

ANALISA TEGANGAN REGANGAN TERHADAP PENGARUH ALIRAN AIR TANAH

(PENELITIAN)

**Disusun Oleh:
Ir.Kamaluddin Lubis.**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MEDAN AREA
MEDAN
2004**

LEMBAR PENGESAHAN PROPOSAL PENELITIAN

No.

1. a Judul Penelitian : Analisa Tegangan Regangan Terhadap Pengaruh Aliran air Tanah
b Bidang Ilmu Penelitian : Geoteknik
c Katagori Pelitian : -

2. Ketua Peneliti

a>Nama Lengkap : Ir. Kamaluddin Lubis .
b Jenis Kelamin : Laki-laki
c Golongan / Pangkat / NIP : III.b / Lektor / -
d Jabatan Fungsional : -
e Jabatan Struktural :
f Fakultas / Program Studi : Teknik / Program Studi Jurusan Sipil
g Pusat Penelitian : Lembaga Penelitian UMA

3. Alamat Peneliti

a Alamat Kantor : Jalan Kolam No. 1 Medan
b Alamat Rumah : Jalan Bersama Gang Keluarga No.A Medan
c Jumlah Anggota : -

Lokasi Penelitian : Universitas Medan Area
Kerja Sama Dengan : Penelitian Mandiri
Lama Penelitian : 3 (Tiga) Bulan
Biaya Yang Diperlukan : 4.500.000.-
Sumber Dana : Universitas Medan Area

Mengstahui .
Dehan Fakultas Teknik

Ir.Hj.Maniza .MT

Medan,..... 200

Ketua Peneliti,

Ir.Kamaluddin Lubis

Menyetujui.
Ketua Lembaga Penelitian

Ir.Roeswandy
NIP.

KATA PENGANTAR

Puji syukur senantiasa kita panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Kuasa, atas rahmad dan karuniaNya yang telah banyak memberikan pemikiran dan waktu sehingga pembuatan laporan ini dapat diselesaikan dengan baik.

Ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya saya sampaikan kepada Yayasan Pendidikan Haji Agus Salim yang telah berkenan memberikan bantuan dana sehingga penelitian ini dapat diselesaikan dan rekan-rekan yang telah banyak memberikan masukan berupa pemikiran atas selesainya penelitian ini i.

Tanah lempung umumnya mempunyai sifat elastis dan elastoplastis disebabkan oleh terjadinya perubahan dari tekanan volume maupun tekanan geser yang akan mengakibatkan tanah mengalami penyusutan dan pengembangan Penelitian ini adalah mengkaji Tentang Analisa Tegangan Regangan Terhadap Pengaruh Aliran Air tanah disamping dari pada itu penulis menyadari bahwa ini masih jauh dari kesempurnaan oleh sebab itu kritik dan saran yang bersifat fositif sangat diharapkan demi kesempurnaannya.

Semoga Buku ini dapat bermanfaat, berguna bagi setiap pembaca, staf pengajar di Perguruan Tinggi, khususnya bagi dosen peneliti selanjutnya, dan dapat meningkatkan mutu pendidikan tinggi guna mencerdaskan pendidikan anak bangsa, dan negara pada umumnya

Medan, 20 April 2009
Penulis

Ir. Kamaluddin Lubis.

ABSTRAK

Pada umumnya tanah lempung mengalami sifat elastis, plastis dan elastoplastis, dikarenakan terjadi perubahan dari tekanan volume maupun tekanan geser yang akan mengakibatkan tanah mengalami penyusutan dan pengembangan. Dengan menggunakan parameter-parameter seperti, r , β , a_{cs} , Ω , v , yang diambil dari hasil uji triaksial dari lab.UKM (Universitas Kebangsaan Malaysia), dan dimodelkan terhadap model *Critical State Soil*.

Data percobaan triaksial digunakan untuk mendapatkan gambaran perilaku hubungan tegangan regangan tanah, dengan mengambil sample yang terganggu terhadap tanah yang mengalami *drained* dan *undrained* terhadap tanah yang *normal consolidated*.. Hasil yang diperoleh digambarkan dalam bentuk grafik perilaku tanah terhadap hasil prediksi dan hasil test triaksial, dan sample terdiri dari enam sample *Consolidated Drained* (CD) dan enam sample *Consolidated Undrained* (CU) pada kondisi terkonsolidasi normal

Hasil uji laboratorium dibandingkan pada hasil hitungan model *Critical State Soil* ditunjukkan dalam bentuk grafik dengan mengacu pada hasil parameter dari hasil uji lab. dan nantinya akan dicoba terhadap parameter yang sangat sensitive sebagai acuan diharapkan hubungan tersebut mendekati hasil yang diinginkan sehingga model ini dapat dipakai sebagai bahan perbandingan dalam menentukan parameter tanah dengan cara menaikkan dan menurunkan pada parameter yang sensitive yaitu parameter M , β , dan λ .

DAFTAR ISI

Halaman

Abstrak	i
Kata Pengantar.....	ii
Daftar Isi.....	iv
Daftar Gambar.....	viii
Daftar Simbol dan Notasi	xi
Daftar Tabel.....	xvi
Bab I : Pendahuluan	1
1.1 Umum.....	1
1.2 Latar Belakang.....	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	2
1.4 Permasalahan	3
1.4 Perbatasan Masalah	4
1.5 Metodologi	4
Bab II : Tinjauan Pustaka	5
2.1 Tinjauan Prilaku Tegangan Regangan Tanah dengan Teori Model	6
2.1.1 Lempung Terkonsolidasi Normal dan Lempung Terkonsolidasi Berlebih.....	6
2.1.2 Konsep Dasar Tegangan dan Regangan	8

2.1.3 Hubungan Antara Tegangan dan Regangan.....	10
2.1.4 Tegangan Efektif	12
2.1.5 <i>Stress Path</i> (<i>Lintasan Tegangan</i>).....	15
2.1.6 Regangan Volumetrik.....	18
2.2 <i>Critical State Parameter</i>	20
2.2.1 Regangan (<i>Strains</i>)	21
Bab III : Penentuan Model	24
3.1 Tinjauan Hasil Uji Laboratorium Menggunakan Alat Triaksial.....	24
3.1.1 Sampel Tanah	25
3.1.2 Kondisi Tes	25
3.1.3 Peralatan Triaksial Tanah Lempung	25
3.1.4 Indeks Propertis.....	27
3.1.5 Parameter - Parameter Tanah	28
3.1.5.1 Penentuan Parameter Model.....	29
3.1.6. Langkah-langkah Penentuan Model Elasto Plastik.....	31
Bab IV : Analisa Data dan Diskusi.....	36
4.1 Tes Triaksial Tanah Lempung.....	37
4.1.1 Tes Teraliri Sample Konsolidasi Normal	38
4.1.2 Ciri-Ciri Tegangan – Regangan	38
4.1.3 Ciri-Ciri Regangan Volume – Regangan Axial	40
4.1.4 Lintasan Tegangan <i>Drained</i> Terkonsolidasi Normal.....	41

4.2. Tes Tidak Teraliri (Undrained) Pada Sampel Terkonsolidasi Normal (Normal Consolidated)	42
4.2.1 Ciri-ciri Tegangan – Regangan.....	42
4.2.2 Perubahan Tekanan Air Pori Pada Setiap Regangan	44
4.2.3 Lintasan Tegangan Undrained Terkonsolidasi Normal	45
4.3 Pemodelan Tanah Elasto Plastis Pada Tanah Lempung Menggunakan Metode <i>Critical State Model (CSSM)</i>	46
4.3.1. Grafik Perilaku Karakteristik Tanah Terkonsolidasi Normal pada Kondisi Drained Terhadap Hasil Model dan Hasil Uji Test Triaksial.....	48
4.3.2. Grafik Karakteristik Perilaku Tanah Terkonsolidasi Normal pada Kondisi Undrained dengan hasil Test Triaksial.....	51
4.4. Analisa Diskusi Hasil Prediksi terhadap Test Laboratorium pada Tarah Terkonsolidasi Normal pada Kondisi (drained) dan (Undrained)	55
4.4.1 Grafik Kondisi Teraliri (Drained) untuk Sample (CI)-1100) Normal Konsolidasi (<i>Normal Consolidated</i>) untuk $M=1.46$ & $M=1.36$..	55
4.4.2 Grafik Kondisi Teraliri (Drained) untuk Sample (CD-1100) Normal Konsolidasi (<i>Normal Consolidated</i>) untuk $M=1.26$ & $M=1.76$...	57

