

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS PONDASI RAKIT PADA  
TANAH LEMPUNG LUNAK  
DENGAN PEMBEBANAN STATIS**



Oleh :

**DODY IRAWAN**

---

No. Mhs. 91310145

Nirm. 910051013114120140

**MULYATI TANDA**

---

No. Mhs. 92310003

Nirm. 920051013114120003

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
1997**

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS PONDASI RAKIT  
PADA TANAH LEMPUNG LUNAK  
DENGAN PEMBEBANAN STATIS**

**Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia  
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh  
derajat Sarjana Teknik Sipil**

Oleh :

**DODY IRAWAN**

**No. Mhs. 91310145**

**Nirm. 910051013114120140**

**MULYATI TANDA**

**No. Mhs. 92310003**

**Nirm. 920051013114120003**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
1997**

**HALAMAN PENGESAHAN TUGAS AKHIR**

**ANALISIS PONDASI RAKIT  
PADA TANAH LEMPUNG LUNAK  
DENGAN PEMBEBANAN STATIS**

Oleh :

DODY IRAWAN

No. Mhs. 91310145

Nirm. 910051013114120140

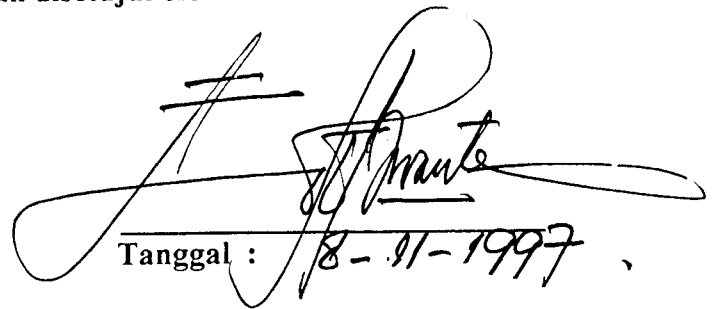
MULYATI TANDA

No. Mhs. 92310003

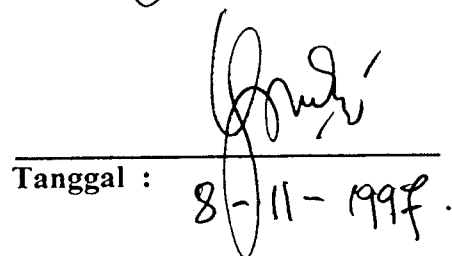
Nirm. 920051013114120003

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

DR. Ir. Edy Purwanto, CES, DEA  
Dosen Pembimbing I

  
Tanggal : 8-11-1997

Ir. Bambang Sulistiono, MSCE  
Dosen Pembimbing II

  
Tanggal : 8-11-1997

## MOTTO

*"..... Allah meninggikan orang yang beriman diantara kamu dan orang-orang yang diberi ilmu pengetahuan, beberapa derajat ....."*

**(Al-Quran : Al-Mujadalah ayat 11)**

*Katakantlah : "Samakantlah orang-orang yang berpengetahuan dengan orang-orang yang tidak berpengetahuan, sesungguhnya yang mendapat pelajaran hanyalah orang-orang yang mempunyai pikiran."*

**(Al-Quran : Al-Zumar ayat 11)**

*"Dan janganlahkamu mengikuti apa yang kamu tidak mempunyai pengetahuan tentangnya. Sesungguhnya pendengaran, penglihatan dan hati, semuanya akan diminta pertanggungjawab."*

**(Al-Quran : Al-Isro ayat 11)**

*"Ilmu lebih baik daripada harta, karena ilmu akan menjaga kamu dan semakin berkembang bila dimanfaatkan, sedangkan harta kamulah yang menjaga dan akan habis bila dinafkahkan."*

**(Ali bin Abi Thalib r.a.)**

*Dipersembahkan khusus untuk :*

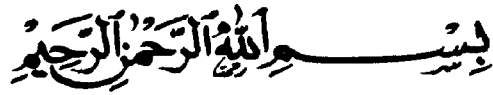
*Keluarga Bapak Drs. Rustam Effendy*

*Keluarga Bapak Muhammad Tanda*

*Keluarga besar Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan*

*Keluarga besar Universitas Islam Indonesia*

## KATA PENGANTAR



*Assalamu 'Alaikum Wr. Wb.*

Puji syukur penyusun panjatkan ke hadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Perencanaan Pondasi Dangkal pada Tanah Lempung Lunak dengan Pembebanan Statis”.

Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan kurikulum guna mencapai gelar kesarjanaan pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam pengerjaan tugas akhir, penyusun telah banyak mendapatkan bantuan, bimbingan dan pengarahan dari berbagai pihak. Pada kesempatan ini perkenankan penyusun mengucapkan terimakasih kepada :

1. Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
2. Bapak Dr. Ir. Edy Purwanto, CES, DEA, selaku dosen pembimbing I, yang telah banyak memberi bimbingan kepada penyusun dalam penulisan tugas akhir,
3. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku dosen pembimbing II, yang telah banyak memberikan bimbingan kepada penyusun dalam penulisan tugas akhir dan selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,

4. Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji,MS, selaku dosen tamu pada ujian pendadaran,
5. Bapak, ibu, kakak, serta adik-adik yang telah banyak memberi bantuan dan dorongan moril maupun materil dalam penyusunan tugas akhir ini,
6. Pihak-pihak lain yang tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu.

Penyusun menyadari dalam penyusunan tugas akhir ini masih banyak kekurangan, disebabkan keterbatasan pengetahuan akan lahan gambut itu sendiri. Untuk itu penyusun mengharapkan kritik dan saran yang bersifat konstruktif dalam pengembangan di masa datang.

Akhir kata, penyusun berharap semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penyusun khususnya dan pembaca umumnya. Semoga Allah SWT memberkati kita semua. Amiin.

*Wassalamu 'Alaikum Wr. Wb.*

Yogyakarta, Oktober 1997

(Penyusun)

## DAFTAR ISI

Halaman judul .....	i
Halaman Pengesahan .....	ii
Halaman Motto .....	iii
Halaman Persembahan .....	iv
Kata Pengantar .....	v
Daftar Isi .....	vii
Daftar Tabel .....	x
Daftar Gambar .....	xii
Daftar Lampiran .....	xiv
Daftar Notasi .....	xv
Intisari .....	xviii
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Maksud dan Tujuan .....	2
1.3 Manfaat .....	2
1.4 Metodologi Penelitian .....	3
1.5 Batasan Masalah .....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1 Klasifikasi Tanah .....	5
2.2 Pondasi .....	10
2.3 Sebaran Tanah di Bawah Pondasi .....	13



2.4	Penurunan .....	16
BAB III	LANDASAN TEORI .....	19
3.1	Analisis Daya Dukung Tanah .....	19
3.1.1	Analisis daya dukung tanah menurut Terzaghi .....	20
3.1.2	Analisis daya dukung tanah menurut Hansen .....	29
3.2	Analisis Penurunan .....	32
BAB IV	PERENCANAAN JENIS PONDASI .....	40
4.1	Penentuan Lokasi .....	40
4.2	Hasil Survei Geoteknik Lapangan dan Laboratorium .....	41
4.3	Perencanaan Jenis Pondasi .....	45
BAB V	PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN .....	50
5.1	Perhitungan Pondasi pada Titik B/TL-I/17 .....	52
5.1.1	Perhitungan pondasi rakit .....	54
5.1.2	Perhitungan pondasi telapak menerus .....	66
5.2	Perhitungan Pondasi pada Titik B/SL/17 .....	70
5.2.1	Perhitungan pondasi rakit .....	70
5.2.2	Perhitungan pondasi telapak menerus .....	78
5.3	Pembahasan .....	86
5.3.1	Daya dukung tanah .....	86
5.3.2	Penurunan .....	90
BAB VI	KESIMPULAN DAN SARAN .....	93
6.1	Kesimpulan .....	93
6.2	Saran .....	95

Penutup .....	97
Daftar Pustaka .....	98
Lampiran .....	99

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Klasifikasi tanah sistem USC .....	7
Tabel 2.2	Nilai-nilai penurunan yang dapat ditolerir untuk bangunan dan nilai-nilai penurunan maksimum yang dianjurkan .....	18
Tabel 3.1	Nilai-nilai faktor daya dukung menurut Terzaghi .....	25
Tabel 3.2	Nilai-nilai faktor daya dukung menurut Hansen .....	31
Tabel 3.3	Perkiraan angka poison .....	34
Tabel 3.4	Faktor-faktor pengaruh $I_m$ dan $I_p$ untuk pondasi kaku, dan faktor pengaruh untuk pondasi fleksibel .....	35
Tabel 3.5	Perkiraan modulus elastis .....	35
Tabel 3.6	Hubungan faktor waktu dan derajat konsolidasi .....	38
Tabel 4.1	Rangkuman hasil uji laboratorium pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17 .....	44
Tabel 5.1	Hasil perhitungan dimensi, kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi rakit pada titik B/TL-I/17 .....	61
Tabel 5.2	Hasil perhitungan kapasitas daya dukung dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/TL-I/17 .....	61
Tabel 5.3	Hasil perhitungan dimensi, kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi telapak menerus pada titik B/SL/17 .....	77
Tabel 5.4	Hasil perhitungan kapasitas daya dukung dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/SL/17 .....	77

Tabel 5.5	Komparasi hasil perhitungan daya dukung tanah pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17 .....	88
Tabel 5.6	Komparasi hasil perhitungan penurunan pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17 .....	91

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Reaksi tanah akibat beban titik sentris .....	13
Gambar 2.2	Reaksi tanah akibat beban terbagi rata .....	14
Gambar 2.3	Reaksi tanah akibat beban momen .....	14
Gambar 2.4	Reaksi tanah akibat beban eksentrisitas di dalam teras .....	15
Gambar 2.5	Reaksi tanah akibat beban eksentrisitas di luar teras .....	15
Gambar 3.1	Bentuk keruntuhan dalam analisis aya dukung tanah menurut Terzaghi .....	20
Gambar 3.2	Grafik faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk keruntuhan geser umum .....	25
Gambar 3.3	Grafik faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk keruntuhan geser lokal .....	26
Gambar 3.4	Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung .....	28
Gambar 3.5	Grafik faktor daya dukung tanah menurut Hansen .....	31
Gambar 3.6	Penyebaran tegangan dengan metode 2:1 .....	33
Gambar 4.1	Macam-macam kombinasi pondasi dangkal .....	45
Gambar 5.1	Potongan melintang denah untuk pembebanan .....	51
Gambar 5.2	Denah daerah pembebanan .....	51
Gambar 5.3	Rangka kuda-kuda untuk pembebanan .....	52
Gambar 5.4	Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung tanah ultimit pada titik B/TL-I/17 .....	62

Gambar 5.5 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan penurunan pondasi pada titik B/TL-I/17 .....	63
Gambar 5.6 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan luas alas pondasi pada titik B/TL-I/17 .....	64
Gambar 5.7 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung tanah ultimit dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/TL-I/17 .....	65
Gambar 5.8 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung tanah ultimit pada titik B/SL/17 .....	78
Gambar 5.9 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan penurunan pondasi pada titik B/SL/17 .....	79
Gambar 5.10 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan luas alas pondasi pada titik B/SL/17 .....	81
Gambar 5.11 Tumpang tindih penyebaran tekanan akibat letak pondasi yang berdekatan .....	89

## DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Peta situasi daerah survai
- Lampiran 2 Peta lokasi uji - Telang I
- Lampiran 3 Rangkuman hasil uji laboratorium pada titik B/TL-I/16, B/TL-I/17 dan B/TL-I/18
- Lampiran 4 Hasil sondir (CPT) pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 5 Hasil pemboran pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 6 Hasil uji konsolidasi pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 7 Hasil CU triaxial test pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 8 Peta lokasi uji – Saleh
- Lampiran 9 Rangkuman hasil uji laboratorium pada titik B/TL-I/16, B/TL-I/17 dan B/TL-I/18
- Lampiran 10 Hasil sondir (CPT) pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 11 Hasil pemboran pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 12 Hasil uji konsolidasi pada titik B/TL-I/17
- Lampiran 13 Hasil CU triaxial test pada titik B/TL-I/17

## DAFTAR NOTASI

$A$	= luas total pondasi rakit ( $m^2$ )
$B$	= lebar pondasi (m)
$c$	= kohesi tanah ( $kN/m^2$ )
$c'$	= kohesi tanah efektif ( $kN/m^2$ )
$C_c$	= indeks pemampatan
$C_r$	= indeks pemampatan prakonsolidasi
$C_v$	= koefisien konsolidasi (m/s)
$C_\alpha$	= kemiringan indeks pemampatan sekunder
$d_c, d_q, d_\gamma$	= faktor kedalaman pondasi analisis Brinch Hansen
$d_w$	= kedalaman muka air tanah (m)
$D_f$	= kedalaman pondasi (m)
$e$	= angka pori
$e_o$	= angka pori awal
$e_l$	= angka pori saat berakhirnya konsolidasi
$e_p$	= angka pori saat berakhirnya konsolidasi primer
$e_x, e_y$	= koordinat gaya-gaya resultan pada pondasi rakit ( $m^2$ )
$E$	= modulus Young (Mpa)
$g$	= percepatan akibat gaya tarik bumi (kN)
$H$	= tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
$I_p$	= faktor pengaruh pondasi



$I_x, I_y$	= momen inersia terhadap sumbu x dan y ( $m^4$ )
$IP$	= indeks platisitas (%)
$K_{py}$	= koefisien tekanan tanah pasif tegak lurus pada suatu bidang
$L$	= panjang pondasi (m)
$N_c, N_q, N_\gamma$	= faktor-faktor daya dukung pada kondisi keruntuhan geser umum
$N'_c, N'_q, N'_\gamma$	= faktor-faktor daya dukung pada kondisi keruntuhan geser lokal
$P$	= beban terpusat (kN)
$p_o$	= tekanan overburden pada dasar pondasi ( $kN/m^2$ )
$p_c$	= tekanan prakonsolidasi ( $kN/m^2$ )
$q$	= daya dukung tanah di bawah dasar pondasi ( $kN/m^2$ )
$q_a$	= daya dukung tanah di bawah dasar pondasi yang diizinkan ( $kN/m^2$ )
$q_u$	= daya dukung ultimit tanah di bawah dasar pondasi ( $kN/m^2$ )
$Q$	= beban total (kN)
$s_c, s_q, s_\gamma$	= faktor bentuk pondasi analisis Brinch Hansen
$S_c$	= penurunan konsolidasi primer (m)
$S_i$	= penurunan segera (m)
$S_s$	= penurunan konsolidasi sekunder (m)
$S_t$	= penurunan total (m)
$t$	= waktu penurunan konsolidasi primer (tahun)
$t_1$	= waktu setelah konsolidasi primer berakhir (tahun)
$t_2$	= waktu penurunan konsolidasi sekunder (tahun)
$T_v$	= faktor waktu
$U$	= derajat konsolidasi (%)

$U$	= derajat konsolidasi (%)
$z$	= kedalaman dari dasar pondasi ke elevasi di dalam tanah peningkatan tegangan hendak diketahui (m)
$\Delta e$	= perubahan angka pori akibat pembebanan
$\Delta p$	= penambahan tegangan ( $\text{kN/m}^2$ )
$\gamma_b$	= berat volume tanah basah ( $\text{kN/m}^3$ )
$\gamma_d$	= berat volume tanah kering ( $\text{kN/m}^3$ )
$\gamma_w$	= berat volume air ( $\text{kN/m}^3$ )
$\gamma'$	= berat volume tanah efektif ( $\text{kN/m}^3$ )
$\phi$	= sudut gesek dalam tanah ( $^\circ$ )
$\phi'$	= sudut gesek dalam tanah efektif ( $^\circ$ )
$\pi$	= 3,14

## INTISARI

*Tanah mempunyai peranan yang sangat penting pada suatu pekerjaan konstruksi, karena tanah merupakan dasar perletakan pondasi bangunan. Daya dukung ditentukan oleh sifat-sifat tanah yang ada. Pada kondisi tanah yang lunak, seperti tanah gambut, rawa maupun lempung lunak, sangat sulit didapat lapisan tanah keras sebagai pendukung pondasi, sehingga daya dukung tanah randah dan luas alas pondasi menjadi besar.*

*Studi literatur ini bermaksud mencari suatu solusi dengan menggunakan pondasi dangkal untuk bangunan rumah tinggal sederhana berdasarkan data-data geoteknik lapangan dan laboratorium pada sampel tanah di daerah Telang-Saleh, Sumatera Selatan. Melihat kondisi tanah yang sangat lunak, dipilih pondasi rakit dengan maksud untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar dan penurunan yang tidak melampaui batas-batas penurunan yang diizinkan. Dari hasil perhitungan daya dukung tanah dan penurunan yang terjadi, pondasi rakit merupakan alternatif jenis pondasi untuk bangunan rumah tinggal sederhana pada daerah Telang-Saleh, Sumatera Selatan.*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pertanian merupakan salah satu sumber pendapatan yang besar. Kebutuhan akan lahan pertanian terus meningkat yang mengakibatkan pembukaan dan pengembangan lahan-lahan baru, termasuk tanah yang mengandung gambut atau tanah lunak ("soft soil"). Salah satu propinsi di Indonesia yang banyak memiliki lahan gambut ataupun tanah-tanah lunak adalah Propinsi Sumatera Selatan, yang dewasa ini tengah melaksanakan proyek reklamasi rawa pasang surut di daerah Telang-Saleh, kurang lebih 60 km sebelah utara kota Palembang, dengan luas kawasan proyek meliputi areal  $\pm 15.000$  ha. Berdasarkan hasil pengamatan lapangan menunjukkan bahwa tanah di daerah Telang-Saleh adalah tanah rawa yang terisi oleh material aluvial yang diendapkan dalam suasana payau/marin bertekstur lempung ("clay") yang ada kalanya bercampur dengan gambut atau berupa tanah gambut murni.

Sebagai penunjang pertanian, dibutuhkan prasarana fisik sebagai fasilitas utama bagi para petani. Salah satunya adalah sarana tempat tinggal yang memadai baik dari segi kenyamanan, keamanan maupun dari segi biaya yang dikeluarkan.

Umumnya pondasi yang digunakan untuk pondasi rumah tinggal adalah pondasi langsung dengan pasangan batu bata atau batu kali. Ukuran atau dimensi pondasi yang dibuat masih berdasarkan pada kira-kira dan kebiasaan. Untuk kondisi tanah lempung lunak dengan sudut gesek dalam tanah yang kecil serta nilai sondir sangat rendah, maka perlu analisis lebih lanjut untuk menentukan pondasi yang dapat mendukung konstruksi secara keseluruhan.

Dalam perhitungannya terdapat berbagai macam jenis pondasi dangkal yang dapat digunakan antara lain pondasi telapak menerus, pondasi telapak gabungan dan pondasi rakit. Dari jenis-jenis pondasi tersebut, jenis pondasi rakit diperkirakan paling cocok untuk tanah yang lunak sebab pondasi jenis rakit dapat digunakan untuk tanah yang mempunyai daya dukung rendah dengan beban yang besar.

## **1.2 Maksud dan Tujuan**

Studi literatur perencanaan pondasi dangkal pada tanah lempung lunak dengan pembebanan statis bertujuan untuk melakukan perencanaan pondasi dangkal dengan menggunakan jenis pondasi rakit dan jenis pondasi telapak menerus sebagai pembanding, pada kondisi tanah lempung lunak di daerah Telang Saleh, Sumatera Selatan. Selain itu dimaksudkan pula untuk mempelajari dan mencari jenis pondasi dangkal yang cocok untuk tanah lempung lunak.

## **1.3 Manfaat**

Manfaat yang diharapkan secara umum adalah agar nantinya hasilnya dapat

digunakan untuk mendisain pondasi dangkal untuk bangunan perumahan pada daerah dengan kondisi tanah lempung lunak, ataupun sebagai perbandingan sehingga dalam pelaksanaan pekerjaan pondasi dapat dicapai suatu hasil yang baik dan efisien.

#### **1.4 Metodologi Penelitian**

Secara garis besar langkah-langkah penelitian dilakukan sebagai berikut ini.

1. Data-data mengenai kondisi tanah dari lokasi Telang Saleh, Sumatera Selatan, dikumpulkan.
2. Beberapa pustaka mengenai perancangan suatu pondasi dangkal pada suatu tanah dengan kondisi tanah lempung lunak ditelaah.
3. Beban bangunan rumah tinggal (rumah sederhana) yang dilimpahkan pada pondasi ditetapkan.
4. Dihitung dimensi pondasi dangkal dengan mengambil suatu titik pada lokasi Telang Saleh, Sumatera Selatan.

#### **1.5 Batasan Masalah**

Untuk lebih tajamnya telaah dari analisis, digunakan batasan ruang lingkup dalam menganalisa sebagai berikut ini.

1. Kondisi tanah gambut/lempung lunak dan data-data lapangan maupun laboratorium sesuai dengan hasil penelitian PT. Puser Bumi Consultant di daerah Telang Saleh, Sumatera Selatan.
2. Perancangan pondasi dikhususkan untuk bangunan rumah tinggal yang

- tidak bertingkat (rumah sederhana).
3. Pondasi yang digunakan adalah pondasi dangkal jenis pondasi rakit dan pondasi telapak menerus sebagai pembanding.
  4. Daya dukung tanah dianalisis dengan metode Terzaghi (1943) dan metode Hansen (1970) sebagai pembanding.
  5. Perencanaan pembebanan pondasi didasarkan atas pembebanan statis.
  6. Pondasi terletak pada kedalaman 1 m dari permukaan tanah,

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Klasifikasi Tanah**

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai bahan butiran mineral-mineral padat yang tidak tersementasi yang dimungkinkan bercampur bahan-bahan organik dan zat cair, serta udara yang mengisi ruang-ruang kosong diantara butiran-butiran padat tersebut (Braja M.Das, 1988). Proses terjadinya tanah dari pelapukan batuan dapat terjadi secara mekanis maupun kimia. Pelapukan mekanis dapat disebabkan oleh perubahan panas dan dingin yang terus menerus akibat cuaca, sedangkan pelapukan kimia merupakan suatu proses pelapukan yang berasal dari mineral batuan induk menjadi mineral-mineral baru melalui reaksi kimia.

Tanah mempunyai peranan yang penting pada suatu pekerjaan konstruksi terutama sebagai pondasi pendukung bangunan, untuk itu perlu diketahui sifat-sifat dan lapisan tanah dalam suatu konstruksi. Penyelidikan kondisi lapisan tanah setempat merupakan prasyarat bagi perancangan elemen bangunan bawah (“substructure”), selain itu informasi yang memadai diperlukan untuk pengkajian kemungkinan (“feasibility”) dan ekonomi dari proyek yang diusulkan (J.E.Bowles, 1991). Berbagai macam metode digunakan untuk melakukan penyelidikan tanah,



metode yang paling tepat adalah pemboran (“boring”) ke dalam tanah untuk mengumpulkan contoh bahan pada pengujian visual maupun pengujian laboratorium. Untuk memperoleh hasil kualifikasi yang obyektif, biasanya tanah secara sepintas dibagi dalam tanah yang berbutir kasar dan berbutir halus berdasarkan hasil analisis mekanis, selanjutnya tahap klasifikasi tanah berbutir halus diadakan berdasarkan percobaan konsistensi (Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1983).

Dari beberapa sistem klasifikasi yang ada, terdapat dua sistem klasifikasi, yang didasarkan pada tekstur tanah dan plastisitas tanah yaitu sistem AASHTO dan sistem USC (“Unified Soil Classification”). Sistem klasifikasi AASHTO pada umumnya dipakai oleh departemen jalan raya sedangkan sistem USC pada umumnya dipakai untuk keperluan-keperluan teknik yang lain (Braja M. Das, 1991). Berdasarkan sistem USC, tanah dibagi menjadi tiga kelompok besar yaitu tanah berbutir kasar (“coarse grained”), tanah berbutir halus (“fine grained”) dan tanah dengan kandungan organik yang sangat tinggi. Suatu tanah dianggap sebagai tanah berbutir halus apabila lebih dari 50% lolos ayakan nomor 200 (0,074 mm) dan dikatakan berbutir kasar apabila kurang dari 50% berat total contoh tanah yang lolos ayakan nomor 200 (0,074 mm) (Terzaghi, Ralph B. Peck, 1987). Selanjutnya tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus dibagi lagi menjadi beberapa kelompok yang diberi simbol dengan menggunakan dua huruf sesuai dengan klasifikasinya. Tanah dengan kandungan organik sangat tinggi seperti tanah gambut atau tanah rawa dengan kompresibilitas tinggi, tidak dibagi lagi dan ditempatkan pada satu kelompok berdasarkan identifikasi visual. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam tabel 2.1.

Tabel 2.1 Klasifikasi tanah sistem USC

Divisi utama		Simbol kelompok	Nama jenis	Kriteria klasifikasi		
Tanah berbutir kasar 50% butiran tertahan saringan no. 200 (0,75 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ antara 1 dan 3  Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW		
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus			
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$  Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$  Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas maka dipakai simbol	
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung		
	Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Pasir bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ antara 1 dan 3  Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
			SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus		
		Pasir banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$  Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$  Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas maka dipakai simbol	
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		
		Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488
				CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus	
OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah					
Lanau dan lempung batas cair lebih dari 50%	MH		Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis			
	CH		Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk			
	OH		Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi			
Tanah dengan kadar organik tinggi		Pt	Gambut, dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi			

Sumber : Teknik Pondasi I, Hary C.H., 1996

Huruf pertama pada pemberian nama kelompoknya adalah merupakan singkatan dari jenis-jenis tanah yaitu :

- G = kerikil (“gravel”)
- S = pasir (“sand”)
- M = lanau (“silt”)
- C = lempung (“clay”)
- O = organik (“organic”)
- Pt = gambut (“peat”)

Huruf-huruf kedua dari klasifikasi dinyatakan dalam istilah :

- W = gradasi baik (“well graded”)
- P = gradasi buruk (“poor graded”)
- L = plastisitas rendah (“low plasticity”)
- H = plastisitas tinggi (“high plasticity”)

Sifat kohesi tanah adalah sifat tarik menarik antara partikel atau butiran di dalam tanah, nilai kohesi tanah dapat dicari melalui penelitian laboratorium. Tanah yang mempunyai nilai kohesi besar (tanah kohesif), sebagian besar butiran tanahnya terdiri dari butiran halus, seperti : lempung, lempung berlanau, lempung berkerikil.

Tanah-tanah kohesif umumnya bersifat :

1. kuat geser rendah,
2. kembang susut tinggi,
3. kuat geser berkurang jika kadar air bertambah,
4. volume akan berubah dengan bertambahnya waktu akibat beban yang konstan,
5. “impermeability” (sulit meloloskan air).

Kuat geser tanah merupakan perlawanan internal tanah terhadap keruntuhan sepanjang bidang geser dalam tanah. Harga parameter-parameter kuat geser dapat ditentukan di laboratorium dengan dua cara yaitu uji tekan bebas dan uji triaksial. Di antara keduanya, uji triaksial yang paling dapat diandalkan untuk menentukan parameter kuat geser. Ada tiga tipe standar dari uji triaksial yang biasa dilakukan yaitu “consolidated drained test”, “consolidated undrained test” dan “unconsolidated undrained test” (Mekanika Tanah jilid 2, Braja M.Das, 1994).

Plastisitas adalah kemampuan tanah untuk tetap melekat satu sama lain. Untuk mendefinisikan plastisitas tanah kohesif, diperlukan kedudukan fisik tanah tersebut pada kadar air tertentu yang disebut konsistensi. Konsistensi tanah kohesif pada kondisi alamnya dinyatakan dalam istilah lunak, sedang dan kaku. Atterberg (1911) memberikan cara dengan membagi kedudukan fisik tanah lempung pada kadar air tertentu, dengan kadar air pada kedudukan padat, semipadat, plastis dan cair. Masing-masing kedudukan kadar airnya dipisahkan oleh batas susut, batas plastis dan batas cair. Batas cair yaitu nilai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan plastis. Jika kadar air berkurang, butiran-butiran menjadi mendekat satu sama lain sehingga mencapai kedudukan batas plastis, yaitu kadar air tanah pada kedudukan antara plastis dan semipadat. Pada pengurangan air selanjutnya, saat butiran-butiran tak dapat mendekat lagi, tanah menjadi retak-retak. Kadar air pada kondisi demikian disebut batas susut. Pada kedudukan batas susut, pengurangan kadar air tidak mengakibatkan perubahan volume tanah.

