \dots\dots\dots (3.48.h)$$

$$M_{t1} = \frac{q}{12} \cdot \frac{a^2}{(1+1,61.a/b)} \dots\dots\dots (3.48.i)$$

$$M_{t2} = \frac{q}{12} \cdot \frac{b^2}{(1+1,61.b/a)} \dots\dots\dots (3.48.j)$$

dengan :

M_{t1}, M_{t2} : momen tepi maksimal per-meter panjang (kNm/m),

M_{t1}, M_{t2} : momen lapangan maksimal per meter panjang (kNm/m)

q : beban terbagi rata perluasan pondasi (kN/m²)

a : jari-jari lingkaran atau jari-jari pendek ellips atau panjang kotak (m)

b : jari-jari sisi panjang ellips atau lebar kotak (m)

μ : angka Poisson

Tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja apabila dihubungkan dengan momen lentur dapat ditulis dalam persamaan :

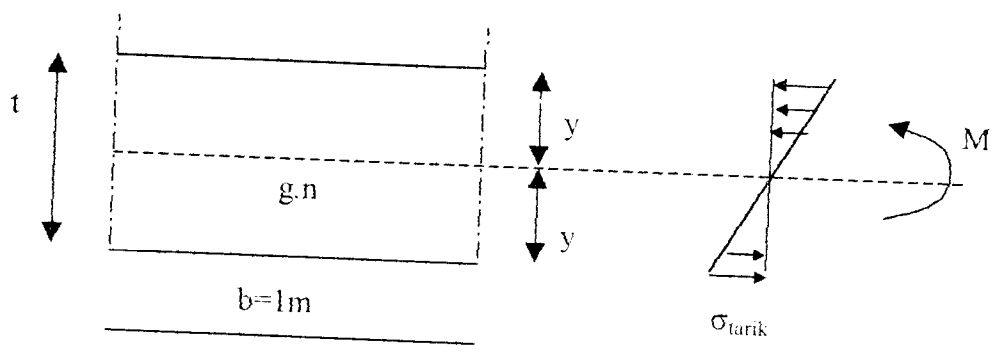
$$\sigma = \frac{M.y}{I} \dots\dots\dots (3.49.a)$$

dengan :

y : jarak antara garis normal dengan sisi yang ditinjau (m),

M : momen lentur atau momen maksimum yang terjadi (lihat persamaan 3.48) (kNm),

I : momen inersia pelat (m^4).



Gambar 3.12 Tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja

Apabila garis normal tepat di tengah pelat ($y=t/2$) dan momen inersia pelat ($I = 1/12$

$.b.t^3$), maka tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja dapat ditulis :

$$\sigma = \frac{M.(t/2)}{1/12.b.t^3} = \frac{6.M}{b.t^2} \dots\dots\dots (3.49.b)$$

Tebal pelat dapat ditulis :

$$t = \sqrt{\frac{6.M}{b.\sigma}} \dots\dots\dots (3.50)$$

dengan :

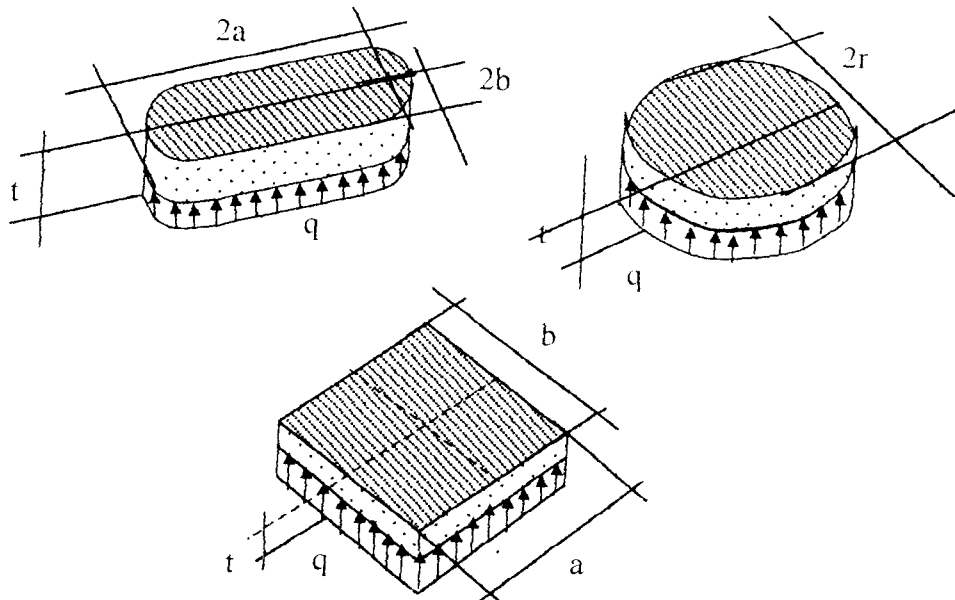
M : momen maksimal yang terjadi (kNm),

b : lebar pelat yang ditinjau, diambil 1 m (m),

σ : tegangan desak beton yang diijinkan = $0,45 f_c$ (kN/m^2).

F. Analisis Pelat Dasar

Pelat dasar dianalisis berdasarkan asumsi pelat ditumpu dengan tumpuan sederhana dibebani merata ke atas seluas dasar pondasi. Pembebanan pelat dasar dapat dilihat pada gambar 3.13.



Gambar 3.13 Pembebanan pelat dasar

Menurut Teng (1980), tebal pelat dasar dianalisis dengan persamaan :

1. kaison tampang lingkaran

$$t^2 = \frac{3W}{8\pi f_c} (3 + \mu) \dots\dots\dots (3.51.a)$$

2. kaison tampang persegi

$$t^2 = \frac{3q.b^2}{4.f_c.(1+1,61.\alpha)} \dots\dots\dots (3.51.b)$$

3. kaison tampang ellips/bulat telur

$$t^2 = \frac{4.q}{f_c} \cdot \frac{a^4 b^4}{(3a^4 + 2a^2.b^2 + 3b^4)} \left[\frac{3}{b^2} + \frac{\mu}{a^2} \right] \dots\dots\dots (3.51.c)$$

dengan :

- t : tebal pelat dasar (m),
- W : gaya total ke atas pada dasar pondasi ($W=A \cdot q$)(kN),
- q : tekanan ke atas seluas dasar pondasi (kN/m^2),
- μ : angka poisson ($\mu_{\text{beton}} = 0,15$),
- f_c : tekanan beton yang diijinkan atau kuat tarik beton nilainya berkisar antara $0,1 \cdot f_c$ (kN/m^2),
- f_c : kuat desak beton (kN/m^2),
- α : perbandingan antara lebar dengan panjang kaison,
- b : lebar kaison persegi atau jari-jari pendek kaison tampang ellips (m),
- a : jari-jari panjang kaison tampang ellips (m).

G. Dinding Pondasi Kaison

Dinding kaison merupakan batas antara pondasi bagian samping dengan tanah disekelilingnya. Agar kaison dapat turun selama pelaksanaan konstruksi, maka berat kaison harus lebih besar dari perlawanan gesek pada dinding pondasi tersebut (Teng, 1980) dan dapat ditulis :

$$W = A \cdot f \dots\dots\dots (3.52.a)$$

dengan :

W : berat dinding kaison (kN),

A : luas selimut dinding (m^2).

Menurut Punmia (1980), perlawanan gesek tanah dapat juga dicari dengan mengalikan koefisien gesek tanah dengan gaya tanah lateral, sehingga persamaan (3.52.a) dapat juga ditulis :

$$W > v.P \dots\dots\dots (3.52.b)$$

dengan :

v : koefisien gesek tanah ($v = \tan \delta$),

δ : sudut gesek antara tanah dengan bahan pondasi ($2/3\phi \leq \delta \leq \phi$) ($^{\circ}$),

ϕ : sudut gesek internal tanah ($^{\circ}$),

P : gaya tanah lateral (kN).

Berdasarkan persamaan (3.52.a) dan (3.52.b) maka tebal dinding kaison dapat dicari dengan menjabarkan berat dinding menjadi berat volume dikalikan volumenya.

1. kaison tampang lingkaran

$$W > A_s.f$$

$$\frac{\pi}{4} [d^2 - (d-2t)^2] D_f \cdot \gamma_c > \pi \cdot d \cdot D_f \cdot f$$

$$\gamma_c \cdot t^2 + d \cdot t - f \cdot d > 0 \dots\dots\dots (3.53.a)$$

$$W > v.P$$

$$-t^2 + d \cdot t - \frac{v \cdot P}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} > 0 \dots\dots\dots (3.53.b)$$

2. kaison tampang persegi

$$W > A_s \cdot F$$

$$[p - (p-2t)(1-2t)] D_f \cdot \gamma_c > 2f \cdot D_f (p+1)$$

$$-t^2 + \left[\frac{p+1}{2} \right] t - \frac{f \cdot (p+1)}{2 \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.c)$$

W > v . P

$$-t^2 + \left[\frac{p+1}{2} \right] t - \frac{v \cdot p}{2 \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.d)$$

3. kaison tampang bulat telur/ellips

W > A_s . f

$$\left[p \cdot 2l + \pi \left\{ \frac{d^2}{4} - \left(\frac{d}{2} - t \right)^2 \right\} \right] D_f \cdot \gamma_c > F \cdot (\pi \cdot d + 2p) \cdot D_f$$

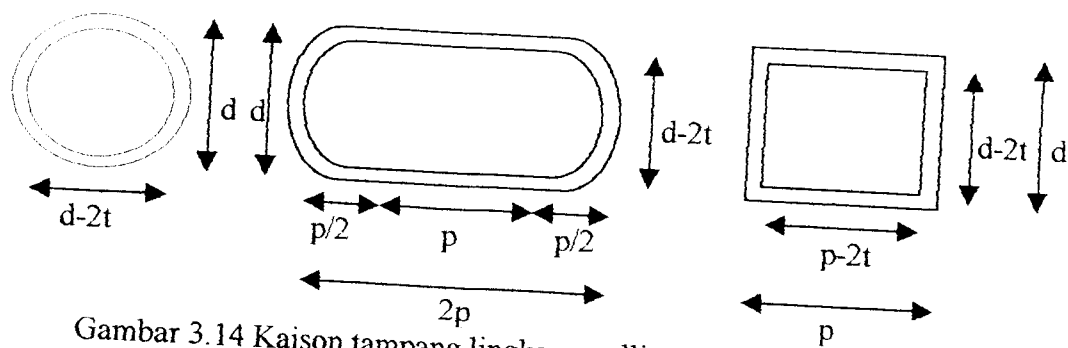
$$-t^2 + t \left[d + \frac{2p}{\pi} \right] - \frac{\pi \cdot f}{\gamma_c} \left[d + \frac{2p}{\pi} \right] > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.e)$$

W > v . P

$$-t^2 + \left[d + \frac{2p}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} \right] t - \frac{v \cdot P}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.f)$$

dengan :

- .t : tebal dinding kaison (m)
- .d : diameter luar kaison tampang lingkaran atau lebar kaison ellips (m),
- γ_c : berat volume beton (kN/m³),
- .p : panjang sisi luar kaison persegi dan atau sisi lurus kaison ellips (m),
- .l : lebar sisi luar kaison persegi dan kaison ellips (m),
- D_f : dalam pondasi (m).



Gambar 3.14 Kaison tampang lingkaran, ellips, dan persegi atau kotak.

Menurut Punmia (1988), tebal dinding kaison tampang lingkaran dapat pula ditentukan tanpa memperhatikan gesekan yang terjadi dengan melihat tabel (3.5).

Tabel 3.5 Hubungan antara diameter luar dengan tebal dinding kaison lingkaran (Punmia, 1980)

Diameter luar / D (m)	Tebal dinding / t (m)
3	0.75
5	1.20
7	2.0

BAB IV

PEMBAHASAN

A. Langkah Penyelesaian

Apabila suatu kaison akan dibangun di suatu tempat, dan parameter tanah sudah diketahui, beban yang bekerja dan dimensi pondasi juga sudah ditentukan, maka analisis dapat dilakukan melalui langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan pusat rotasi dan jarak antar pusat rotasi dengan *scour line*,
2. Menentukan reaksi dan momen yang terjadi (reaksi tanah, gesekan tanah dengan pondasi, momen terhadap *scour line* dan terhadap dasar pondasi).
3. Kontrol stabilitas eksternal meliputi penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah.
4. Menentukan tebal dinding pondasi, pelat atap ruang kerja (kaison bertekanan) dan pelat dasar.
5. Kontrol stabilitas internal, meliputi stabilitas terhadap tegangan geser dan pecahnya konstruksi.