Bab V: Kesimpulan dan Saran.....	60
6.1 Kesimpulan	50
6.2 Saran.....	61
Daftar Pustaka	62

DAFTAR GAMBAR

	Hal
Gambar 2.1: Lempung terkonsolidasi normal dan lempung terkonsolidasi lebih.....	6
Gambar 2.2 : Konsep dasar tegangan dan regangan.....	8
Gambar 2.3: Hubungan tegangan regangan	10
Gambar 2.4: Hubungan tegangan regangan untuk beberapa keadaan.....	10
Gambar 2.5: Tegangan efektif.....	11
Gambar 2.6: Tegangan total dan tekanan air pori.....	13
Gambar 2.7 : <i>MIT Stress Path</i>	14
Gambar 2.8: <i>Cambridge Stress</i>	16
Gambar 2.9: Regangan volumetrik.....	17
Gambar 2.10: Keadaan respon tanah pada tegangan - regangan dan perubahan volume ketika dilakukan tes geser triaksial	20
Gambar 3.1 : Sistem pengujian triaxial dengan mesin GDS.....	24
Gambar 3.2 : Skematik Sistem Pengujian triaxial mesin GDS.....	24
Gambar 3.3 : Sel Triaxial Hidrolika.....	25
Gambar 4.1 : Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> pada tes uji teraliri (<i>drained</i>).....	37
Gambar 4.2 : Grafik hubungan regangan volume terhadap regangan <i>axial</i> pada tes uji teraliri (<i>drained</i>).....	37
Gambar 4.3 : Grafik lintasan tegangan untuk data tes laboratorium dalam	

kondisi <i>drained</i>	39
Gambar 4.4 : Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> untuk data <i>undrained</i> terkonsolidasi normal.....	41
Gambar 4.5 : Grafik hubungan tekanan air pori terhadap regangan <i>axial</i> pada test triaksial tak teraliri (<i>Undrained</i>) terkonsolidasi normal	42
Gambar 4.6 : Lintasan lintasan tegangan pada tes uji triaksial pada kondisi tak teraliri (<i>Undrained</i>) terkonsolidasi normal.....	44
Gambar 4.7: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap <i>mean efektif stress</i> dari hasil prediksi	46
Gambar 4.8: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap <i>mean efektif stress</i> dari hasil prediksi dan hasil test triaksial.....	47
Gambar 4.9: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi.....	47
Gambar 4.10: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi dan hasil test triaksial.....	48
Gambar 4.11: Grafik hubungan regangan volume terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi.....	48
Gambar 4.12: Grafik hubungan regangan volume terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi dan hasil test triaksial.....	49
Gambar 4.13: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap <i>mean efektif stress</i> dari hasil prediksi.....	50
Gambar 4.14: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i>	

dari hasil prediksi	50
Gambar 4.14: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi dan hasil test triaksial.....	51
Gambar 4.15: Grafik hubungan tekanan air pori terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi.....	51
Gambar 4.16: Grafik hubungan tekanan air pori terhadap regangan <i>axial</i> dari hasil prediksi dan hasil tes.....	52
Gambar 4.17: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap <i>mean efektif stress</i> dari hasil prediksi.....	52
Gambar 4.18: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> pada saat $M = 1.46$	53
Gambar 4.19: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> pada saat $M = 1.36$	54
Gambar 4.20: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> pada saat $M = 1.26$	55
Gambar 4.21: Grafik hubungan <i>deviator stress</i> terhadap regangan <i>axial</i> pada saat $M = 1.76$	56



DAFTAR SIMBOL

$d\varepsilon_s^e$	Perubahan regangan axial elastis
w_0	Parameter pengerasan
$d\varepsilon_s^p$	Perubahan regangan axial plastis
Λ	Parameter mengembang
s'_2	Tegangan deviator pertengahan
s'_3	Tegangan deviator minor
s'_1	Tegangan deviator utama
e_{cs}	Angka pori kritis
∂f	Besaran sesaat.
H'	Hardening modulus (modulus perkerasan).
P'	Mean efektif stress
E'	Modulus elastisitas
$\partial\varepsilon_s$	Perubahan regangan geser
$\partial\varepsilon_v$	Perubahan regangan volume
$d\varepsilon_v^e$	Perubahan regangan volume elastis
$d\varepsilon_v^p$	Perubahan regangan volume plastis
ε_1^p	Regangan axial plastis.

DAFTAR TABEL

No Tabel	Keterangan	Hal
Tabel.3. 1	Nilai Indeks Properties Sample	26
Tabel.3. 2	Parameter-parameter model	26
Tabel.3. 3	Data-data dari Hasil test triaxial	27
Tabel.4. 1	Parameter-parameter standart yang digunakan	45

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Umum

Salah satu masalah utama dalam ahli bidang geoteknik adalah menerangkan perubahan bentuk tanah apabila dikenakan tegangan. Ini biasanya dapat diterangkan dari data-data yang diperoleh dalam pengujian laboratorium. Apabila data telah diperoleh dari uji perilaku maka perubahan bentuk tersebut dapat dimodelkan. Sebenarnya tujuan utama pemodelan tanah dari segi praktis untuk memprediksi bentuk perilaku tanah.

Menurut teori perilaku mekanika tanah dapat diungkapkan dalam bentuk variable tegangan-regangan, perubahan volume dan perubahan tekanan air pori, maka dari itu diperlukan suatu metoda untuk memprediksi perilaku tanah. Salah satu metode yang dikenal adalah model keadaan kritis yang berasal dari konsep pengerasan kerja (hardening) oleh Drucker et al (1957), kemudian dilanjutkan oleh Roscoe et al (1963) sebagai awal dari teori keadaan kritis.

Tegangan-regangan didalam massa tanah dapat disebabkan oleh beban yang bekerja dipermukaan maupun oleh beban akibat berat sendiri tanah. Dalam menganalisa perilaku tanah maka diperlukan parameter-parameter yang dapat membantu penyederhanaan, dalam menentukan grafik tegangan-regangan.

Dalam memprediksi perilaku tanah *Critical State Soil Model* menggunakan data dari hasil test triaksial, yaitu suatu tes dengan pembebanan yang hampir menyerupai keadaan yang sebenarnya dilapangan. Dari test ini kita akan mendapatkan parameter-parameter tanah yang banyak digurakan dalam ilmu mekanika tanah, seperti regangan pada saat tanah mengalami keuntuhan, sudut

geser (θ), poison ratio (ν), kappa (I), factor scalar (λ), pengerasan ($E\omega$), pengembangan (A).

1.2 Latar Belakang

Berdasarkan penjelasan umum diatas dalam menganalisa dan memprediksi perilaku tanah normal konsolidasi dengan model elasto plastic berdasarkan konsep keadaan kritis (yang ditulis oleh Muni Budhu). Dengan memasukkan parameter-parameter yang diperlukan , model ini dalam penggunaanya diharapkan hasilnya dapat mendekati dengan hasil pelaksanaan dilapangan. Semakin banyak parameter yang dibuat, tentu saja hasil yang didapat akan semakin akurat.

1.3 Maksud dan Tujuan.

Adapun maksud dari penelitian ini dapat menentukan parameter kemiringan garis keadaan puncak atau angka tegangan pada keadaan puncak (M), diperlukan oleh model yang dihasilkan dari test laboratorium yang dilakukan pada jenis tanah normal konsolidasi.