## 2.2 Pondasi

Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu struktur bawah atau pondasi. Pondasi merupakan bagian dari struktur yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi meneruskan beban konstruksi ke lapisan tanah yang berada di bawah pondasi (Dr. B.C.Punmia, 1981). Perencanaan pondasi dikatakan memenuhi syarat jika beban yang didukung pondasi atau beban yang diteruskan pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan daya dukung izin tanah yang bersangkutan. Jika kekuatan daya dukung izin tanah lebih kecil dari beban yang diterima oleh tanah tersebut, maka kerusakan konstruksi di atas pondasi akan terjadi akibat penurunan yang berlebihan dan keruntuhan tanah.

Didasarkan atas beban yang ditopang oleh tanah, pondasi dibagi menjadi dua yaitu (J.E.Bowles, 1991) :

1. pondasi dangkal, sebagai alas, telapak menerus, telapak sebar atau pondasi rakit. Rasio kedalaman ( $D$ ) dengan lebar ( $B$ ) adalah  $D \leq B$ ,
2. pondasi dalam, sebagai tiang pancang, tembok atau tiang yang dibor atau kaison yang dibor. Rasio kedalaman ( $D$ ) dengan lebar alas ( $B$ ) adalah  $D > 4$  sampai  $5B$ .

Perbedaan yang utama antara kedua jenis pondasi tersebut adalah pondasi dangkal lebih banyak menyebarkan beban secara horisontal, sedangkan pondasi dalam lebih banyak menyebarkan bebannya secara vertikal.

Untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai perlu dilihat persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi antara lain (J.E.Bowles, 1987):

1. kedalaman harus memadai untuk menghindarkan pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi khususnya untuk pondasi telapak dan pondasi rakit,
2. kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman,
3. sistem harus aman terhadap penggulingan, rotasi, penggelinciran atau pergeseran tanah (kegagalan kekuatan geser),
4. sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat di dalam tanah,
5. metode pemasangan pondasi harus seekonomis mungkin,
6. pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus dapat ditolerir oleh elemen pondasi dan elemen bangunan atas,
7. pondasi dan konstruksinya harus memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.

Pemilihan jenis pondasi berdasarkan keadaan tanah yang bersangkutan dapat diuraikan sebagai berikut (Suyono.S dan Kazuto.N, 1990) :

1. bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 m di bawah permukaan tanah, pondasinya adalah pondasi telapak (“spread foundation”),
2. bila tanah pendukung pondasi terletak sekitar 10 m di bawah permukaan tanah, dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang apung (“floating pile foundation”),

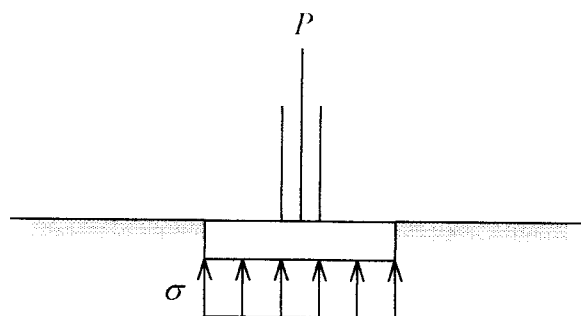
3. bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 20 m di bawah permukaan tanah, akan ditentukan oleh penurunan (“settlement”) yang diizinkan. Bila tidak boleh terjadi penurunan, biasanya digunakan pondasi tiang pancang (“pile driven foundation”), tetapi bila terdapat batu besar (“cobble stones”) pada lapisan antara maka pemakaian kaisan lebih menguntungkan,
4. bila tanah pendukung terletak pada kedalaman sekitar 30 m di bawah permukaan tanah, biasanya dipakai kaisan terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat,
5. bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 m di bawah permukaan tanah, yang paling baik adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

Untuk lapisan lempung, pembuatan bangunan di atasnya akan menimbulkan tegangan pori, yang tidak akan segera menyusut. Biasanya waktu yang diperlukan untuk penyusutan tegangan air pori jauh lebih lama daripada waktu yang diperlukan untuk mendirikan bangunan di atasnya. Oleh karena itu kekuatan geser lempung akan banyak mengalami perubahan selama masa pembangunan, sehingga daya dukung lempung biasanya dihitung dengan memakai nilai kekuatan geser sebelum bangunan didirikan, yaitu kekuatan geser “undrained”. Dengan cara “undrained”  $\phi$  dianggap nol dan kekuatan geser  $s = c$  (L.D.Wesley, 1970).

### 2.3 Sebaran Tegangan di Bawah Pondasi

Tegangan di dalam tanah timbul akibat adanya pembebanan di atasnya dinyatakan dalam istilah tambahan tegangan. Dalam analisis pondasi dangkal, pelat pondasi dianggap merupakan struktur yang kaku sempurna, berarti pelat pondasi tidak mengalami deformasi akibat beban yang bekerja. Tanah hanya mampu menerima tegangan desak dan dianggap tidak mampu menahan gaya tarik, sedangkan besarnya tegangan di masing-masing titik pada pelat pondasi, sebanding dengan penurunan yang terjadi pada pelat pondasinya. Dalam analisis pondasi dangkal, tinjauan analisis beban yang bekerja sebagai berikut (K.Basah S, 1994).

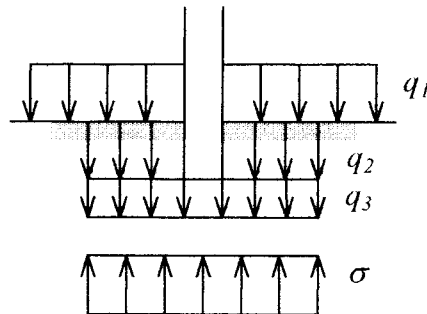
1. Beban titik sentris. Jenis beban titik sentris berupa beban atap, kolom, lantai dan lain-lain yang disalurkan oleh kolom paling bawah dari suatu bangunan. Jadi beban titik sentris merupakan resultante gaya-gaya vertikal yang bekerja pada bangunan melalui pusat alas pondasi. Oleh karena itu, digunakan anggapan bahwa tanah di bawah pelat pondasi adalah homogen sehingga reaksi tanah akibat beban yang bekerja merata pada seluruh pelat pondasi.



Gambar 2.1 Reaksi tanah akibat beban titik sentris

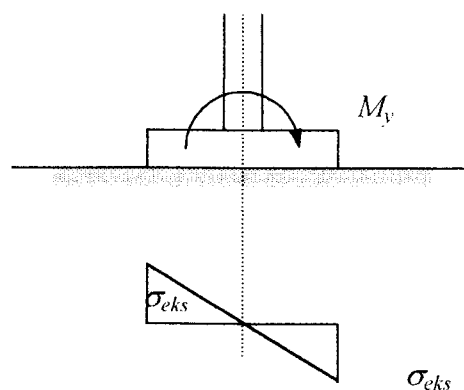


2. Beban terbagi rata. Beban terbagi rata dapat berupa beban di atas lantai bawah, beban pelat pondasi itu sendiri atau beban tanah yang ada di atas pelat pondasi.



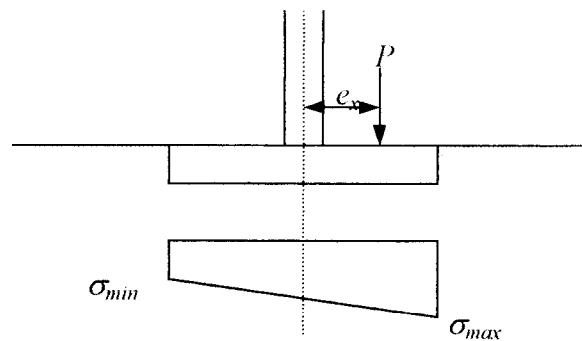
Gambar 2.2 Reaksi tanah akibat beban terbagi rata

3. Beban momen. Bilamana digunakan hubungan antara pelat pondasi dan kolom merupakan jepit, akan terjadi beban momen pada pelat pondasi. Untuk menganalisis diperlukan beberapa anggapan bahwa pelat pondasi merupakan struktur yang kaku sempurna, maka akibat beban momen yang bekerja, pelat akan berputar melalui sumbu putarnya.



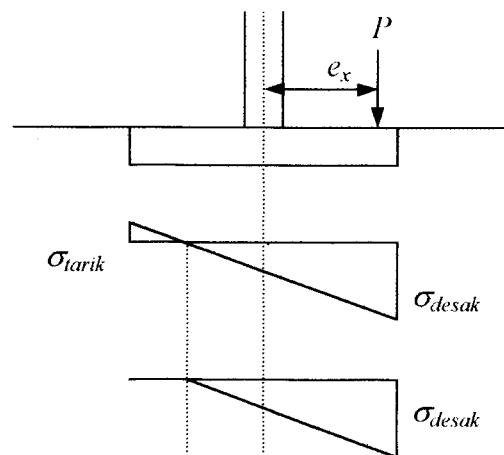
Gambar 2.3 Reaksi tanah akibat beban momen

4. Beban eksentris. Beban eksentris adalah beban vertikal yang bekerja sejauh  $e_x$  dari titik pusat berat pondasi. Beban eksentris terbagi dua yaitu beban eksentris dalam teras yaitu apabila beban yang bekerja sejauh eksentrisitas ( $e_x$ ) dengan  $e_x$  tidak lebih dari  $1/6 B_x$  atau  $1/6 B_y$ .



Gambar 2.4 Reaksi tanah akibat beban eksentrisitas di dalam teras

Keadaan beban di luar teras terjadi apabila eksentrisitas beban tersebut berada diluar daerah inti ( $> 1/6 B$ ). Apabila eksentrisitas jatuh di luar teras, maka diagram kuat dukung tanah di bawah pondasi akan timbul problema tarik dan desak. Berdasarkan anggapan bahwa tanah tidak mampu menerima beban tarik, maka  $\sigma_{tarik}$  yang terjadi diabaikan.



Gambar 2.5 Reaksi tanah akibat beban eksentrisitas di luar teras

## 2.4 Penurunan

Tujuan dari analisis penurunan adalah menentukan besar penurunan akhir dari struktur dan juga untuk mencari selang waktu terjadinya penurunan . Untuk itu, perlu diketahui besar dan pembagian gaya-gaya luar yang bekerja pada tanah pondasi, pembagian tegangan di dalam tanah pondasi, struktur lapisan tanah pondasi dan sifat-sifat ketahanan terhadap tekanan dari setiap lapisan. Besarnya penurunan bergantung pada karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Penurunan pondasi bangunan dapat diestimasi dari hasil-hasil pengujian laboratorium pada contoh-contoh tanah tak terganggu yang diambil dari pengeboran atau dari persamaan-persamaan empiris yang dihubungkan dengan hasil pengujian di lapangan secara langsung( Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1983).

Ada beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah :

1. kegagalan atau keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung tanah,
2. kerusakan atau terjadi defleksi yang besar terhadap pondasinya,
3. distorsi geser dari tanah pendukungnya,
4. turunnya tanah akibat pengurangan angka pori.

Penurunan pada tanah lempung yang jenuh merupakan jumlah dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Bila tanah jenuh yang terendam air dibebani mendadak, tekanan akibat beban tersebut ke tanah mengakibatkan kompresi elastis yang menyebabkan penurunan segera. Selain itu juga menyebabkan kelebihan

tekanan air pori. Pengurangan volume air pori hanya dapat terjadi jika air meninggalkan rongga pori lapisan tanah tertekan. Pengurangan volume air dalam rongga pori, menyebabkan pengurangan volume tanah. Karena permeabilitas tanah lempung rendah, perubahan volume tersebut berlangsung lama dan merupakan fungsi dari waktu. Tanah yang sedang mengalami proses demikian disebut dalam kondisi berkonsolidasi dan perubahan volume dalam arah vertikalnya disebut penurunan konsolidasi. Besarnya penurunan konsolidasi tanah lempung sangat bergantung pada sejarah geologi lapisannya, yaitu apakah lempung terkonsolidasi normal (“normally consolidated”) atau terkonsolidasi berlebihan (“over consolidated”) (Hary.C.H, 1996).

Penurunan konsolidasi terdiri dari dua tahap yaitu tahap penurunan konsolidasi primer dan tahap penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori . Penurunan konsolidasi sekunder adalah penurunan yang bergantung pada fungsi waktu yang berlangsung setelah konsolidasi primer selesai.

Penurunan yang diizinkan dari suatu bangunan atau besarnya penurunan yang ditoleransikan, bergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan dan fungsi bangunan. Rancangan dibutuhkan untuk dapat memperkirakan besarnya penurunan maksimum dan beda penurunan yang masih dalam batas toleransi. Skempton dan Mac Donal (1955) menyarankan nilai-nilai

batas penurunan yang dapat ditolerir (diizinkan) dan nilai-nilai batas penurunan maksimum yang dianjurkan seperti dalam tabel 2.2.

Tabel 2.2 Nilai-nilai penurunan yang dapat ditolerir untuk bangunan dan nilai-nilai penurunan maksimum yang dianjurkan

<b>Jenis Pondasi</b>	<b>Batas penurunan maksimum (inci)</b>	<b>Batas penurunan yang ditolerir (inci)</b>
Pondasi terpisah pada lempung	2,5	3
Pondasi terpisah pada pasir	1,5	2
Pondasi rakit pada lempung	2,5 – 4	3 – 5
Pondasi rakit pada pasir	1,5 – 2,5	2 – 3

Sumber : Analisa dan Disain Pondasi, Jilid I, J.E.Bowles, 1986

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Analisis Daya Dukung Tanah**

Tanah harus mampu memikul beban dari setiap konstruksi yang diletakkan di atasnya tanpa kegagalan geser (“shear failure”) dan penurunan sebatas tingkat keamanan untuk konstruksi tersebut. Kegagalan geser tanah dapat menimbulkan distorsi bangunan yang berlebihan dan bahkan keruntuhan sedangkan penurunan yang berlebihan dapat mengakibatkan kerusakan struktural pada kerangka bangunan. Analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi. Daya dukung dinyatakan oleh tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang gesernya akibat beban vertikal.

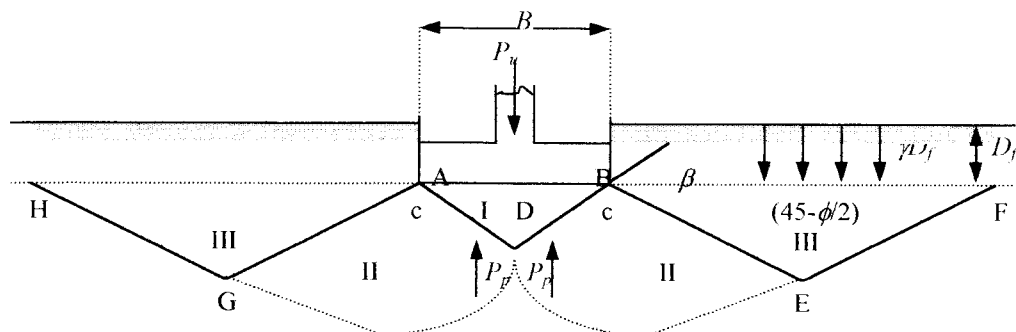
Analisis-analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan bersifat elastis. Konsep ini pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955), Hansen (1957). Selanjutnya,

dalam tugas akhir ini akan diuraikan teori daya dukung tanah menurut Terzaghi dan Hansen.

### 3.1.1 Analisis daya dukung tanah menurut Terzaghi

Dalam menganalisis daya dukung tanah, Terzaghi mengacu pada beberapa anggapan, yaitu :

1. pondasi memanjang tak terhingga,
2. tanah di dasar pondasi homogen,
3. berat tanah di atas dasar pondasi dapat digantikan dengan beban terbagi rata sebesar  $p_o = D_f \gamma$ , dengan  $D_f$  adalah kedalaman dasar pondasi dan  $\gamma$  adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi,
4. tahanan geser tanah di atas tanah pondasi diabaikan,
5. dasar pondasi kasar,
6. baji tanah yang terbentuk di dasar pondasi dalam kedudukan elastis dan bergerak bersama-sama dengan dasar pondasinya,
7. pertemuan antara sisi baji dan dasar pondasi membentuk sudut sebesar sudut gesek dalam tanah  $\phi$ .



Gambar 3.1 Bentuk keruntuhan dalam analisis daya dukung tanah menurut Terzaghi

(Sumber : Teknik Pondasi I, Hary C.H., 1996)

Daya dukung ultimit ( $q_u$ ) didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas dan tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka :

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad (3.1)$$

dengan :

$q_u$  = daya dukung ultimit

$P_u$  = beban ultimit

$A$  = luas pondasi

Terzaghi beranggapan bahwa mekanisme keruntuhan pondasi memanjang yang terletak pada kedalaman  $D_f$  dan mempunyai dasar yang kasar terjadi pada kondisi keruntuhan geser umum. Baji tanah ABD pada zona I adalah zona elastis. Bidang-bidang AD dan BD membuat sudut  $\beta$  terhadap bidang horisontal. Zona II merupakan zona radial dan zona III adalah zona pasif Rankine. Lengkung DE dan DG dianggap sebagai lengkung spiral logaritmis. Garis-garis BE, FE, AG, dan HG membentuk sudut  $(45-\phi/2)$  terhadap horisontal. Jika daya dukung ultimit diterapkan pada kondisi keruntuhan geser umum, maka tekanan tanah pasif akan bekerja pada permukaan baji tanah (AD dan DB). Tekanan tanah pasif kemudian membuat sudut  $\delta$  dengan garis normal yang ditarik pada bagian AD dan BD, dengan  $\delta$  adalah sudut gesek dinding. Karena gesekan pada bagian AD dan BD yang terjadi antara tanah dengan tanah maka  $\delta = \phi$ . Untuk per meter panjang pondasi, pada saat tercapainya keseimbangan batas, maka :

$$P_u = 2P_p \cos(\beta - \phi) + 2\overline{BD}c \sin \beta - W ; \overline{BD} = B/(2 \cos \beta) \quad (3.2)$$



Terzaghi menganggap  $\beta = \phi$ , maka :

$$P_u = Bq_u = 2P_p + Bc \tan \phi - \frac{1}{4} B^2 \gamma \tan \phi \quad (3.3)$$

dengan :

$P_p$  = tekanan tanah pasif total yang bekerja pada bagian AD dan BD

$W$  = berat baji tanah ABD persatuan panjang =  $\frac{1}{4} B^2 \gamma \tan \phi$

$B$  = lebar pondasi

$c$  = kohesi tanah

$\beta$  = sudut antara bidang-bidang BD dan BA

Gaya tekanan tanah pasif  $P_p$  adalah jumlah tekanan pasif akibat berat tanah, kohesi tanah dan beban terbagi rata yang besarnya sebagai berikut :

$$P_p = \frac{B}{2 \cos^2 \phi} (cK_{pc} + p_o K_{pq}) + \frac{1}{8} \gamma B^2 \left( \frac{\tan \phi}{\cos^2 \phi} \right) K_{py} \quad (3.4)$$

Substitusi persamaan (3.4) ke persamaan (3.3), maka :

$$P_u = Bc \left( \frac{K_{pc}}{\cos^2 \phi} + \tan \phi \right) + Bp_o \left( \frac{K_{pq}}{\cos^2 \phi} \right) + \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (3.5)$$

atau :

$$q_u = \frac{P_u}{B} = c \left( \frac{K_{pc}}{\cos^2 \phi} + \tan \phi \right) + p_o \left( \frac{K_{pq}}{\cos^2 \phi} \right) + \frac{1}{4} \gamma B \tan \phi \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (3.6)$$

Dari uraian sebelumnya, maka akan diperoleh persamaan umum daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk pondasi memanjang :

$$q_u = cN_c + p_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (3.7)$$

dengan besarnya nilai-nilai  $N_c$ ,  $N_q$ , dan  $N_\gamma$  dirumuskan dalam persamaan :

$$N_c = \cot \phi \left( \frac{\alpha^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} - 1 \right) \quad (3.8)$$

$$N_q = \frac{\alpha^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} \quad ; \quad \alpha = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi} \quad (3.9)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad ; \quad K_{p\gamma} = 3 \tan^2 \left[ 45 + \left( \frac{\phi + 33}{2} \right) \right] \quad (3.10)$$

dengan :

$q_u$  = daya dukung ultimit (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  = kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$p_o = D_f \cdot \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

$B$  = lebar pondasi (m)

Nilai-nilai  $N_c, N_q, N_\gamma$  adalah faktor daya dukung pondasi yang merupakan fungsi dari besarnya sudut gesek dalam ( $\phi$ ) yang diberikan Terzaghi dalam bentuk grafik seperti pada gambar 3.1, sedangkan nilai-nilai numeriknya diberikan dalam tabel 3.1.

Analisis daya dukung di atas didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum dari suatu bahan yang bersifat elastis, yang volume dan kuat gesernya tidak berubah oleh adanya keruntuhan. Untuk kondisi keruntuhan geser lokal, maka sebagai ganti nilai-nilai  $N_c, N_q$  dan  $N_\gamma$  pada persamaan-persamaan di atas digunakan  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  untuk keadaan keruntuhan geser lokal sehingga persamaan umum untuk daya dukung ultimit pada pondasi memanjang menjadi :

$$q_u = c' N_c' + p_o N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma' \quad (3.11)$$

dengan :

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (3.12)$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{2}{3} \tan \phi \right] \quad (3.13)$$

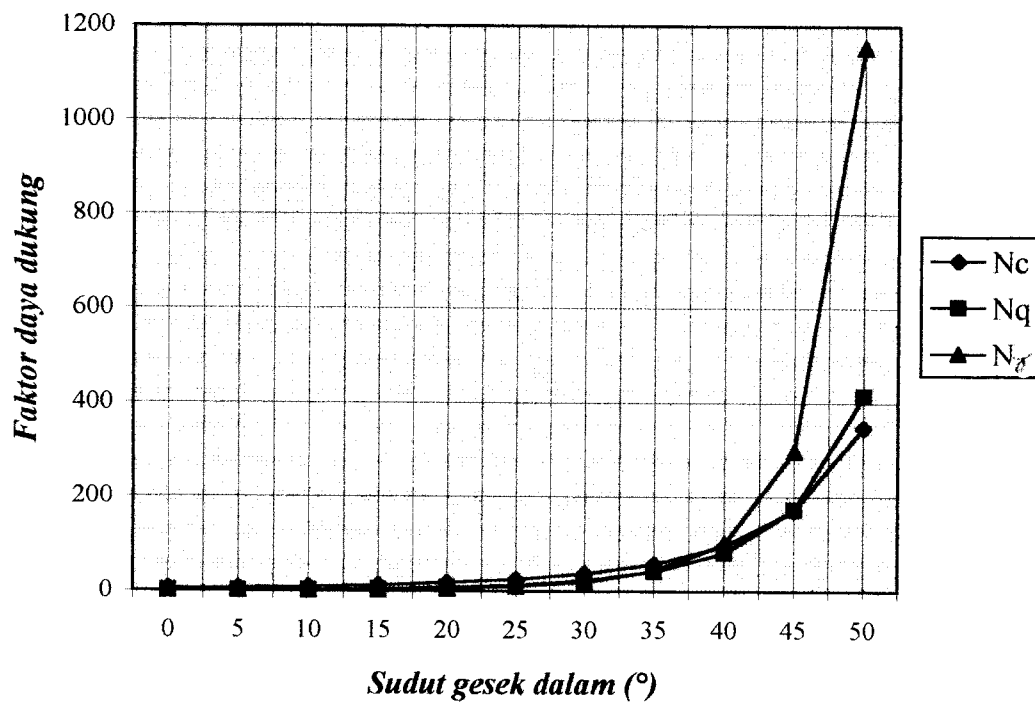
Batas-batas untuk mengetahui kondisi keruntuhan geser umum atau keruntuhan geser lokal yang dapat digunakan sebagai petunjuk adalah sebagai berikut ini.

1. “Stress strain test ( $c-\phi$  soil)”. Keruntuhan geser umum tegangannya  $< 5\%$ , sedangkan keruntuhan geser lokal nilainya antara  $10\%$  sampai dengan  $20\%$ .
2. Sudut gesek dalam. Untuk  $\phi > 36^\circ$  termasuk dalam keruntuhan geser umum dan untuk  $\phi < 28^\circ$  termasuk keruntuhan geser lokal.
3. Uji penetrasi. Bila  $N \geq 30$  termasuk keruntuhan geser umum dan bila  $N \leq 5$  termasuk keruntuhan geser lokal.
4. Uji piringan beban. Dari bentuk kurva penurunan beban dapat ditentukan apakah termasuk keruntuhan geser umum atau keruntuhan geser lokal.
5. “Density Index”. Nilai  $I_D > 70$  termasuk keruntuhan geser umum, dan nilai  $I_D < 20$  termasuk keruntuhan geser lokal.

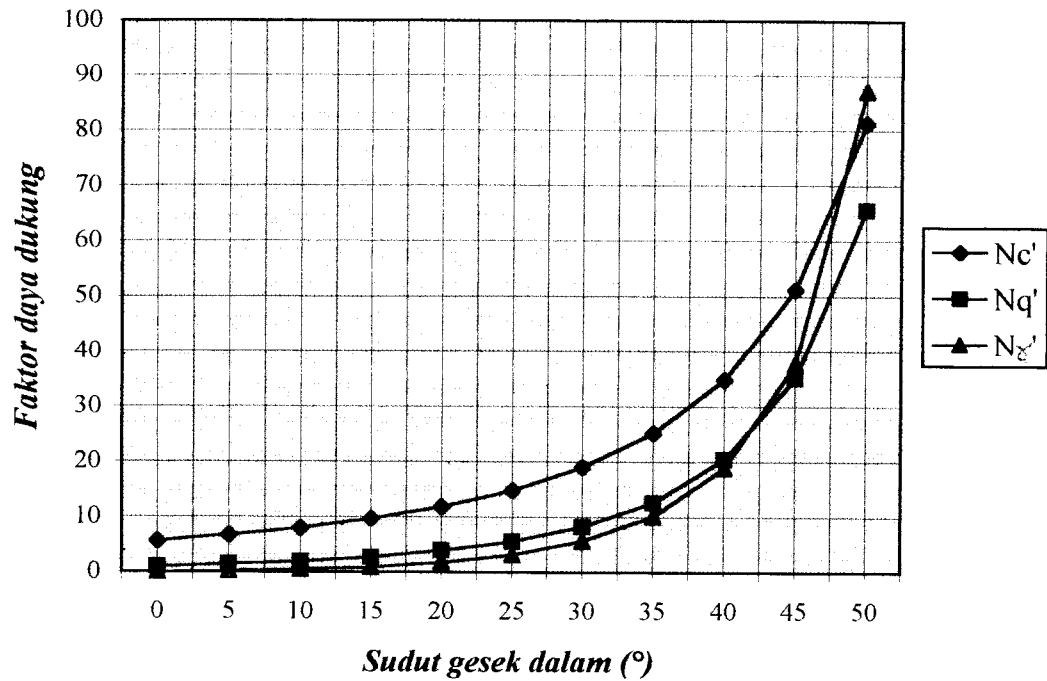
Tabel 3.1 Nilai-nilai faktor daya dukung menurut Terzaghi

$\phi$	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber : Teknik Pondasi I, Hary Christady H, 1996



Gambar 3.2 Grafik faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk keruntuhan geser umum



Gambar 3.3 Grafik faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk keruntuhan geser lokal

Dalam persamaan-persamaan daya dukung ultimit di atas, terdapat tiga suku persamaan yang cara penerapan dalam hitungannya sebagai berikut :

1. suku persamaan  $cN_c$ , nilai kohesi  $c$  yang digunakan adalah kohesi rata-rata tanah di bawah dasar pondasi,
2. suku persamaan  $p_o N_q$ , di sini  $p_o = D_f \gamma$  merupakan tekanan vertikal pada dasar pondasi yaitu tekanan akibat berat tanah di sekitar tanah pondasi. Oleh karena itu, berat volume tanah ( $\gamma$ ) yang digunakan adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi,
3. suku persamaan  $0,5\gamma B N_\gamma$ , berat volume tanah yang digunakan adalah berat volume tanah rata-rata yang terletak di bawah pondasi.