Jika kaison dibuat di tempat kering (*pre-fabricated*) dan akan dipindahkan ke lokasi yang berada di air sehingga perlu penarikan melalui air, maka selain langkah-langkah di atas juga perlu dianalisis stabilitas terhadap gaya angkat. Adapun langkah-langkah analisisnya adalah sebagai berikut :

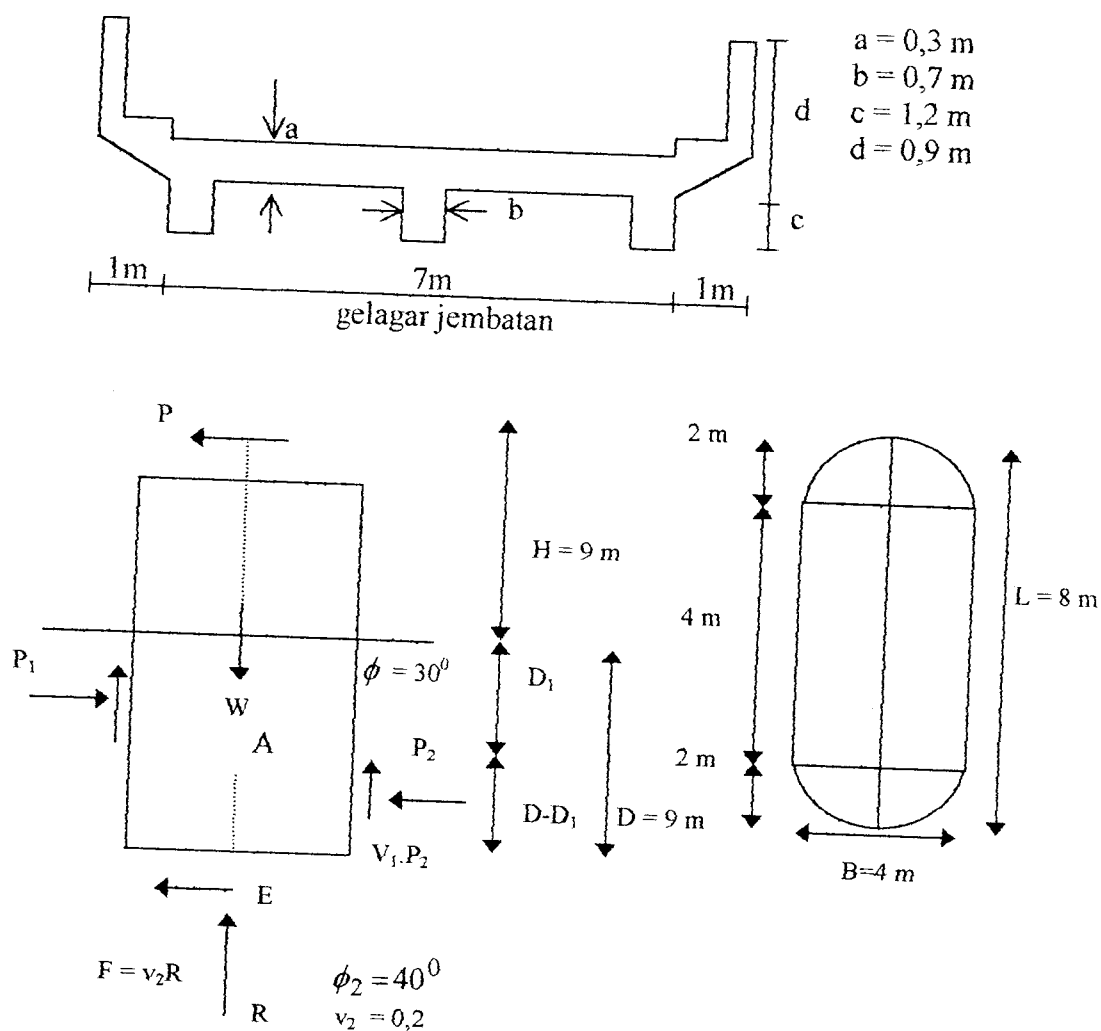
1. Menentukan pusat berat kaison dan jaraknya terhadap dasar kaison
2. Menentukan pusat apung dan jaraknya terhadap dasar kaison
3. Kontrol tinggi bebas

4. Dicari jarak metacentrum (m) sampai $m > 0$ (kaison terapung stabil), apabila $m < 0$ kaison diberi pemberat sampai $m > 0$.

B. Contoh Kasus dan Pembahasan

Kasus 1

Suatu pondasi kaison dengan ketentuan seperti gambar 4.1. Bagaimana merencanakan sebuah jembatan dengan menggunakan Pondasi Kaison dengan ketentuan lebar jembatan 9 m dan panjang jembatan 20 m.



Gambar 4.1 Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi dan tampang pondasi.

- Sudut gesek internal tanah (ϕ_1) = 30°
- Berat volume tanah = $1,78 \text{ ton/m}^3 = 17,8 \text{ kN/m}^3$
- Sudut gesek internal tanah dasar pondasi (ϕ_2) = 40°
- Kuat tekan beton (f_c) = $20 \text{ mPa} = 20000 \text{ kN/m}^2$
- Koefisien gesek antara dasar pondasi dengan tanah (v_2) = $0,2$
- Tanah berpasir
- Bj beton = $2,42 \text{ T/m}^3$
- Bj aspal = $2,24 \text{ T/m}^3$

Ditanyakan :

1. Bagaimana menganalisa beban (W) dan D
2. Bagaimana menganalisa pondasi tersebut apabila jenis kaisan sisi terbuka dan tentukan tebal dinding dan plat dasar.
3. Jika pondasi di atas jenis kaisan bertekanan tentukan tebal pelat atap ruang kerja.

Penyelesaian :

A. Analisis beban W

Beban W terdiri dari beban mati + beban hidup.

1) Beban Mati

a) - Berat Pelat	$= 0,3 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 2,42$	$= 130,68 \text{ ton}$
- Berat Balok	$= 0,7 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 2,42 \cdot 3$	$= 121,968 \text{ ton}$
- Berat sandaran	$= 2 \cdot 0,1 \cdot 20 \cdot 2,42$	$= 9,68 \text{ ton}$
- Berat aspal	$= 0,1 \cdot 7 \cdot 20 \cdot 2,24$	$= 33,88 \text{ ton}$
	<hr style="width: 100%;"/>	$+$
Berat total gelagar		$= 296,208 \text{ ton}$

$$V \text{ jembatan} = \frac{1}{2} \cdot 296,208 = 148,104 \text{ ton}$$

b. Beban abutment (Pilar)

$$= (4,4 + \pi/4 \cdot 4 \cdot 4) \cdot 9,2,42 = 662,175 \text{ ton}$$

2) Beban Hidup

a) Beban trotoar

Menurut PMJJR 1987 muatan harus diperhitungkan terhadap muatan hidup sebesar 500 kg/m^2 beban yang dihitung pada trotoar sebesar 60%.

$$V \text{ trotoar} = 0,5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 0,6 = 12 \text{ ton.}$$

b) Beban Q

Berdasarkan peraturan muatan jembatan jalan raya tahun 1987 maka di dapat :

- Beban terbagi rata $P = 2,2 \text{ t/m}$ $L < 30 \text{ m}$

- Beban titik/garis $P = 12 \text{ t/m}$

$$\text{Koefisien kejut : } k : 1 + \frac{20}{50 + 20} = 1,294$$

Q Terbagi rata

$$Q = \left(\frac{5,5}{2,75} \cdot 20 \cdot 2,2 \right) + 50\% \left(\frac{6 - 5,5}{2,75} \cdot 2,2 \cdot 20 \right)$$

$$= 135,25 \text{ ton}$$

$$\text{Beban garis max} = 12 \cdot 1,294 = 15,528 \text{ ton}$$

Beban titik/garis

$$q = 15,528 \cdot 5,5 / 2,75 = 31,056 \text{ ton}$$

$$\text{Beban Hidup total} = 135,25 \text{ ton} + 31,056 + 12 = 178,306 \text{ ton}$$

Untuk 1 perletakan = $\frac{1}{2} \cdot 178,306 = 89,153$ ton

Maka Beban W = Beban Mati + beban hidup

$$= 148,104 \text{ ton} + 662,175 + 89,153$$

$$= 899,432 \text{ ton}$$

Dianggap beban W = 1000 ton

B. Untuk beban P terdiri dari

- Beban angin
- Gaya rem dan traksi
- Gaya gempa bumi

1. Beban angin

Berdasarkan PMJJR tahun 1987 beban angin sebesar 150 kg/m^2 bekerja horizontal pada bidang vertikal jembatan dalam arah tegak lurus terhadap sumbu balok induk jembatan.

Luas bidang vertikal = $1,5 \times$ jumlah luas sisi jembatan ditambah bidang vertikal setinggi 2m.

- Luas bidang yang kena angin

$$F = 0,5 \cdot 1,5 (2 + 0,1 + 1,3) \cdot 20 = 51 \text{ ton}$$

$$H_{\text{angin}} = p \cdot q = 51 \times 0,15 = 4,204 \text{ ton}$$

2. Gaya rem

$$HR = 5\% \cdot Qx$$

dimana :

HR = gaya horizontal oleh gaya rem dan traksi

2. Analisis pondasi kaisan sisi terbuka, tebal dinding dan tebal pelat dasar.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3},$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3,$$

$$v_1 = \tan \phi = \tan 30^\circ = 0,577,$$

$$\text{luas dasar pondasi : } A_p = 4^2 + \frac{\pi}{4} \cdot 4^2 = 28,566 \text{ m}^2$$

$$\text{lebar efektif : } B_o = A_p/L + (28,566)/(8) = 3,571 \text{ m},$$

modulus tampang :

$$S = \frac{1}{6} \cdot 4 \cdot 4^2 + \frac{\pi}{32} \cdot 4^3 = 16,950 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma' &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\ &= 17,8 - 9,81 = 7,99 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

- (a) Menentukan dalam pusat rotasi pondasi (D_1)

Berdasarkan persamaan (3.27) diperoleh

$$0 = X_1 + X_2 \cdot D_1 + X_3 \cdot D_1^2 + X_4 \cdot D_1^3$$

$$X_1 = 62768,978, X_2 = -8961,496, X_3 = -278,404, X_4 = -55,467 \text{ m}$$

dengan cara coba banding, maka nilai D_1 diperoleh 8,79 m, 9 m, -12,77 m pusat rotasi (D_1) diambil 8,79 m.

- (b) Menentukan reaksi dan momen yang terjadi.

Berdasarkan persamaan (3.17), (3.18) dan persamaan (3.21) sampai (3.25) diperoleh :

$$P_1 = \frac{\gamma'(K_p - K_u)}{6} \cdot D_1 \cdot L = \frac{7,99(3-0,333)}{6} \cdot 8,79^2 \cdot 8 = 2142,791 \text{ kN},$$

$$P_2 = \frac{\gamma'(K_p - K_u)}{6} \cdot (2D^3 - D \cdot D_1 + D_1^2) \cdot L$$

$$P_2 = \frac{7,99(3-0,333)}{3} \cdot (2 \cdot 9^3 - 9 \cdot 8,79 + 8,79^2) = 156,025 \text{ kN}.$$

$$R = W - v_1(P_1 + P_2) = 10000 - 0,577(2142,791 + 156,025) = 8673,583 \text{ kN}$$

$$F = v_2 \cdot R = 0,2 \cdot 8673,583 = 1734,717 \text{ kN},$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_u)}{12} \cdot (-D^3 + D \cdot D_1^2) \cdot L$$

$$M_{E1} = 9867,553 \text{ kNm},$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_u)}{12} \cdot (D^3 - D^2 \cdot D_1 - D \cdot D_1^2 + D_1^3) \cdot L$$

$$M_{E3} = \frac{7,99(3-0,333)}{12} \cdot (9^3 - 9^2 \cdot 8,79 - 9 \cdot 8,79^2 + 8,79^3) \cdot 8 = 10,879 \text{ kNm},$$

$$M_3 = P(H + D) - M_{E1} + M_{E2} - \frac{B}{2} \cdot v_1(P_1 - P_2)$$

$$M_3 = 250(9 + 9) - 9867,553 + 10,879 - \frac{3,571}{2} \cdot 0,577(2142,791 - 156,025)$$

$$M_3 = -7403,507 \text{ kNm}.$$

(c) Kontrol stabilitas eksternal

1) Kontrol stabilitas geser

Berdasarkan persamaan (3.29) diperoleh :

$$\frac{\sum F_{lawan}}{\sum F_{geser}} \geq SF = 1,5$$

$$\frac{P_1 + P_2 + F}{P} = \frac{2142,791 + 156,025 + 1734,717}{250} = 16,134 > 1,5$$

2) Kontrol stabilitas guling

Berdasarkan persamaan (3.28) diperoleh :

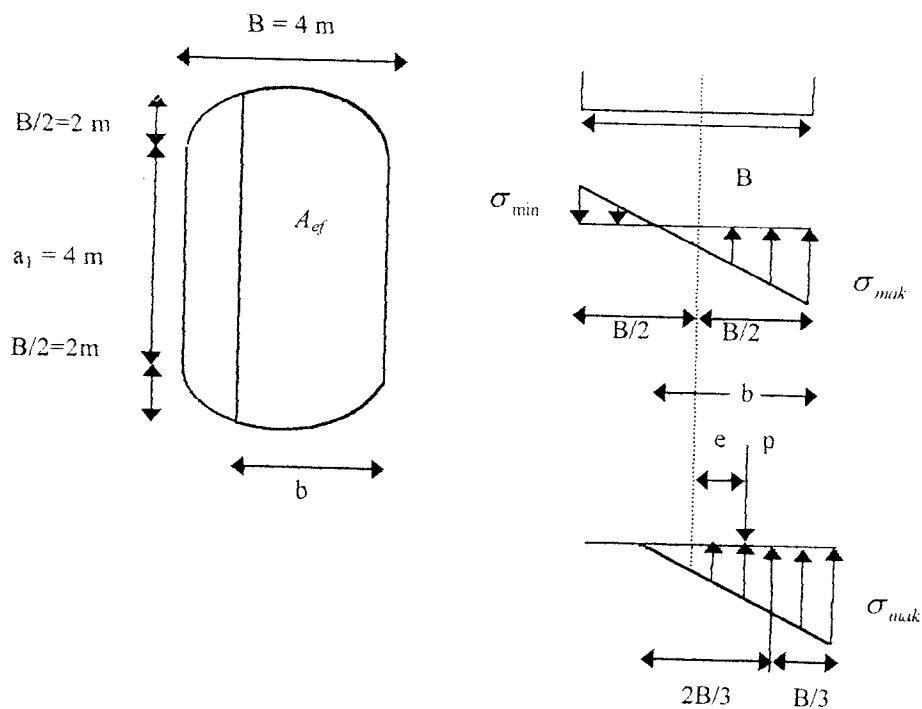
$$\frac{\sum M_{\text{perlawanan}}}{\sum M_{\text{guling}}} \geq SF = 1,5$$

$$\frac{-M_{E1} + M_{E2} + \frac{B}{2} \cdot v_1 \cdot (P_1 - P_2)}{P \cdot (H + D)} = \frac{11903,597}{4500} = 2,645 > 1,5$$

3) Kontrol terhadap kapasitas dukung pondasi

$$\text{Eksentrisitas } e = \frac{M}{R} = \frac{7403,507}{8673,583} = 0,854 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,667 \text{ m}$$

Karena eksentrisitas berada di luar inti ($e > L/6$), maka ada sebagian tanah yang mengalami tarik. Secara teoritis tanah tidak dapat menahan tarik, sehingga tekanan tanah tarik diabaikan.