Adapun tujuan dari penelitian ini untuk menemukan hasil perbandingan dari laboratorium terhadap hasil prediksi model elasto plastis untuk sebagai acuan seberapa besar nilai kemiringan garis keadaan puncak atau tegangan pada keadaan puncak (M) yang akan digunakan.

1.4 Permasalahan.

Peninjauan masalah dalam penelitian ini adalah menggunakan hasil penelitian laboratorium dengan ketentuan sebagai berikut :

- Percobaan drained test dan undrained test dengan uji CTC (*Conventional Triaxial Compression*) dengan tidak memperhitungkan waktu.
- Perilaku tanah yang diasumsikan adalah tanah yang bersifat homogen dan isotropic serta terkonsolidasi normal dan Over Konsolidasi.
- Perilaku mekanika tanah diungkapkan dalam bentuk variable tegangan dan regangan yang menggunakan parameter-parameter seperti : sudut geser (ϕ), poison ratio (ν), kappa (I), factor scalar (λ), pengerasan (E_0), pengembangan (A), kemiringan garis keadaan puncak atau tegangan pada keadaan puncak (M)
- Perilaku tanah yang diasumsikan adalah tanah yang bersifat homogen dan isotropic serta terkonsolidasi normal.
- Kekuatan tanah dapat digambarkan dengan kekuatan geser, tekanan air pori dan perubahan volume.
- Membandingkan hasil model tegangan-regangan terhadap hasil tes.

1.5 Pembatasan Masalah.

Dikarenakan permasalahan yang terlalu luas maka perlu dibatasi dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sample yang digunakan adalah sample terkonsolidasi normal.
- Perilaku mekanika tanah diungkapkan dalam bentuk variable tegangan dan regangan yang menggunakan parameter-parameter seperti : sudut geser (ϕ), poison ratio (ν), kappa (I), factor scalar

(λ), pengerasan ($E\omega$), pengembangan (A), kemiringan garis keadaan puncak atau tegangan pada keadaan puncak (M)

- Perilaku tanah yang diasumsikan adalah tanah yang bersipat homogen dan isotropic serta terkonsolidasi normal.
- Kekuatan tanah dapat digambarkan dengan hubungan tegangan regangan.
- Membandingkan hasil model tegangan-regangan terhadap hasil tes.

1.6. Metodologi

Untuk mengetahui dan menyelidiki hal-hal yang telah disebut diatas, maka diperlukan data sekunder yang diambil dari hasil laboratorium. Dimana hasil test laboratorium akan dibandingkan hasilnya dengan hasil model yang dicari dengan cara analitis dengan menggunakan computer dan menggunakan grafik hubungan tegangan regangan sebagai acuan dalam mendapatkan hasil.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Dalam menggambarkan perilaku tanah, para ahli harus dapat menciptakan model umum yang dapat berlaku untuk semua jenis tanah dan dalam semua jenis keadaan. Tetapi hal itu sangatlah sukar walaupun sifat *elastoplastis* tanah dapat dipakai sebagai dasar utama penciptaan model tersebut. Hal ini dikarenakan sifat karakteristik tanah yang beragam jenis. Untuk mengurangi kelemahan-kelemahan tersebut sekurang-kurangnya suatu pemodelan tanah harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut :

- Formulasi matematis yang digunakan harus memberikan hasil hubungan tegangan regangan yang stabil.
- Persamaan konstitutif harus ditunjang oleh data-data *experimental* yang cukup.
- Formulasi matematis yang mengandung parameter-parameter tanah yang mudah didapat melalui test yang standart. Pemodelan tanah tidak terlepas dari hukum *konstitutif* yaitu model matematik yang menjelaskan sifat material tertentu untuk diaplikasikan kedalam pemecahan masalah yang cukup rumit secara *kuantitatif*.

Persamaan-persamaan yang memodelkan sifat material disebut persamaan konstitutif. Dimana hukum konstitutif mempelajari tentang teori *Elastoplastis*. Teori elastisitas mengasumsikan suatu material akan kembali ke bentuk awal apabila pengaruh luar dihilangkan. Sementara itu model plastis ialah apabila suatu material yang diberi beban kemudian beban tersebut dihilangkan,

perubahan bentuk material tidak akan kembali pada bentuk semula (kondisi awal). Material yang mempunyai perilaku *elastis* digambarkan terhadap tegangan-regangan yang linier dengan suatu konstanta *elastis*. Model *Elastoplastis* memperhitungkan sifat tanah yang tergantung pada *stress path*. Dalam model ini penambahan tegangan ditunjukkan sebagai fungsi dari penambahan *stress dan strain*. Model *Elastoplastis* dipakai untuk material yang mengalami *hardening dan softening*.

2.1 Tinjauan Perilaku Tegangan Regangan Tanah dengan Teori Model

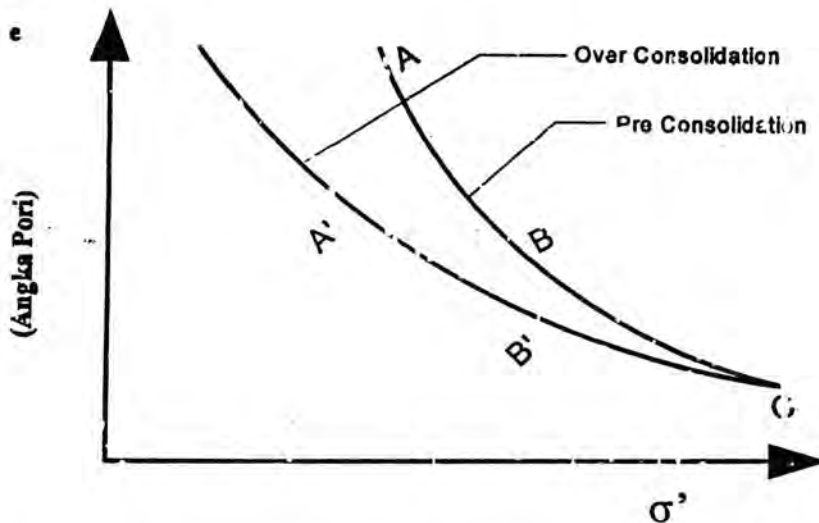
Perilaku tegangan regangan tanah dengan teori model dikelompokkan menurut berbagai cara pandang seperti yang diuraikan dibawah ini.

2.1.1 Lempung Terkonsolidasi Normal dan lempung Terkonsolidasi Berlebih

Disebut lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated clay*) jika tegangan *overbuden* yang dialami pada masa sekarang adalah sama dengan yang dialami pada masa lalu. Jika tegangan *overbuden* yang dialami pada masa sekarang lebih kecil dari yang pernah dialami pada masa lalu, maka lempung tersebut lempung terkonsolidasi lebih (*over consolidated clay*).

Lempung mengalami konsolidasi berlebih dapat diakibatkan oleh beberapa hal diantaranya factor-faktor geologi seperti erosi pada lapisan diatasnya, kenaikan muka air tanah dan sebagainya. Gambar 2.1 memperlihatkan salah satu contoh keadaan kedua lempung yang mengalami konsolidasi normal dan berlebih.

Tegangan yang terjadi pada titik C merupakan tegangan maksimum yang dialami lempung pada masa lalu atau disebut dengan *pre-consolidation stress* (p_c), sedangkan tegangan yang terjadi pada titik A' atau B' adalah tegangan yang dialami lempung pada masa sekarang atau *stress at over consolidated line* (σ_A atau $\sigma_{B'}$) dan lebih kecil dari tegangan di titik C .



Gambar 2.1 : Lempung terkonsolidasi normal dan lempung terkonsolidasi lebih.

Sumber : J.H. Atkinson dan P.L.Bransby, Mekanika Tanah, Pengenalan Mekanika Tanah Peringkat Centing.