Persamaan-persamaan daya dukung yang telah diuraikan di atas hanya berlaku untuk menghitung daya dukung ultimit pondasi memanjang. Untuk bentuk-bentuk pondasi yang lain, Terzaghi memberikan faktor bentuk yang didasarkan pada analisis pondasi memanjang, sebagai berikut :

1. untuk pondasi bujur sangkar :

$$q_u = 1,3cN_c + p_o N_q + 0,4\gamma B N_\gamma \quad (3.14)$$

2. untuk pondasi lingkaran :

$$q_u = 1,3cN_c + p_o N_q + 0,3\gamma B N_\gamma \quad (3.15)$$

3. untuk pondasi empat persegi panjang :

$$q_u = cN_c(1 + 0,3B/L) + p_o N_q + 0,5\gamma B N_\gamma(1 - 0,2B/L) \quad (3.16)$$

dengan :

$q_u$  = daya dukung ultimit (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  = kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$p_o = D_f \cdot \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

$B$  = lebar atau diameter pondasi (m)

$L$  = panjang pondasi (m)

Berat volume tanah sangat dipengaruhi oleh kadar air dan kedudukan air tanah. Oleh karena itu, hal tersebut sangat berpengaruh pada daya dukungnya.

1. Jika muka air tanah sangat dalam dibandingkan dengan lebar pondasinya atau  $z > B$ , dengan  $z$  adalah jarak muka air tanah dari bawah dasar pondasi, nilai  $\gamma$  dalam suku

kedua dari persamaan daya dukung dipakai  $\gamma_b$  atau  $\gamma_{db}$ , demikian pula dalam suku persamaan ketiga (Gambar 3.4a).

2. Jika muka air tanah terletak di atas atau sama dengan dasar pondasinya, nilai berat volume yang dipakai pada suku persamaan ketiga adalah berat volume efektif ( $\gamma'$ ) dan  $p_o$  pada suku persamaan kedua menjadi :

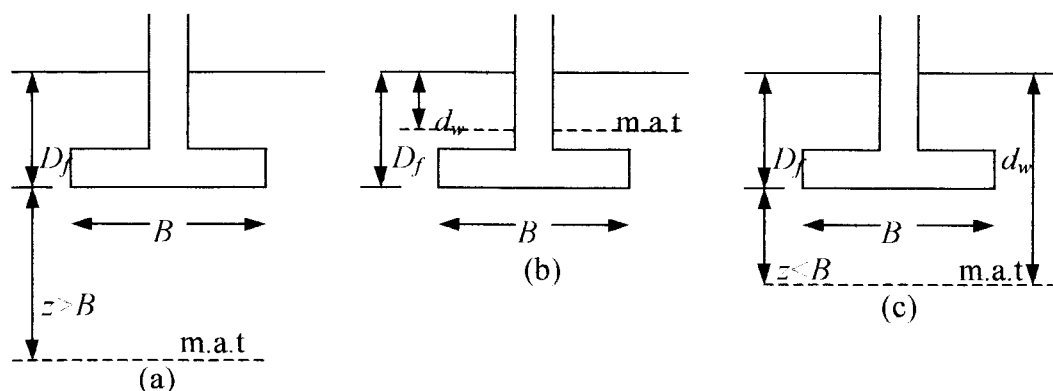
$$\gamma'(D_f - d_w) + \gamma_b d_w \quad (3.17)$$

dengan  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ , dan  $d_w =$  kedalaman muka air tanah dari permukaan (Gambar 3.4b).

3. Jika muka air tanah di permukaan atau  $d_w = 0$ , maka  $\gamma$  pada suku persamaan kedua dan ketiga digunakan berat volume tanah efektif ( $\gamma'$ ).
4. Jika muka air tanah terletak pada kedalaman  $z$  di bawah pondasi ( $z < B$ ), nilai  $\gamma$  pada suku persamaan kedua diganti dengan  $\gamma_b$  bila tanahnya basah dan  $\gamma_d$  bila tanahnya kering. Nilai  $\gamma$  pada suku persamaan ketiga digunakan  $\gamma$  rata-rata dengan persamaan:

$$\gamma_{rt} = \gamma' + (z/B)(\gamma_b - \gamma') \quad (3.18)$$

dengan  $\gamma_{rt} =$  berat volume tanah rata-rata (Gambar 3.2c).



Gambar 3.4 Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung

### 3.1.2 Analisis daya dukung tanah menurut Hansen

Jika Terzaghi hanya memberikan faktor bentuk pada persamaan daya dukungnya, maka Brinch Hansen (1970) menyempurnakan persamaan tersebut dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas dasar pondasinya menjadi :

$$q_u = s_c d_c i_c c N_c + s_q d_q i_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma \quad (3.19)$$

dengan :

$q_u$  = daya dukung ultimit (kN/m<sup>2</sup>)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor daya dukung pondasi

$d_c, d_q, d_\gamma$  = faktor bentuk pondasi

$s_c, s_q, s_\gamma$  = faktor kedalaman pondasi

$i_c, i_q, i_\gamma$  = faktor kemiringan pondasi

$B'$  = lebar efektif pondasi (m)

$p_o$  =  $D_f \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

$\gamma$  = berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

Nilai-nilai faktor daya dukung, faktor bentuk, faktor kedalaman dan faktor kemiringan beban yang diberikan oleh Hansen sebagai berikut ini.

1. Faktor-faktor daya dukung pondasi :

$$N_q = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) e^{(\pi \tan \phi)} \quad (3.20)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.21)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad (3.22)$$



Untuk selanjutnya, nilai-nilai faktor daya dukung menurut Hansen dapat dilihat dalam bentuk grafik pada Gambar 3.5, sedangkan nilai-nilai numeriknya diberikan pada Tabel 3.2.

2. Faktor-faktor bentuk pondasi untuk pondasi empat persegi panjang :

$$s_c = 1 + 0,2 B/L \quad (3.23)$$

$$s_q = 1 + 0,2 B/L ; \text{ jika } \phi = 0, s_q = 1 \quad (3.24)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B/L \quad (3.25)$$

3. faktor-faktor kedalaman pondasi :

$$d_q = 1 + 2 \frac{D_f}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad (3.26)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \tan \phi} \quad (3.27)$$

$$\text{untuk : } \phi = 0, d_c = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

4. faktor-faktor kemiringan beban

$$i_c = i_q - \left( \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \right) \quad (3.28)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{P_h}{P_v + A' c \cot \phi} \right) \quad (3.29)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (3.30)$$

dengan :  $P_h$  = komponen gaya horisontal (kN)

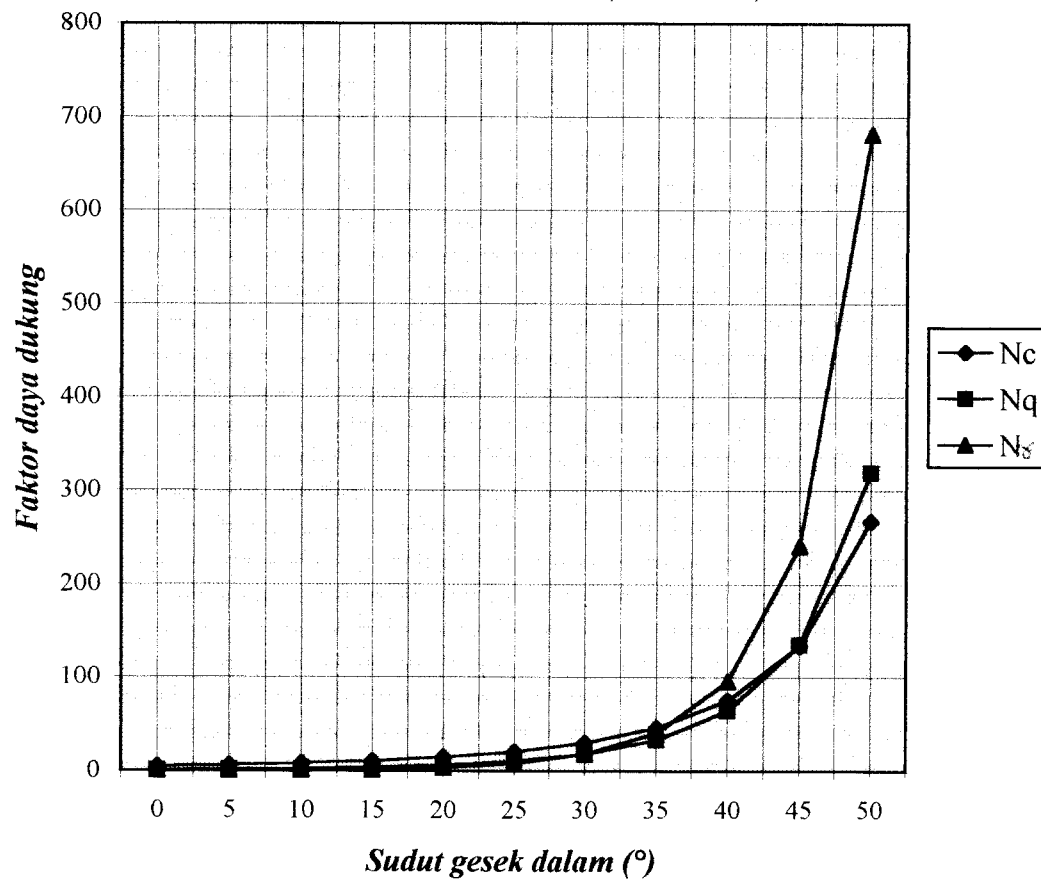
$P_v$  = komponen gaya vertikal (kN)

$A^2$  = luas dasar pondasi efektif (m<sup>2</sup>)

Tabel 3.2 Nilai-nilai faktor daya dukung menurut Hansen

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,0
5	6,48	1,57	0,09
10	8,34	2,47	0,47
15	10,97	3,94	1,42
20	14,83	6,40	3,54
25	20,72	10,66	8,11
30	30,14	18,40	18,08
35	46,13	33,29	40,69
40	75,32	64,18	95,41
45	133,89	134,85	240,85
50	266,89	318,966	681,84

Sumber : Soil Mechanics and Foundation, B.C.Punmia, 1980



Gambar 3.5 Grafik faktor daya dukung tanah menurut Hansen

### 3.2 Analisis Penurunan

Jika lapisan tanah mengalami pembebanan maka lapisan tanah tersebut akan mengalami regangan atau penurunan. Hampir semua jenis tanah akan berkurang angka porinya bila beban vertikal bertambah dan akan bertambah angka porinya bila bebannya dikurangi. Beban vertikal tersebut mengakibatkan bertambahnya tegangan di dalam lapisan tanah yang akan selalu diikuti oleh regangan yang akan menghasilkan penurunan pada strukturnya.

Metode yang paling sederhana untuk memperkirakan tambahan tegangan pada suatu elemen tanah pada suatu kedalaman pada lapisan di bawah pondasi adalah menggunakan kemiringan 2:1 seperti dalam gambar 3.6. Jika daerah tegangan didefinisikan oleh kemiringan 2:1, maka penambahan tegangan ( $\Delta\sigma$ ) yang terjadi pada kedalaman ( $z$ ) di bawah pondasi telapak dapat dinyatakan dalam persamaan :

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \quad (3.31)$$

dengan :

$\Delta\sigma_z$  = tambahan tegangan vertikal pada kedalaman  $z$  (kN/m<sup>2</sup>)

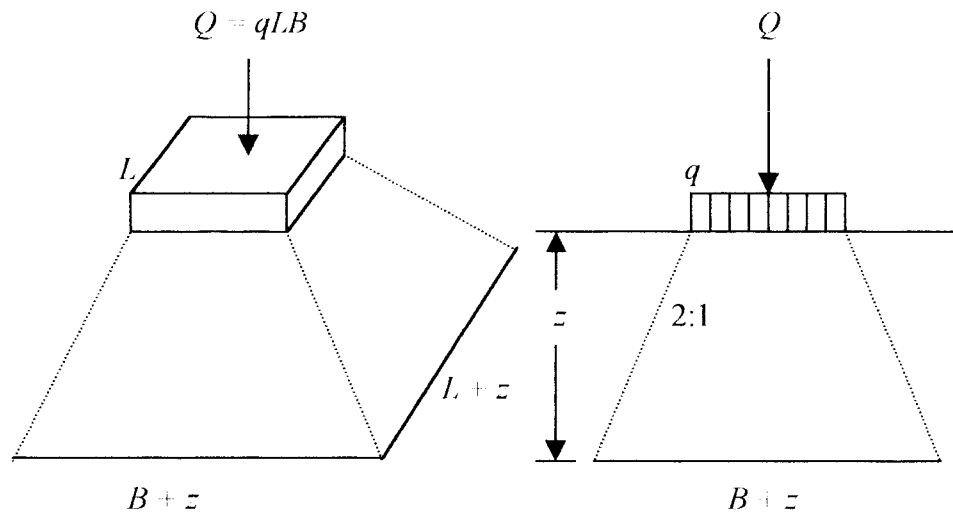
$Q$  =  $qLB$  = beban total (kN)

$q$  = tahanan terbagi rata (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  = panjang luasan beban (m)

$B$  = lebar luasan beban (m)

$z$  = kedalaman dari dasar pondasi ke elevasi di dalam tanah peningkatan tegangan hendak diketahui (m)



Gambar 3.6 Penyebaran tegangan dengan metode 2:1

Penurunan pada pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi tiga komponen yaitu penurunan segera (“immediate settlement”), penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen tersebut atau bila dinyatakan dalam persamaan :

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (3.32)$$

dengan :

$S$  = penurunan total (m)

$S_i$  = penurunan segera (m)

$S_c$  = penurunan konsolidasi primer (m)

$S_s$  = penurunan konsolidasi sekunder (m)

### 3.2.1 Penurunan segera

Penurunan segera merupakan hasil distorsi massa tanah yang tertekan dan

terjadi pada volume konstan. Persamaan penurunan segera dari pondasi yang terletak di permukaan tanah yang homogen, elastis, isotropis pada media dengan tebal tak terhingga dinyatakan dalam persamaan :

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) I_p \quad (3.33)$$

dengan :

$S_i$  = penurunan segera (m)

$q$  = tekanan pada dasar pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  = lebar pondasi (m)

$E$  = modulus elastisitas (MPa) [Tabel 3.5]

$\mu$  = angka poisson [Tabel 3.3]

$I_p$  = faktor pengaruh [Tabel 3.4]

Tabel 3.3 Perkiraan angka poisson

Macam Tanah	$\mu$
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,15
Pasir halus ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,25
Batu (agak tergantung tipenya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Sumber : Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering, Robert Koerner, 1985

Tabel 3.4 Faktor –faktor pengaruh  $I_m$  dan  $I_p$  untuk pondasi kaku, dan faktor pengaruh untuk pondasi fleksibel

Bentuk	Fleksibel ( $I_p$ )			Kaku	
	Pusat	Sudut	Rata-rata	$I_p$	$I_m$
Lingkaran	1,00	0,64	0,85	0,88	6,0
Bujur sangkar	1,12	0,36	0,95	0,82	3,70
Empat persegi panjang :					
$L/B = 0,2$					2,29
$= 0,5$					3,33
$= 1,5$	1,36	0,68	1,20	1,06	4,12
$= 2,0$	1,53	0,77	1,31	1,20	4,38
$= 5,0$	2,10	1,05	1,83	1,70	4,82
$= 10,0$	2,52	1,26	2,25	2,10	4,93
$= 100,0$	3,38	1,69	2,96	3,40	5,06

(Sumber : Analisa dan Disain Pondasi, Jilid I, Joseph E Bowles, 1986)

Tabel 3.5 Perkiraan modulus elastis

Macam Tanah	$E$ (Mpa)
Lempung	
Sangat lunak	2 – 15
Lunak	5 – 25
Sedang	15 – 50
Keras	50 – 100
Berpasir	25 – 250
Pasir	
Berlanau	7 – 21
Tidak padat	10 – 24
Padat	48 – 81
Pasir dan kerikil	
Padat	48 – 144
Tidak padat	96 – 192
Lanau	2 – 20
Serpih	144 – 14400

Sumber : Analisa dan Disain Pondasi, Jilid I, J.E.Bowles, 1986

Terzaghi menyarankan bahwa angka poisson  $\mu = 0,4$  sampai  $0,43$  untuk tanah lempung, tetapi umumnya banyak digunakan  $\mu=0,4$  sampai  $0,5$ . Nilai modulus elastisitas untuk lempung lunak dapat pula diperoleh dari pengumpulan data pengujian kerucut statis (sondir), sebagai berikut (Analisis dan Disain Pondasi , Joseph E Bowles, 1986) :

$$E_s = 6 \text{ sampai } 8 q_c \quad (3.34)$$

### 3.2.2 Penurunan konsolidasi primer

Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori. Persamaan penurunan konsolidasi primer dinyatakan dalam persamaan :

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = \frac{e_1 - e_o}{1 + e_o} H \quad (3.35)$$

dengan :

$\Delta e$  = perubahan angka pori akibat pembebanan

$e_o$  = angka pori awal

$e_1$  = angka pori saat berakhirnya konsolidasi

$H$  = tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)

Besarnya penurunan konsolidasi tanah lempung sangat bergantung pada sejarah geologi lapisannya, apakah lempung terkonsolidasi normal atau terkonsolidasi berlebihan. Untuk lempung terkonsolidasi normal, perubahan angka pori akibat konsolidasi dinyatakan oleh :

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o' + \Delta p}{p_o'} \quad (3.36)$$

Untuk lempung terkonsolidasi berlebihan, perubahan angka pori dipertimbangkan dalam dua kondisi sebagai berikut :

1. jika  $p_1' < p_c'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_1'}{p_o'} = C_r \log \frac{p_o' + \Delta p}{p_o'} \quad (3.37)$$

2. jika  $p_o' < p_c' < p_1'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_o'} + C_c \log \frac{p_o' + \Delta p}{p_c'} \quad (3.38)$$

Perhitungan kecepatan konsolidasi biasanya dibutuhkan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan selama proses konsolidasi berlangsung. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu digunakan persamaan :

$$t = \frac{T_v H_t^2}{C_v} \quad (3.39)$$

dengan :

$T_v$  = faktor waktu

$H_t$  = panjang lintasan drainase ( $H_t = H/2$  untuk drainase ganda dan  $H_t = H$  untuk drainase tunggal)

$C_v$  = koefisien konsolidasi

Nilai-nilai faktor waktu untuk persentase penurunan konsolidasi ( $U$ ) rata-rata yang didasarkan pada teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi, diberikan dalam Tabel 3.6. Nilai-nilai pada tabel dapat dipakai untuk kondisi drainase tunggal maupun ganda.



Tabel 3.6 Hubungan faktor waktu dan derajat konsolidasi

$U\%$	$T_v$
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	~

Sumber : Teknik Pondasi I, Hary Christady.H, 1996

### 3.2.3 Penurunan konsolidasi sekunder

Penurunan konsolidasi sekunder terjadi pada tegangan efektif yang konstan, yaitu setelah penurunan konsolidasi primer berhenti. Besar penurunannya merupakan fungsi waktu ( $t$ ) dan kemiringan indeks pemampatan sekunder ( $C_\alpha$ ). Persamaan kemiringan dinyatakan dalam persamaan :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (3.40)$$

Selama penurunan kedua, tingkat regangan biasanya sangat rendah sehingga tekanan pori yang berlebih tidak dapat dihitung. Oleh karena itu, penurunan kedua akan tergantung kepada waktu dan dapat berlangsung sangat lama sampai ratusan tahun.

Penurunan akibat konsolidasi sekunder, dihitung dengan persamaan :

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \quad (3.41)$$

dengan :

$S_s$  = penurunan konsolidasi sekunder (m)

$H$  = tebal benda uji awal atau tebal lapisan lempung (m)

$e_p = e_o - \Delta e_{\text{primer}}$  = angka pori saat akhir konsolidasi primer

$t_2 = t_1 + \Delta t$  (tahun)

$t_1$  = saat waktu setelah konsolidasi primer berhenti  $\cong t_{90}$  (tahun)

## **BAB IV**

### **PERENCANAAN JENIS PONDASI**

#### **4.1 Penentuan Lokasi**

Pengambilan sampel tanah guna pengujian di Laboratorium untuk daerah Telang Saleh, diambil pada titik-titik yang telah ditetapkan di lapangan. Titik-titik tersebut tersebar dan diperkirakan cukup representatif mencerminkan kondisi tanah di daerah survai. Adapun spesifikasi pekerjaan lapangan di lokasi Telang-Saleh adalah sebagai berikut.

1. “Cone Penetration Test” (CPT) sampai kedalaman 20 meter sebanyak 45 titik, dimaksudkan untuk mengukur nilai “cone resistance” ( $q_c$ ).
2. “Hand Boring” sampai kedalaman 8 meter sebanyak 45 titik, berikut “undisturbed sampling” sebanyak lima buah setiap titik bor. Setiap “undisturbed sampling” yang masih ada dalam “sampler tube” dilakukan “pocket penetrometer testing” di permukaan ujungnya bagian atas dan bawah. “Hand boring” dimaksudkan untuk menentukan jenis-jenis tanah yang dominan.
3. “Vane Shear Test” sampai kedalaman 8 meter sebanyak 45 titik, dimaksudkan untuk mengukur nilai “unconsolidated undrained” (UU) total “stress cohesion”  $c_u$  dari tanah, langsung di lapangan.

Dari sebaran titik-titik pengamatan, diambil dua titik yaitu B/TL-I/17 dan B/SL/17 sebagai konsentrasi pengujian lebih lanjut.

#### **4.2 Hasil Survai Geoteknik Lapangan dan Laboratorium**

Peta-peta situasi lokasi titik-titik pengujian lapangan, hasil pengujian lapangan, dan hasil pengujian laboratorium disajikan dalam bentuk gambar, tabel dan grafik. Hasil survai digunakan untuk menentukan :

1. jenis dan daya dukung pondasi, stabilitas kemiringan saluran dan tanggul, dan perhitungan penurunan tanah,
2. dimensi tanggul dan saluran serta rencana pondasi untuk bangunan pengendalian air,
3. perancangan tebal perkerasan jalan dan pedoman pelaksanaan pemadatan timbunan badan jalan.

Hasil pengamatan lapangan menunjukkan bahwa tanah di daerah Telang-Saleh adalah tanah yang mengandung endapan induk aluvial dalam suasana marin, bertekstur lempung yang tercampur dengan gambut, atau tanah bagian atas berupa gambut. Gambut sendiri merupakan agregat yang agak berserat yang merupakan serpihan mikroskopik hewan dan tumbuh-tumbuhan. Warnanya bervariasi antara coklat terang dan hitam serta bersifat kompresibel.

Gambut di daerah survai pada umumnya tipis dan tidak ada yang mencapai ketebalan  $> 100$  cm. Pada daerah Telang I, gambut dengan ketebalan  $> 60$  cm terdapat di bagian Timur, sedangkan pada daerah Telang II ketebalan gambut

maksimum 40 cm. Umumnya ketebalan gambut di daerah Telang-Saleh berkisar antara 0 – 20 cm.

Secara umum hasil survai geoteknik di daerah Telang dapat diuraikan seperti berikut ini.

#### 1. Hasil pengujian CPT

- a) Kedalaman 0 – 10 m, nilai  $q_c$  sebesar 0,2 – 0,4 Mpa (“very soft to soft”).
- b) Kedalaman 10 – 15 m, nilai  $q_c$  sebesar 0,5 Mpa (“soft”).
- c) Kedalaman 15 – 20 m, nilai  $q_c$  sekitar 1 Mpa (“medium to stiff”).
- d) Sampai kedalaman 20 m di lokasi ini tidak dijumpai lapisan keras atau padat dengan nilai  $q_c > 15$  Mpa.

#### 2. Hasil “boring” dan “vane shear test”. Hasil “boring” menunjukkan jenis tanah sampai kedalaman 8 meter adalah “silty clay” dengan kondisi yang berlapis-lapis pada konsistensi “very soft to soft”.

Hasil survai geoteknik di daerah Saleh hampir sama seperti pada daerah Telang. Untuk lebih jelasnya dapat diuraikan sebagai berikut.

#### 1. Hasil pengujian CPT

- a) Kedalaman 0 – 9 m, nilai  $q_c$  sebesar 0,2 – 0,4 Mpa (“very soft to soft”).
- b) Kedalaman 9 – 20 m, nilai  $q_c$  sebesar 1 – 1,25 Mpa (“stiff to very stiff”).
- c) Sampai kedalaman 20 m, tidak dijumpai lapisan keras atau padat dengan nilai  $q_c > 15$  Mpa.

2. Hasil boring dan vane shear test. Hasil boring menunjukkan jenis tanah sampai kedalaman 8 meter adalah “silty clay” yang kondisinya berlapis-lapis pada konsistensi very soft to soft.

Hasil pengujian laboratorium menunjukkan bahwa kalsifikasi tanah di lokasi merupakan tanah bertekstur halus dengan kadar air  $> 50\%$  yang berupa lempung dengan sedikit pasir halus dan debu serta lempung yang bercampur dengan bahan organik yang cukup banyak sehingga bertekstur lempung gambut (“clayey peat”). Secara garis besar, hasil pengujian laboratorium dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. sebagian besar jenis tanahnya adalah “high plasticity clayey silt” dengan simbol klasifikasi sistem Unified MH atau ML, sebagian berupa “silty clay” (CH atau CL) dan ada sebagian yang bersifat organik (OH) dan gambut (Pt),
2. gradasi butiran tanah umumnya mengandung butir halus antara  $50\% - 80\%$  dengan nilai batas cair tanah  $> 50\%$  dan indeks plastis  $> 20\%$ ,
3. hasil pengujian konsolidasi tanah menunjukkan bahwa 11 dari 13 sampel yang diuji kondisinya “normally consolidated” dengan indeks kompresi tanah berkisar antara 0,6 sampai 1,3 sedangkan dua sampel bersifat “overconsolidated” dengan nilai OCR 3,5,
4. hasil pengujian triaksial CU menunjukkan bahwa nilai sudut gesek dalam ( $\phi$ ) berkisar antara 0 sampai  $14^\circ$  dan kohesi ( c ) antara 6 sampai  $26 \text{ kN/m}^2$ , sedangkan terhadap tegangan efektif nilai sudut gesek dalam ( $\phi'$ ) berkisar antara 0 sampai  $16^\circ$  dan kohesi ( $c'$ ) antara 0 sampai  $26 \text{ kN/m}^2$ ,

Rangkuman hasil uji laboratorium dapat dilihat pada Tabel 4.1.