Gambar 4.2 Diagram tekanan tanah dan luas efektif pondasi.

Menentukan luas efektif (A_{ef}) dan tegangan maksimal (σ_{mak})

Berdasarkan persamaan (C.1) pada lampiran 3, lebar efektif (b) dapat ditentukan :

$$b = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{4}{2} - 0,854 \right) = 3,438 m > \frac{B}{2} = 2 m$$

Luas efektif (A_{ef}) dapat ditentukan berdasarkan persamaan (C.2) pada lampiran 3 :

$$A_{ef} = 3a_1 \left(\frac{B}{2} - e \right) + \left(1 - \frac{\arccos \frac{2B-2e}{B}}{180} \right) \frac{\pi}{4} B^2 + [B-3e] \sqrt{3e(2B-3e) - \frac{3}{4} B^2}$$

$$A_{ef} = 25,239 m^2$$

Tegangan maksimal (σ_{mak}) dapat ditentukan berdasarkan persamaan (C.6)

$$\sigma_{mak} = \frac{2R}{A_{ef}} = \frac{2.8673,583}{25,239} = 687,324 kN / m^2.$$

Menentukan kuat dukung tanah :

$$q = \gamma_{sat} \cdot D = 17,8.9 = 160,2 kN / m^2,$$

$\phi = 40^\circ$, pondasi diasumsi berbentuk persegi,

$$\sigma_{netto} = \alpha.c.N'_c + q(N'_q - 1) + \beta.\gamma.\beta_o.N'\gamma.$$

menurut Terzaghi:

$$\alpha = 1,3, \beta = 0,4, N'_c = 34,9, N'_q = 20,5, N'\gamma = 18,8$$

$$\sigma_{netto} = 1,3.0.34,9 + 7,8.9(20,5-1) + 0,4.7,8.3,571.18,8 = 1630,726 kN / m^2$$

Kontrol kapasitas dukung pondasi :

$$Q = Q_p + Q_s \geq W$$

$$\left[\frac{\sigma_{netto}}{SF} + \gamma \cdot D_1 \right] A_{pef} + \left[\frac{v_1 (P_1 + P_2)}{SF} \right] \geq W \Rightarrow SF = 2$$

$$Q = \left(\frac{1630,726}{2} + 160,2 \right) 25,239 + \left[\frac{0,577(2142,791 + 156,025)}{2} \right]$$

$$Q = 25285,443 \text{ kN} > W = 10000 \text{ kN}$$

(d) Tebal dinding pondasi

Dinding pondasi diasumsikan dapat turun selama pelaksanaan struktur tanpa pemberat.

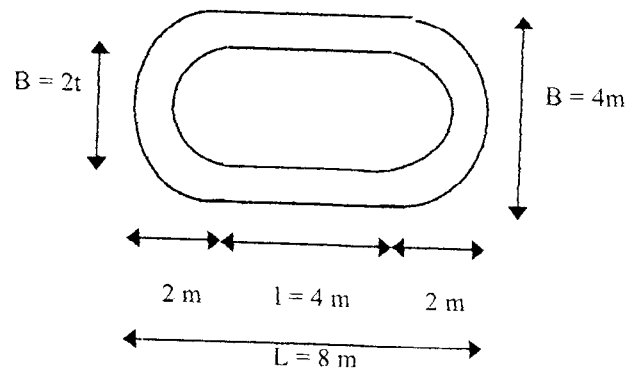
$$W_{dinding} > v_1 (P_1 + P_2) = 0,577 (2142,791 + 156,025) = 1326,417 \text{ kN}$$

Berdasarkan persamaan (3.53.f) diperoleh :

$$-t + \left(B + \frac{2 \cdot l}{\pi} \right) t - \frac{v_1 (P_1 + P_2)}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} > 0$$

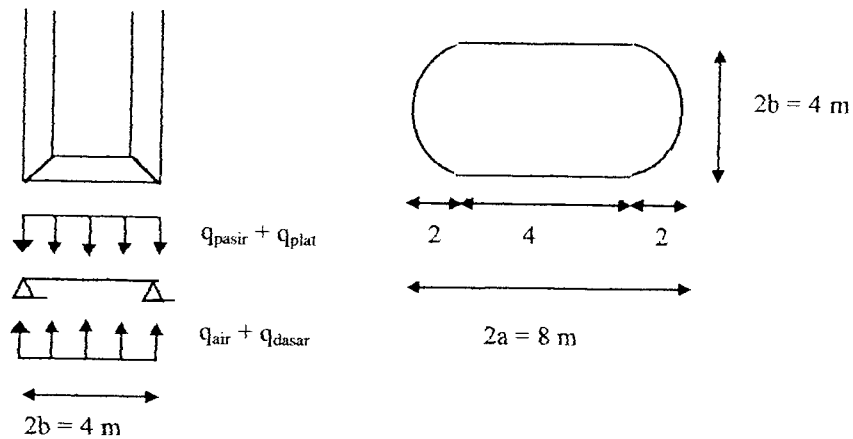
$$-t^2 + 6,546t - 1,955 > 0$$

$$t_1 = 0,314 \text{ m}, t_2 = 6,23 \text{ m}, t \text{ diambil } 0,4 \text{ m}$$



Gambar 4.3 Tampang kaisan ellips.

(e) Pelat Dasar



Gambar 4.4 Tekanan pada pelat ukur dasar kaisan dan tampang kaisan bulat telur.

Tebal pelat diasumsi 1 m, berat volume pasir (γ_{pasir}) = 18 kN/m³

$$q = q_{air} + q_{dasar} - q_{pasir} - q_{plat}$$

$$q = \gamma_w \cdot D_w + R/A - \gamma_p \cdot (9-1) - \gamma_c \cdot (1)$$

$$q = 10.9 + 8673,583/28,566 - 18.8 - 24 \cdot 1 = 225,633 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan persamaan (3.51.c) diperoleh :

$$i^2 = \frac{4 \cdot q}{f_c} \cdot \frac{a^4 b^4}{(3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4)} \left(\frac{3}{b^2} + \frac{\mu}{a^2} \right)$$

dengan :

$$q = 225,633 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,15$$

$$a = 4 \text{ m}$$

$$b = 2 \text{ m}$$

$$f_c = 0,1 f'_c$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ kN/m}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot q \cdot a^4 b^4}{0,1 f_c \cdot (3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4)} \left(\frac{3}{b^2} + \frac{\mu}{a^2} \right)}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot 225,633}{0,1 \cdot 30000} \cdot \frac{4^2 \cdot 2^2}{(3 \cdot 4^2 + 2 \cdot 4^2 \cdot 2^2 + 3 \cdot 2^4)} \left(\frac{3}{2^2} + \frac{0,15}{4^2} \right)} = 0,996 \text{ m diambil } 1 \text{ m}$$

Kontrol berat kaison terhadap tekanan air ke atas

Berat air < berat kaison + berat dasar + perlawanan gesek,

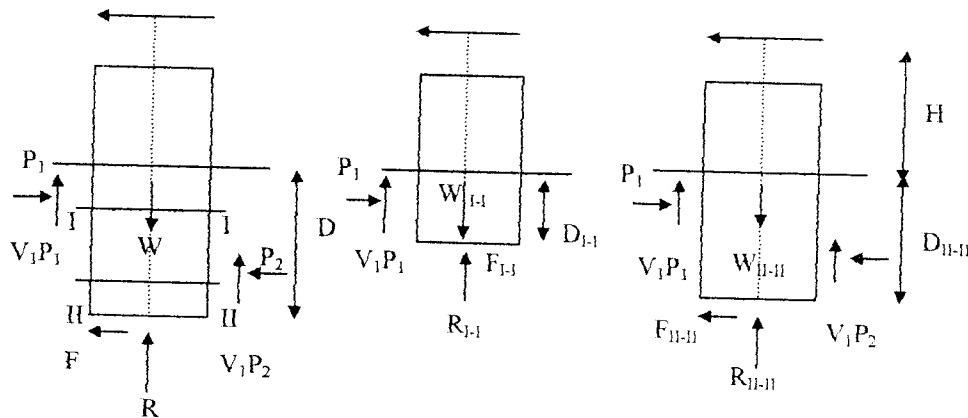
$$q \cdot A_p < \left[\frac{\pi}{4} (4^2 - 2,8^2) + 2 \cdot 0,6 \cdot 4 \right] D \cdot \gamma_c + \frac{\pi}{4} \cdot 2,8^2 \cdot \gamma_c \cdot 0,7 + v_1 (P_1 + P_2),$$

$$90.28,566 < 11,209 \cdot 9 \cdot 24 + 0,25 \cdot \pi \cdot 2,8^2 \cdot 24 \cdot 1 + 0,577 (2142,791 + 156,025),$$

$$2570,94 \text{ kN} < 3895,341 \text{ kN}$$

(f) Kontrol stabilitas internal

f.1) Dinding kaison



Gambar 4.5 Gaya-gaya yang terjadi akibat potongan I – I dan potongan II – II.

(a) Kontrol terhadap pecahnya struktur (lihat tabel 4.1)

Berdasarkan persamaan (3.38) dan (3.37) diperoleh :

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M}{S} \leq \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma}_{tarik} = 0,1 f'_c = 0,1 \cdot 30000 = 3000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{desak} = 0,45 f'_c = 0,45 \cdot 30000 = 13500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

(b) Kontrol terhadap geser

Berdasarkan persamaan (3.39) diperoleh :

$$\tau_{maks} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{A_p} \leq \bar{\tau} \Rightarrow \bar{\tau} = \sqrt{f'_c} / 11$$

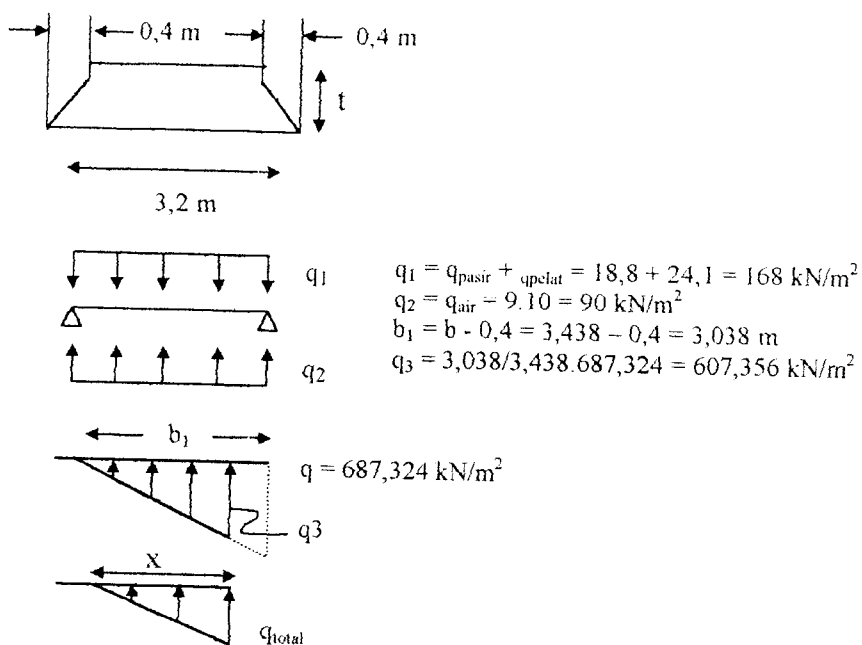
$$\bar{\tau} = \sqrt{f'_c} / 11 \text{ (MPa)} = \sqrt{30} / 11 = 0,498 \text{ MPa} = 498 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{maks} = \frac{3}{2} \cdot \frac{250}{11,209} = 33,455 \text{ kN} / \text{m}^2 < 498 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Tabel 4.1 Tegangan yang terjadi pada tiap-tiap potongan kaisan

DI-I (m)	RI-I (kN)	M _F (kNm)	S _d (m ³)	A _d (m ²)	Mak KN/m ²	Min KN/m ²
0	7994,667	2250	9,568	11,209	948,444	478,078
1	8217,482	2141,167	9,568	11,209	956,899	509,330
3	8663,112	965,690	9,568	11,209	873,800	671,942
4,5	8997,333	322,442	9,568	11,209	838,388	168,988
6	9331,556	-1957,909	9,568	11,209	1037,137	627,875
8,79	9953,209	-7500,405	9,568	11,209	1671,871	104,061
DII-II (m)	RII-II (kN)	M _F (kNm)	S _d (m ³)	A _d (m ²)	Max KN/m ²	Min KN/m ²
9	10000	-7403,507	9,568	11,209	1665,918	118,362