Perbandingan antara *pre-consolidation stress* (p_c) dengan *stress at over consolidation line* disebut dengan ratio konsolidasi berlebih atau *over consolidation ratio* (OCR). Dengan demikian OCR pada lempung yang terkonsolidasi berlebih adalah p_c / p (*tekanan pra konsolidasi / tekanan efektif akibat lapisan tanah diatasnya*), dan lebih besar dari 1 sedangkan yang normal adalah sama dengan 1.

Suatu tanah dilapangan pada suatu kedalaman tertentu telah mengalami tekanan efektif maximum akibat berat tanah diatasnya (*maximum effective overburden pressure*) dalam sejarah geologisnya, sedangkan berkurangnya tekanan dilapangan mungkin disebabkan oleh proses yang dilakukan oleh proses geologi alamiah atau proses yang dilakukan oleh makhluk hidup (misalnya manusia dan binatang). Keadaan ini dapat dibuktikan dilaboratorium dengan cara membebani contoh tanah melebihi tekanan *overburden* maximumnya, lalu beban tersebut diangkat (*unloading*) dan diberikan lagi (*reloading*).

Casagrande (1936) menyarankan suatu cara mudah untuk menentukan besarnya tekanan prakonsolidasi (P_c), dari grafik e versus $\log p$ yang digambarkan dari hasil percobaan konsolidasi dilaboratorium.

Overconsolidation ratio (OCR) untuk suatu tanah dapat didefinisikan sebagai:

$$OCR = \frac{P_c}{P}$$

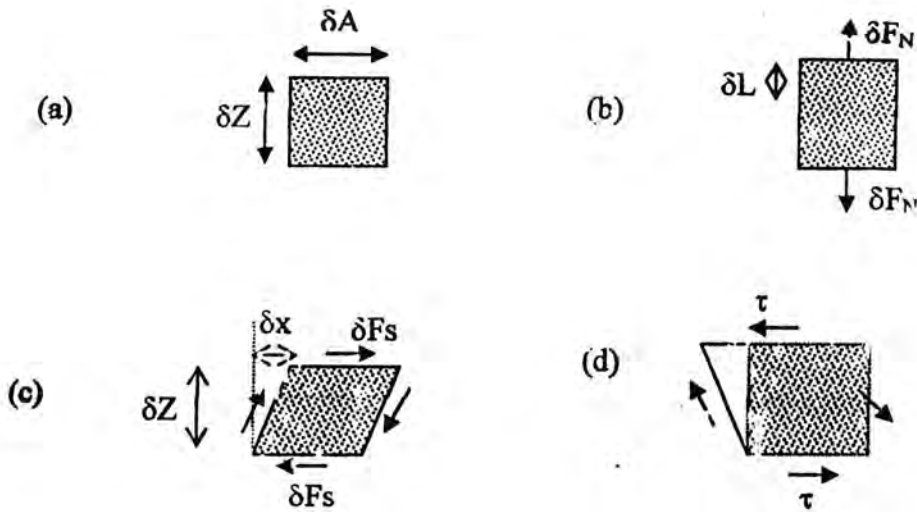
dimana :

p_c = tekanan praconsolidasi.

P = tekanan vertical efektif pada saat tanah itu diselidiki.

2.1.2. Konsep Dasar Tegangan dan Regangan

Konsep tegangan dan regangan pada tanah diterapkan dengan menganggap massa tanah adalah jenuh 100 % (*fully saturated*) dan gabungan dari partikel yang menyatu sebagai *continuum*.



Gambar 2.2 Konsep dasar tegangan dan regangan.
Sumber : Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Pendekatan dilakukan dengan mengabaikan ukuran partikel pada tanah, sehingga ukuran partikel tersebut dapat dianggap sangat kecil. Dengan demikian rumus-rumus *continuum mechanics* dapat dipakai. Gambar 2.2a memperlihatkan suatu kubus kecil dari material dengan luas *cross-section* δA dan tinggi δz . Sebuah gaya sebesar δFN yang bekerja pada area δA dengan arah horizontal mengakibatkan pertambahan panjang sebesar δL seperti terlihat pada Gbr 2.2b. Bentuk umum dari persamaan tegangan normal (σ) dan regangan normal (ε) adalah :

$$\sigma = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \frac{\delta F_N}{\delta A} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon = \lim_{\delta z \rightarrow 0} \frac{\delta l}{\delta z} \quad (2.2)$$

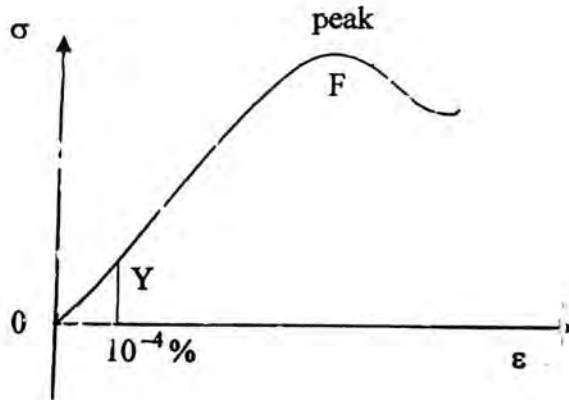
Jika suatu gaya FS diberikan sejajar arah δA , kubus akan terlihat seperti Gambar 2.2c. Tegangan geser (τ) dan regangan geser (ε) dapat didefinisikan sebagai berikut :

$$\tau = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \frac{\delta F_s}{\delta A} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon = \lim_{\delta z \rightarrow 0} \frac{\delta X}{\delta Z} \quad (2.4)$$

2.1.3. Hubungan Antara Tegangan dan Regangan

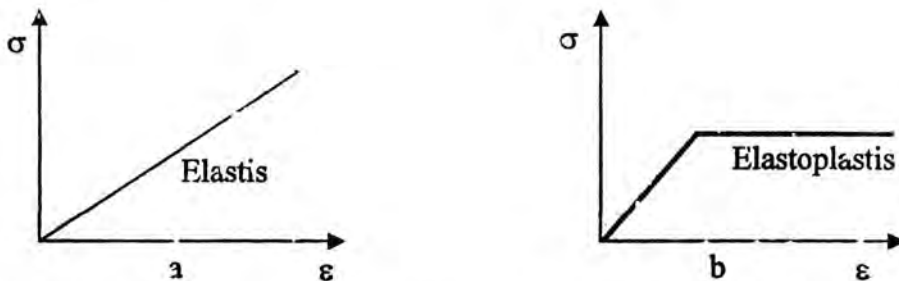
Berdasarkan percobaan-percobaan yang telah dilakukan para ahli dilaboratorium, bentuk hubungan tegangan regangan adalah non linier (Gambar 2.3). Untuk regangan yang sangat kecil (10^{-4} %) hubungan tersebut adalah linier (Bowles, 1987) terletak pada daerah OY , pada keadaan tersebut, tanah mempunyai sifat *elastis* (dapat kembali ke bentuk semula). Setelah melewati titik Y hingga mencapai titik F tanah bersifat *plastis* (tidak dapat kembali ke bentuk semula) dan terjadi pengerasan regangan (*strain hardening*). Titik Y disebut titik leleh (*yield point*) dan titik F disebut titik runtuh (*peak*). Keruntuhan akan terjadi apabila kuat geser dari tanah tersebut terlampaui. Kemudian, setelah melewati titik F tanah biasanya mengalami pelemahan regangan (*strain softening*).



Gambar 2.3 : Hubungan tegangan regangan

Sumber : Bradja M Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Hubungan antara tegangan regangan untuk keadaan elastis, elastis-plastis, dan plastis dari material tanah diperlihatkan pada (Gambar 2.3). Hubungan tegangan regangan dalam keadaan elastis, hal ini terjadi pada regangan yang sangat kecil dan tanah dapat kembali ke bentuk semula. Pada (gambar 2.4b), tanah dalam keadaan *elastis-plastis* dan *plastis*, dalam hal ini tanah setelah melewati batas *elastis* tidak dapat kembali ke bentuk semula. *Yield* dan keruntuhan terjadi pada tegangan yang sama. Pada hubungan plastis, tanah tidak dapat kembali ke bentuk semula dan nilai tegangan tetap untuk setiap pertambahan nilai regangan.