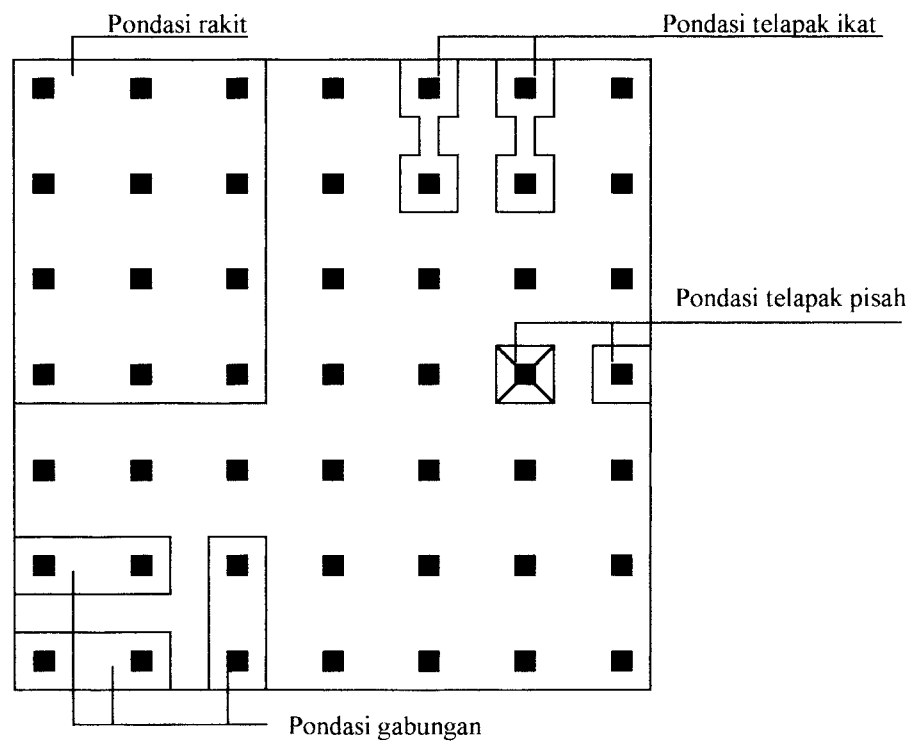
Tabel 4.1 Rangkuman hasil uji laboratorium pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17

No. Bor	Dalam m	$\gamma_h$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	$W_N$ %	LL %	PL %	PI %	LI %	Gs	e	S %	% lewat saringan No. 200	Symbol	$\phi'$	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$	c KN/m <sup>2</sup>	C
B/TL/17	1.00 – 1.45	1.47	0.81	81.4	64	25	39	1.5	2.36	1.90	100	90.5	MH-CH					
	2.50 – 2.95	1.43	0.76	88.9	57	32	25	2.3	2.36	2.05	100	91.6	MH					
	4.00 – 4.45	1.41	0.71	97.6	67	29	38	1.8	2.43	2.40	99	95.4	CH					
	5.50 – 5.95	1.38	0.66	110	70	28	42	1.9	2.40	2.59	100	94.6	MH-CH	8	3	6	6	1.10
	7.00 – 7.45	1.45	0.74	95.9	84	33	51	1.2	2.53	2.41	100	91.8	CH					
B/SL/17	1.00 – 1.45	1.47	0.79	84.8	67	35	32	1.6	2.48	2.11	99	92.4	MH					
	2.50 – 2.95	1.40	0.72	94.3	70	33	37	1.7	2.49	2.45	96	96.4	MH-CH					
	4.00 – 4.45	1.41	0.73	91.6	75	42	33	1.5	2.50	2.39	96	91.1	MH					
	5.50 – 5.90	1.48	0.81	82.8	45	27	18	3.0	2.51	2.09	99	83.1	ML-CL	4	11	3	12	0.96
	7.00 – 7.45	1.55	0.97	58.6	40	20	20	2.0	2.51	1.57	94	52.3	CL					

(Sumber : Laporan akhir geoteknik Telang-Saleh, PT.Puser Bumi Consultant)

### 4.3 Perencanaan Jenis Pondasi Dangkal

Terzaghi mendefinisikan suatu pondasi dikatakan dangkal apabila kedalaman pondasi ( $D_f$ ) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi ( $B$ ) tersebut. Pondasi dangkal dapat diklasifikasikan ke dalam tiga bentuk dasar yaitu pondasi memanjang (“strip foundation”), pondasi bujursangkar (“square foundation”) dan pondasi lingkaran (“rectangular foundation”).



Gambar 4.1 Macam-macam kombinasi pondasi dangkal

Dalam pengembangannya, pondasi dangkal banyak dikombinasikan sesuai dengan kebutuhan ataupun keadaan setempat. Macam-macam bentuk kombinasi pondasi dangkal antara lain :





1. pondasi telapak terpisah (“spread footing”), merupakan pondasi yang berdiri sendiri mendukung kolom,
2. pondasi telapak gabungan (“combined footing”), digunakan untuk mendukung beban-beban struktur yang tidak begitu besar namun tanahnya mudah mampat,
3. pondasi telapak ikat (“strap footing”), terdiri dari dua atau lebih pondasi telapak yang diikat oleh suatu balok, biasa juga disebut pondasi kantilever, digunakan jika luasan pondasi yang berada di tepi luasan bangunan terbatas oleh batas kepemilikan atau oleh pondasi yang sudah ada sebelumnya ,
4. pondasi rakit (“mat or raft foundation”), digunakan bila lapisan tanah pondasi berdaya dukung rendah sehingga jika digunakan pondasi telapak akan memerlukan luas area yang hampir memenuhi bagian bawah bangunan.

Dalam menentukan jenis dan tipe pondasi sebagai struktur bawah suatu bangunan, harus dipenuhi kriteria tentang keadaan lapisan tanah yang menopang pondasi tersebut, besarnya daya dukung tanah, kedalaman lapisan tanah keras dan “workability” dari pekerjaan. Berdasarkan hasil survai geoteknik lapangan dan laboratorium dapat disimpulkan bahwa :

1. nilai “cone resistance” sampai kedalaman 20 meter sangat rendah yang menunjukkan bahwa sampai pada kedalaman tersebut tidak dijumpai lapisan keras atau padat dengan nilai “cone resistance”  $> 15$  Mpa,
2. nilai  $c$  yang berkisar antara 0 sampai 26 kN/m<sup>2</sup> dan nilai  $\phi$  yang berkisar antara 0 sampai 14° menunjukkan kuat geser tanah yang kecil,

3. jenis tanah gambut pada permukaan dan dominan lempung jenuh,
4. sebagian besar tanah terkonsolidasi normal.

Tanah lempung aluvial secara geologis merupakan endapan yang baru, yang terdiri dari materia lanau dan lempung di daerah sekitar sungai, muara dan dasar laut. Perancangan daya dukung pondasi pada tanah lempung jenuh, dilakukan pada tinjauan analisis tegangan total atau digunakan kuat geser tanpa drainase ( $c_u$ ) dengan  $\phi_u = 0$ . Jika pondasi terletak pada tanah lunak, pondasi akan dapat melesak ke bawah sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan. Oleh karena itu, pada hitungan daya dukungnya perlu diperhitungkan terhadap pengaruh penyebaran pada lapisan lunak di bawahnya. Tekanan pada tanah lunak harus tidak melampaui daya dukung yang diizinkan. Jika digunakan pondasi telapak, maka jarak pondasi satu sama lain tidak boleh terlalu dekat karena penyebaran pondasinya akan saling tumpang tindih. Melihat kondisi tanah pada daerah survai yang dominan lempung jenuh dan didasarkan dari beberapa literatur, maka dipilih jenis pondasi rakit (“mat foundation” atau “raft foundation”).

Pondasi rakit merupakan pelat beton yang besar yang digunakan untuk mengantarai permukaan dari satu atau lebih kolom di dalam beberapa garis (jalur) dengan tanah dasar. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi. Pondasi rakit biasanya digunakan di mana penurunan mungkin merupakan suatu masalah, seperti pada sebuah tempat yang mengandung endapan yang tidak menentu atau bahan kompresibel dan sebagainya.

Dalam perancangan pondasi rakit, dianggap bahwa pondasi merupakan suatu material yang sangat kaku dan distribusi tegangan yang timbul akibat beban

pondasinya dianggap linier dengan pusat tekanan berimpit dengan resultan beban-bebannya. Kedalaman pondasi dihitung dari permukaan tanah sampai ke dasar pondasinya. Beban-beban yang digunakan dalam hitungan tekanan tanah yang harus dicek terhadap daya dukung yang diizinkan adalah beban mati yang benar-benar aktif dikurangi beban terbagi rata akibat berat tanah di atas dasar pondasi. Bila tekanan pada tanah akibat bebannya terlalu tinggi, pondasi perlu diperdalam. Beban kolom dan dinding maksimum dihitung dengan memberikan reduksi pada beban hidup yang disesuaikan dengan peraturan muatan, kemudian ditentukan letak resultan beban-bebannya. Berat sendiri pondasi dapat tidak dimasukkan dalam perhitungan karena di setiap titik pada rakit didukung tanah secara langsung oleh tanah bawahnya sehingga tidak menimbulkan momen lentur. Penyebaran tekanan pada dasar pondasi dihitung dengan persamaan :

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \Sigma P \frac{e_y}{I_x} y + \Sigma P \frac{e_x}{I_y} x \quad (4.1)$$

dengan :

$\Sigma P$  = jumlah total beban pondasi

$A$  = luas total pondasi rakit

$x, y$  = koordinat pada sembarang titik pada rakit arah x dan y yang dibuat lewat pusat berat luas pondasinya

$e_x, e_y$  = koordinat dari gaya resultan

$I_x, I_y$  = momen inersia terhadap sumbu x dan y

Jika rakit berbentuk persegi panjang, persamaan menjadi :

$$q = \frac{\Sigma P}{BL} \left( 1 \pm 6 \frac{e_b}{B} \pm 6 \frac{e_l}{L} \right) \quad (4.2)$$

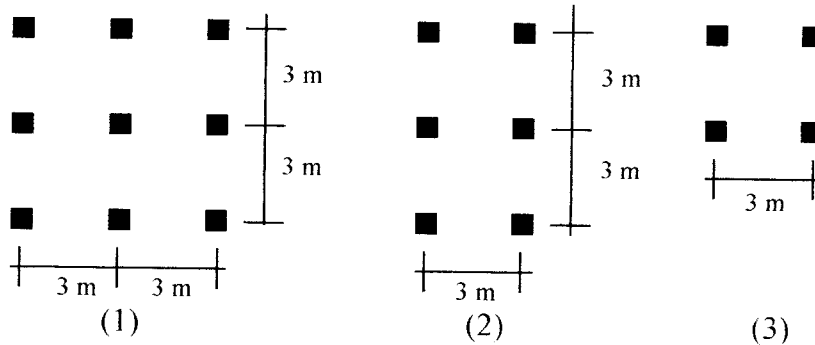
Perhitungan daya dukung ultimit pondasi rakit sama seperti perhitungan daya dukung pondasi telapak. Daya dukung yang diizinkan ditentukan dari daya dukung ultimit dibagi faktor aman yang sesuai. Peck dkk (1953) menyarankan bahwa untuk perancangan pondasi pada tanah lempung harus diberi faktor aman 3.

## BAB V

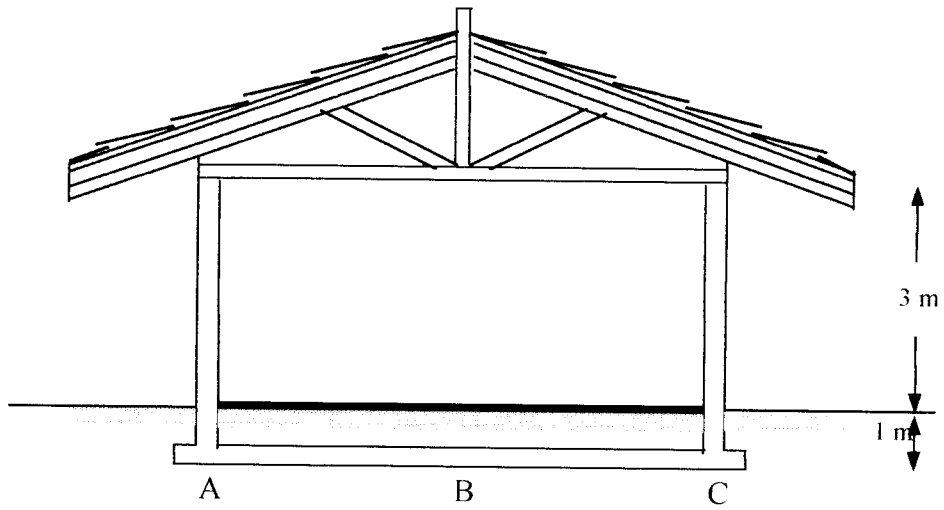
### PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN

Dalam perancangan pondasi jenis rakit dan pondasi telapak menerus diambil parameter perhitungan sebagai berikut :

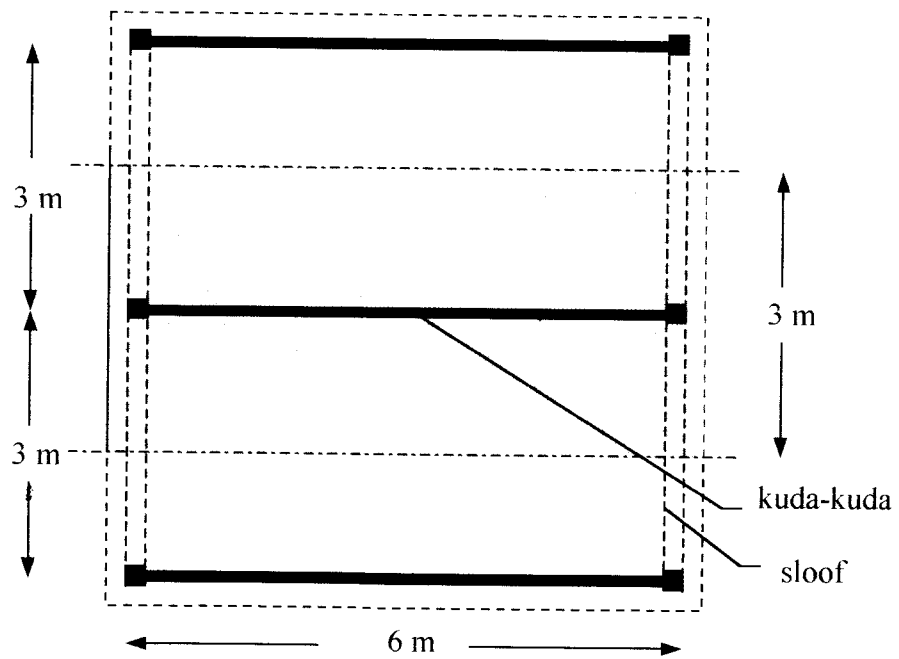
1. beban bekerja sentris terhadap titik berat pondasi,
2. kedalaman pondasi 1 meter dari permukaan tanah,
3. data tanah dari daerah Telang I (B/TL/17) dan daerah Saleh (B/SL/17),
4. digunakan faktor keamanan = 3,
5. formasi kolom sebagai berikut:



Untuk pembebanan, parameter perhitungan diambil berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 dan Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia 1961.

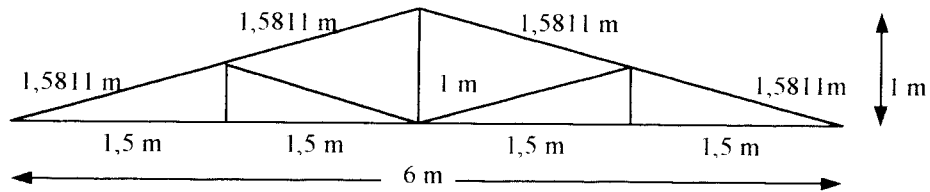


Gambar 5.1 Potongan melintang denah untuk pembebanan



Gambar 5.2 Denah daerah pembebanan

### Perhitungan beban atap



Gambar 5.3 Rangka kuda-kuda untuk pembebanan

Digunakan : - balok kayu kuda-kuda dan gording = 8/12 cm

- BJ kayu = 0,8 gr/cm<sup>3</sup>, kelas kuat II

- jarak kuda-kuda = 3 m

Panjang kayu total :

$$\begin{aligned}\Sigma L &= (4 \times 1,5) + (6 \times 1,5811) + (2 \times 0,5) + 1 \\ &= 17,4866 \text{ m}\end{aligned}$$

Beban kuda-kuda :

$$q = \frac{bh \times \Sigma L \times BJ_{kayu}}{L} = \frac{0,08 \times 0,12 \times 17,4866 \times 800}{6} = 22,3828 \text{ kg/m}$$

$$q_{taksiran} = 1,1 \times q = 1,1 \times 22,3828 = 24,6211 \text{ kg/m}$$

Beban atap :

$$\text{- genteng } (q = 50 \text{ kg/m}^2) = 1,5811 \times 4 \times 50 \times 3 = 948,66 \text{ kg}$$

$$\text{- langit-langit } (q = 11 \text{ kg/m}^2) = 1,5 \times 4 \times 11 \times 3 = 198 \text{ kg}$$

$$\text{- penggantung } (q = 7 \text{ kg/m}^2) = 1,5 \times 4 \times 7 \times 3 = 126 \text{ kg}$$

$$\text{- kuda-kuda } (q = 24,6211 \text{ kg/m}) = 24,6211 \times 1,5 \times 4 = 147,7266 \text{ kg}$$

$$\text{- gording} = 0,08 \times 0,12 \times 800 \times 3 \times 8 = 184,32 \text{ kg}$$

---


$$\text{beban total} = 1604,7066 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban atap rencana} &= 1,1 \times \text{beban atap total} \\ &= 1,1 \times 1604,7066 = 1765,1773 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai faktor reduksi alat sambung = 10% berat kuda-kuda dan beban tak terduga = 10% beban total (Konstruksi kayu I, Suwarno S).

### **Perhitungan beban sloof**

$$\begin{array}{rcl} \text{- beban dinding } \frac{1}{2} \text{ batu} & = 250 \times 3 \times 1,2 & = 900 \text{ kg/m} \\ \text{- beban sloof (15} \times \text{20) cm}^2 & = 0,15 \times 0,20 \times 2400 \times 1,2 & = 86,4 \text{ kg/m} \\ \hline & \text{beban total} & = 986,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

Dipakai faktor beban untuk beban mati = 1,2 (SK SNI T-15-1991-03)

### **Perhitungan beban total**

$$\text{Beban total} = \text{beban atap} + \text{beban kolom} + \text{beban sloof}$$

Beban titik A = titik C :

$$\begin{aligned} P_A &= (\frac{1}{2} \times \text{beban atap}) + \text{beban kolom} + (\frac{1}{2} \times \text{beban sloof} \times \text{panjang sloof}) \\ &= (0,5 \times 1765,1773) + (0,15 \times 0,15 \times 4 \times 2400 \times 1,2) \\ &\quad + (0,5 \times 986,4 \times 3 \times 2) \\ &= 4100,9886 \text{ kg} = 41,8042 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_C = P_A = 41,8042 \text{ kN}$$

Untuk memudahkan perhitungan, dianggap semua beban pada titik pembebanan sama sebesar 45 kN.



## 5.1 Perhitungan Pondasi pada Titik B/TL/17

Dari data survai diketahui :

$$\phi = 6^\circ$$

$$c = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ N}$$

$$\gamma_b = 1,47 \text{ gr/cm}^3 = 14,4207 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$G_s = 2,36$$

$$e = 1,90$$

$$q_c = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 1,10 \text{ (kedalaman 5,75 m)}$$

$$e_o = 2,35 \text{ (kedalaman 5,75 m)}$$

$$p_o = 33,6 \text{ kN/m}^2 \text{ (kedalaman 5,75 m)}$$

$$C_v = 4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s (kedalaman 5,75 m)}$$

### 5.1.1 Perhitungan pondasi rakit

#### 1. Perhitungan daya dukung pondasi menurut teori Terzaghi

Untuk bentuk bujursangkar, daya dukung ultimitnya (pers. 3.8) :

$$q_u = 1,3c' N_c' + p_o N_q' + 0,4\gamma B N_\gamma'$$

dimana :  $D_f = 1,0 \text{ m}$

$$d_w = 0,2 \text{ m}$$

untuk  $\phi = 6^\circ < 28^\circ \rightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal (B.C.Punmia)

$$c' = \frac{2}{3}c = \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$c' = \frac{2}{3}c = \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) = 4,0081^\circ$$

dari Tabel 3.1 diketahui :  $N'_c = \frac{4,0081}{5}(6,7 - 5,7) + 5,7 = 6,5016$

$$N'_q = \frac{4,0081}{5}(1,4 - 1,0) + 1,0 = 1,3206$$

$$N'_\gamma = \frac{4,0081}{5}(0,2 - 0,0) + 0 = 0,1603$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,36 - 1)9,81}{1 + 1,90} = 4,6005 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p_o &= \gamma'(D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6005(1 - 0,2) + (14,4207 \times 0,2) \\ &= 6,5645 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

maka :  $q_u = (1,3 \times 4 \times 6,5016) + (6,5645 \times 1,3206) + (0,4 \times 4,6005 \times B \times 0,1603)$

$$= 42,4774 + 0,2950 B \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} = \frac{42,7447 + 0,2950B}{3} = 14,1591 + 0,0983B \text{ kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi bujur sangkar (pers. 4.1) :

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \Sigma P \frac{e_y}{I_x} y \pm \Sigma P \frac{e_x}{I_y} x$$

dimana :  $\Sigma P = 9 \times 45 = 405 \text{ kN}$

$$e_x = e_y = 0 \text{ (simetris)}$$

$$A = B \times B = B^2$$

maka :  $q = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{405}{B^2}$

Perhitungan dimensi pondasi :

$$q \leq q_a$$

$$\frac{405}{B^2} \leq 14,1591 + 0,0983B$$

$$B \geq 5,2533 \text{ m} \cong \text{dipakai } B = 6,15 \text{ m}$$

dengan  $B = 6,15 \text{ m}$  didapat :

$$q = \frac{405}{B^2} = \frac{405}{6,15^2} = 10,7079 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 14,1591 + 0,0983B = 14,1591 + (0,0983 \times 6,15) = 14,7636 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 42,4474 + 0,2950B = 42,4474 + (0,2950 \times 6,15) = 44,2616 \text{ kN/m}^2$$

Analog untuk formasi (2) dan (3) (lihat tabel 5.1)

## 2. Perhitungan daya dukung pondasi menurut teori Hansen

Daya dukung ultimit pondasi (pers. 3.13) :

$$q_u = s_c d_c i_c c' N'_c + s_q d_q i_q p_o N'_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 \gamma B' N'_\gamma$$

dimana :  $D_f = 1,0 \text{ m}$

$$d_w = 0,2 \text{ m}$$

untuk  $\phi = 6^\circ < 28^\circ \rightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \arctan \left( \frac{2}{3} \tan \phi \right) = 4,0081^\circ$$

$$N'_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi')} = \tan^2 \left( 45 + \frac{4,0081^\circ}{2} \right) e^{(\pi \tan 4,0081^\circ)} = 1,4335$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi' = (1,4335 - 1) \cot 4,0081^\circ = 6,1850$$

$$N'_\gamma = 1,5(N'_q - 1)\tan\phi' = 1,5(1,4335 - 1)\tan 4,0081 = 0,0456$$

$$s_c = s_d = 1 + 0,2\frac{B}{L} = 1 + 0,2\frac{B}{B} = 1,2$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4\frac{B}{L} = 1 - 0,4\frac{B}{B} = 0,6$$

$$i_c = i_d = i_q = 1 \text{ (beban vertikal)}$$

$$\begin{aligned} d_q &= 1 + 2\frac{D_f}{B}\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2 = 1 + 2\frac{1,0}{B}\tan 4,0081^\circ(1 - \sin 4,0081^\circ)^2 \\ &= 1 + \frac{0,1212}{B} \end{aligned}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \tan\phi'} = \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right) - \frac{1 - \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right)}{1,4335 \tan 4,0081^\circ} = 1 - \frac{1,0854}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,36 - 1)9,81}{1 + 1,90} = 4,6005 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p_o &= \gamma'(D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6005(1 - 0,2) + (14,4207 \times 0,2) \\ &= 6,5645 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} q_u &= \left(1,2 \times \left(1 - \frac{1,0854}{B}\right) \times 1 \times 4 \times 6,1850\right) + \left(1,2 \times \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right) \times 1 \times 6,5645\right) \\ &\quad \times 1,4335 + (0,6 \times 1 \times 1 \times 0,5 \times B \times 4,6005 \times 0,0456) \end{aligned}$$

$$= \left(0,0629B + 40,9803 - \frac{30,8548}{B}\right) \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF'} = \frac{\left(0,0629B + 40,9803 - \frac{30,8548}{B}\right)}{3}$$

$$q_a = \left( 0,021B + 13,6601 - \frac{10,2849}{B} \right) \text{ kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi bujur sangkar (pers. 4.1) :

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \sum P \frac{e_y}{I_x} y \pm \sum P \frac{e_x}{I_y} x$$

dimana :  $\Sigma P = 9 \times 45 = 405 \text{ kN}$

$$e_x = e_y = 0 \text{ (simetris)}$$

$$A = B \times B = B^2$$

maka :  $q = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{405}{B^2}$

Perhitungan dimensi pondasi :

$$q \leq q_a$$

$$\frac{405}{B^2} \leq 0,021B + 13,6601 - \frac{10,2849}{B}$$

$$B \geq 5,8068 \text{ m} \cong \text{dipakai } B = 6,15 \text{ m}$$

dengan  $B = 6,15 \text{ m}$  didapat :

$$q = \frac{405}{B^2} = \frac{405}{6,15^2} = 10,7079 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_a &= 0,021B + 13,6601 - \frac{10,2849}{B} \\ &= (0,021 \times 6,15) + 13,6601 - \frac{10,2849}{6,15} = 12,1169 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_u = 0,0629B + 40,9803 - \frac{30,8548}{B}$$

$$q_u = (0,0629 \times 6,15) + 40,9803 - \frac{30,8548}{6,15} = 36,3501 \text{ kN/m}^2$$

Analog untuk formasi (2) dan (3) (lihat tabel 5.1)

### 3. Perhitungan penurunan pondasi

➤ Perhitungan penurunan segera (pers. 3.27) :

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) I_p$$

dimana :  $q_{neto} = q - p_o = 14,7636 - 6,5645 = 8,1991 \text{ kN/m}^2$

$\mu = 0,5$  (dari tabel 3.2)

$E = 7q_c = 7 \times 0,25 = 1,75 \text{ Mpa} = 1750 \text{ kN/m}^2$

$I_p = 0,82$  (dari tabel 3.4)

maka :  $S_i = \frac{8,1991 \times 6,15}{1750} \times (1 - 0,5^2) \times 0,82 = 0,0177 \text{ m}$

➤ Perhitungan penurunan konsolidasi primer

Lempung terkonsolidasi normal (pers. 3.29 & pers.3.30) :

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

Asumsi :  $H = 5 \text{ meter}$

Perhitungan penambahan tegangan dengan metode 2:1 (pers. 3.25) :

$$\begin{aligned} \Delta p &= \frac{qB^2}{(B+z)^2} \\ &= \frac{8,1991 \times 6,15^2}{(6,15 + 4,75)^2} = 2,6101 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

maka : 
$$S_c = \frac{1,10}{1 + 2,35} \times 5 \times \log \frac{33,6 + 2,6101}{33,6} = 0,0533 \text{ m}$$

➤ Perhitungan penurunan konsolidasi sekunder

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1}$$

dimana : 
$$t_1 \cong t_{90} = \frac{T_v H_t}{C_v} = \frac{0,848 \times (5/2)}{4 \times 10^{-8} \times 61536000} = 0,86 \cong 1 \text{ tahun}$$

asumsi  $t_2$  10 tahun

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} = 1,10 \log \frac{33,6 + 2,6101}{33,6} = 0,0357$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log^2 t_1} = \frac{0,0357}{\log^2 10} = 0,0357$$

$$e_p = e_o - \Delta e = 2,35 - 0,0357 = 2,3143$$

maka : 
$$S_s = \frac{0,0357}{1 + 2,3143} \times 5 \times \log \frac{10}{1} = 0,0538 \text{ m}$$

➤ Perhitungan penurunan total

$$S = S_i + S_c + S_s$$

$$= 0,0177 + 0,0533 + 0,0538 = 0,1248 \text{ m}$$

➤ Analog untuk daya dukung metode Terzaghi formasi (2), (3) dan daya dukung metode Hansen formasi (1), (2), (3) (lihat tabel 5.1).