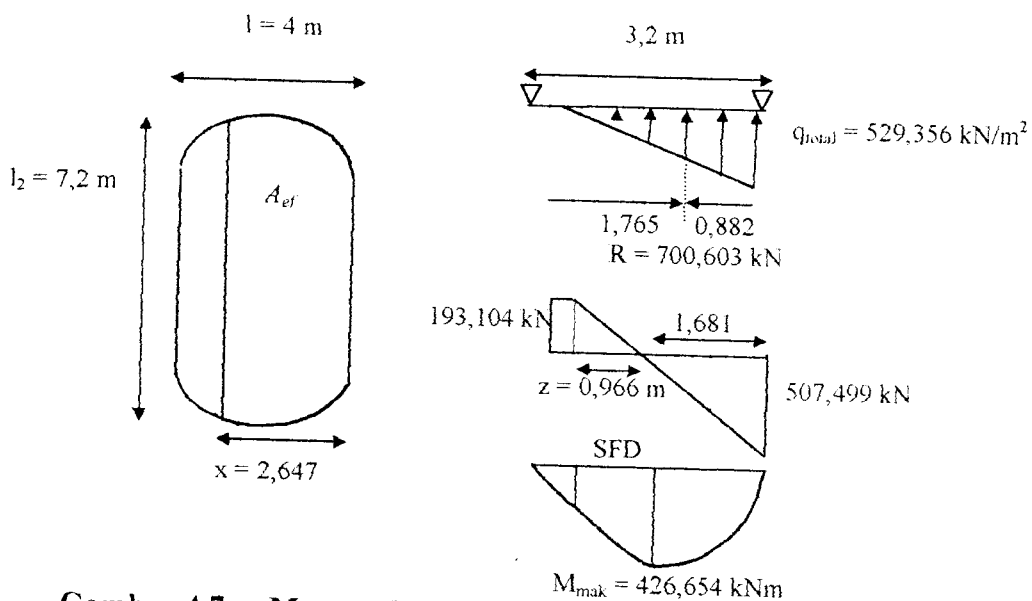
f.2) Pelat dasar



Gambar 4.6 Tekanan pada pelat dasar kaison

$$q_{total} = q_3 + q_2 + q_1 = 607,356 + 90 - 168 = 529,356 \text{ kN/m}^2$$

$$x = \frac{q_{total}}{q_3} \cdot b_1 = \frac{529,356}{607,356} \cdot 3,038 = 2,647 \text{ m}$$



Gambar 4.7. Momen dan gaya geser pada pelat dasar berdasarkan pendekatan.

Analisis dilakukan dengan pendekatan, yaitu pelat diambil selebar 1 m.

$$R_A = 700,603 \cdot \frac{0,882}{3,2} = 193,104 \text{ kN}$$

$$R_B = 700,603 \cdot \frac{3,2 - 0,882}{3,2} = 507,499 \text{ kN}$$

$$z = 2,647 \cdot \frac{193,104}{529,356} = 0,966 \text{ m}$$

$$M_{mak} = 0,5 \cdot 507,499 \cdot 1,681 = 426,654 \text{ kNm}$$

(a) Kontrol terhadap pecahnya struktur

$$\bar{\sigma} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 30000 = 13500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{mak}}{(1) \cdot l} = \frac{6 \cdot 426,654}{(1) \cdot 1^2} = 2559,654 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}$$

(b) Kontrol terhadap geser

Tegangan geser ijin diambil pada pelat satu arah ($l_2/l_1 > 2$)

$$\bar{\tau} = \sqrt{f'_c} / 11 (\text{MPa}) = \sqrt{30} / 11 = 0,497930 \text{ MPa} = 497,930 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot l} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot 1} = 761,249 \text{ kN/m}^2 > \bar{\tau}$$

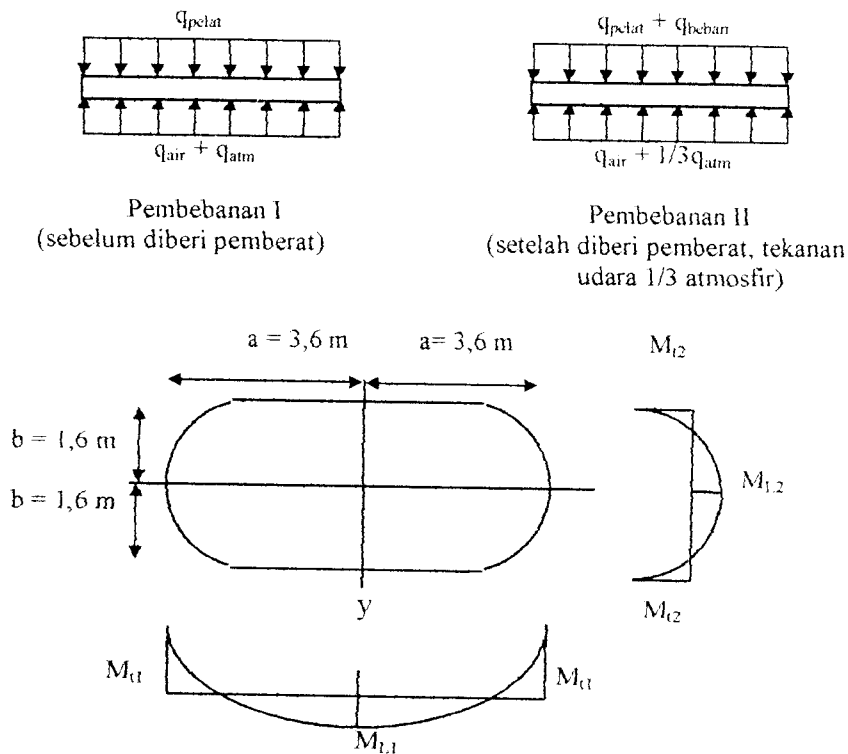
Jadi tebal pelat ditambah :

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot l} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot 497,930} = 1,529 \text{ m,}$$

diambil $t = 1,6 \text{ m}$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot l} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot (1,6)} = 475,780 < \bar{\tau}$$

4. Tebal pelat atap ruang kerja jika jenis pondasi kaison bertekanan,



Gambar 4.8 Pembebanan pelat atap yang diperhitungkan.

Tebal pelat diasumsi 0,5 m dan selama pelaksanaan struktur, kaison turun tanpa pemberat.

$$q_1 = |q_{pelat} - q_{air} - q_{atm}| = |0,5 \cdot \gamma_c - D \cdot \gamma_w - 101| = |0,5 \cdot 24 - 9 \cdot 10 - 101|$$

$$q_1 = 179 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_2 = |q_{pelat} + q_{beban} - q_{air} - 1/3 \cdot q_{atm}| = |0,5 \cdot \gamma_c + 0 - D \cdot \gamma_w - 1/3 \cdot 101|$$

$$q_2 = |0,524 + 0 - 9 \cdot 10 - 1/3 \cdot 101| = 111,667 \text{ kN/m}^2$$

$$q \text{ diambil} = q_1 = 179 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan persamaan (3.48.c) sampai (3.48.f) diperoleh momen maksimal tiap meter panjang :

$$M_{L1} = \frac{q}{2} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{\mu}{b^2} \right) \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4}$$

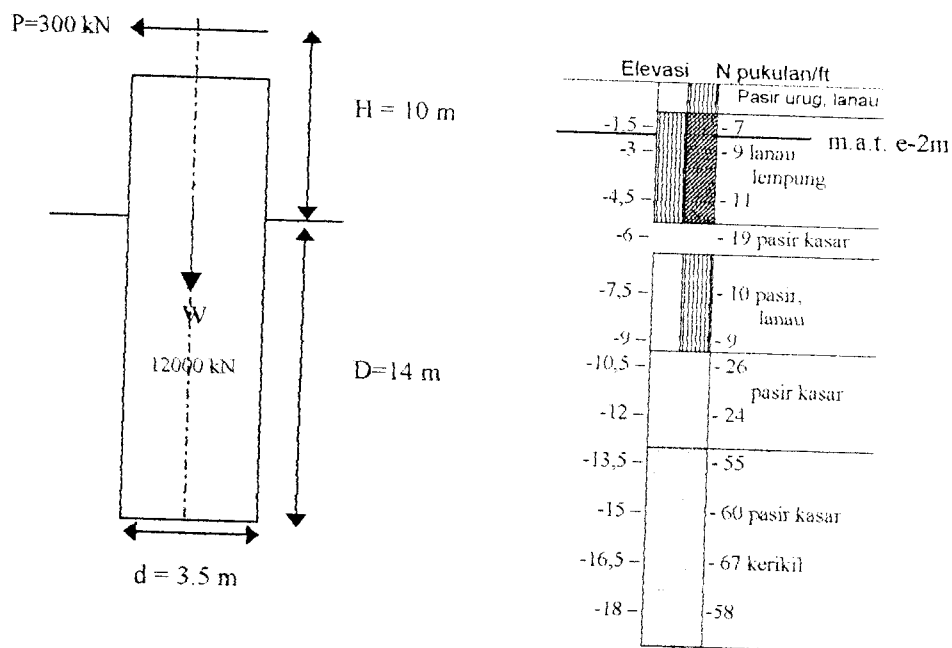
Kasus 2

Pondasi sisi terbuka berbentuk lingkaran dengan diameter 3,5 m dibuat pada tanah non kohesif dengan berdasarkan seperti tabel 4.2 dan gambar 4.9.

Beban-beban yang bekerja :

- beban horisontal (P) = 300 kN di atas muka tanah,
- berat struktur yang ditumpu pondasi dan berat pondasi (W) = 12000 kN,

Muka air tanah berada pada kedalaman 2 m dari muka tanah. Dalam pondasi 14 m dari muka tanah.



Gambar 4.9 Letak kaison sisi terbuka dan hasil uji SPT.

Tabel 4.2 Hasil Uji SPT

z(m)	1,5	3	4,5	6	7,5	9,0
N	7	9	11	17	10	9

z(m)	10,5	12	13,5	15	16,5	8
N	26	24	55	60	67	58

Dengan z : dalam tanah (m),

N : jumlah pukulan per ft.

Ditanyakan :

Analisis pondasi tersebut, tebal dinding sisi dan pelat dasar.

Penyelesaian :

Analisis diasumsi muka air tanah setinggi muka tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum N}{n} = \frac{7+9+11+19+10+9+26+24+56}{9} = \frac{171}{9} = 19.$$

Berdasarkan gambar 3.2 untuk $N = 19$ diperoleh $\phi = 31,5^{\circ}$ dan γ_{sat} diambil 18 kN/m^3 .

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3,$$

$$K_a = \tan^2 \left[45^{\circ} - \frac{31,5^{\circ}}{2} \right] = 0,3210$$

$$K_p = 1/K_a = 1/0,3210 = 3,1153,$$

$$A_s = \pi \cdot d \cdot D = \pi \cdot 3,5 \cdot 14 = 153,938 \text{ m}^2,$$

$$B_o = A_p/L = 9,621/3,5 = 2,749 \text{ m},$$

$$S = \pi/32 \cdot d^3 = \pi/32 \cdot 3,5^3 = 4,209 \text{ m}^3$$

$$F = A_s \cdot f = 0,25 \cdot \pi \cdot 3,5^2 \cdot 55 = 529,162 \text{ kN}.$$

Berdasarkan Tabel 3,3 untuk tanah yang mempunyai tipe kerikil dan pasir nilai gesekan tanah (f) bisa diambil $5,5 \text{ t/m}^2 = 55 \text{ kN/m}^2$.

$$A = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 3,5^2 = 9,621 \text{ m}^2.$$

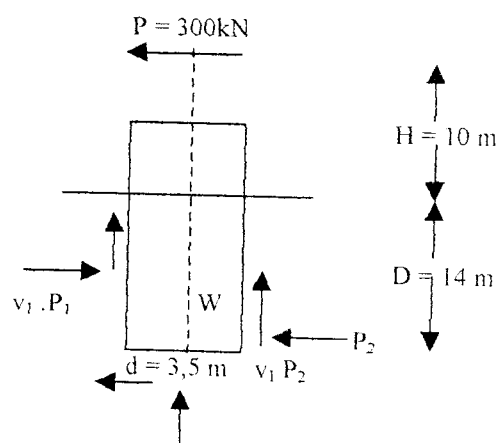
Berdasarkan gambar 3,2 untuk $N = 55$ (pada dasar pondasi) diperoleh $\phi = 42,5^\circ$,
 $N_q = 110$, $N_\gamma = 133$.

$$\sigma_{\text{netto}} = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot (N_q \cdot 1) + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \text{ (pondasi lingkaran).}$$

$$\sigma_{\text{netto}} = 0 + 8 \cdot 14(110 \cdot 1) + 0,3 \cdot 8 \cdot 14 \cdot 133 = 12766,6 \text{ kN/m}^2,$$

$$v_2 = \tan 2/3 \cdot \phi = 0,384,$$

$$L = d = 3,5 \text{ m.}$$



Gambar 4.10 Reaksi yang terjadi pada kaisan.