Gambar 2.4: Hubungan tegangan regangan untuk beberapa keadaan

Sumber : J.H. Atkinson, Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

2.1.4. Tegangan Efektif

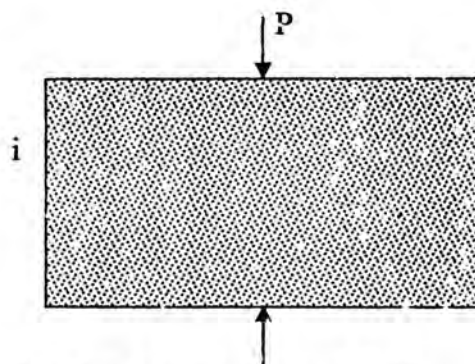
Konsep tegangan efektif (Terzaghi, 1923) mengemukakan pengetahuan tentang pengaruh gaya-gaya dari partikel ke partikel dalam satu kerangka tanah. Konsep ini hanya berlaku pada tanah jenuh sempurna.

Tegangan-tegangan yang berhubungan dengan prinsip tersebut adalah :

1. Tegangan normal total (σ), yaitu gaya per satuan luas dalam arah normal bidang. Tanah dianggap adalah material padat (*fase tunggal*).
2. Tekanan air pori (u), tekanan yang diberikan oleh air yang ada dalam rongga (*pori*) pada partikel-partikel tanah.
3. Tegangan normal efektif (σ'), pada bidang mewakili tegangan yang dijalarakan melalui kerangka tanah.

Hubungan ketiga gambar diatas adalah :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.5)$$



Gambar 2.5 : Tegangan efektif

Sumber : Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Prinsip tersebut dapat diwakili oleh *model fisis* sebagai berikut. Tinjaulah sebuah bidang $i-i$ pada suatu tanah jenuh sempurna yang melewati titik-titik singgung antar partikel, seperti terlihat pada Gambar 2.5. Bidang $i-i$ yang bergelombang tersebut dalam skala besar sama dengan bentuk bidang sebenarnya karena ukuran partikel tanah relatif kecil. Sebuah gaya normal P yang bekerja pada bidang A sebagian dipikul oleh gaya-gaya antar partikel, dan sebagian lagi dipikul oleh tekanan air pori. Gaya-gaya antar partikel pada seluruh tanah, baik besar maupun arahnya sangat tidak beraturan (acak), tetapi pada tiap-tiap titik singgung dengan bidang yang bergelombang dapat diuraikan menjadi komponen-komponen gaya yang arahnya normal dan tangensial terhadap bidang $i-i$ yang sebenarnya.

Komponen normal dinyatakan dengan N' dan komponen tangensial dengan T . Tegangan normal efektif diinterpretasikan sebagai jumlah seluruh komponen N' dalam luas A , dibagi dengan luas A menjadi :

$$\sigma' = \frac{\sum N'}{A} \quad (2.6)$$

Tegangan normal total adalah :

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.7)$$

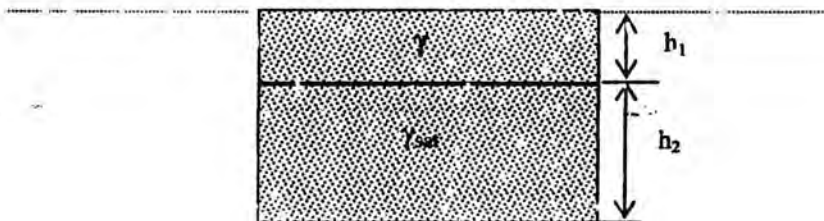
Jika diantara partikel-partikel diasumsikan terdapat titik singgung, maka tekanan air pori akan bekerja pada bidang seluas A . Kemudian agar dapat tercapai keseimbangan pada arah normal terhadap $i-i$:

$$P = \sum N' + uA \quad (2.8)$$

$$\text{Atau : } \frac{P}{A} = \frac{\sum N'}{A} + u$$

$$\text{Jadi : } \sigma = c' + u$$

Pada (Gambar 2.6) ditunjukkan tegangan total dan tekanan pori yang terjadi pada suatu elemen di dalam suatu lapisan tanah.



Gambar 2.6 : Tebal lapisan dan tekanan pori

Sumber : Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Tegangan total pada Gambar 2.6 :

$$\sigma = h_1 \cdot \gamma + h_2 \cdot \gamma_{sat}$$

$$u = h_2 \cdot \gamma_w$$

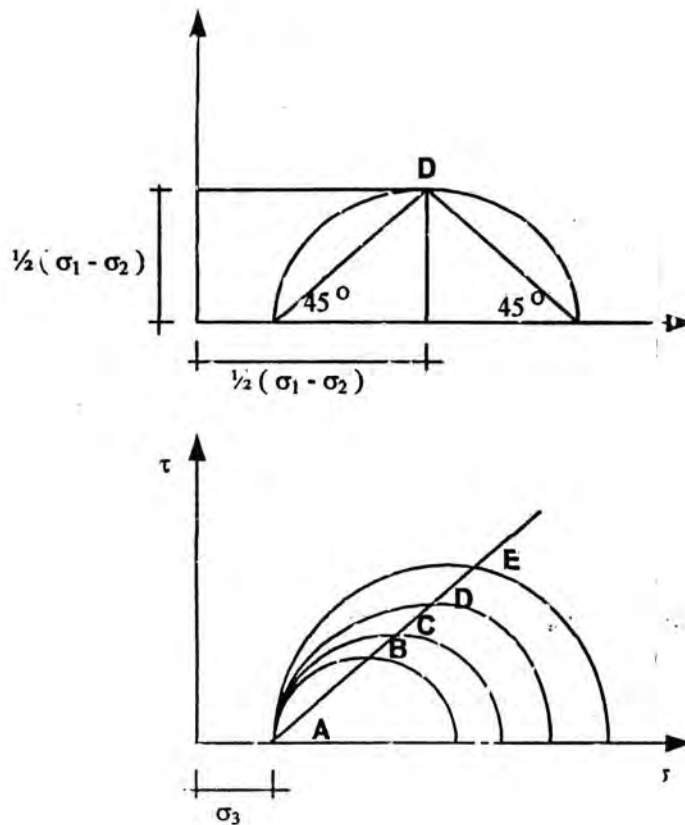
Dengan demikian tegangan efektif yang terjadi :

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u \\ &= (h_1 \gamma + h_2 \cdot \gamma_{sat}) - (h_2 \cdot \gamma_w) \\ &= ((h_1 \gamma + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w))) \\ &= h_1 \cdot \gamma + h_2 \cdot \gamma' \end{aligned}$$

dimana γ' adalah berat isi tanah ($\gamma_{sat} - \gamma_w$)

2.1.5. *Stress Path* (Lintasan Tegangan)

Ketika tanah mengalami pembebanan, maka setiap elemen dari tanah mengalami perubahan bentuk dan tegangan. *Stress path* dapat menggambarkan secara menerus perubahan tanah selama pembebanan sampai tanah mengalami keruntuhan. Ada dua macam *stress path* yang biasa dipakai, yaitu *Massachusetts Institute of Technology (MIT) stress path* dan *Cambridge stress path*. *MIT stress path* dikembangkan oleh Prof. T.W.Lambe (1964). Titik tegangan yang digunakan adalah yang menyatakan tegangan geser maksimum pada setiap kondisi, yaitu pada titik paling atas pada setiap lingkaran Mohr. Oleh karena itu *stress path* adalah hubungan dari titik-titik yang mempunyai tegangan geser maksimum dari setiap variasi bentuk tegangan. Dalam bentuk tegangan total hal itu dapat diperlihatkan. (*Gambar 2.7*) dan *stress path*-nya adalah garis *AE*.