Tabel 5.1 Hasil perhitungan dimensi, kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi rakit pada titik B/TL-I/17

Jenis Pondasi	Pondasi Rakit					
	Terzaghi			Hansen		
Metode						
Formasi	1	2	3	1	2	3
$P$ (kN)	45	45	45	45	45	45
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,3 × 6,15)	(3,6 × 3,6)	(6,15 × 6,15)	(4,1 × 6,2)	(4,1 × 4,1)
$A$ (m <sup>2</sup> )	37,8225	20,295	12,96	37,8225	25,42	16,81
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	13,3038	13,8889	10,7079	10,6216	10,7079
$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,7636	13,3459	14,5130	12,1169	10,6276	11,2377
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	44,2616	39,9481	43,5094	36,3501	31,8823	33,7126
$q_{netto}$ (kN/m <sup>2</sup> )	8,1991	6,7814	7,9485	5,5524	4,0631	4,6732
$S_i$ (m)	0,0177	0,0111	0,0101	0,0120	0,0078	0,0067
$S_c$ (m)	0,0533	0,0325	0,0307	0,0366	0,0223	0,0210
$S_s$ (m)	0,0538	0,0327	0,0309	0,0368	0,0225	0,0210
$S_t$ (m)	0,1248	0,0763	0,0717	0,0854	0,0526	0,0487

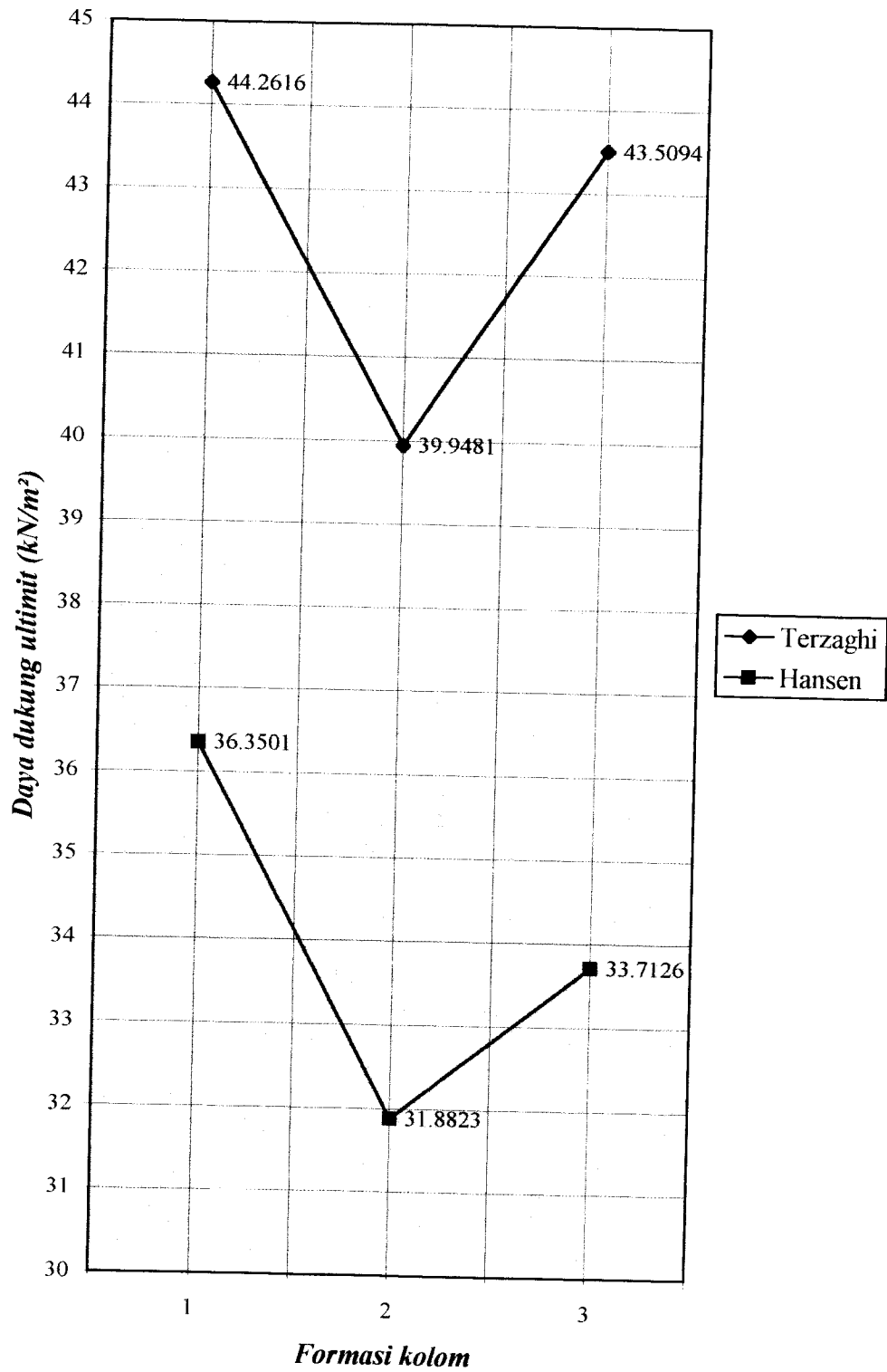
Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.3, gambar 5.4, dan gambar 5.5.

Tabel 5.2 Hasil perhitungan kapasitas daya dukung dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/TL-I/17

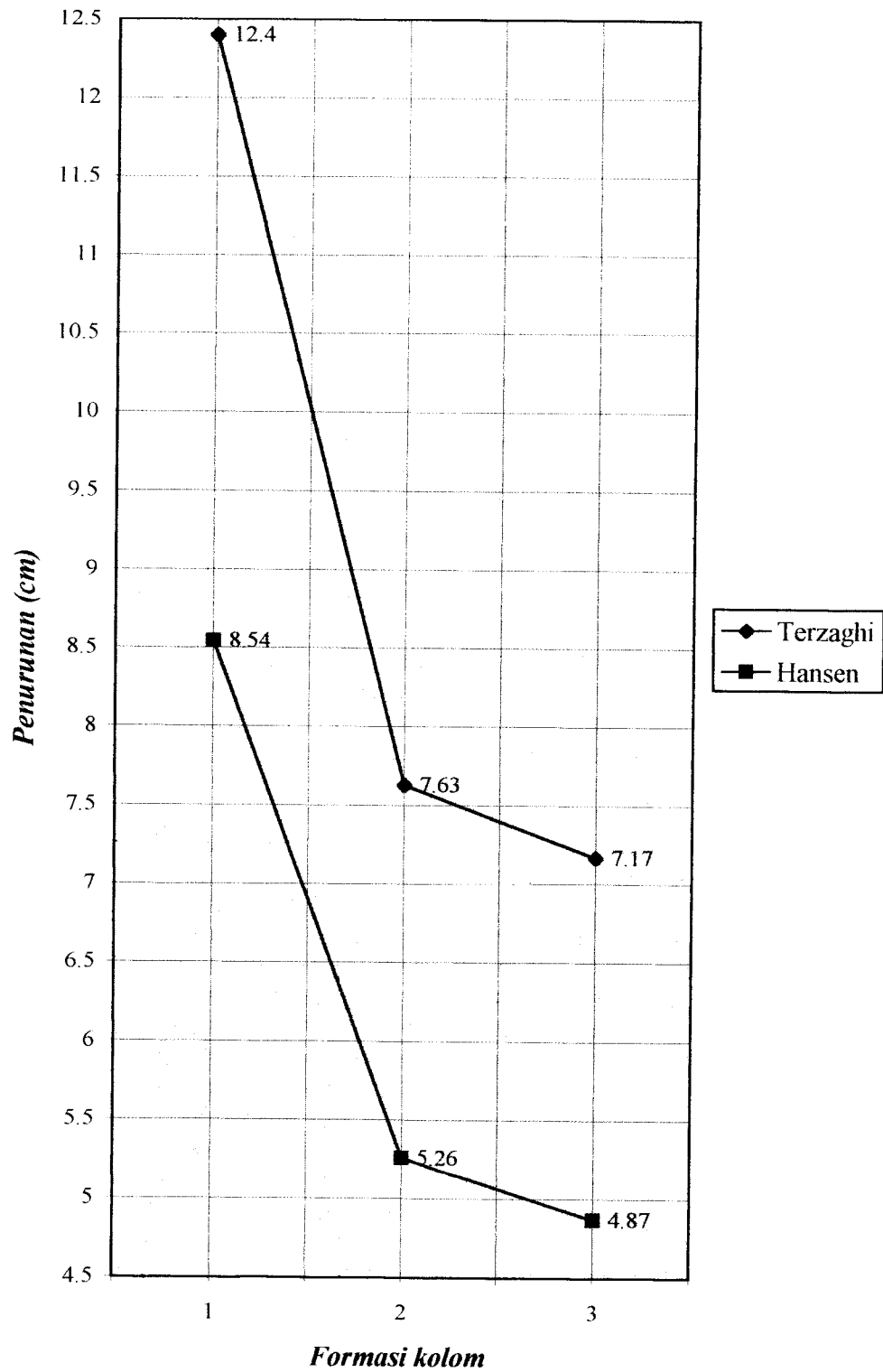
Jenis Pondasi	Pondasi Rakit					
	Terzaghi			Hansen		
Metode						
Formasi	1	2	3	1	2	3
$P$ (kN)	45	45	45	45	45	45
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(4,1 × 6,2)	(4,1 × 4,1)	(6,15 × 6,15)	(4,1 × 6,2)	(4,1 × 4,1)
$A$ (m <sup>2</sup> )	37,8275	25,42	16,81	37,8275	25,42	16,81
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	10,6216	10,7079	10,7079	10,6216	10,7079
$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,7636	13,3159	14,5621	12,1169	10,6276	11,2377
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	44,2616	41,1467	43,6569	36,3501	31,8823	33,7126

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.6.

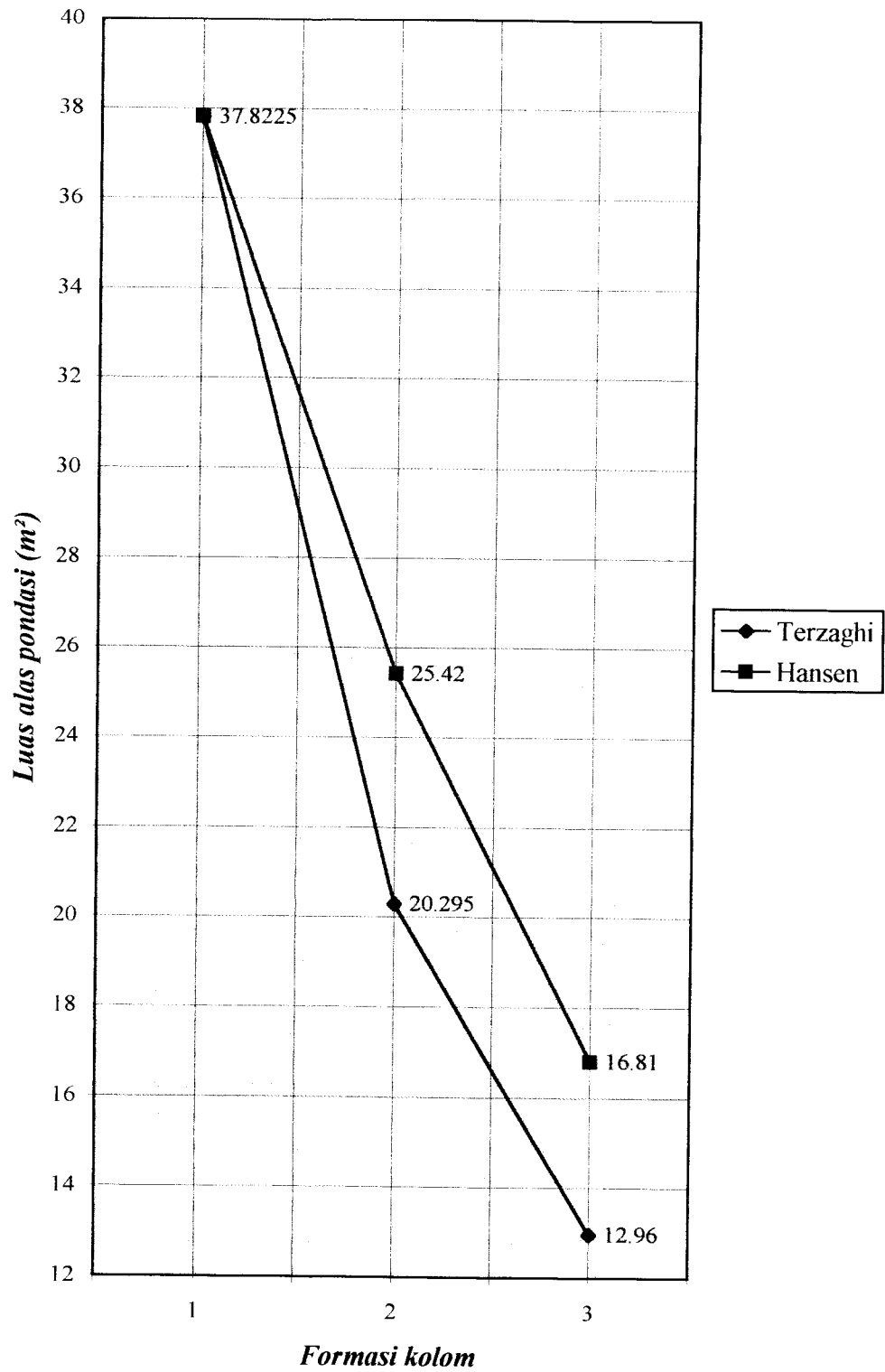




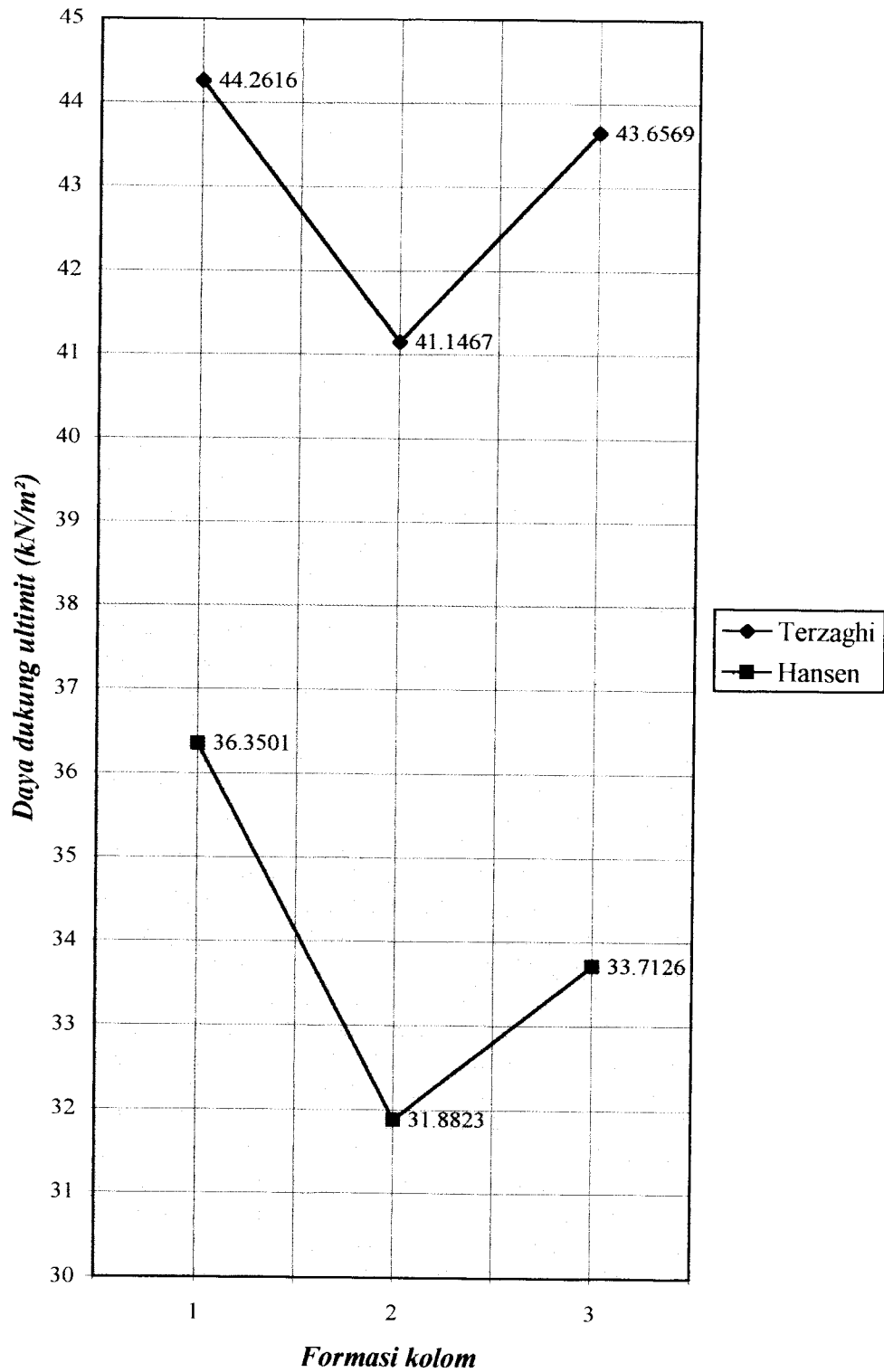
Gambar 5.3 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung ultimit pada titik B/TL-I/17



Gambar 5.4 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan penurunan pondasi pada titik B/TL-1/17



Gambar 5.5 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan luas alas pondasi pada titik B/TL-I/17



Gambar 5.6 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/TL-I/17

## 5.1.2 Perhitungan pondasi telapak menerus

### 1. Perhitungan daya dukung pondasi menurut teori Terzaghi

Untuk bentuk menerus, daya dukung ultimitnya (pers. 3.5):

$$q_u = c' N_c' + p_o N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma'$$

dimana :  $D_f = 1,0$  m

$$d_w = 0,2$$
 m

untuk  $\phi = 6^\circ < 28^\circ \rightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) = 4,0081^\circ$$

dari tabel 3.1 diketahui :  $N_c' = \frac{4,0081}{5} (6,7 - 5,7) + 5,7 = 6,5016$

$$N_q' = \frac{4,0081}{5} (1,4 - 1,0) + 1,0 = 1,3206$$

$$N_\gamma' = \frac{4,0081}{5} (0,2 - 0,0) + 0 = 0,1603$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,36 - 1) 9,81}{1 + 1,90} = 4,6005 \text{ kN/m}^3$$

$$p_o = \gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6005(1 - 0,2) + (14,4207 \times 0,2)$$

$$= 6,5645 \text{ kN/m}^3$$

maka :  $q_u = (4 \times 6,5016) + (6,5645 \times 1,3206) + (0,5 \times 4,6005 \times B \times 0,1603)$

$$= 34,6755 + 3687 B \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} = \frac{34,6755 + 0,3687B}{3} = (11,5585 + 0,1229B) \text{ kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi telapak menerus

$$q = \frac{P}{A}$$

dimana :  $P = 45 \text{ kN}$

$A = B \times 1 \text{ m}$  ( ditinjau per satu meter panjang)

maka :  $q = \frac{45}{B} \text{ kN/m}^2$

Perhitungan lebar pondasi :

$$q_a \geq q$$

$$11,5585 + 0,1229B > \frac{45}{B}$$

$$B \geq 3,7442 \cong 3,8 \text{ m} \longrightarrow \text{tidak memenuhi syarat!}$$

## 2. Perhitungan daya dukung pondasi menurut teori Hansen

Daya dukung ultimit pondasi (pers. 3.13):

$$q_u = s_c d_c i_c c' N_c' + s_q d_q i_q p_o N_q' + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 \gamma B' N_\gamma'$$

dimana :  $D_f = 1,0 \text{ m}$

$$d_w = 0,2 \text{ m}$$

untuk  $\phi = 6^\circ < 28^\circ \longrightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \arctan \left( \frac{2}{3} \tan \phi \right) = 4,0081^\circ$$

$$N_q' = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi')} = \tan^2 \left( 45 + \frac{4,0081^\circ}{2} \right) e^{(\pi \tan 4,0081^\circ)} = 1,4335$$

$$N_c' = (N_q' - 1) \cot \phi' = (1,4335 - 1) \cot 4,0081^\circ = 6,1850$$

$$N'_\gamma = 1,5(N'_q - 1)\tan \phi' = 1,5(1,4335 - 1)\tan 4,0081 = 0,0456$$

$$s_c = s_d = s_q = 1 \text{ (pondasi menerus)}$$

$$i_c = i_d = i_q = 1 \text{ (beban vertikal)}$$

$$\begin{aligned} d_q &= 1 + 2 \frac{D_f}{B} \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 = 1 + 2 \frac{1,0}{B} \tan 4,0081^\circ (1 - \sin 4,0081^\circ)^2 \\ &= 1 + \frac{0,1212}{B} \end{aligned}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N'_q \tan \phi} = \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right) - \frac{1 - \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right)}{1,4335 \tan 4,0081^\circ} = 1 - \frac{1,0854}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,36 - 1)9,81}{1 + 1,90} = 4,6005 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p_o &= \gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6005(1 - 0,2) + (14,4207 \times 0,2) \\ &= 6,5645 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} q_u &= \left(1 \times \left(1 - \frac{1,0854}{B}\right) \times 1 \times 4 \times 6,1850\right) + \left(1 \times \left(1 + \frac{0,1212}{B}\right) \times 1 \times 6,5645\right. \\ &\quad \left. \times 1,4335\right) + \left(1 \times 1 \times 1 \times 0,5 \times B \times 4,6005 \times 0,0456\right) \end{aligned}$$

$$= \left(0,1049B + 34,1502 - \frac{25,7123}{B}\right) \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_u}{SF} = \frac{\left(0,1049B + 34,1502 - \frac{25,7123}{B}\right)}{3} \\ &= \left(0,035B + 11,3834 - \frac{8,5708}{B}\right) \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi telapak menerus

$$q = \frac{P}{A}$$

dimana :  $P = 45 \text{ kN}$

$A = B \times 1 \text{ m}$  ( ditinjau per satu meter panjang)

maka :  $q = \frac{45}{B} \text{ kN/m}^2$

Perhitungan lebar pondasi :

$$q_a \geq q$$

$$0,035B + 11,3834 - \frac{8,5708}{B} > \frac{45}{B}$$

$$B \geq 4,6398 \cong 4,7 \text{ m} \longrightarrow \text{tidak memenuhi syarat!}$$



## 5.2 Perhitungan Pondasi pada Titik B/SL/17

Dari data survai diketahui :

$$\phi = 3^\circ$$

$$c = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ N}$$

$$\gamma_b = 1,47 \text{ gr/cm}^3 = 14,4207 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$G_s = 2,48$$

$$e = 2,11$$

$$q_c = 0,25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$C_c = 0,96$$

$$C_r = 0,09$$

$$e_o = 2,30$$

$$p_o = 36,2 \text{ kN/m}^2$$

$$p_c = 123 \text{ kN/m}^2$$

$$C_v = 5,2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

### 5.2.1 Perhitungan pondasi rakit

#### 1. Perhitungan daya dukung pondasi menurut teori Terzaghi

Untuk bentuk bujursangkar, daya dukung ultimitnya :

$$q_u = 1,3c' N_c' + p_o N_q' + 0,4\gamma B N_\gamma'$$

dimana :  $D_f = 1,0 \text{ m}$

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

$\phi = 3^\circ < 28^\circ \rightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal

$$c' = \frac{2}{3}c = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \text{arc tg} \left( \frac{2}{3} \text{tg } \phi \right) = 2,001^\circ$$

dari tabel 3.1 diketahui :  $N'_c = \frac{2,001}{5}(6,7 - 5,7) + 5,7 = 6,1002$

$$N'_q = \frac{2,001}{5}(1,4 - 1,0) + 1,0 = 1,1601$$

$$N'_\gamma = \frac{2,001}{5}(0,2 - 0) = 0,08$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,48 - 1)9,81}{1 + 2,11} = 4,6684 \text{ kN/m}^3$$

$$p_0 = \gamma'(D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6684(1,0 - 0,5) + (14,4207 \times 0,5) \\ = 9,5445 \text{ kN/m}^2$$

maka :

$$q_u = (1,3 \times 8 \times 6,1002) + (9,5445 \times 1,1601) + (0,4 \times 4,6684 \times B \times 0,08) \\ = (74,5146 + 0,1494B) \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} = \frac{74,5146 + 0,1494B}{3} = (24,8382 + 0,0498B) \text{ kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi bujur sangkar (pers. 4.1) :

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \Sigma P \frac{e_y}{I_x} y \pm \Sigma P \frac{e_x}{I_y} x$$

dimana :  $\Sigma P = 9 \times 45 = 405 \text{ kN}$

$$e_x = e_y = 0 \text{ (simetris)}$$

$$A = B \times B = B^2$$

maka : 
$$q = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{405}{B^2}$$

Perhitungan dimensi podasi :

$$q \leq q_u$$

$$\frac{405}{B^2} \leq 24,8382 + 0,0498B$$

$$B \geq 4,0220 \text{ m} \cong \text{dipakai } B = 6,15 \text{ m}$$

dengan  $B = 6,15 \text{ m}$  didapat :

$$q = \frac{405}{B^2} = \frac{405}{6,15^2} = 10,7079 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 24,8382 + (0,0498B) = 24,8382 + (0,0498 \times 6,15) = 25,1445 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 74,5146 + (0,1494B) = 74,5146 + (0,1494 \times 6,15) = 75,4334 \text{ kN/m}^2$$

Analog untuk formasi (2) dan (3) (lihat tabel 5.2)

## 2. Perhitungan daya dukung ultimit menurut teori Hansen

Daya dukung ultimit pondasi :

$$q_u = s_c d_c i_c c' N_c' + s_q d_q i_q p_o N_q' + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 \gamma B' N_\gamma'$$

dimana :  $Df = 1,0 \text{ m}$

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

$$\phi = 3^\circ < 28^\circ \longrightarrow \text{tinjau keruntuhan geser lokal}$$

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \text{arc tg} \left( \frac{2}{3} \text{tg } \phi \right) = 2,001^\circ$$

$$N_q' = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi')} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{2,001^\circ}{2} \right) e^{(\pi \tan 2,001^\circ)} = 1,1968$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi' = (1,1968 - 1) \cot 2,001^\circ = 5,6328$$

$$N'_\gamma = 1,5(N'_q - 1) \tan \phi' = 1,5(1,1968 - 1) \tan 2,001^\circ = 0,0103$$

$$s_c = s_d = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \frac{B}{B} = 1,2$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 1 - 0,4 \frac{B}{B} = 0,6$$

$$i_c = i_d = i_q = 1 \quad (\text{beban vertikal})$$

$$\begin{aligned} d_q &= 1 + 2 \frac{D_f}{B} \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 = 1 + 2 \frac{1,0}{B} \tan 2,001^\circ (1 - \sin 2,001^\circ)^2 \\ &= 1 + \frac{0,0651}{B} \end{aligned}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N'_q \tan \phi'} = \left( 1 + \frac{0,0651}{B} \right) - \frac{1 - \left( 1 + \frac{0,0651}{B} \right)}{1,1968 \tan 2,001^\circ} = 1 - \frac{1,4918}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,48 - 1) 9,81}{1 + 2,11} = 4,6684 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p_0 &= \gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6684(1,0 - 0,5) + (14,4207 \times 0,5) \\ &= 9,5445 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} q_u &= \left( 1,2 \times \left( 1 - \frac{1,4918}{B} \right) \times 1 \times 8 \times 5,6328 \right) + \left( 1,2 \times \left( 1 + \frac{0,0651}{B} \right) \times 1 \times 9,5445 \right. \\ &\quad \left. \times 1,1968 \right) + \left( 0,6 \times 1 \times 1 \times 0,5 \times B \times 4,6684 \times 0,0103 \right) \end{aligned}$$

$$= \left( 0,0144B + 67,7830 - \frac{79,8327}{B} \right) \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} = \frac{\left( 0,0144B + 67,7830 - \frac{79,8327}{B} \right)}{3}$$

$$q_u = \left( 0,0048B + 22,5944 - \frac{26,6109}{B} \right) \text{kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi bujur sangkar

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \Sigma P \frac{e_y}{I_x} y \pm \Sigma P \frac{e_x}{I_y} x$$

dimana :  $\Sigma P = 9 \times 45 = 405 \text{ kN}$

$$e_x = e_y = 0 \text{ (simetris)}$$

$$A = B \times B = B^2$$

maka :  $q = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{405}{B^2}$

Perhitungan dimensi pondasi :

$$q \leq q_u$$

$$\frac{405}{B^2} \leq 0,0048B + 22,5944 - \frac{26,6109}{B}$$

$$B \geq 4,8605 \cong \text{dipakai } B = 6,15 \text{ m}$$

dengan  $B = 6,15 \text{ m}$  didapat :

$$q = \frac{405}{B^2} = \frac{405}{6,15^2} = 10,7079 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 0,0048B + 22,5944 - \frac{26,6109}{B}$$

$$= (0,0048 \times 6,15) + 22,5944 - \frac{26,6109}{6,15} = 18,3620 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 0,0144B + 67,783 - \frac{79,8327}{B}$$

$$q_u = (0,0144 \times 6,15) + 67,7830 - \frac{79,8327}{6,15} = 54,8906 \text{ kN/m}^2$$

Analog untuk formasi (2) dan (3) (lihat tabel 5.2)

### 3. Perhitungan penurunan pondasi

➤ Perhitungan penurunan segera

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) I_p$$

dimana :  $q_{netto} = q_{maks} - p_o = 25,1445 - 9,5445 = 15,6 \text{ kN/m}^2$

$\mu = 0,5$  (dari tabel 3.2)

$E = 7q_c = 7 \times 250 = 1750 \text{ kN/m}^2$

$I_p = 0,82$  (tabel 3.4)

maka :  $S_i = \frac{15,6 \times 6,15}{1750} \times (1 - 0,5^2) \times 0,82 = 0,0337 \text{ m}$

➤ Perhitungan penurunan konsolidasi primer

Lempung terkonsolidasi berlebihan ( $p_l - p_c$ ) :

$$S_c = \frac{C_r}{1 + e_o} H \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

Asumsi :  $H = 5 \text{ m}$

Perhitungan penambahan tegangan dengan metode 2:1

$$\begin{aligned} \Delta p &= \frac{qB^2}{(B+z)^2} \\ &= \frac{15,6 \times 6,15^2}{(6,15 + 4,75)^2} = 4,9662 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{maka : } S_c = \frac{0,09}{1 + 2,30} \times 5 \times \log \frac{36,2 + 4,9662}{36,2} = 0,0076 \text{ m}$$

➤ Perhitungan penurunan konsolidasi sekunder

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1}$$

$$\text{dimana : } t_1 \cong t_{90} = \frac{T_v H_t}{C_v} = \frac{0,848 \times (5/2)}{5,2 \times 10^{-8} \times 61536000} = 0,6625 \cong 1 \text{ tahun}$$

asumsi  $t_2$  10 tahun

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} = 0,09 \log \frac{36,2 + 4,9662}{36,2} = 0,005$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} = \frac{0,005}{\log \frac{10}{1}} = 0,005$$

$$e_p = e_o - \Delta e = 2,30 - 0,005 = 2,295$$

$$\text{maka : } S_s = \frac{0,005}{1 + 2,295} \times 5 \times \log \frac{10}{1} = 0,0076 \text{ m}$$

➤ Perhitungan penurunan total

$$\begin{aligned} S &= S_i + S_c + S_s \\ &= 0,0337 + 0,0076 + 0,0076 = 0,0489 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Analog untuk daya dukung metode Terzaghi formasi (2), (3) dan daya dukung metode Hansen formasi (1), (2), (3) (lihat tabel 5.2).