(a) Menentukan pusat rotasi

Berdasarkan persamaan (3.27) dan lampiran 1 diperoleh :

$$0 = X_1 + X_2 \cdot D_1 + X_3 \cdot D_1^2 + X_4 \cdot D_1^3$$

$$X_1 = 85213,324, X_2 = -8715,418, X_3 = -187,768, X_4 = 26,824.$$

Jarak pusat rotasi (D_1) diperoleh 14 m, 11,965 m, atau -18,965 m, D_1 diambil

$$11,965 \text{ m} \approx 11,97 \text{ m.}$$

(b) Menentukan reaksi dan momen-momen yang terjadi

Berdasarkan persamaan (3.17), (3.18), dan persamaan (3.21) sampai (3.25)

diperoleh :

$$P_1 = \frac{\gamma^1 (K_\rho - K_\alpha)}{6} D^2 \cdot L = \frac{8(3,188 - 0,314)}{6} 11,97^2 \cdot 3,5 = 1921,683 \text{ kN},$$

$$P_2 = \frac{\gamma^1 (K_\rho - K_\alpha)}{6} (2D^2 - DD_1 - D_1^2) L$$

$$P_2 = \frac{8(3,188 - 0,314)}{6} (2 \cdot 14^2 - 14 \cdot 11,97 - 11,97^2) 3,5 = 1088,238 \text{ kN}$$

$$R = W - v_1 (P_1 + P_2) = 12.000 - 0,384 (1921,683 + 1088,238) = 10844,190 \text{ kN}$$

$$M_{E1} = \frac{\gamma^1 (K_\rho - K_\alpha)}{12} (-D_1^3 + 2DD_1^2) L$$

$$M_{E1} = \frac{8(3,188 - 0,314)}{12} (-11,97 + 214 \cdot 11,97^2) 3,5 = 15402,293 \text{ kNm}$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma^1 (K_\rho - K_\alpha)}{12} (D^3 - D^2 D_1 - DD_1^2 + D_1^3) L$$

$$M_{E2} = \frac{8(3,188 - 0,314)}{12} (14^3 - 14^2 \cdot 11,97 - 14 \cdot 11,97^2 + 11,97^3) 3,5$$

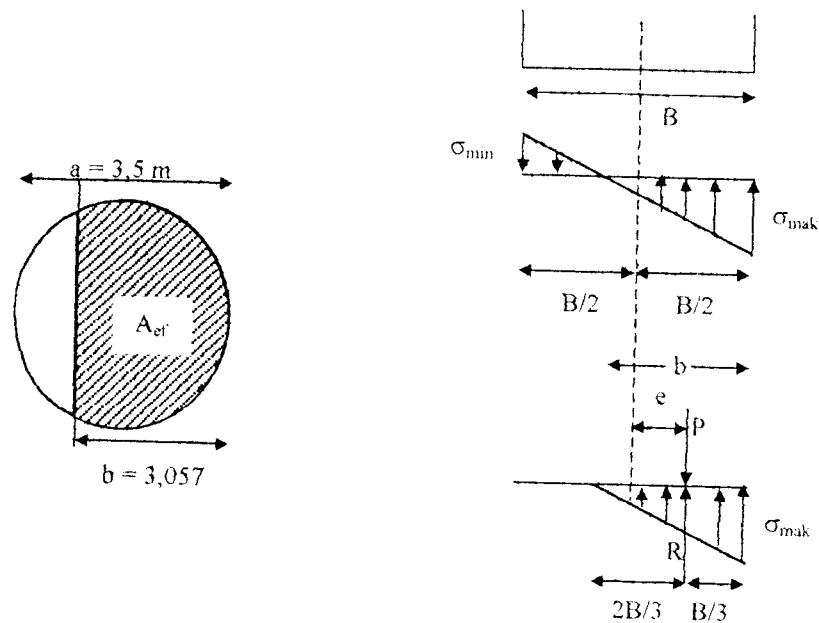
$$M_{E2} = 77,675 \text{ kNm},$$

$$M_3 = P(H+D) - M_{E1} + M_{E2} - B_0/2 \cdot v_1 (P_1 - P_2) L$$

$$M_3 = 300(10+140 \cdot 15402,293 + 77,675 - 2,749/2 \cdot 0,384 (1921,683 - 1088,238)) = -7924,517 \text{ kNm}.$$

(c) Kontrol stabilitas eksternal

1) Kontrol stabilitas geser



Gambar 4.11 Diagram tekanan tanah yang terjadi.

Menentukan luas efektif (A_{ef}) dan tegangan maksimal (σ_{mak})

Berdasarkan persamaan (C.1) pada lampiran 3 diperoleh :

$$b = 3 \left(\frac{a}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{3,5}{2} - 0,731 \right) = 3,057 \text{ m} > \frac{a}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

Luas efektif (A_{ef}) dapat ditentukan berdasarkan persamaan (C.4)

$$A_{ef} = \left[1 - \frac{\arccos \frac{2a - 6e}{a}}{180} \right] \frac{\pi}{4} \cdot a^2 + (a - 3e) \sqrt{3e(2a - 3e) - \frac{3}{4}a^2}$$

$$A_{ef} = 10,226 \text{ m}^2$$

Tegangan maksimal dapat ditentukan berdasarkan persamaan (C.2)

$$\sigma_{mak} = \frac{2R}{A_{ef}} = \frac{2 \cdot 10844,190}{10,226} = 2120,906 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \gamma \cdot D = 8 \cdot 14 = 112 \text{ kN/m}^2,$$

Kontrol kapasitas dukung pondasi :

$$Q = Q_p + Q_s \geq W$$

$$\left[\frac{\sigma_{netto}}{SF} + q \right] A_{ef} + \left[\frac{v_1(P_1 + P_2)}{SF} \right] \geq W$$

$$\left[\frac{12766,6}{2} + 112 \right] 10,226 + \left[\frac{0,384(1921,683 + 1088,238)}{2} \right]$$

$$Q = 66998,843 \text{ kN} > W = 12000 \text{ kN.}$$

(d) Menentukan tebal dinding kaison

Berdasarkan persamaan (3.5.a) diperoleh :

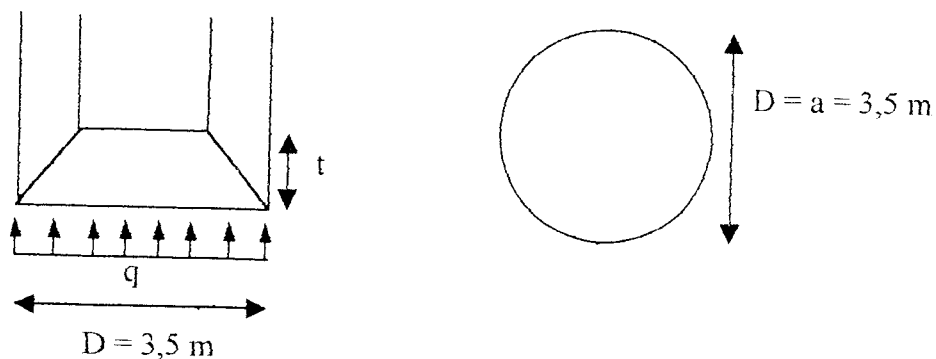
$$-t^2 + d \cdot t - \frac{v_1(P_1 + P_2)}{\pi \cdot D \cdot \gamma_c} > 0,$$

$$-t^2 + 3,5t - \frac{0,384(1921,683 + 1088,238)}{\pi \cdot 14,24} > 0,$$

$$-t^2 + 3,5t - 1,095 > 0,$$

diperoleh harga $t = 0,695 \text{ m}$ dan $-6,30 \text{ m}$, t diambil $0,7 \text{ m}$.

(e) Menentukan tebal pelat dasar



Gambar 4.12 Tekanan pada dasar kaison dan tampang kaison lingkaran

$$q = q_{dasar} + q_{air} - q_{pasir} - q_{pelat} = R/A + \gamma_w \cdot D_w - \gamma_p \cdot (14-1) - \gamma_c (1)$$

$$q = 10844,190/9,621 + 10 \cdot 12 - 18 \cdot 13 - 24 \cdot 1 = 989,123 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan persamaan (3,51.a) untuk $f_c = 30000 \text{ kN/m}^2$ dan $\mu = 0,15$ diperoleh :

$$t^2 = \frac{3W}{8\pi \cdot f_c} (3 + \mu) \Rightarrow t = \sqrt{\frac{3q \cdot A_p}{8\pi \cdot 0,1 f_c} (3 + \mu)}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot 989,123 \cdot 9,621}{8\pi \cdot 0,130000} (3 + 0,15)} = 1,092 \text{ m, diambil } t = 1,1 \text{ m.}$$

Kontrol tekanan air ke atas :

$$W_{\text{air}} < W_{\text{pelat}} + W_{\text{dinding}} + \text{Perlawanan gesek,}$$

$$Q \cdot A_p < 0,25 \cdot \pi \cdot 2,1^2 \cdot t_{\text{plat}} \cdot \gamma_c + 0,25 \cdot \pi (3,5^2 - 2,1^2) D \cdot \gamma_c + v_1 \cdot (P_1 + P_2)$$

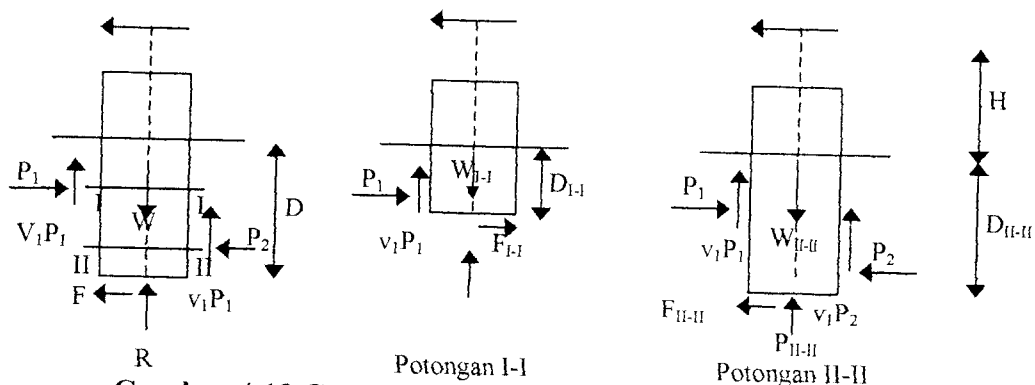
$$120 \cdot 9,621 < 0,25 \cdot \pi \cdot 2,1^2 \cdot 1,1 \cdot 24 + 0,25 \cdot \pi (3,5^2 - 2,1^2) 14 \cdot 24 + 0,384$$

$$(1921,683 + 1088,238)$$

$$1154,535 \text{ kN} < 3316,177 \text{ kN.}$$

(f) Kontrol stabilitas internal

f.1) Dinding kaisan



Gambar 4.13 Gaya-gaya yang terjadi akibat potongan I-I dan potongan II-II

(a) Kontrol terhadap pecahnya struktur (lihat tabel 4.3)

Berdasarkan persamaan (3.38) diperoleh :

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M}{S} \leq \bar{\sigma}$$

$$\overline{\sigma}_{dusuk} = 0,45 f'_c = 0,45 \cdot 30000 = 13500 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{tarik} = 0,45 f'_c = 0,130000 = 3000 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.3 Tegangan yang terjadi pada tiap-tiap potongan kaison.

D _{J-J} (m)	R _{J-J} (kN)	M _F (kNm)	S _d (m ²)	A _d (m ²)	σ _{max} (kN/m ²)	σ _{min} (kN/m ²)
0	8767,301	1627,452	3,300	6,157	1916,893	930,558
2	9229,115	10122,778	3,300	6,157	4566,228	-1568,789
4	9690,929	9727,957	3,300	6,157	4521,579	-1374,152
6	10152,744	8045,583	3,300	6,157	4086,763	-789,347
8	10614,558	4431,882	3,300	6,157	3066,697	380,708
D _{II-II} (m)	R _{II-II} (kN)	M _F (kNm)	S _d (m ²)	A _d (m ²)	σ _{max} (kN/m ²)	σ _{min} (kN/m ²)
11,97	11531,259	10996,566	3,300	6,157	5204,858	-1459,727
14	12000	7924,517	3,300	6,157	4350,053	-452,684

(b) Kontrol terhadap geser

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{A_p} \leq \bar{\tau} \Rightarrow \bar{\tau} = \sqrt{f'_c} / 119 \text{ (MPa)} = \sqrt{30} / 11 = 0,498 \text{ Mpa} = 498 \text{ kN/m}^2$$