Gambar 2.7 : MIT Stress path

Sumber : Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Pada *MIT stress path*, sumbu horizontal adalah titik paling atas dari setiap lingkaran Mohr, yaitu $\frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$ dan sumbu vertical adalah sama dengan jari-jari lingkaran yaitu $\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$. Karena itu parameter (s) dan (t) yang digunakan untuk menggambarkan *MIT stress path* dinyatakan sebagai :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.9)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.10)$$

dan dalam bentuk tegangan efektif :

$$s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (2.11)$$

$$t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (2.12)$$

nilai t adalah sama dengan nilai t' karena tegangan deviator tidak dipengaruhi oleh tekanan pori.

Cambridge stress path dikembangkan oleh Roscoe, Scholfield, dan Wroth (1958), dan Atkinson-Bransby (1978) di Universitas Cambridge. Mereka mengembangkan penggunaan tegangan antara σ_2 pada tegangan efektif utama. Jadi terdapat tiga tegangan utama yaitu σ_1 , σ_2 dan σ_3 . Metode penggambaran ini terkenal dengan *Cambridge stress path* (Gambar 2.8). Parameter P' dan q' yang berhubungan dengan tegangan efektif dinyatakan sebagai :

$$P' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.13)$$

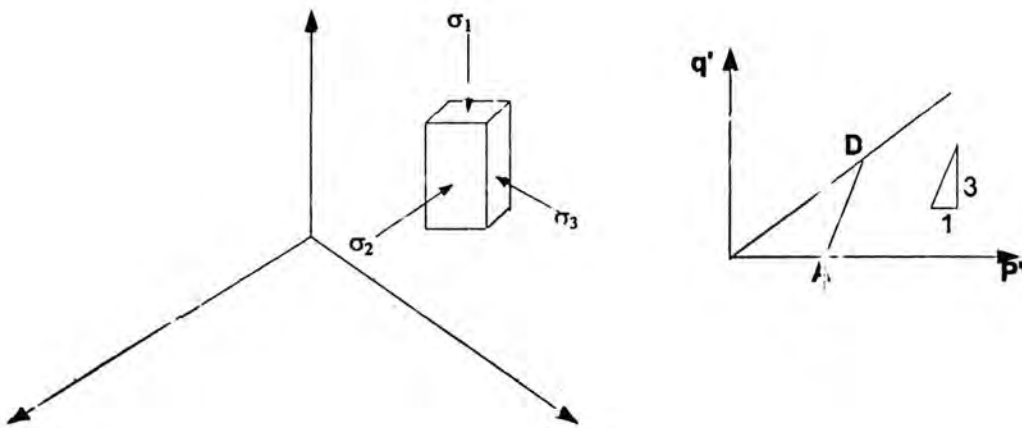
$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.14)$$

Pada percobaan triaxial, kedua tegangan horizontal adalah sama ($\sigma_2 = \sigma_3$), dengan demikian parameter p' menjadi :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2.15)$$

dan dalam bentuk tegangan total :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (2.16)$$



Gambar 2.8 : *Cambridge Stress Path*
 Sumber : J.H. Atkinson dan P.L. Bransby, *Mekanika Tanah*.

2.1.6. Regangan Volumetrik

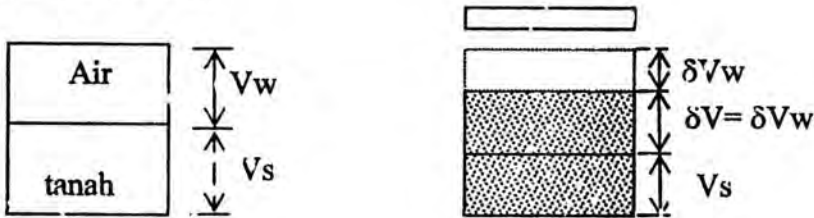
Selain tegangan efektif, regangan volumetric juga memainkan peranan penting dalam meneliti perilaku tanah. Gambar 2.10 memperlihatkan perubahan volume pada sample tanah.

Jika volume V dari suatu elemen pada tanah berkurang sebesar δV sebagai hasil dari perubahan tegangan efektif, maka perubahan regangan volumetric dinyatakan sebagai :

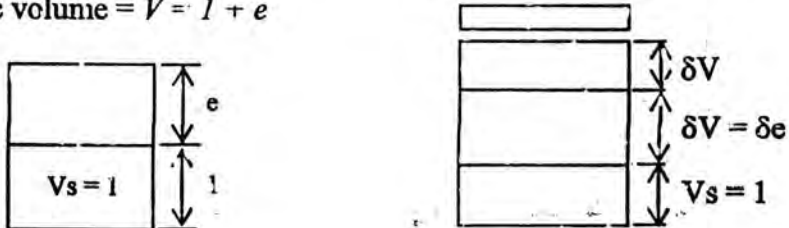
$$\delta \epsilon_v = \frac{\delta v}{v} \quad (2.17)$$

$$\text{Specific volume} = V = 1 + e$$

$$\text{Volume} = V = V_w + V_s$$



$$\text{Specific volume} = V = 1 + e$$



Gambar 2.9 : Regangan Volumetrik.

Sumber : Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)

Volume tanah jenuh air terdiri dari volume partikel tanah V_s dan volume air V_w . Jika butiran tanah dan air pori sebagai incompressible maka volume dari elemen tanah hanya dapat berubah jika air keluar dari porinya, jadi :

$$\delta V = \delta V_w \quad (2.18)$$

dimana δV adalah pengurangan volume dari elemen tanah, dan δV_w adalah volume air yang dikeluarkan.

Void ratio didefinisikan sebagai $e = V_w/V_s$, dan butiran tanah diasumsikan *incompressible*, sehingga $V_s = 0$

$$\alpha = \frac{\delta V}{\delta s} \quad (2.19)$$

$$\delta V = V_s \cdot \delta V \quad (2.20)$$

dan dari pers. (2.17)

$$\begin{aligned}\delta\varepsilon_v &= \frac{\delta v}{V_s} = \frac{V_s \cdot \delta e}{V_s + V_w} \\ &= \frac{\delta e}{1+e}\end{aligned}\quad (2.21)$$

untuk *fully saturated* diketahui $e = w \cdot G_s$, sehingga :

$$\delta e = G_s \cdot \delta w \quad (2.22)$$

$$\delta\varepsilon_v = \frac{\delta w}{1/G_s + w} \quad (2.23)$$

Specific volume adalah volume tanah dimana $V_s = 1$, sehingga didapat $V = 1 + e$.

Dan percobaan tegangan efektif akibat δv dinyatakan :

$$\delta v = \varepsilon e \quad (2.25)$$

$$\varepsilon \varepsilon_v = \frac{\delta e}{1+e} = \frac{\delta v}{v} \quad (2.26)$$

2.2 Critical State Parameter

Tiga parameter, p' , q dan V , digambarkan sebagai tingkat contoh sebuah tanah selama test triaksial. Parameter-parameter tersebut didefinisikan :

$$p' = \frac{\sigma_a' + 2\sigma_r}{3} = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} - u \quad (2.27)$$

$$q = \sigma_a' - \sigma_r' = \sigma_a - \sigma_r \quad (2.28)$$

V adalah volume secara spesifik, volume tanah berisi unit dari material tanah.

$$(V = 1 + e; \quad e = \text{rongga pori.})$$

p' sering disebut pengaruh tekanan normal efektif, dan q' tekanan menyimpang (*deviator stress*). Kemajuan sebuah contoh tanah selama sekali test

triaxial dapat diwakili oleh sebuah seri penilaian penggambaran sebuah garis dalam sebuah ruang tiga dimensi yaitu p' , I' , M , N , κ , V dan q .