Tabel 5.3 Hasil perhitungan dimensi, kapasitas daya dukung tanah dan penurunan pondasi rakit pada titik B/SL/17

Jenis Pondasi	Pondasi Rakit					
	Terzaghi			Hansen		
Metode	1	2	3	1	2	3
Formasi	1	2	3	1	2	3
$P$ (kN)	45	45	45	45	45	45
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,15 × 6,15)	(3,15 × 3,15)	(6,15 × 6,15)	(3,4 × 6,15)	(3,5 × 3,5)
$A$ (m <sup>2</sup> )	37,8225	19,3725	9,9225	37,8225	20,91	12,25
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	13,9373	18,1406	10,7079	12,9125	14,6939
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	75,4334	67,4259	74,9852	54,8906	40,9169	45,0241
$q_{netto}$ (kN/m <sup>2</sup> )	15,6000	12,9308	15,4506	8,8175	4,0945	5,4636
$S_i$ (m)	0,0337	0,0207	0,0171	0,0191	0,0068	0,0067
$S_c$ (m)	0,0076	0,0046	0,0039	0,0044	0,0016	0,0016
$S_s$ (m)	0,0076	0,0045	0,0039	0,0044	0,0016	0,0015
$S_t$ (m)	0,0489	0,0298	0,0249	0,0279	0,0100	0,0098

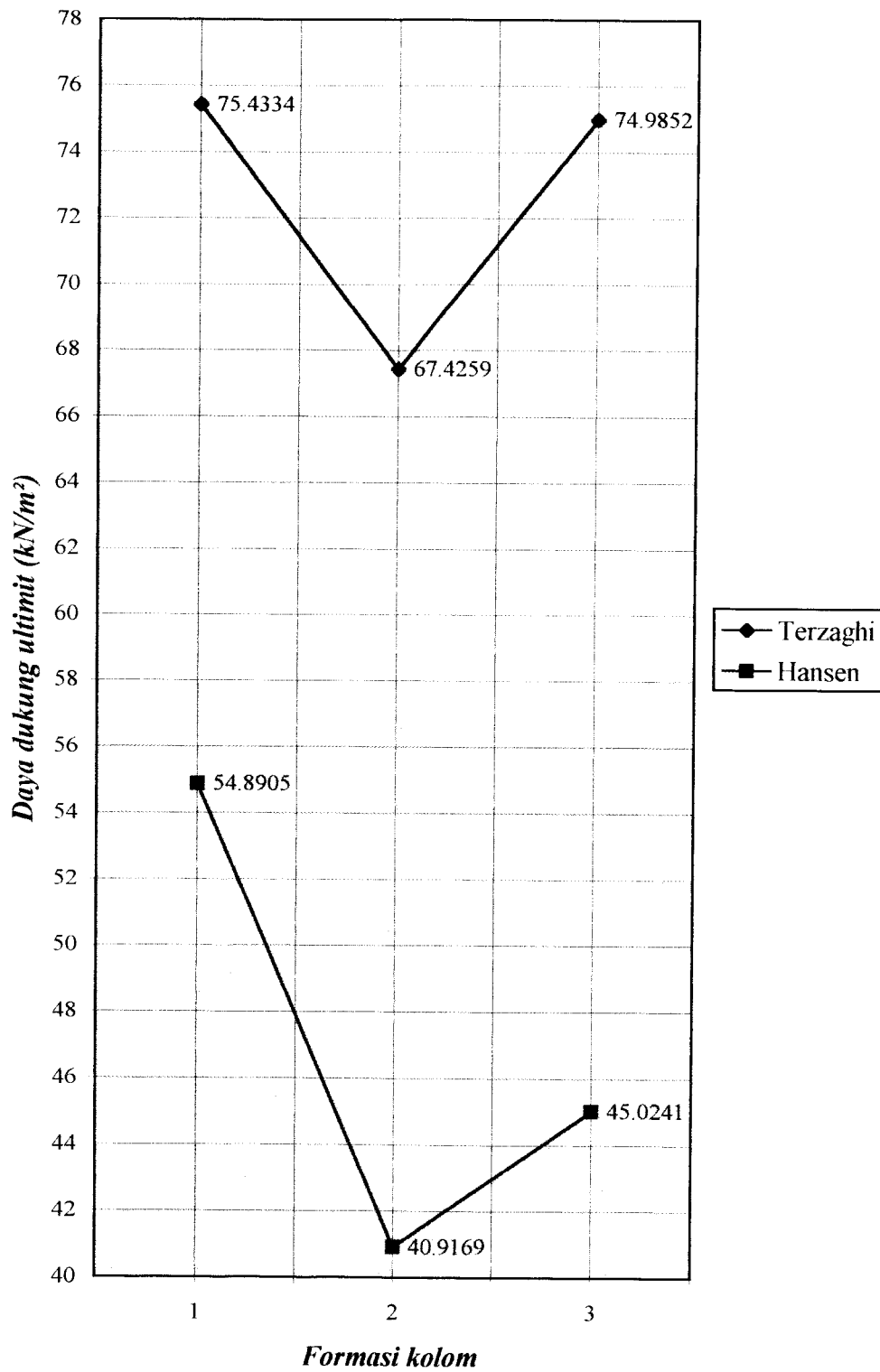
Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.7, gambar 5.8 dan gambar 5.9.

Tabel 5.4 Hasil perhitungan kapasitas daya dukung tanah dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/SL/17

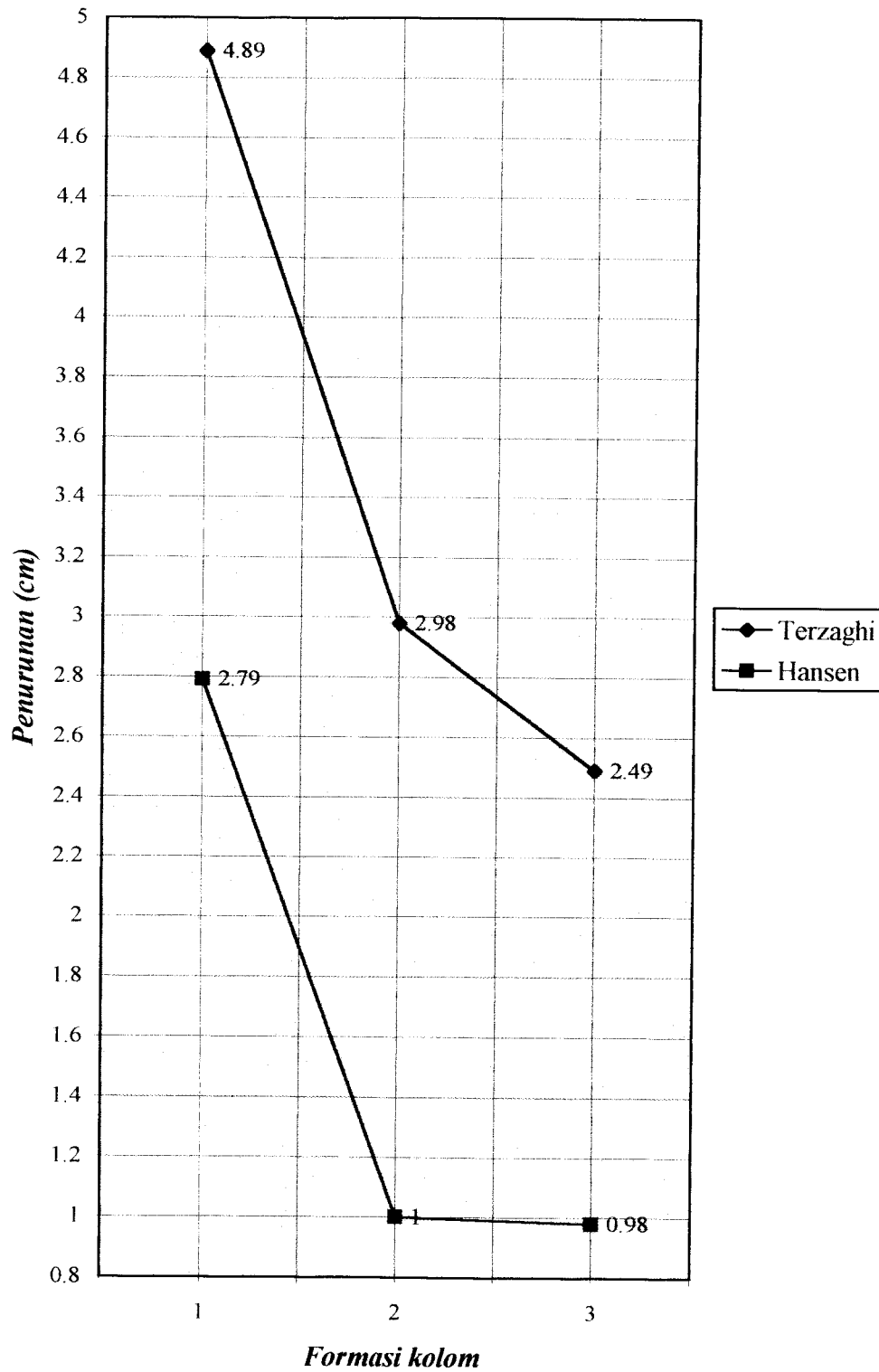
Jenis Pondasi	Pondasi Rakit					
	Terzaghi			Hansen		
Metode	1	2	3	1	2	3
Formasi	1	2	3	1	2	3
$P$ (kN)	45	45	45	45	45	45
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,3 × 6,15)	(3,5 × 3,5)	(6,15 × 6,15)	(3,4 × 6,15)	(3,5 × 3,5)
$A$ (m <sup>2</sup> )	37,8225	20,295	12,25	37,8225	20,91	12,25
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	13,3038	14,6939	10,7079	12,9125	14,6939
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	25,1445	22,5951	25,0127	18,3620	13,6390	15,0081
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	75,4334	67,7852	75,0375	54,8906	40,9169	45,0241

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.10.

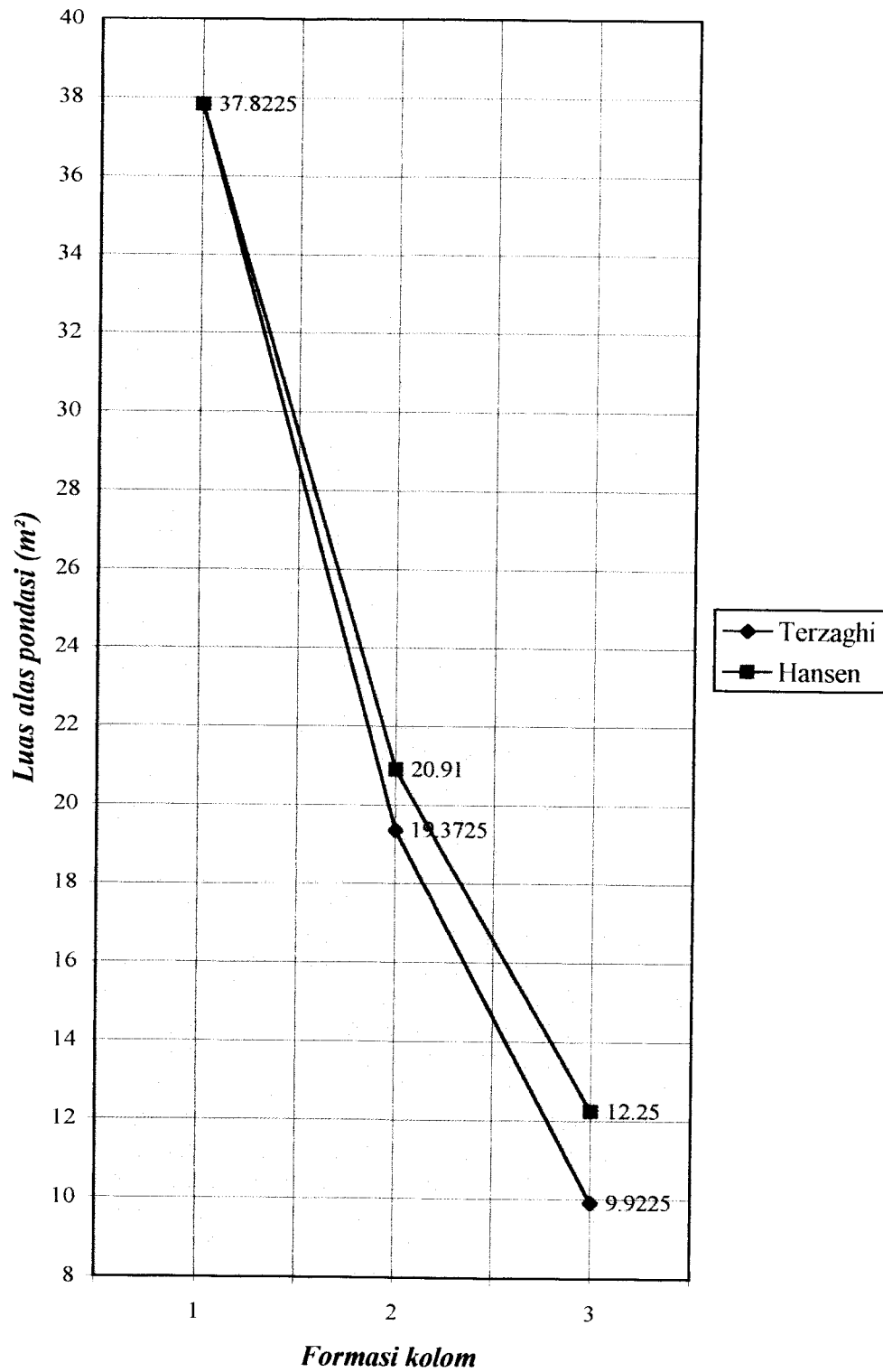




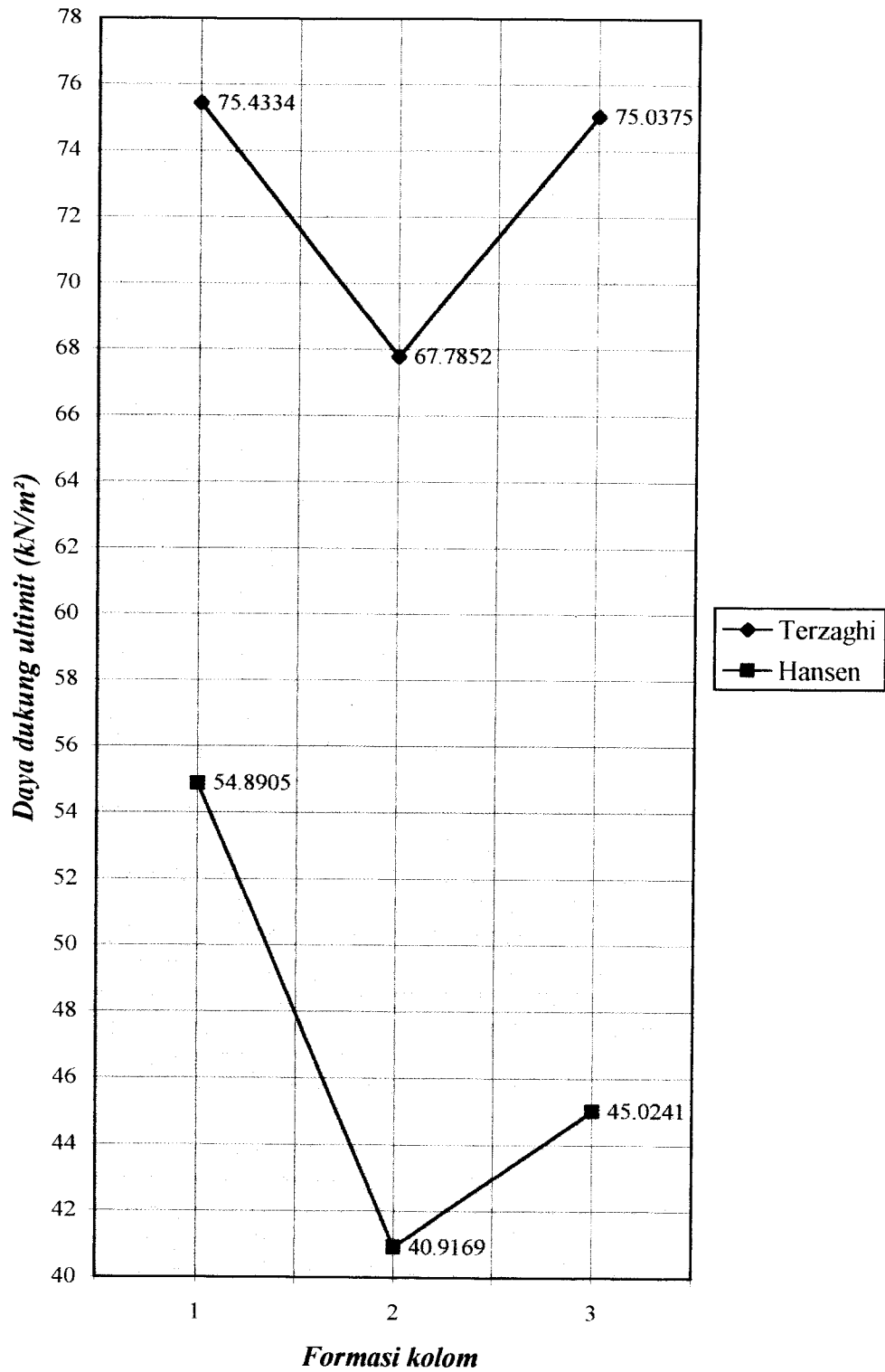
Gambar 5.7 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung ultimit pada titik B/SL/17



Gambar 5.8 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan penurunan pondasi pada titik B/SL/17



Gambar 5.9 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan luas alas pondasi pada titik B/SL/17



Gambar 5.10 Grafik perbandingan antara formasi kolom dengan daya dukung ultimit dengan dimensi pondasi yang sama pada titik B/SL/17

## 5.2.2 Perhitungan pondasi telapak menerus

### 1. Perhitungan daya dukung ultimit menurut teori Terzaghi

Untuk pondasi menerus, daya dukung ultimitnya :

$$q_u = c' N_c' + p_o N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma'$$

dimana :  $D_f = 1,0$  m

$$d_w = 0,5$$
 m

untuk  $\phi = 3^\circ < 28^\circ \rightarrow$  tinjau keruntuhan geser lokal

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \text{arc tg } (\frac{2}{3} \text{ tg } \phi) = 2,009^\circ$$

dari tabel 3.1 diketahui :  $N_c' = \frac{2,001}{5} (6,7 - 5,7) + 5,7 = 6,1002$

$$N_q' = \frac{2,001}{5} (1,4 - 1,0) + 1,0 = 1,1601$$

$$N_\gamma' = \frac{2,001}{5} (0,2 - 0) = 0,08$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,48 - 1) 9,81}{1 + 2,11} = 4,6684 \text{ kN/m}^3$$

$$p_o = \gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6684 (1,0 - 0,5) + (14,4207 \times 0,5) \\ = 9,5445 \text{ kN/m}^2$$

maka :  $q_u = (8 \times 6,1002) + (9,5445 \times 1,1601) + (0,5 \times 4,6684 \times B \times 0,08) \\ = 59,8742 + 0,1867B \text{ kN/m}^2$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} = \frac{59,8742 + 0,1867B}{3} = (19,9581 + 0,0622B) \text{ kN/m}^2$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi telapak menerus

$$q = \frac{P}{A}$$

dimana :  $P = 45 \text{ kN}$

$$A = B \times 1 \text{ (tinjau per satu meter panjang)}$$

maka :  $q = \frac{45}{B} \text{ kN/m}^2$

Perhitungan lebar pondasi :

$$q_a \geq q$$

$$19,9581 + 0,0622B \geq \frac{45}{B}$$

$$B \geq 2,2391 \cong 2,3 \text{ m}$$

## 2. Perhitungan daya dukung ultimit menurut teori Hansen

Daya dukung ultimit pondasi :

$$q_u = s_c d_c i_c c' N'_c + s_q d_q i_q p_o N'_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 \gamma B' N'_\gamma$$

dimana :  $D_f = 1,0 \text{ m}$

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

$$\phi = 3^\circ < 28^\circ \longrightarrow \text{tinjau keruntuhan geser lokal}$$

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = \text{arc tg} \left( \frac{2}{3} \text{tg} \phi \right) = 2,001^\circ$$

$$N'_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi')} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{2,001^\circ}{2} \right) e^{(\pi \tan 2,001^\circ)} = 1,1968$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi' = (1,1968 - 1) \cot 2,001^\circ = 5,6328$$

$$N'_\gamma = 1,5(N'_q - 1)\tan\phi' = 1,5(1,1968 - 1)\tan 2,001^\circ = 0,0103$$

$$s_c = s_d = s_q = 1 \quad (\text{pondasi menerus})$$

$$i_c = i_d = i_q = 1 \quad (\text{beban vertikal})$$

$$\begin{aligned} d_q &= 1 + 2 \frac{D_f}{B} \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 = 1 + 2 \frac{1,0}{B} \tan 2,001^\circ (1 - \sin 2,001^\circ)^2 \\ &= 1 + \frac{0,0651}{B} \end{aligned}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N'_q \tan\phi'} = \left(1 + \frac{0,0651}{B}\right) - \frac{1 - \left(1 + \frac{0,0651}{B}\right)}{1,1968 \tan 2,001^\circ} = 1 - \frac{1,4918}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,48 - 1)9,81}{1 + 2,11} = 4,6684 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p_0 &= \gamma'(D_f - d_w) + \gamma_b d_w = 4,6684(1,0 - 0,5) + (14,4207 \times 0,5) \\ &= 9,5445 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} q_u &= \left(1 \times \left(1 - \frac{1,4918}{B}\right) \times 1 \times 8 \times 5,6328\right) + \left(1 \times \left(1 + \frac{0,0651}{B}\right) \times 1 \times 9,5445\right) \\ &\quad \times 1,1968 + \left(1 \times 1 \times 0,5 \times B \times 4,6684 \times 0,0103\right) \end{aligned}$$

$$= \left(0,024B + 56,4852 - \frac{66,4805}{B}\right) \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_u}{SF} = \frac{\left(0,024B + 18,8284 - \frac{66,4805}{B}\right)}{3} \\ &= \left(0,008B + 18,8284 - \frac{22,1602}{B}\right) \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi menerus

$$q = \frac{P}{A}$$

dimana :  $P = 45 \text{ kN}$

$$A = B \times 1 \text{ (tinjau per satu meter panjang)}$$

maka :  $q = \frac{45}{B} \text{ kN/m}^2$

Perhitungan lebar pondasi :

$$q_a \geq q$$

$$0,008B + 18,8284 - \frac{22,1602}{B} \geq \frac{45}{B}$$

$$B \geq 3,5616 \cong 3,6 \text{ m} \longrightarrow \text{tidak memenuhi syarat!}$$



### 5.3 Pembahasan

Dalam perencanaan struktur pondasi bangunan di daerah survai, masalah pembebanan memegang peranan penting, sehingga dalam perhitungan beban yang bekerja dituntut ketelitian tinggi. Kesalahan dalam mengasumsikan pembebanan akan mengakibatkan kerusakan fatal pada struktur pondasi. Berdasarkan hasil perhitungan yang dilakukan dapat dibandingkan beberapa hal yaitu besarnya kekuatan daya dukung antara pondasi rakit dan pondasi telapak menerus dengan beban yang sama serta besarnya penurunan yang terjadi.

#### 5.3.1 Daya dukung tanah

Perhitungan kapasitas daya dukung tanah menggunakan analisis Terzaghi dan analisis Hansen. Kapasitas daya dukung tanah sangat dipengaruhi oleh jenis tanah, faktor daya dukung, faktor bentuk, serta faktor kedalaman. Dengan mengetahui jenis tanah, akan didapatkan parameter sudut gesek dalam ( $\phi$ ), kohesi tanah ( $c$ ) dan berat volume tanah ( $\gamma$ ). Sudut gesek dalam berhubungan langsung dengan nilai-nilai faktor daya dukung tanah. Jika parameter-parameter tersebut diaplikasikan ke dalam persamaan daya dukung tanah, dapat ditentukan dimensi pondasi yang sesuai. Hasil perhitungan dimensi pondasi rakit (tabel 5.5) menunjukkan perbedaan dimensi pondasi yang cukup besar antara teori Terzaghi dan teori Hansen. Dari kedua titik lokasi analisis Terzaghi menghasilkan dimensi pondasi yang lebih ekonomis.