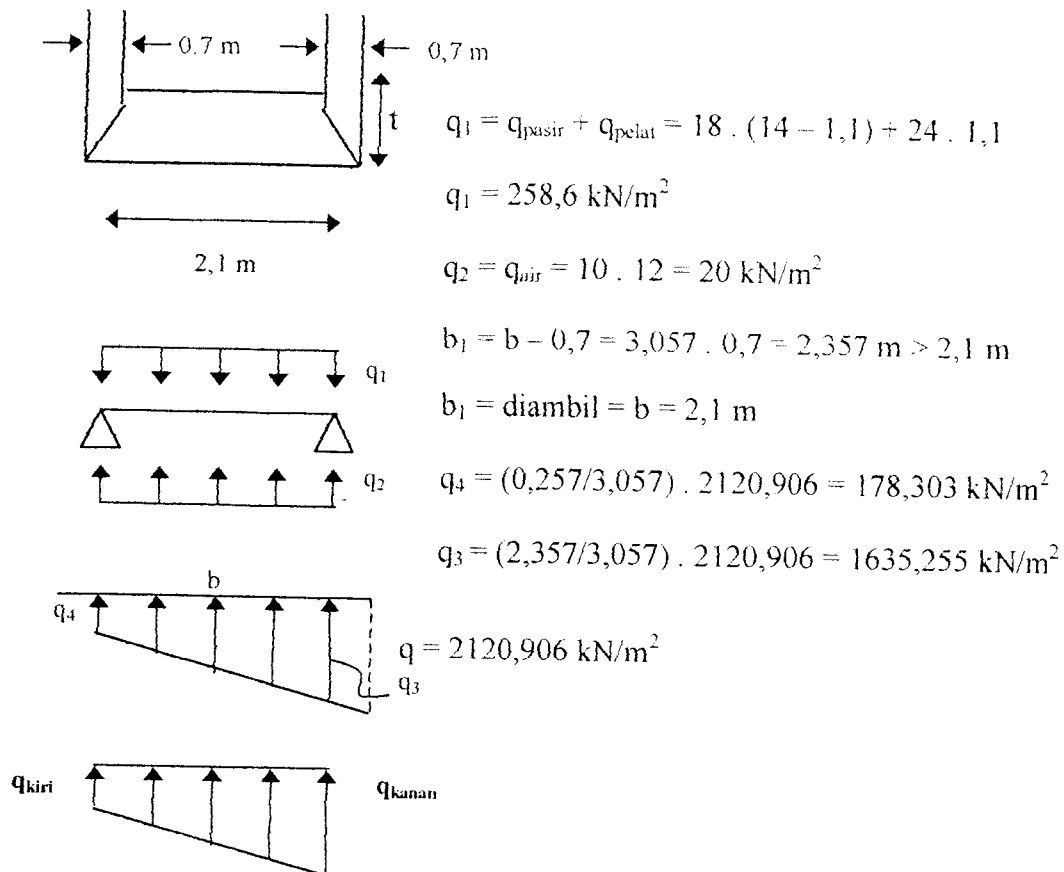
$$\tau_{maks} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{A_p} = \frac{3}{2} \cdot \frac{300}{3,896} = 115,516 \text{ kN/m}^2 < \tau_{ijm} = 498 \text{ kN/m}^2$$

f.2) Pelat dasar

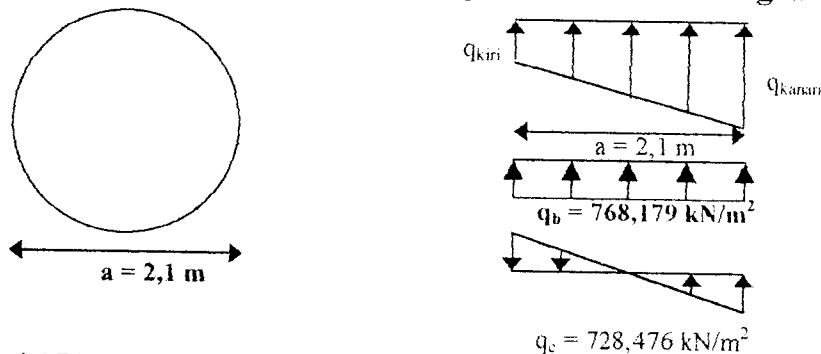
Berdasarkan gambar 4.14 tekanan yang terjadi :

$$q_{kiri} = q_4 + q_2 - q_1 = 178 + 120 - 258,6 = 39,703 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_{kanan} = q_3 + q_2 - q_1 = 1635,255 + 120 - 258,6 = 39,703 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4.14 Tekanan yang terjadi pada pelat dasar kaisan lingkaran



Gambar 4.15 Pembentukan pada kaisan tampang lingkaran

Berdasarkan gambar 4.15 diperoleh :

$$M_{\text{mak } b} = \frac{q_b \cdot a^2 (3 + \nu)}{16} \cdot a = \frac{768,179 \cdot 2,1^2 (3 + 0,15)}{16} \cdot 2,1 = 1400,590 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mak } c} = \frac{q_c \cdot a^2 (5 + \nu)}{72\sqrt{3}} \cdot a = \frac{728,476 \cdot 2,1^2 (5 + 0,15)}{72\sqrt{3}} \cdot 2,1 = 278,604 \text{ kNm}$$

$$Q_{makb} = \frac{q_b \cdot a^2}{4} = \frac{768,179 \cdot 2,1^2}{4} = 846,917 \text{ kN}$$

$$Q_{make} = \frac{q_c \cdot a^2}{12} \cdot \frac{(5+v)}{(3+v)} = \frac{728,476 \cdot 2,1^2}{12} \cdot \frac{(5+0,15)}{(3+0,15)} = 437,693 \text{ kN}$$

$$Q_{mak} = Q_{makb} + Q_{make} = 1284,670 \text{ kN.}$$

(a) Kontrol terhadap pecahnya struktur

$$\bar{\sigma} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 30000 = 13500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = \frac{6 M_{mak}}{(1) \cdot t^2} = \frac{6 \cdot 426,654}{(1) \cdot 1^2} = 2559,654 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}$$

(b) Kontrol terhadap geser

Tegangan geser ijin diambil pada pelat satu arah ($l_2/l_1 > 2$)

$$\bar{\tau} = \sqrt{f'_c} / 11 \text{ (MPa)} = \sqrt{30} / 11 = 0,497930 \text{ MPa} = 497,930 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot t} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot 1} = 761,249 \text{ kN/m}^2 > \bar{\tau}$$

Jadi Tebal Pelat ditambah :

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot t} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot 1,6} = 475,780 = 1,6 \text{ m}$$

Jadi tebal Pelat ditambah = 1,6 m

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P_{mak}}{(1) \cdot t} = \frac{3}{2} \cdot \frac{507,499}{(1) \cdot 1,6} = 475,780 < \bar{\tau}$$

Kasus 3.

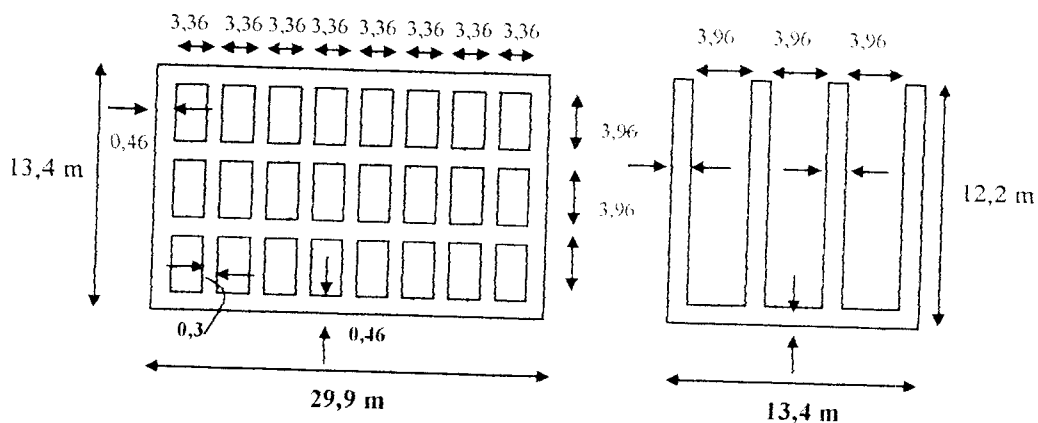
Kaisan sisi tertutup dengan ukuran seperti gambar 4.16. tebal dinding luar 18"

(0,46 m), dinding dalam 12" (0,30m) dan tebal dasar kaisan 1" (0,30m).

apabila $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^2$, percepatan gravitasi = 10 m/detik^2 .

Persoalan :

Bagaimana menganalisis stabilitas terhadap gaya angkat saat penarikan ke lokasi bila tinggi bebas minimum 3 m (jika tidak stabil kaison diisi pasir dengan $\gamma_{\text{pasir}} = 18 \text{ kN/m}^3$).



Gambar 4.16 Kaison sisi tertutup

Penyelesaian :

(a) Menentukan jarak pusat berat terhadap sisi atas

a.1) Menentukan berat kaison

- panjang kaison = 29,9 m,
- lebar kaison = 13,40 m,
- tinggi kaison = 12,20 m,
- panjang lubang $(29,2 - 2 \cdot 0,46 - 7 \cdot 0,3) = 26,88 \text{ m}$,
- lebar lubang $(13,40 - 2 \cdot 0,40 - 2 \cdot 0,3) = 11,88 \text{ m}$,
- tinggi lubang $(12,20 - 0,3) = 11,90 \text{ m}$.

$$\text{Berat kaison (W)} = V \cdot \gamma_c = [(29,90 \cdot 13,40 \cdot 12,20) - (26,88 \cdot 11,88 \cdot 11,90)] \cdot 24$$

$$= 26111,343 \text{ kN}$$

a.2) Menentukan momen terhadap sisi atas kaison (M)

$$M = 24 \cdot [(29,90 \cdot 13,40 \cdot 12,20^2/2) - (26,88 \cdot 11,88 \cdot 11,90^2/2)]$$

$$M = 172959,480 \text{ kNm.}$$

Berdasarkan persamaan (3.30) diperoleh :

$$G = M/W = 172959,480/26111,343$$

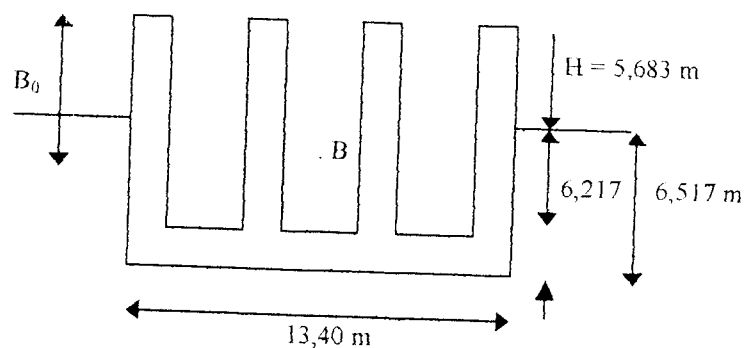
$$G = 6,62 \text{ m}$$

(b) Menentukan tinggi bebas (H)

$$W = \gamma_w \cdot V_s = \gamma_w \cdot h \cdot 29,90 \cdot 13,40$$

$$h = \frac{W}{\gamma_w \cdot 29,90 \cdot 13,40} = \frac{26111,343}{10 \cdot 29,90 \cdot 13,40} = 6,517 \text{ m}$$

(c) Menentukan dalam pusat berat bagian yang terapung terhadap sisi atas kaison (B_0)



Gambar 4.17 Kedudukan kaison saat penarikan ke lokasi

Berdasarkan persamaan (3.31) diperoleh :

$$B = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{13,40 \cdot 6,517 \left(\frac{6,517}{2} + 5,683 \right) - 11,88 \cdot 6,217 \left(\frac{6,217}{2} + 5,683 \right)}{13,40 \cdot 6,517 - 11,88 \cdot 6,217}$$

$$B = 9,764 \text{ m}$$

(d) Jarak metacentrum (m)

Berdasarkan persamaan (3.32) diperoleh :

$$m = \frac{I_{\min}}{V_s} - \overline{BG} > 0,$$

$$I_{\min} = 1/12 \cdot 29,90 \cdot 13,40^3 = 5995,209 \text{ m}^4,$$

$$V_s = 13,40 \cdot 6,517 \cdot 29,90 = 2611,101 \text{ m}^3,$$

$$\overline{M_c B} = I_{\min}/V_s = 5995,209/2611,101 = 2,296 \text{ m},$$

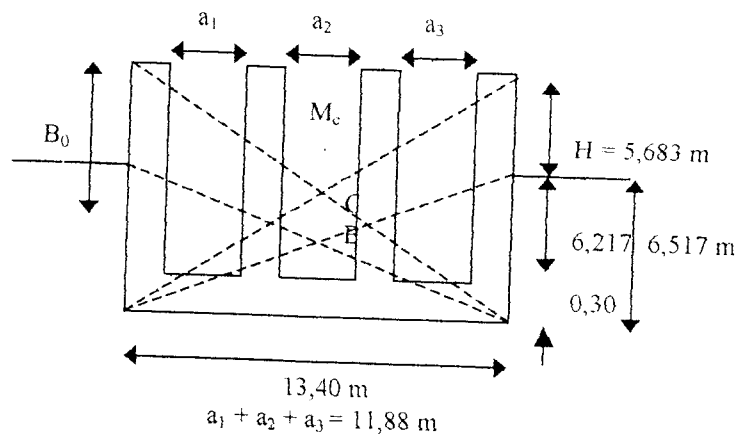
$$\overline{BG} = B \cdot G = 9,764 \cdot 6,624 = 3,14 \text{ m}$$

$$m = \overline{M_c G} = \overline{M_c B} - \overline{BG} = 2,296 - 3,14 = -0,844 \text{ m} < 0 \text{ (kaison terapurung labil).}$$

Agar terapurung stabil benda diisi pemberat (pasir dengan $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)