Perbedaan tipe test/percobaaan (*drained, undrained, compression*). Dimulai pada test yang berbeda pada ruang (p' , V , q), tanah (CSS) mekanik memberikan kita sejumlah aturan untuk test perhitungan pada "ruang (p' , V , q)": biasanya dua dari (p' , V , q) ditentukan tipe test dan sebuah prosedur sederhana untuk ketiga.

Enupat parameter tanah yang konstan : M , Γ , κ dan λ , parameter ini digambarkan sebagai fundamental tanah. Parameter didefinisikan dalam syarat ketujuh yang disebutkan, sebagai contoh rasio tekanan $\eta = \frac{q}{p'}$.

Kecocokan pada parameter tekanan p' dan q adalah parameter regangan Volume (*volumetric strain*) dan regangan geser (*deviator strain*).

$$V = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = 2/3 (\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (2.30)$$

V dan ε digambarkan tegangan dari mulai tes : kita akan sering menggunakan simbol δV dan $\delta \varepsilon$ (untuk parameter tegangan) dimana

$$\delta V = \delta \varepsilon_a + 2\delta \varepsilon_r \quad (2.31)$$

$$\delta \varepsilon = 2/3 (\delta \varepsilon_a - \delta \varepsilon_r) \quad (2.52)$$

2.2.1. Regangan (*Strains*)

Total Volumetrik adalah jumlah dari volume elastis dan volume plastis :

$$V = V^e + V^p \quad (2.35)$$

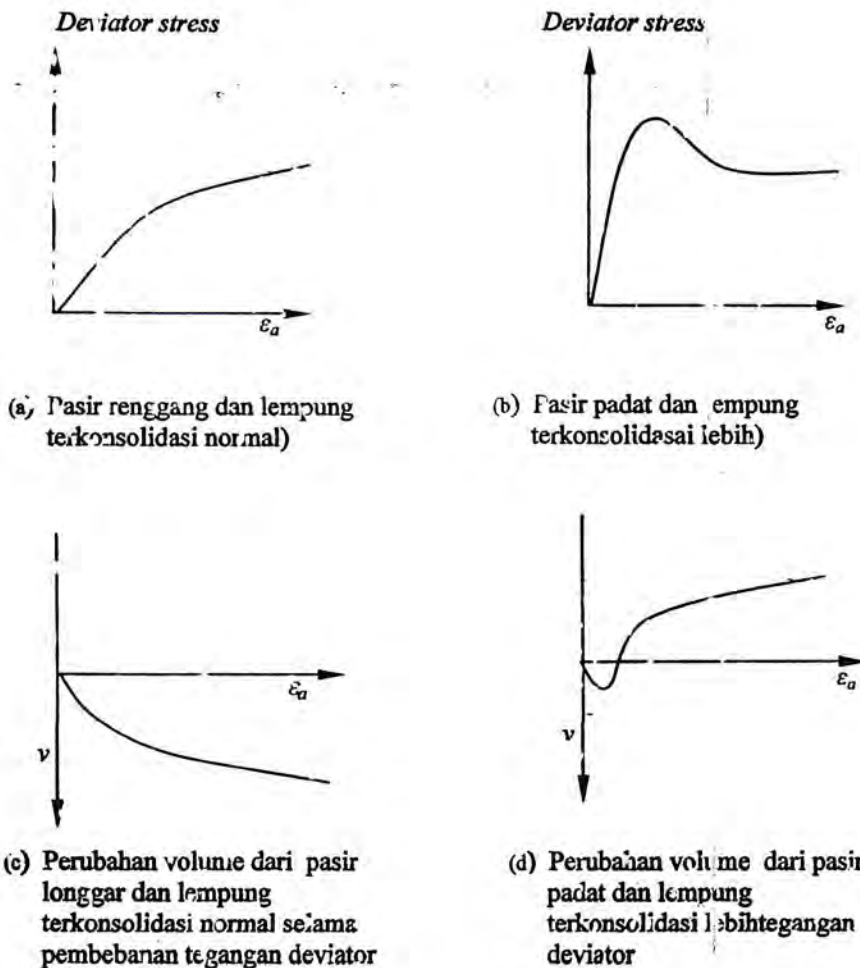
$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.36)$$

Persamaan perubahan volume dan perubahan tegangan

$$\delta v = \delta V^e + \delta V^p \quad (2.37)$$

$$\delta \varepsilon = \delta \varepsilon^e + \delta \varepsilon^p \quad (2.38)$$

Gambar 2.10 hanya menunjukkan awal dan akhirnya. Sejak nilai P' pada kegagalan diketahui, nilai V dari ditemukan pada Gambar (2.10), jika regangan volume gagal dapat dihitung sebagai $(V-V_0)/V_0$.



Gambar. 2.10 Uji Triaksial konsolidasi teraliri (*consolidated - drained*)
 Suraber : Bradja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik's)

Untuk tanah yang jenuh air, parameter tegangan pori (B) (Skempton, 1945) dimana $B = 1,0$. Sekarang bila hubungan dengan pipa alir (drainage) tetap terbuka, akan terjadi disipasi akibat kelebihan tegangan air pori, dan kemudian terjadi konsolidasi. Lama kelamaan, tegangan air pori (u_e) mengecil menjadi nol. Pada tanah-tanah yang jenuh air, perubahan volume dari benda uji yang terjadi selama proses konsolidasi dapat ditentukan dari besarnya volume air pori yang mengalir keluar. Beban tegangan deviator pada benda uji ditambahkan dengan lambat sekali (kecepatan penambahan beban sangat kecil) seperti terlihat pada gambar 2. 10. (a). Selama pengujian ini, pipa aliran air dibiarkan tetap terbuka dengan demikian penambahan beban deviator yang sangat perlahan-lahan tersebut memungkinkan terjadinya disipasi penuh dari tegangan air pori sehingga dapat diciptakan $\Delta u_d = 0$ selama pengujian.

Sebuah contoh yang umum dari variasi tegangan deviator terhadap penambahan regangan pada tanah pasir renggang dan pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal ditunjukkan pada gambar 2.10. (b) menunjukkan hal yang serupa untuk pasir padat dan tanah lempung terkonsolidasi lebih. Perubahan volume benda uji yang terjadi selama pemberian beban tegangan deviator untuk beberapa macam jenis tanah diberikan pada gambar 2.10. (c dan d).



BAB III

PENENTUAN MODEL

Bab ini akan membahas tentang hasil pengujian triaksial yang diperoleh dari percobaan *CU (Consolidasi Undaraine)* dan *CD (Consolidasi Draine)* Untuk memperoleh parameter-parameter dengan perhitungan model elastoplastis dan model *Critical State Soil Model (CSSM)*.

3.1. Tinjauan Hasil Uji Laboratorium Menggunakan Alat Triaksial.

Tes utama dilakukan dengan pengujian mesin triaksial GDS (*Geotechnical Digital System*), yaitu mesin yang diuolah sesuai dengan alat triaksial system lama. Uji triaksial untuk tegangan normal yang dikenakan dalam tiga arah terpenting terhadap spesimen tanah selinder. Oleh karena spesimen tanah adalah berbentuk selinder maka uji triaksial yang dikaji adalah tegangan simetri ($\sigma_2 = \sigma_3$). Radas triaksial secara umum dapat digunakan untuk mengkaji perubahan kelakuan geser dan perubahan bentuk tanah. Selain itu pengujian yang dilakukan bertujuan untuk menentukan kalibrasi dan memeriksa parameter-parameter model yang digunakan.

3.1.1. Sampel Tanah.

Sampel tanah yang dipergunakan adalah tanah lempung terkonsolidasi normal (*normal consolidated*) dengan kondisi teraliri (*drained*) dan kondisi tak teraliri (*undrained*). Dalam hal ini tanah dilakukan pemadatan dan pengujian triaksial tanah terganggu dengan kandungan air optimum. Bentuk dari pemadatan tanah bergantung pada tata cara uji terhadap keadaan pemadatan, ukuran *spesimen* tanah dan tenaga pemadatan.