Bila dimensi pondasi yang diaplikasikan ke dalam persamaan daya dukung teori Terzaghi dan teori Hansen sama besar, maka kapasitas daya dukung tanah ultimit yang dihasilkan adalah sebagai berikut :

➤ Untuk titik B/TL-I/17

Terzaghi	:	formasi (1)	→	$q_u = 44,2616 \text{ kN/m}^2$
		formasi (2)	→	$q_u = 41,1467 \text{ kN/m}^2$
		formasi (3)	→	$q_u = 43,6569 \text{ kN/m}^2$
Hansen	:	formasi (1)	→	$q_u = 36.3501 \text{ kN/m}^2$
		formasi (2)	→	$q_u = 31.8823 \text{ kN/m}^2$
		formasi (3)	→	$q_u = 33.7126 \text{ kN/m}^2$

➤ Untuk titik B/SL/17

Terzaghi	:	formasi (1)	→	$q_u = 73,4334 \text{ kN/m}^2$
		formasi (2)	→	$q_u = 67,7852 \text{ kN/m}^2$
		formasi (3)	→	$q_u = 75,0375 \text{ kN/m}^2$
Hansen	:	formasi (1)	→	$q_u = 54,8906 \text{ kN/m}^2$
		formasi (2)	→	$q_u = 40,9169 \text{ kN/m}^2$
		formasi (3)	→	$q_u = 45,0241 \text{ kN/m}^2$

Perbedaan kapasitas daya dukung yang cukup besar antara kedua teori tersebut disebabkan analisis Hansen memperhitungkan faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) yang lebih kecil dari analisis Terzaghi. Faktor bentuk pondasi juga berpengaruh terhadap kapasitas daya dukung. Pondasi dengan bentuk empat persegi panjang (formasi (2)) menghasilkan kapasitas daya dukung yang lebih kecil daripada bentuk bujursangkar (formasi (1) dan formasi (3)).

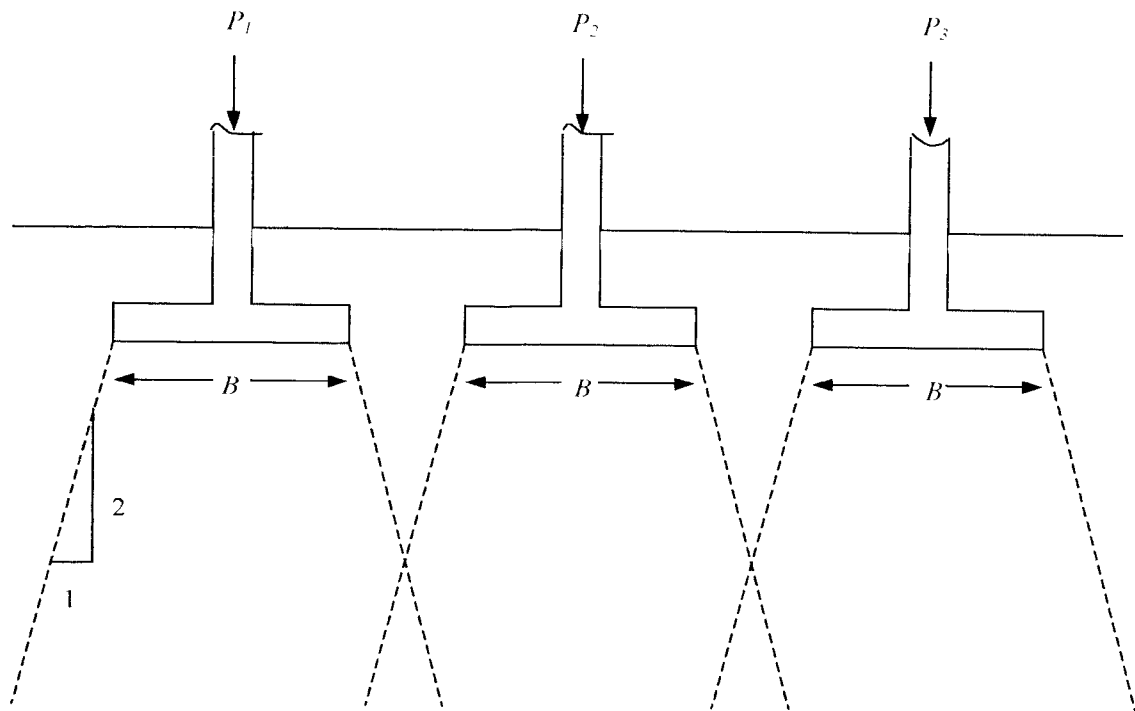
Dari perhitungan pada kedua titik, diketahui bahwa kapasitas daya dukung tanah pada titik B/SL/17 lebih besar dengan dimensi pondasi yang lebih kecil bila dibandingkan dengan hasil perhitungan pada titik B/TL-I/17. Dengan melihat

parameter-parameternya dapat dikatakan semakin besar nilai kohesi tanah ( $c$ ), daya dukung tanah yang diperoleh menunjukkan kecenderungan naik dan dimensi pondasi yang dibutuhkan kecenderungannya semakin kecil. Berikut disajikan hasil perhitungan kuat dukung tanah dan dimensi pondasi pada titik B/TL-I/17 dan B/SL/I17.

Tabel 5.5 Komparasi hasil perhitungan daya dukung tanah pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17

Titik B/TL-I/17 ( $c = 6 \text{ kN/m}^2$ ; $\phi = 6^\circ$ )						
Metode	Terzaghi			Hansen		
Formasi	1	2	3	1	2	3
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,3 × 6,15)	(3,6 × 3,6)	(6,15 × 6,15)	(4,1 × 6,2)	(4,1 × 4,1)
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	13,3038	13,8889	10,7079	10,6216	10,7079
$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	14,7636	13,3459	14,5130	12,1169	10,6276	11,2377
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	44,2616	39,9481	43,5094	36,3501	31,8823	33,7126
Titik B/SL/17 ( $c = 12 \text{ kN/m}^2$ ; $\phi = 3^\circ$ )						
Metode	Terzaghi			Hansen		
Formasi	1	2	3	1	2	3
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,15 × 6,15)	(3,15 × 3,15)	(6,15 × 6,15)	(3,4 × 6,15)	(3,5 × 3,5)
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,7079	13,9373	18,1406	10,7079	12,9125	14,6939
$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	25,1445	22,4753	24,9951	18,3620	13,6390	15,0081
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	75,4334	67,4259	74,9852	54,8906	40,9169	45,0241

Pada perhitungan daya dukung untuk pondasi telapak menerus terlihat bahwa dengan beban kolom yang sama dengan pondasi rakit, lebar pondasi ( $B$ ) mendekati jarak antar kolom atau lebih besar dari jarak antar kolom sehingga pondasi telapak menerus tidak dapat digunakan pada daerah survai. Jika lebar pondasi mendekati jarak antar kolom, penyebaran tegangan dibawah dasar pondasi akan saling tumpang tindih (lihat gambar 5.11). Pada kondisi tanah seperti ini, untuk jarak kolom yang kecil lebih pondasi rakit cocok untuk digunakan.



Gambar 5.11 Tumpang tindih penyebaran tekanan akibat letak pondasi yang berdekatan  
(Sumber : Teknik Pondasi I, Hary Christady H, 1996)

### 5.3.2 Penurunan

Jika pondasi dangkal terletak pada tanah lempung jenuh, berat bangunan tidak hanya menyebabkan kompresi tanah, namun juga menyebabkan terjadinya penurunan. Stabilitas struktur dapat terpenuhi bila daya dukung dan penurunan yang terjadi masih dalam batas-batas yang diizinkan. Penurunan yang terjadi diusahakan seragam, dengan cara meninjau penurunan di semua titik yang terletak di bawah pondasi atau dengan menambahkan lantai kerja.

Dimensi pondasi sangat berpengaruh terhadap penurunan pondasi, semakin kecil dimensi pondasi semakin kecil penurunan yang terjadi. Dari hasil perhitungan

penurunan di kedua titik lokasi, penurunan yang terjadi masih memenuhi batas-batas penurunan yang dapat ditolerir (lihat tabel 2.3) seperti berikut ini :

➤ Untuk titik B/TL-I/17

Terzaghi : formasi (1) →  $S_t = 12,48$  cm

formasi (2) →  $S_t = 7,63$  cm

formasi (3) →  $S_t = 7,17$  cm

Hansen : formasi (1) →  $S_t = 8,54$  cm

formasi (2) →  $S_t = 5,26$  cm

formasi (3) →  $S_t = 4,87$  cm

➤ Untuk titik B/SL/17

Terzaghi : formasi (1) →  $S_t = 4,89$  cm

formasi (2) →  $S_t = 2,98$  cm

formasi (3) →  $S_t = 2,49$  cm

Hansen : formasi (1) →  $S_t = 2,79$  cm

formasi (2) →  $S_t = 1,00$  cm

formasi (3) →  $S_t = 0,98$  cm

Perbedaan yang sangat besar antara kedua titik ini antara lain disebabkan oleh kondisi geologi tanah, seperti diketahui titik B/TL-I/17 merupakan termasuk lempung terkonsolidasi normal sedangkan titik B/SL/17 merupakan lempung terkonsolidasi berlebihan. Dari perhitungan dapat dilihat bahwa bila lempung terkonsolidasi normal, penurunan konsolidasinya akan lebih besar dari penurunan segera, sebaliknya pada lempung terkonsolidasi berlebihan, penurunan segera yang lebih besar (lihat tabel 5.6).

Tabel 5.6 Komparasi hasil perhitungan penurunan pada pada titik B/TL-I/17 dan titik B/SL/17

Titik B/TL-I/17 ( $c = 6 \text{ kN/m}^2$ ; $\phi = 6^\circ$ )						
Metode	Terzaghi			Hansen		
Formasi	1	2	3	1	2	3
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,3 × 6,15)	(3,6 × 3,6)	(6,15 × 6,15)	(4,1 × 6,2)	(4,1 × 4,1)
$S_i$ (m)	0,0177	0,0111	0,0101	0,0120	0,0078	0,0067
$S_c$ (m)	0,0533	0,0325	0,0307	0,0366	0,0223	0,0210
$S_s$ (m)	0,0538	0,0327	0,0309	0,0368	0,0225	0,0210
$S_t$ (m)	0,1248	0,0763	0,0717	0,0854	0,0526	0,0487
Titik B/SL/17 ( $c = 12 \text{ kN/m}^2$ ; $\phi = 3^\circ$ )						
Metode	Terzaghi			Hansen		
Formasi	1	2	3	1	2	3
Dimensi	(6,15 × 6,15)	(3,15 × 6,15)	(3,15 × 3,15)	(6,15 × 6,15)	(3,4 × 6,15)	(3,5 × 3,5)
$S_i$ (m)	0,0337	0,0207	0,0171	0,0191	0,0068	0,0067
$S_c$ (m)	0,0076	0,0045	0,0039	0,0044	0,0016	0,0016
$S_s$ (m)	0,0076	0,0045	0,0039	0,0044	0,0016	0,0015
$S_t$ (m)	0,0489	0,0298	0,0249	0,0279	0,0100	0,0098

Tabel 5.5 dan 5.6 menunjukkan daya dukung tanah dan penurunan yang didapat. Dalam merencanakan pondasi rakit untuk tanah lempung sebaiknya digunakan metode Terzaghi. Dengan analisis Terzaghi, dihasilkan dimensi pondasi yang lebih ekonomis dan aman terhadap penurunan.

Pada daerah Telang-Saleh, sebagian besar tanahnya lempung terkonsolidasi normal, hanya dua titik yang termasuk lempung konsolidasi berlebihan, berarti daya dukung izin tanahnya sangat kecil ( $\pm 10 \text{ kN/m}^2$  sampai dengan  $\pm 15 \text{ kN/m}^2$ ) seperti pada titik B/TL-I/17 (lihat tabel 5.1). Melihat kenyataan kecilnya daya dukung, maka jenis bangunan yang dapat dibangun dengan pondasi dangkal sangat terbatas misalnya bangunan rumah tinggal atau bangunan infrastruktur yang tidak memiliki beban terlalu besar. Untuk bangunan yang lebih besar, pondasi rakit dapat juga digunakan, tetapi menjadi tidak ekonomis karena dimensi pondasi yang berupa pelat

beton perlu diperbesar, sehingga dimungkinkan biaya struktur bawah lebih besar daripada struktur di atasnya.

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Dari hasil studi literatur yang dilakukan, maka dapat disimpulkan sebagai berikut ini.

1. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung pada kedua titik lokasi adalah sebagai berikut :

➤ Untuk titik B/TL-1/17

$$\text{Terzaghi : formasi (1)} \longrightarrow q_u = 44,2616 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (2)} \longrightarrow q_u = 41,1467 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (3)} \longrightarrow q_u = 43,6569 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hansen : formasi (1)} \longrightarrow q_u = 36,3501 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (2)} \longrightarrow q_u = 31,8823 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (3)} \longrightarrow q_u = 33,7126 \text{ kN/m}^2$$

➤ Untuk titik B/SL/17

$$\text{Terzaghi : formasi (1)} \longrightarrow q_u = 73,4334 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (2)} \longrightarrow q_u = 67,7852 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{formasi (3)} \longrightarrow q_u = 75,0375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hansen : formasi (1)} \longrightarrow q_u = 54,8906 \text{ kN/m}^2$$



4. Dengan beban dan formasi kolom yang sama dengan pondasi rakit, untuk pondasi menerus didapatkan lebar pondasi yang mendekati jarak antar kolom atau lebih besar dari jarak antar kolom, sehingga penggunaan pondasi telapak menerus pada kondisi tersebut tidak dimungkinkan. Hal ini disebabkan penyebaran tegangan yang terjadi di bawah pondasi akan saling tumpang tindih.
5. Untuk kondisi tanah seperti pada daerah survai, pondasi dangkal jenis pondasi rakit dapat digunakan sebagai pondasi bangunan rumah tinggal sederhana atau bangunan infrastruktur dengan beban yang tidak terlalu berat. Untuk bangunan yang lebih besar bebannya, dimensi pondasi yang dihasilkan akan lebih besar sehingga penggunaan pondasi rakit menjadi tidak ekonomis lagi.
6. Untuk analisis kuat dukung tanah dan menentukan dimensi pondasi sebaiknya menggunakan analisis Terzaghi. Dimensi yang dihasilkan lebih ekonomis dan aman terhadap penurunan.

## **6.2 Saran**

Ada beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan pondasi di daerah Telang-Saleh antara lain sebagai berikut.

1. Perlu diadakan pengamatan dan penelitian yang lebih lanjut tentang karakteristik tanah gambut atau tanah rawa untuk mendukung struktur bangunan, misalnya untuk bangunan gedung atau jembatan.

2. Perencanaan pondasi telapak menerus dapat dianalisis lebih lanjut dengan memperbesar jarak antar kolom, memperkecil beban kolom atau dengan memperdalam letak pondasi.
3. Untuk perencanaan bangunan yang lebih besar , disarankan untuk menggunakan pondasi dalam (tiang pancang).

## **PENUTUP**

Studi literatur “Perencanaan Pondasi Dangkal pada Tanah Lempung Lunak dengan Pembebanan Statis” merupakan suatu langkah awal pemilihan dan perhitungan pondasi dangkal pada daerah Telang-Saleh, Sumatera Selatan dengan kondisi tanah lempung lunak yang mengandung gambut atau rawa. Secara umum dapat dikatakan lapisan tanah di daerah survai merupakan tanah lempung yang sangat lunak yang sampai kedalaman 20 m belum ditemukan tanah keras. Penyusunan tugas akhir ini didasarkan kepada data-data hasil survai geoteknik lapangan dan laboratorium yang dilakukan oleh PT. Puser Bumi.

Untuk kesempurnaan tugas akhir ini maka kami sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk pengembangan dimasa mendatang. Akhirnya dengan mengucapkan syukur Alhamdulillah atas segala petunjuk dan ridho-Nya, penyusun berharap agar tugas akhir ini bermanfaat bagi penyusun khususnya dan pembaca pada umumnya. Amin.

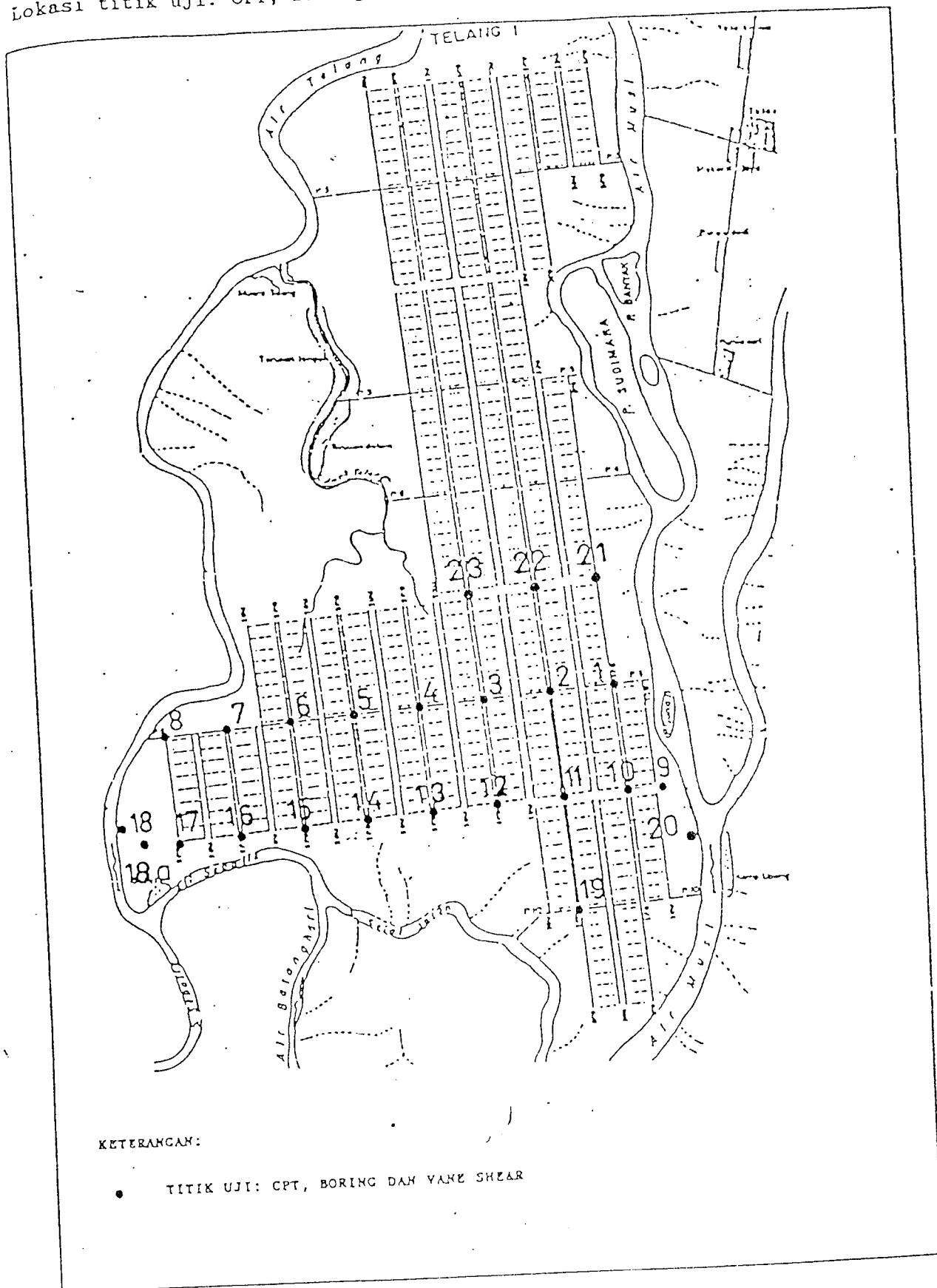
## DAFTAR PUSTAKA

1. Bowles, Joseph E., 1986, **ANALISA DAN DESAIN PONDASI**, alih bahasa Pantur Silaban, Jilid I, Edisi ketiga, Erlangga, Jakarta.
2. Das, Braja M., 1990, **PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING**, Second edition, PWS-KENT Publishing Company, Boston.
3. Hardiyatmo, C.H., 1996, **TEKNIK FONDASI I**, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
4. Koerner, Robert, 1985, **CONSTRUCTION AND GEOTECHNICAL METHODS IN FOUNDATION ENGINEERING**.
5. Peck, R.B., Hanson, W.E., dan Thornburn, T.H. 1996, **TEKNIK PONDASI**, Edisi kedua, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
6. Punmia, B.C., 1981, **SOIL MECHANICS AND FOUNDATION**, Standard Book House, Delhi.
7. PT. Puser Bumi Consultants, 1995, **SURVEI TANAH DAN TATA GUNA LAHAN DI TELANG SALEH, SUMATERA SELATAN**.
8. Soedarmo, G.D., dan Purnomo, S.J.E., 1993, **MEKANIKA TANAH II**, Kanisius, Yogyakarta.
9. Sosrodarsono, Suyono, dan Nakazawa, Kazuto, 1986, **MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI**, PT. Pramudya Paramita, Jakarta.
10. Suryolelono, Basah K., 1994, **TEKNIK FONDASI BAGIAN I**, Nafiri, Yogyakarta.
11. Terzaghi, Karl, dan Peck, Ralph B., 1987, **MEKANIKA TANAH DALAM PRAKTEK REKAYASA**, alih bahasa Witjaksono B., dan Krisna B., Edisi kedua, Erlangga, Jakarta.

# LAMPIRAN

Lokasi titik uji: CPT, Boring, Vane shear - Telang I

P-01



## RANGKUMAN HASIL UJI LABORATORIUM (Undisturbed Samples)

PT PUSER BUMI YOGYAKARTA

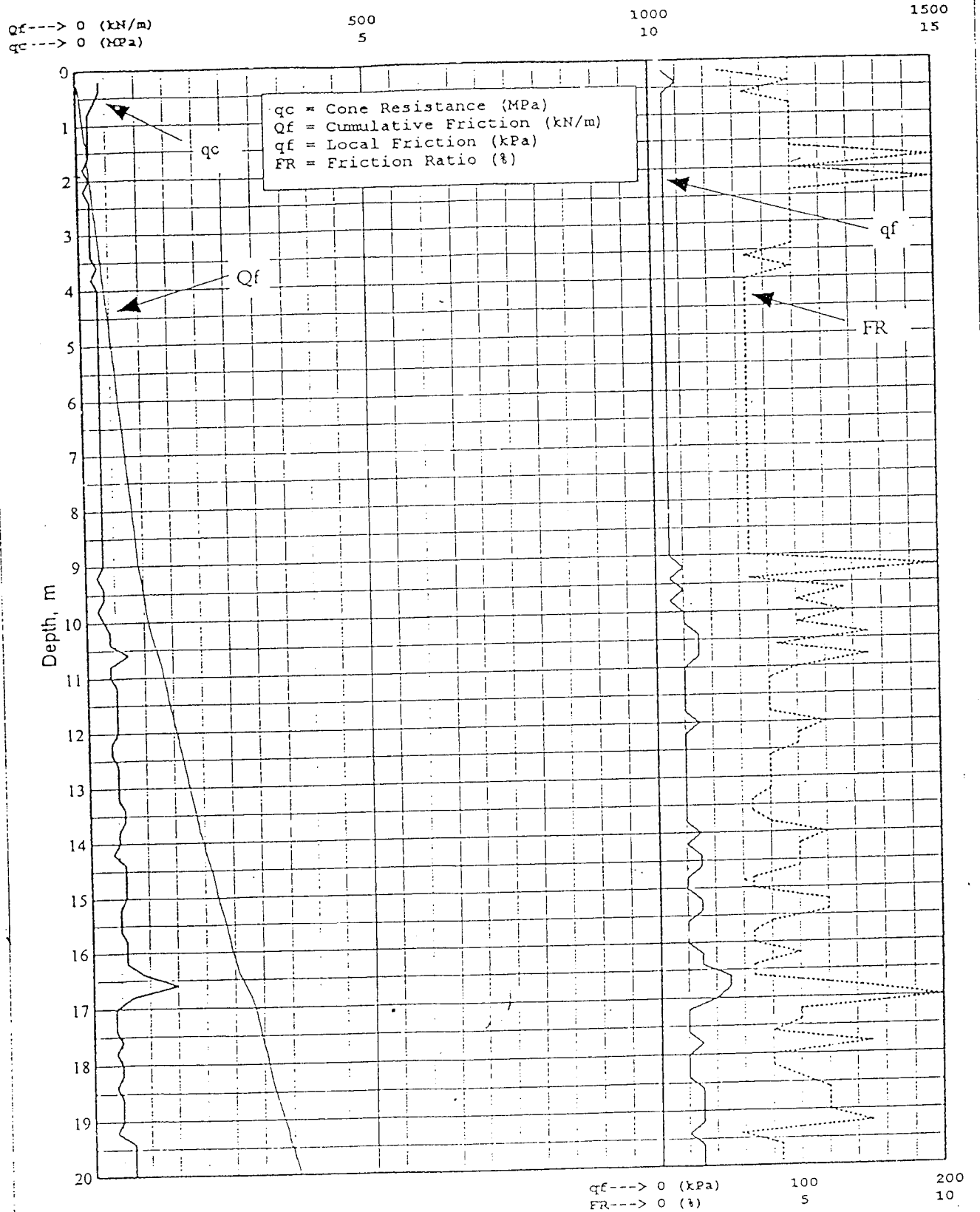
Proyek : P2DR PALEMBANG  
Lokasi : TELANG I

No. Bor	Dalam m	$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	$w_N$ %	LL %	PL %	PI %	LI %	$G_s$	$e$	S %	% lewat saringan No. 200	SYMBOL	$\phi'$ degree	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ degree	$c$ kN/m <sup>2</sup>	$C_u$
UV11-UV16	1.00 - 1.45	1.30	0.70	83.3	64	38	26	1.7	2.43	2.42	83	78.3	MH					
	2.50 - 2.95	1.48	0.82	80.5	65	28	37	1.4	2.42	1.94	100	72.8	MH					
	4.00 - 4.45	1.38	0.68	101.0	66	30	36	2.0	2.46	2.58	96	91.4	CH					
	5.50 - 5.95	1.51	0.82	82.0	70	30	40	1.3	2.56	2.06	100	87.6	CH					
	7.00 - 7.45	1.41	0.71	96.8	80	31	49	1.4	2.48	2.46	98	96.3	CH					
UV11-UV17	1.00 - 1.45	1.47	0.81	81.4	64	25	39	1.5	2.36	1.90	100	90.5	MH-CH					
	2.50 - 2.95	1.43	0.76	88.9	57	32	25	2.3	2.36	2.05	100	91.6	MH					
	4.00 - 4.45	1.41	0.71	97.6	67	29	38	1.8	2.43	2.40	99	95.4	CH					
	5.50 - 5.95	1.38	0.66	110.4	70	28	42	1.9	2.40	2.59	100	94.6	MH-CH					
	7.00 - 7.45	1.45	0.74	95.9	84	33	51	1.2	2.53	2.41	100	91.8	CH	8	3	6	6	1.10
UV11-UV18	1.00 - 1.45	1.46	0.81	78.2	68	37	31	1.4	2.44	1.77	96	95.8	MH					
	2.50 - 2.95	1.44	0.80	79.6	62	35	27	1.7	2.25	1.80	99	97.6	MH					
	4.00 - 4.45	1.40	0.78	82.6	62	35	27	1.7	2.69	2.50	89	96.6	MH					
	5.50 - 5.95	1.40	0.81	71.7	63	34	29	1.3	2.43	1.77	88	96.5	MH					
	7.00 - 7.45	1.50	0.89	67.7	55	32	23	1.5	2.48	1.77	95	93.8	MH					