(e) Menentukan volume pasir yang diisikan pada kaison

e.1) Mencari tebal lapisan pasir



Gambar 4.18 Kedudukan kaison saat penarikan setelah diisi pasir

Misal H diambil 3 m ($= H_{\min}$),

$$h = 12,2 - H = 12,2 - 3 = 9,2 \text{ m},$$

$$W_1 = \gamma_w \cdot h \cdot 13,4 \cdot 29,90 = 10,9,2 \cdot 13,4 \cdot 29,90 = 36860,72 \text{ kN},$$

$$W_1 - W_0 = W_{\text{pasir}} = \gamma \cdot t \cdot 11,88 \cdot 26,88$$

$$36860,720 - 26111,343 = 18 \cdot t \cdot 11,88 \cdot 26,88$$

Misal t diambil 1,87 m

$$M_1 = M_0 + M_{\text{pasir}} = 172959,480 + 18 \cdot 1,870 \cdot 11,88 \cdot 26,88 \cdot (11,9 - 1,870/2)$$

$$M_1 = 290820,027 \text{ kNm.}$$

$$G_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{290820,027}{36860,72} = 7,890 \text{ m}$$

$$B_1 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{13,40 \cdot h \left(\frac{h}{2} + H \right) - 11,88(h - 0,3 - t) \left(\frac{h - 0,3 - t}{2} + H \right)}{13,40 \cdot h - 11,88(h - 0,3 - t)}$$

$$B_1 = \frac{13,40 \cdot 9,2 \left(\frac{9,2}{2} + 3 \right) - 11,88 \cdot 7,03 \left(\frac{7,03}{2} + 3 \right)}{13,40 \cdot 9,2 - 11,88 \cdot 7,03} = 9,879 \text{ m}$$

$$\overline{B_1 G_1} = B_1 - G_1 = 9,879 - 7,890 = 1,989 \text{ m,}$$

$$\overline{M_c G_1} = m = \frac{I_{\text{min}}}{V_s} - \overline{B_1 G_1} = 2,296 - 1,989 = 0,307 > 0 \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Misal t diambil 1,5 m,

$$W_1 = W_0 + W_p = 26111,343 + 18 \cdot 11,88 \cdot 26,88 \cdot 1,5 = 34733,372 \text{ kN,}$$

$$M_1 = M_0 + M_p = 172959,480 + 18 \cdot 11,88 \cdot 26,88 \cdot 1,5 \cdot (11,9 - 1,5/2)$$

$$M_1 = 269095,101 \text{ kNm,}$$

$$G_1 = M_1/W_1 = 269095,101/34733,372 = 7,747 \text{ m}$$

$$h = \frac{W_1}{\gamma_w \cdot 29,9 \cdot 13,40} = \frac{3473,372}{10 \cdot 29,9 \cdot 13,40} = 8,669 \text{ m}$$

$$H = 12,2 - h = 12,2 - 8,669 = 3,531 \text{ m} > 3 \text{ m,}$$

$$B_1 = \frac{13,40.8,669 \left(\frac{8,669}{2} + 3,531 \right) - 11,88.869 \left(\frac{6,869}{2} + 3,531 \right)}{13,40.8,669 - 11,88.6,869} = 9,991 \text{ m}$$

$$\overline{B_1 G_1} = B_1 - G_1 = 9,991 - 7,747 = 2,244 \text{ m}$$

$$\overline{M_1 G_1} = m = \frac{I_{\min}}{V_s} - \overline{B_1 G_1} = 2,296 - 2,244 = 0,052 > 0 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Misal t diambil 1,4 m,

Hitungan seperti di atas dan diperoleh :

$$W_1 = 34158,570 \text{ kN,}$$

$$M_1 = 263088,421 \text{ kNm,}$$

$$G_1 = M_1/G_1 = 7,702 \text{ m,}$$

$$h = 8,526 \text{ m,}$$

$$H = 12,2 - h = 3,674 \text{ m,}$$

$$B_1 = 10,016 \text{ m}$$

$$\overline{B_1 G_1} = 2,314 \text{ m,}$$

$$\overline{M_c G_1} = m = \frac{I_{\min}}{V_s} - \overline{B_1 G_1} = 2,296 - 2,314 = -0,018 < 0$$

e.2) Tebal lapisan pasir yang bisa diisikan antara 1,5 m sampai 1,87 m.

Volume pasir yang bisa diisikan

$$\text{Untuk } t = 1,5 \text{ m, } V = 11,88.26,88.1,5 = 479,002 \text{ m}^3,$$

$$\text{Untuk } t = 1,87 \text{ m, } V = 11,88.26,88.1,87 = 597,155 \text{ m}^3.$$

Jadi volume pemberat pasir yang diisikan antara 479,002 m³ sampai 597,155 m³.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

A. Kesimpulan

Dari hasil analisis terhadap pondasi kaison khususnya yang terbuat dari beton bertulang dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Tebal dinding, plat atap dan plat dasar dihitung berdasarkan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi kaison.
 - a. Untuk kaison dengan beban $W = 1000$ kN dan beban horisontal $P = 25$ ton berbentuk ellips dengan luas $28,566$ m dan kedalaman pondasi 9 m dari muka tanah, pondasi jenis kaison bertekanan maka agar pondasi aman dan memenuhi stabilitas eksternal dan internal didapat tebal dinding $0,4$ m, tebal plat atap $0,25$ m dan tebal plat dasar $1,6$ m.
 - b. Untuk pondasi dengan bentuk lingkaran diameter $3,5$ m dengan beban $W = 12.000$ kN dan beban horisontal $P = 300$ kN dan kedalaman pondasi 14 m, pondasi jenis kaison terbuka didapat tebal dinding $0,7$ m dan tebal plat dasar $1,1$ m.
2. Kapasitas dukung pada pondasi kaison merupakan gabungan dari perlawanan gesek dan perlawanan ujung pondasi.
3. Perbandingan antara dalam dan lebar relatif kecil yaitu antara 4 sampai 10 , maka kaison dianggap pondasi kaku sehingga apabila menerima beban horisontal, pondasi akan mengalami pergeseran dan rotasi tidak melentur.

4. Apabila kaison akan dibawa menuju lokasi melalui media air, maka diperlukan analisa terhadap gaya angkat. Analisis meliputi :
1. Menentukan jarak pusat berat terhadap sisi atas.
 2. Menentukan tinggi bebas.
 3. Menentukan dalam pusat berat bagian yang terapung terhadap sisi atas kaison.
 4. Menentukan volume pasir yang diisikan pada kaison.

Untuk kaison jenis tertutup dengan ukuran panjang 29,9 m, lebar 13,4 m, tinggi 12,8 m serta panjang lubang 26,88 m, lebar lubang 11,88 m, tinggi lubang 11,90 m didapat volume pemberat pasir 479,002 m³ sampai 597,155 m³.

B. Saran

1. Diperlukan studi lebih lanjut untuk kaison pada tanah kohesif atau non kohesif dengan jumlah lapisan tanah lebih dari satu.
2. Analisis yang dilakukan pada akhir tugas ini tidak sampai penulangan pondasi sehingga perlu kiranya dibahas lebih lanjut mengenai penulangannya.

DAFTAR PUSTAKA

1. Anderson, Paul, 1980, *Substruktural Analysis and Design*, The Ronald Press Company, New York.
2. Bowles, J.E., 1986, *Foundation Analysis and Design*, Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd, Tokyo.
3. Bowles, J.E., 1980, *Physical and Geotechnical Properties of Soil* (terjemahan), Erlangga, Jakarta.
4. _____, Departemen P.U., 1991, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Yayasan LPMB, Bandung.
5. Hary Cristady H, 1992, *Mekanika Tanah 1*, PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
6. Hary Cristady H, 1992, *Mekanika Tanah 2*, PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
7. K. Basah Suryolelono, 1994, *Teknik Fondasi Baglan II*, Nafiri, Yogyakarta.
8. Nur Yuwono, 1988, *Hidraulika I*, PT Hanindita Graha Widya, Yogyakarta.
9. Punmia, B. G., 1980, *Soil Mechanic and Foundation*, Standard Book House, New Delhi.
10. Sanglerat, G., 1972, *The Penetrometer and Soil Exploration*, Vol 1, Elseier Publishing Comp., Amsterdam.
11. Suyono Sosrodarsono dan Nakazawa, 1983, *Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi*, PT Pradya Paramita, Jakarta.
12. Teng, W.C., 1980, *Foundation Design*, Pentice Hall of India, New Delhi.
13. Timosenko, S.P., dan Gere, J.M., 1987, *Mechanic of Material* (terjemahan), Erlangga, Jakarta.
14. Ugural, A.C., 1981, *Stresses in Plates and Shells*, Mc Graw-Hill Book Company, New York.



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

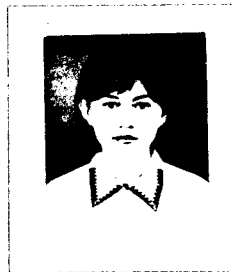
Proposal 1 bl
TA 3 bl
MP
Lampiran 1

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

lo.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	RINI ANGGRAINI ASTUTI	89 310 124		STRUKTUR
2.	RITA SUSA NTY	89 310 107		STRUKTUR

JUDUL TUGAS AKHIR :
ANALISA DAN PERENCANAAN PONDASI KAIKON.
.....

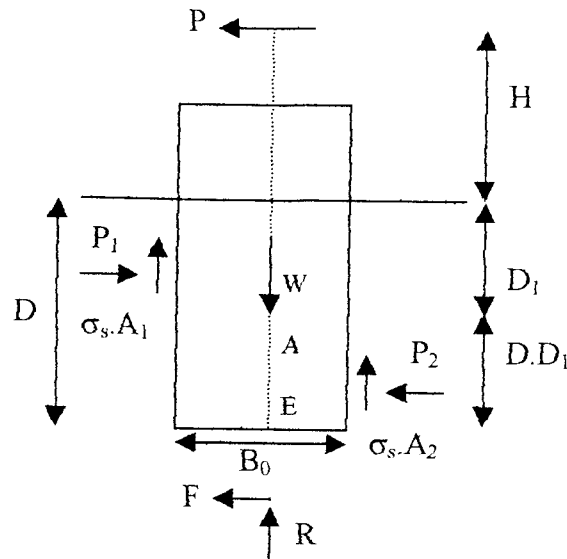
Dosen Pembimbing I : IR.H.M.SAMSUDIN, MT
Dosen Pembimbing II : IR. A. MARZUKO, MT
1 2



Yogyakarta, 07 OKT. 1999
Dekan,

IR.H.TADJUDDIN BM ARTS, MS

Cara menentukan kedalaman/letak pusat rotasi (D_1), reaksi, dan momen yang terjadi pada pondasi kaisan apabila tegangan gesek dinding (σ_s) diketahui.



Gambar 1.A Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi apabila tegangan gesek tanah diketahui.

Menentukan pusat rotasi (D_1)

$$0 = X_1 + X_2 D_1 + X_3 D_1^2 + X_4 D_1^3 \quad \dots\dots\dots (A.1)$$

dengan,

$$X_1 = (P + F)D + \frac{\gamma(K_\rho - K_\alpha)D^3.L}{3}$$

$$X_2 = -(P + F) - \frac{\gamma(K_\rho - K_\alpha)D^2.L}{2}$$

$$X_3 = -\frac{\gamma(K_\rho - K_\alpha)D.L}{6}$$

$$X_4 = \frac{\gamma(K_\rho - K_\alpha)L}{3}$$

Menentukan reaksi dan momen yang terjadi

$$F = \sigma_2(W - \sigma_s \cdot A) = \sigma_2(W - \sigma_s(A_1 + A_2)) \dots \dots \dots (A.2)$$

$$M_3 = M_{B2} - M_{B1} + P(H + D) - \sigma_s(A_1 + A_2) \frac{B_0}{2} \dots \dots \dots (A.2)$$

$$M_3 = \frac{\gamma(K_p - K_\alpha)}{12} L \left[D^3 - D^2 D_1 - 3DD_1^2 + 2D_1^3 \right] + P(H + D) - \sigma_s \cdot K_{ef} (2D_1 - D) \frac{B_0}{2} \dots \dots \dots (A.4)$$

Nilai P_1 , P_2 , M_{E1} , dan M_{E2} dapat dilihat pada persamaan (3.17), (3.18), (3.21), dan (3.22).

dengan,

- P_1, P_2 : reaksi tanah horisontal(kN),
- M_{E1}, M_{E2} : momen terhadap dasar pondasi akibat gaya P_1 dan P_2 (kNm),
- P : beban horisaontal (kN),
- W : beban yang mendukung pondasi dan berat sendiri pondasi (kN),
- F : gesekan tanah pada dasar kaison (kN),
- σ_s : tegangan geser pada dinding kaison (kN/m²),
- A_1, A_2 : luas dinding kaison sedalam D_1 dan $D_1 - D_2$ (m²),
- R : perlawanan ujung pondasi (kN),
- B_0 : lebar efektif kaison (m),
- P_1, P_2 : gaya tanah horisontal (kN).

Tabel 2.A Hubungan antara kepadatan relatif (D_r), jumlah pukulan SPT, sudut gesek internal (ϕ), dan berat volume tanah (γ) pada tanah non kohesif (Bowles, 1986).

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r * 0	0,15	0,35	0,65	0,85	1,00
Standard penetration no. N	4	10	30	50	
Approx. angle of internal friction ϕ^\dagger	25°-30°	27°-32°	30°-35°	35°-40°	38°-43°
Approx. range of moist unit weight, (γ) pef (kN/m^3)	70-100‡ (11-16)	90-115 (14-18)	110-130 (17-20)	110-140 (17-22)	130-150 (20-23)

* USBR [Gibbs and Holtz (1957)].

† After Mayerhof (1956). $\phi = 25 + 25D$, with more than 5 percent fines and $\phi = 30 + 25 D$, with less than 5 percent fines. Use larger values for granular material with 5 percent or less fine sand and silt.

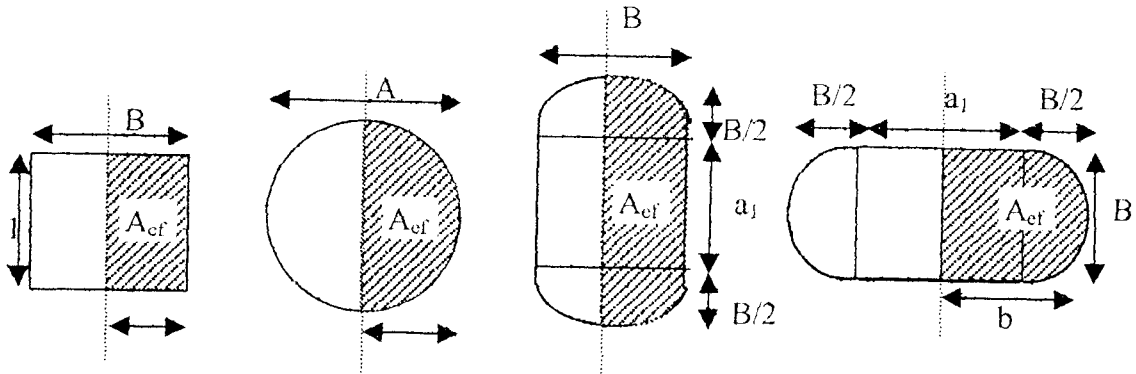
‡ It should be noted that excavated material or material dumped from a truck will weigh 70 to 90 pcf. Material must be quite dense and hard to weigh much over 130 pcf. Values of 105 to 115 pcf for nonsaturated soils are common.

Tabel 2.B Hubungan antara gesekan/lekatan tanah (q_u), jumlah pukulan SPT, dan berat volume tanah saturated pada tanah kohesif (Bowles, 1986).

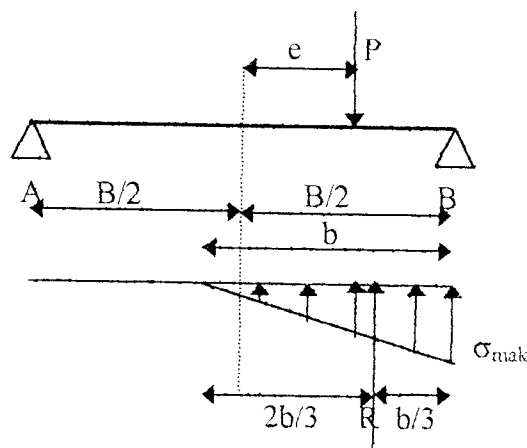
Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very stiff	Hard
q_u , ksf	0,5	1,3	2,0	4,0	8,0	
N, standart Penetration Resistance	2	4	8	16	32	
$\gamma_{(sat)}$, pcf (kN/m^3)	100-120 (16-19)	110-130 (17-20)	120-140 (19-22)			

* These value should be used as a guide only. Local cohesive samples should be tested and the relationship between N and the unconfined compressive strength q_u established as $q_u = KN$.

Cara menentukan luas efektif dan tegangan maksimal pondasi kaison apabila eksentrisitas berada di luar inti ($e > 1/6$).



Gambar 3.A Luas efektif kaison yang mungkin terjadi apabila eksentrisitas berada di luar inti.



Gambar 3.B Tegangan yang terjadi pada dasar pondasi apabila eksentrisitas berada di luar inti.

Jika $\sum M_B = 0$ dan $P = R$, maka

$$P \left(\frac{B}{2} - e \right) = R \cdot \frac{b}{3} \Rightarrow b = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \dots\dots\dots (C.1)$$

Berdasarkan gambar 3.A dan gambar 3.B diperoleh

$$R = A_{ef} \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma_{mak}$$

$$\sigma_{mak} = \frac{2R}{A_{ef}} \dots\dots\dots (C.2)$$

A) tampang persegi

$$A_{ef} = b.e = 3\left(\frac{b}{2} - e\right)l \dots\dots\dots (C.3)$$

B) tampang lingkaran

B.1) jika $b \geq a/2$

$$A_{ef} = \left[1 - \frac{\arccos \frac{a-3e}{a}}{180} \right] \frac{\pi}{4} .a^2 + (a-3e)\sqrt{3e(2a-3e)} \dots\dots\dots (C.4)$$

B.2) jika $b < a/2$

$$A_{ef} = \left[\frac{\arccos \frac{a-3e}{a}}{180} \right] \frac{\pi}{4} .a^2 - (a-3e)\sqrt{3e(2a-3e)} \dots\dots\dots (C.5)$$

C) tampang bulat telur

C.1) gambar 3.A.3 jika $b \geq B/2$

$$A_{ef} = 3.a_1\left(\frac{B}{2} - e\right) + \left[1 - \frac{\arccos \frac{B-3e}{B}}{180} \right] \frac{\pi}{4} .B^2 + (B-3e)\sqrt{3e(2B-3e)} \dots\dots\dots (C.6)$$

C.2) gambar 3.A.3 jika $b < B/2$

$$A_{ef} = 3.a_1\left(\frac{B}{2} - e\right) + \left[\frac{\arccos \frac{B-3e}{B}}{180} \right] \frac{\pi}{4} .B^2 + (B-3e)\sqrt{3e(2B-3e)} \dots\dots\dots (C.7)$$

C.3) gambar 3.A.4 jika $b \geq a_1 + B/2$

$$A_{ef} = a_1 \cdot B \left[1 - \frac{\arccos \frac{3a_1 + 2B - e}{2B}}{180} \right] \frac{\pi}{4} \cdot B^2 + \left(\frac{3}{2} a_1 + B - 3e \right)$$

$$\sqrt{3B(a_1 + 2e) - \frac{9}{4}(a_1 - 2e)^2} \dots\dots\dots (C.8)$$

C.4) gambar 3.A.4 jika $B/2 \leq b \leq a_1 + B/2$

$$A_{ef} = \frac{\pi}{4} \cdot B^2 + B \left(\frac{3}{2} a_1 + B - 3a \right) \dots\dots\dots (C.9)$$

C.5) gambar 3.A.4 jika $b < B/2$

$$A_{ef} = \left[\frac{\arccos \frac{3a_1 + 2B - e}{2B}}{180} \right] \frac{\pi}{4} \cdot B^2 + \left(\frac{3}{2} a_1 + B - 3e \right)$$

$$\sqrt{3B(a_1 + 2e) - \frac{9}{4}(a_1 - 2e)^2} \dots\dots\dots (C.10)$$

Tegangan-tegangan ijin beton pada pondasi

A. Tegangan desak ijin ($\overline{\sigma}_{desak}$)

$$\overline{\sigma}_{desak} = 0,45 \cdot f'_c$$

B. Tegangan tarik ijin ($\overline{\sigma}_{tarik}$)

$$\overline{\sigma}_{tarik} = 0,1 \cdot f'_c \text{ sampai } 0,2 \cdot f'_c$$

C. Tegangan geser ijin ($\overline{\tau}$)

$$\overline{\tau} = \sqrt{f'_c} / 11 (MPa), \text{ untuk pondasi pelat satu arah } (l_x/l_y) > 2,$$

$$\overline{\tau} = \sqrt{f'_c} / 6 (MPa), \text{ untuk pondasi pelat dua arah } (l_x/l_y) \leq 2,$$

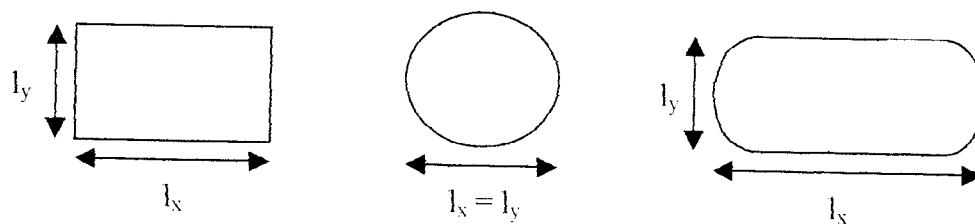
$$(1 \text{ Mpa} = 1000 \text{ kN/m}^2).$$

dengan,

f'_c : kuat desak beton (kN/m^2),

l_x : bentang bersih sisi panjang pelat (m),

l_y : bentang bersih sisi pendek pelat (m),



Gambar 4.A Bentang bersih sisi panjang dan sisi pendek pelat.

Tabel 1 Satuan SI

Besaran	Satuan	Simbol SI
Satuan dasar		
panjang	meter	m
massa	kilogram	kg
waktu	second	s
arus listrik	ampere	A
temperatur thermodynamik	Kelvin	K
jumlah larutan	mole	mol
intensitas cahaya	Candela	Cd
Satuan tambahan		
sudut datar	radian	rad
sudut ruang	Steradian	St

Tabel 2. Pengembangan Satuan SI dalam bidang Geoteknik

Besaran	Satuan	Simbol SI	Formula
Luas	meter persegi	-	m^2
Volume	meter kubik	-	m^3
Massa per satuan volume	kilogram per meter kubik	-	kg/m^3
Kecepatan/ permeabilitas	meter per sekon	-	m/s
Percepatan	meter per sekon kwadrat	-	m/s^2
Debit	meter kubik per sekon	-	m^3/s
Usaha, energi	joule	J	$N \cdot m$
Gaya berat	newton	N	$kg \cdot m/s^2$
Tenaga	watt	W	J/s
Tekanan/ tegangan	pascal	Pa	N/m^2
Berat volume	newton per meter kubik	-	N/m^3
Viskositas	pascal-sekon (Poiseuille)	-	$Pa \cdot s$

Tabel 3. Prefixes yang digunakan

Prefix	Simbol SI	Faktor perkalian
tera	T	10^{12}
giga	G	10^9
mega	M	10^6
kilo	k	10^3
hekto	h	10^2
deka	da	10^1
deci	d	10^{-1}
centi	c	10^{-2}
milli	m	10^{-3}
midro	μ	10^{-6}
nano	n	10^{-9}
pico	p	10^{-12}
fento	f	10^{-15}
atto	a	10^{-18}

Tabel 4. Hubungan antara sistem satuan

Besaran	Satuan					
	SI	Simbol	MKS	Simbol	CGS	Simbol
panjang	meter	m/km	meter	m/km	centimeter	cm/m
massa	kilogram	kg/t	gravie	-	gram	g
waktu	sekon	s	sekon	s	sekon	s
gaya	newton	N/kN	kilogram gaya	kgf/tf	dyne	-
tekanan/ tegangan	paskal	Pa/k Pa/ Mpa	kilogram gaya/m ²	kgf/m ² tf/m ²	barye	bar
Usaha	joule	J/kJ	kilogram meter	kgf m/tfm	erg	joule m

Tabel 5. Konvensi Satuan gaya ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$)

	Newton (N)	deka newton (da N)	kilo newton (k N)	kilogram gaya (kgf)	ton gaya (tf)	Dyne
newton	1	10^{-1}	10^{-3}	$1,02 \cdot 10^{-1}$	$1,02 \cdot 10^{-4}$	10^5
dekanewton	10	1	10^{-2}	1,02	$1,02 \cdot 10^{-3}$	10^6
kilonewton	10^3	10^2	1	$1,02 \cdot 10^2$	$1,02 \cdot 10^{-1}$	10^8
kilogram gaya	9,81	$9,81 \cdot 10^{-2}$	$9,81 \cdot 10^{-3}$	1	10^{-3}	$9,81 \cdot 10^5$
ton gaya	$9,81 \cdot 10^3$	$9,81 \cdot 10^2$	9,81	10^3	1	$9,81 \cdot 10^8$
dyne	10^{-5}	10^{-6}	10^{-8}	$1,02 \cdot 10^{-6}$	$1,02 \cdot 10^{-9}$	1

Tabel 6. Konversi satuan tekanan / tegangan ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

	Pa	bar	barye	Kg/cm ²	t/m ²	cm air	atm
Pascal	1	10^{-5}	10	$1,02 \cdot 10^{-5}$	$1,02 \cdot 10^{-4}$	$1,02 \cdot 10^{-2}$	$9,869 \cdot 10^{-6}$
Bar	10^{-5}	1	10^6	1,02	10,2	$1,02 \cdot 10^3$	$9,869 \cdot 10^{-1}$
Barye	0,1	10^{-6}	1	$1,02 \cdot 10^{-6}$	$1,02 \cdot 10^{-5}$	$1,02 \cdot 10^{-3}$	$9,869 \cdot 10^{-7}$
kg/cm ²	$9,81 \cdot 10^4$	$9,81 \cdot 10^1$	$9,81 \cdot 10^5$	1	10	10^3	$9,681 \cdot 10^{-1}$
t/m ²	$9,81 \cdot 10^3$	$9,81 \cdot 10^{-2}$	$9,81 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^{-1}$	1	10^2	$9,681 \cdot 10^{-2}$
cm air	$9,81 \cdot 10^1$	$9,81 \cdot 10^{-4}$	$9,81 \cdot 10^2$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$	1	$9,681 \cdot 10^{-4}$
Amosfir	$1,0133 \cdot 10^5$	1,0133	$1,0133 \cdot 10^6$	1,033	$1,033 \cdot 10^1$	$1,033 \cdot 10^3$	1

$$1 \text{ kPa} = 1000 \text{ Pa} = 1,02 \cdot 10^{-2} \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ kPa} \approx 10 \text{ gr/cm}^2$$

Konversi Satuan Berat Volume

$$1 \text{ kN/m}^3 = 0,102 \text{ tf/m}^3$$

Khusus untuk air

$$\gamma_{\text{air}} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \text{ biasa diambil}$$

$$\gamma_{\text{air}} = \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Konversi Satuan Usaha,

$$1 \text{ Joule} = 0,102 \text{ kg.m} = 1,02 \cdot 10^{-4} \text{ t.m}$$

$$1 \text{ kgf.m} = 9,81 \text{ Joules}$$

$$1 \text{ tfm} = 9,81 \cdot 10^3 \text{ Joules}$$

Konversi Satuan Viskositas Dinamik,

$$1 \text{ pascal-sekon (Pa.s)} = 10 \text{ poise (Po) CGS}$$

Dalam keperluan-keperluan praktis percepatan gravitasi (g) diambil = 10 m/s^2 ,
untuk memudahkan dalam konservasi satuan.