# DUTCH CONE PENETRATION TEST

Test No. : CPT/TL-I/17  
 Location : Telang-I

Date : 13s/d14 Oktober 1994

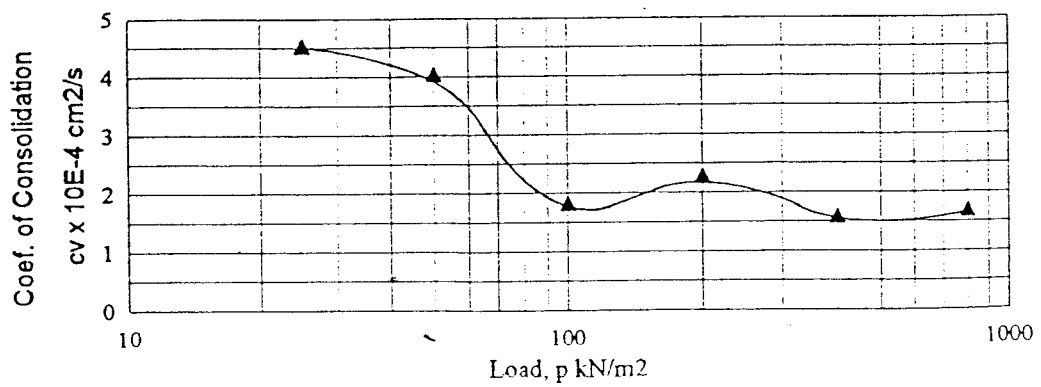
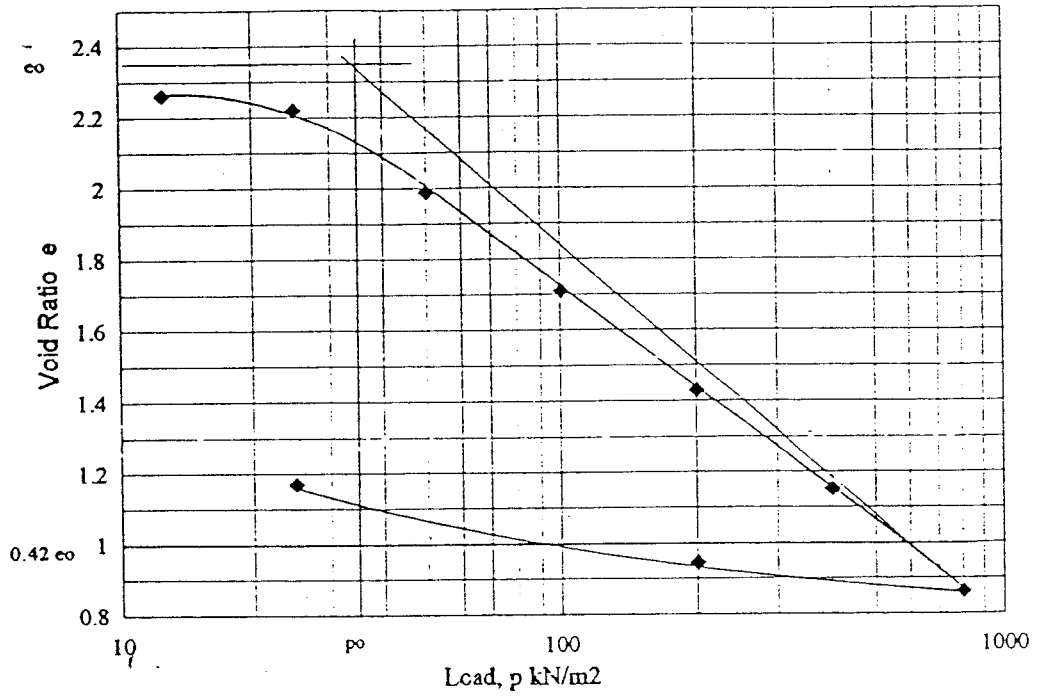






### CONSOLIDATION TEST

Project : Telang and Sale'a Agricultural Development Project, South Sumatera  
 No. of Test : CT/TL-I/03  
 Sample from : Telang-I, Boring Hole No. B/TL-I/17  
 Depth : 5.50 - 5.95 m  
 Testing Date : January 1995



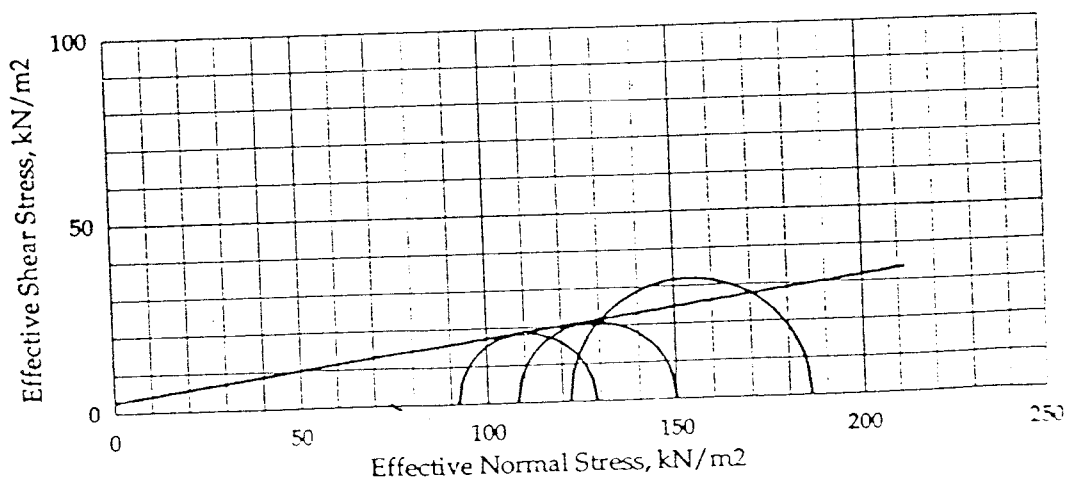
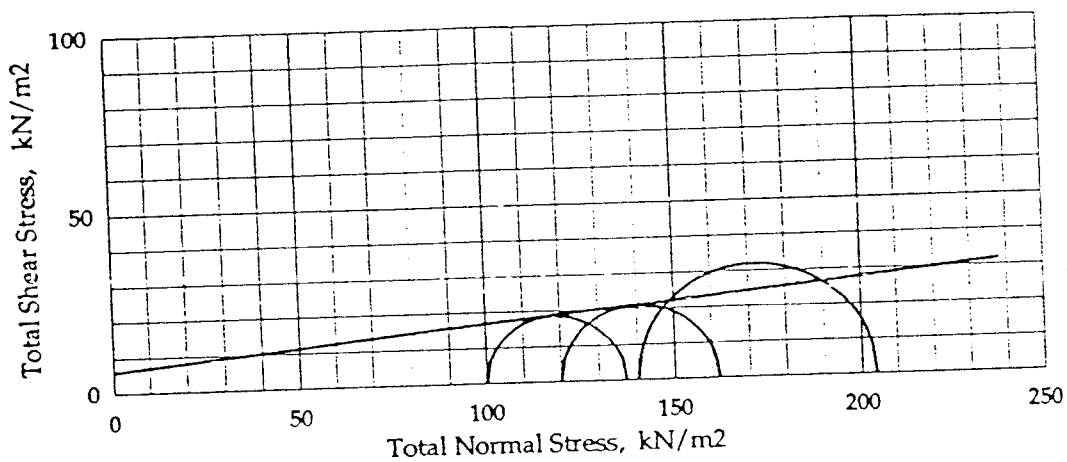
Compression Index  $C_c = 1.10$   
 Void Ratio in situ  $e_o = 2.35$   
 Original Overburden Pressure  $p_o = 33.6 \text{ kN/m}^2$

p (kN/m²)	$c_v$ (x 10E-4 cm²/s)
33.6 - 50	4.0
50 - 100	1.8
100 - 200	2.3
200 - 400	1.6
400 - 800	1.7

### CU TRIAXIAL TEST

Project : Telang and Saleh Agricultural Development Project, South Sumatera  
 Location : Telang-I  
 No. of Test : TR/TL-I/07  
 Boring Hole : B/TL-I/17  
 Depth : 7.00-7.45 m  
 Date of Test : January 1995

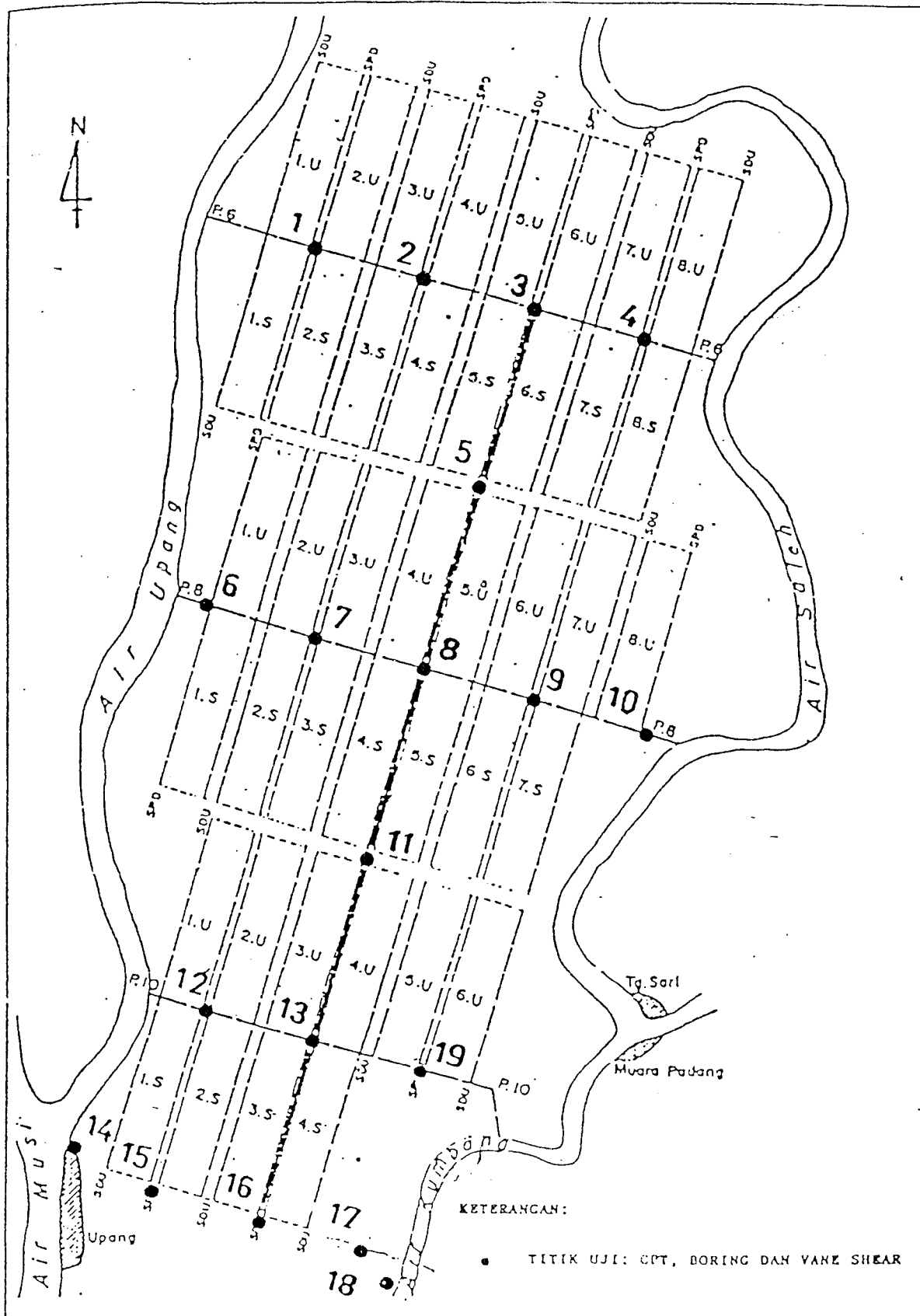
	1	2	3
Cell Pressure (kN/m <sup>2</sup> )	100	120	140
Deviator Stress at Failure (kN/m <sup>2</sup> )	37	42	64
Pore Pressure (kN/m <sup>2</sup> )	8	12	18



Total Stress Angle of Internal Friction,	$\phi = 6^\circ$
Total Stress Cohesion,	$c = 6 \text{ kN/m}^2$
Effective Stress Angle of Internal Friction,	$\phi' = 8^\circ$
Effective Stress Cohesion,	$c' = 3 \text{ kN/m}^2$

Lokasi titik uji: CPT, Boring, Vane shear - Saleh

P-03



R-15

PT PUSER BUMI YOGYAKARTA

## RANGKUMAN HASIL UJI LABORATORIUM (Undisturbed Samples)

Proyek : P2DR PALEMBANG  
Lokasi : SALEH

No. Bor	Dalam m	$\gamma_b$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_a$ g/cm <sup>3</sup>	W <sub>N</sub> %	LL %	PL %	PI %	LI %	G <sub>s</sub>	c	S %	% lewat saringan No.200	SIMBOL	$\phi'$ degree	c' kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ degree	c kN/m <sup>2</sup>	C <sub>c</sub>
B/S/16	1.00 - 1.45	1.49	0.86	72.3	70	13	57	1.0	2.60	2.00	94	86.7	CH					
	2.50 - 2.95	1.55	0.90	70.5	53	28	25	1.7	2.63	1.89	98	58.7	MH-CH					
	4.00 - 4.45	1.58	1.01	55.5	NP	--	--	--	2.62	1.58	92	45.8	ML					
B/S/17	5.50 - 5.95	1.65	1.10	49.8	NP	--	--	--	2.60	1.36	95	16.6	ML					
	7.00 - 7.45	1.52	0.92	64.3	49	34	15	2.1	2.54	1.74	94	52.9	ML-MH					
	1.00 - 1.45	1.47	0.79	84.8	67	35	32	1.6	2.48	2.11	99	92.4	MH					
	2.50 - 2.95	1.40	0.72	94.3	70	33	37	1.7	2.49	2.45	96	96.4	MH-CH					
	4.00 - 4.45	1.41	0.73	91.6	75	42	33	1.5	2.50	2.39	96	91.1	MH					
	5.50 - 5.95	1.48	0.81	82.8	45	27	18	3.0	2.51	2.09	99	83.1	ML-CL	4	11	3	12	0.96
B/S/18	7.00 - 7.45	1.55	0.97	58.6	40	20	20	2.0	2.51	1.57	94	52.3	CL					
	1.00 - 1.45	1.31	0.61	112.7	74	46	28	2.4	2.32	2.76	94	92.1	MH					
	2.50 - 2.95	1.35	0.72	86.2	53	31	22	2.6	2.45	2.37	89	89.7	MH					
	4.00 - 4.45	1.35	0.68	98.5	66	39	27	2.2	2.48	2.64	92	93.0	MH					
	5.50 - 5.95	1.31	0.66	97.8	67	40	27	2.1	2.44	2.68	89	94.3	MH					
	7.00 - 7.45	1.42	0.76	84.9	64	36	28	1.8	2.54	2.30	93	91.7	MH					

# DUTCH CONE PENETRATION TEST

Test No. : CPT/SL/17

Date : 21 s/d 22 November 1994

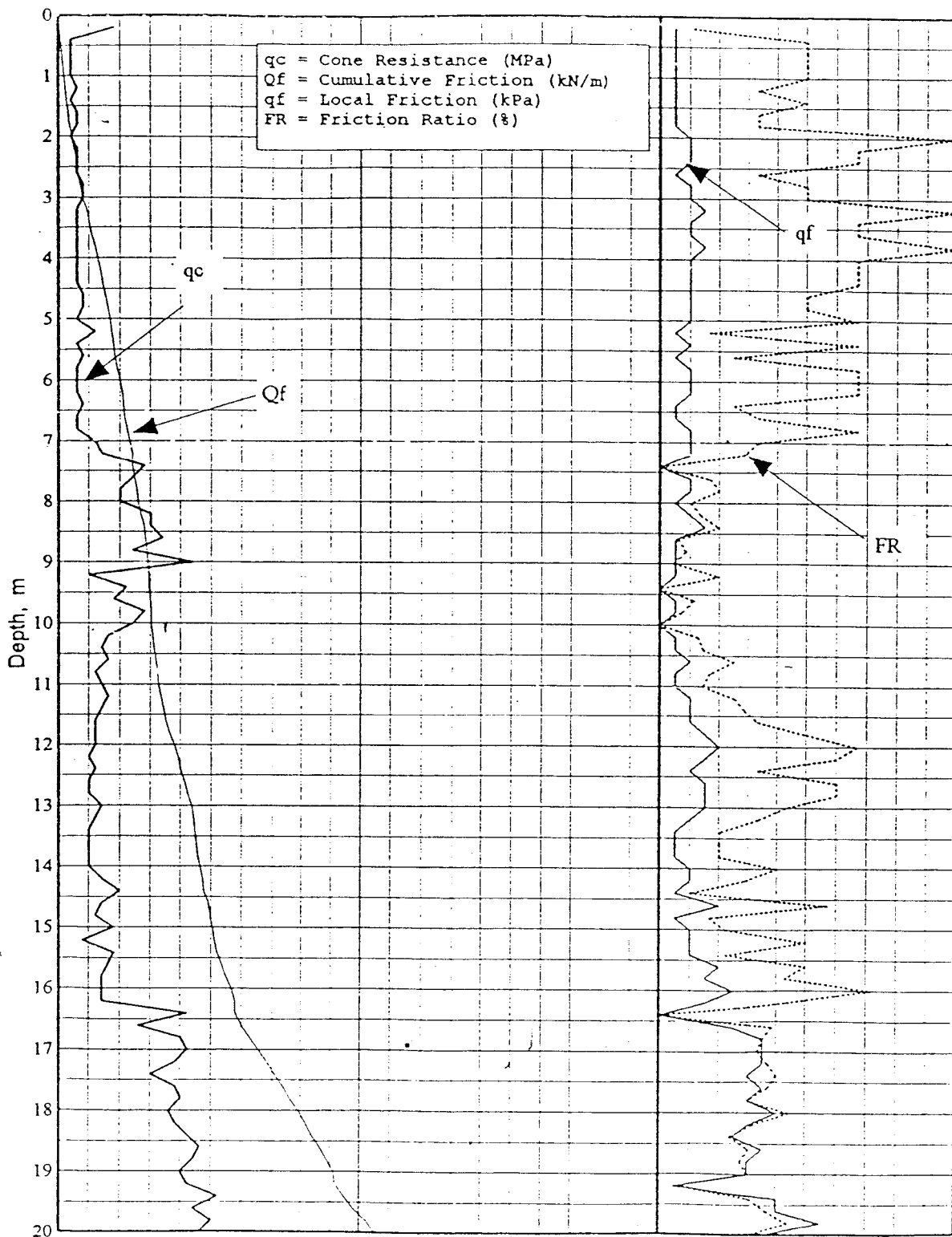
Location : Saleh

Qf----> 0 (kN/m)  
qc----> 0 (MPa)

500  
5

1000  
10

1500  
15



Qf----> 0 (kPa)  
FR----> 0 (%)

100  
5

200  
10

B - 44

### BORING LOG

Boring No. : B/SL/17		Date : 21 sd 22 November 1994		Vane Shear Test		Pocket Penetrometer Test (kPa)		Sample	GWL (m)	Soil Description	LOG	Scale Depth (m)	Remark
Location : Saleh		27 November 1994											
1.00	0.40	Clayey peat, brown, very soft							-0.50				
2.00	1.00	Silty clay, greyish brown, very soft											
3.00		Silty clay, dark grey, very soft			26.5	4.0	6.6						
4.00	4.00				32.0	5.0	6.4						
5.00	6.50	Silty clay, fine sandy, very soft			32.0	5.0	6.4						
6.00													
7.00		Clayey silt, fine sandy, thick grey, soft			38.0	7.0	5.1						
8.00		End of boring			68.0	10.0	6.8						

### CONSOLIDATION TEST

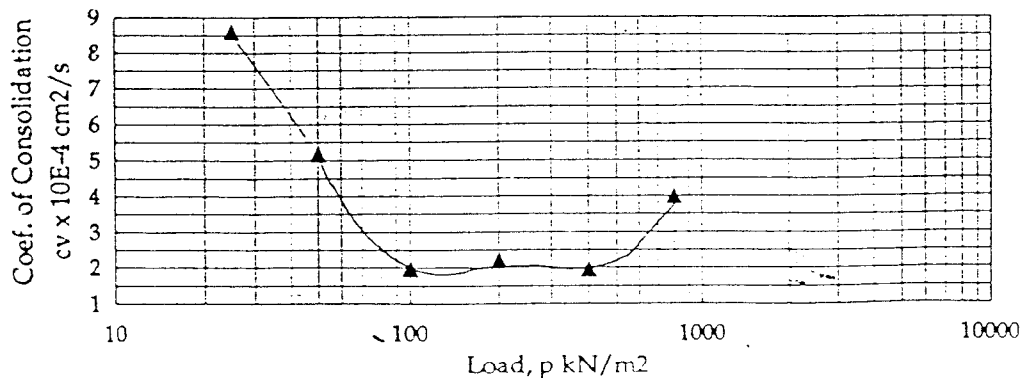
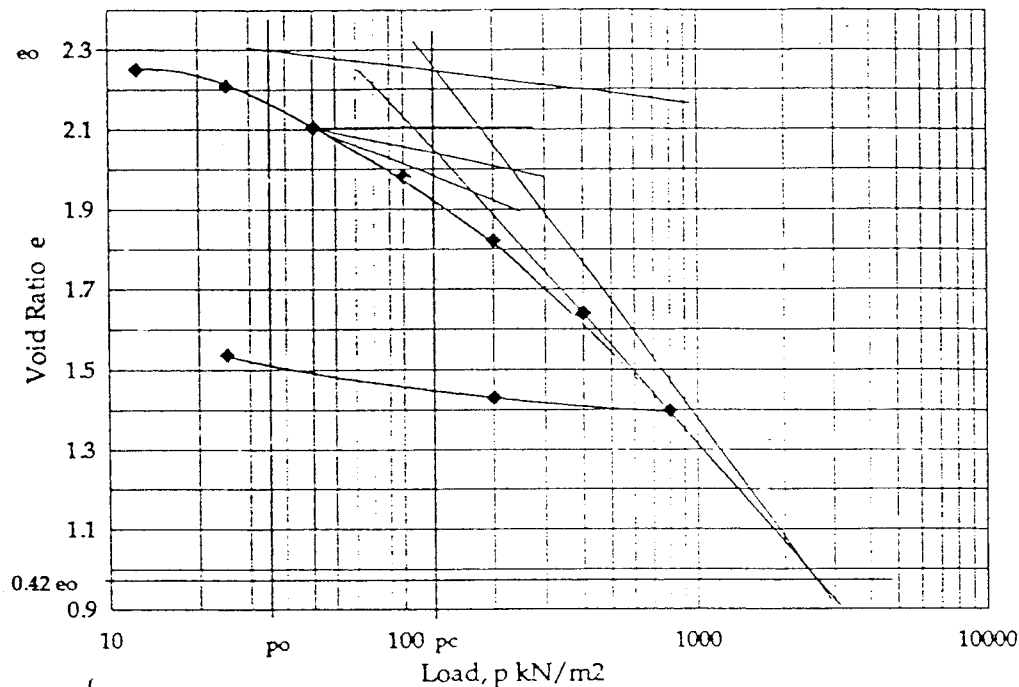
Project : Telang and Saleh Agricultural Development Project, South Sumatera

No. of Test : CT/SL/07

Sample from : Saleh, Boring Hole No. B/SL/17

Depth : 5.50 - 5.95 m

Testing Date : January 1995



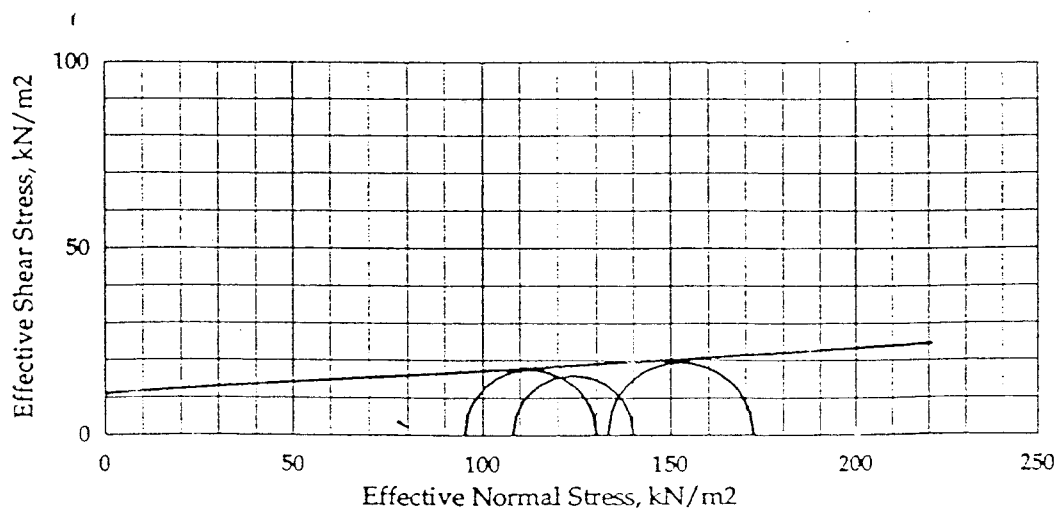
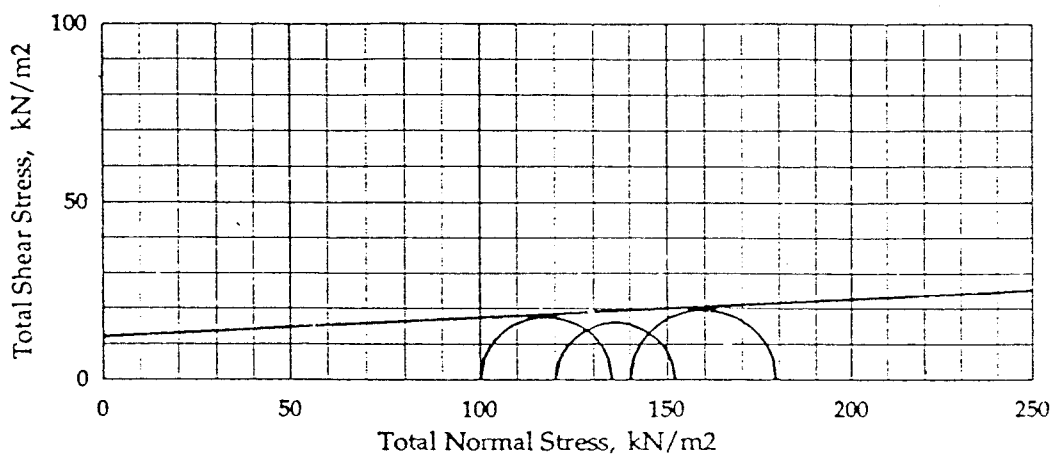
Compression Index	$C_c = 0.96$	$p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_v$ ( $\times 10E-4$ cm <sup>2</sup> /s)
Preconsolidation Compression Index	$C_r = 0.09$	36.2 - 50	5.2
Void Ratio in situ	$e_o = 2.30$	50 - 100	2.0
Original Overburden Pressure	$p_o = 36.2$ kN/m <sup>2</sup>	100 - 200	2.2
Preconsolidation Pressure	$p_c = 123$ kN/m <sup>2</sup>	200 - 400	1.9
		400 - 800	4.0



## CU TRIAXIAL TEST

Project : Telang and Saleh Agricultural Development Project, South Sumatera  
 Location : Saleh  
 No. of Test : TR/SL/08  
 Boring Hole : B/SL/17  
 Depth : 5.50-5.95 m  
 Date of Test : January 1995

	1	2	3
Cell Pressure (kN/m <sup>2</sup> )	100	120	140
Deviator Stress at Failure (kN/m <sup>2</sup> )	35	32	39
Pore Pressure (kN/m <sup>2</sup> )	5	12	7



Total Stress Angle of Internal Friction,	$\phi = 3^\circ$
Total Stress Cohesion,	$c = 12 \text{ kN/m}^2$
Effective Stress Angle of Internal Friction,	$\phi = 4^\circ$
Effective Stress Cohesion,	$c' = 11 \text{ kN/m}^2$