3.1.2. Kondisi Tes

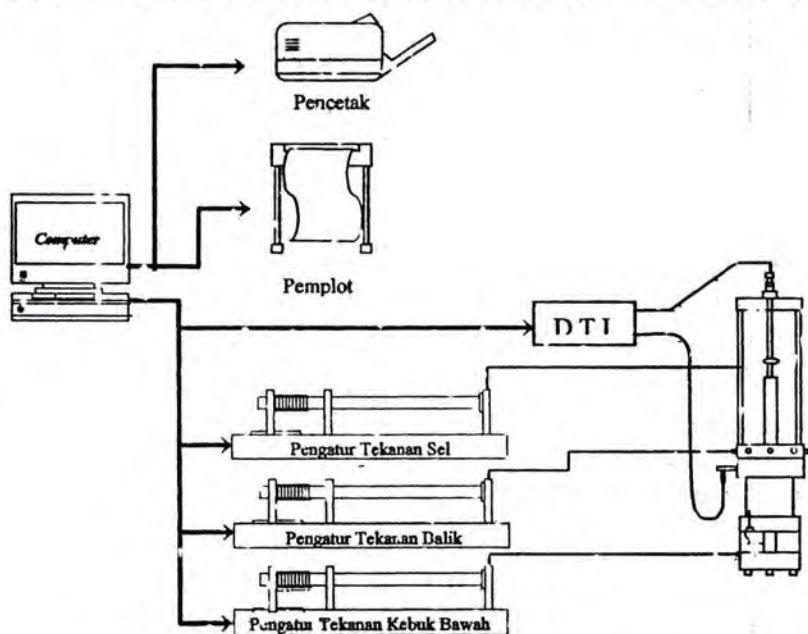
Percobaan laboratorium untuk sample terkonsolidasi lebih pada tegangan sel efektif, 1100 Kpa, 1000 Kpa, 900 Kpa, 800 Kpa, 700 Kpa dan 600 Kpa dalam keadaan *drained* dan *undrained* dengan tekanan balik (*back pressure*) 500 Kpa

3.1.3 Peralatan Triaxial Tanah Lempung

Pengujian triaxial pada tanah jenuh menggunakan mesin GDS (*Geotechnical Digital System*). Mesin GDS yang digunakan terdiri dari beberapa bagian yaitu :

1. Pengontrol tekanan-volume digital
2. Pengontrol komputer
3. Perolehan data
4. Sel triaxial hidrolis

Gambar 3.1. Sistem Pengujian Triaxial dengan mesin GDS
 Sumber : Silalahi, M S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.



Gambar 3.2. Skematik Sistem Pengujian triaxial mesin GDS
 Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

Gambar 3.3. Sel Triaxial Hidraulik

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

3.1.4 Indeks Propertis.

Dalam penentuan perilaku tanah digunakan nilai indeks properties sample terhadap parameter-parameter seperti dalam table dibawah ini :

Tabel 3. 1 Nilai Indeks Properties Sampel

Parameter Tanah	Simbol	Nilai
Berat Jenis	G_s	2.62
Berat kering maksimum	γ_d	1402.1 kg/cm ³
Kandungan air optimum	W	26.6 %
Batas cair	LL	68 %
Batas plastis	PL	33 %
Indeks plastis	PI	35 %
Berat susut	SL	14 %

Sumber : Data dari Laboratorium. M.K.Hossain,1999

3.1.5. Parameter - Parameter Tanah

Kondisi pengujian tanah adalah terkonsolidasi lebih dimana σ_3 geser $\approx \tau_3$ konsolidasi. Adapun parameter-parameter tanah untuk model ini diketahui dari data hasil uji laboratorium. Data-data tersebut dapat dilihat pada table 3. 2.

Tabel 3. 2 Parameter-parameter model

Jenis Tanah	Jenis Ujian	Simbol Parameter	Nilai Parameter
Terganggu	Undrained	V, h, M, Γ , λ_{cs} , $E_{o,}$, Λ dan β	0.329; 6900; 1.2879; 0.55; 0.04; 30; 0.1 dan 0.001
	Drained	V, h, M, Γ , λ_{cs} , $E_{o,}$, Λ dan β	0.329; 6500; 1.2879; 0.55; 0.04; 190; 0.001 dan 2.2
Tak Terganggu	Undrained	V, h, M, Γ , λ_{cs} , $E_{o,}$, Λ dan β	0.329; 6900; 1.46; 0.45; 0.063; 45; 0.07 dan 0.013
	Drained	V, h, M, Γ , λ_{cs} , $E_{o,}$, Λ dan β	0.329; 6900; 1.46; 0.45; 0.063; 90; 0.01 dan 1.5

Sumber : Data dari Laboratorium. M.K.Hossain,1999

Tabel 3.3 Data-data dari hasil test triaxial

Jenis Sampel	Kode Sampel	Data Hasil Laboratorium							
		ν	H	M	Γ	λ_{cs}	E_o	Λ	β
Drained	CD-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
	CD-SAT-CP-700	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
	CD-SAT-CP-800	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
	CD-SAT-CP-900	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
	CD-SAT-CP-1000	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
	CD-SAT-CP-1100	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	190	0.001	2.2
Undrained	CU-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001
	CU-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001
	CU-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001
	CU-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001
	CU-SAT-CP-500	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001
	CU-SAT-CP-600	0.329	6900	1.2879	0.55	0.04	80	0.1	0.001

Sumber : Data dari Laboratorium. M.K.Hossain,1999

3.1.5.1 Penentuan Parameter Model

Untuk menyelaku tindak balas tanah lempung menggunakan model ini diperlukan beberapa parameter-parameter seperti berikut ini:

- a. ν Adalah nilai poisson ratio. Perubahan ini tidak mempengaruhi hasil penggunaan model (nilai ini tidak sensitif dalam penggunaan model). Nilai parameter ini adalah diantara 0.3 ke 0.5 (Hardin 1978, Lade dan Nelson 1987).

g. β Adalah parameter pengerasan yang terdapat pada fungsi kemampuan plastik. Parameter ini boleh ditentukan dengan membuat plotan antara

$$w_0 = \frac{-d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \text{ terhadap } \frac{w_0}{M}. \text{ Regangan volume plastik } (\partial\varepsilon_v^p) \text{ dan}$$

regangan geser plastik ($d\varepsilon_s^p$) dapat ditentukan dengan persamaan 3.5.

Nilai β dipilih sehingga fungsi w_0 pada persamaan 3.7 mendekati data pengujian.

3.1.6 Langkah-langkah Penentuan Model Elasto Plastik.

Model keadaan kritis ialah sebuah penyederhanaan dan pengidealan pada perilaku tanah (Muni Budhu). Gagasan yang utama dalam model keadaan kritis ialah bahwa seluruh tanah akan gagal pada suatu permukaan keruntuhan yang khusus dalam ruang (q, p', e). Jadi model keadaan kritis memasukkan perubahan volume dalam hal itu ukuran keruntuhan tidak sama dengan ukuran keruntuhan Mohr-Coulomb, yang mana menetapkan keruntuhan hanya sebagai proses mencapai kemiringan tegangan maksimum.

Dengan penentuan parameter dan permukaan keruntuhan yang diproyeksikan kedalam beberapa bidang seperti (q, p', e), maka penambahan elastik dan plastik pada tanah.

Maka dari pada itu bagian ini merupakan ringkasan dari model rumus yang dipergunakan dalam penentuan langkah-langkah untuk mendapat hasil grafik dari perilaku tanah baik untuk tanah drained maupun undrained pada tanah yang terkonsolidasi normal antara lain dengan menentukan:

1. Tentukan parameter-parameter model :

M, λ_{cs}, e_{cs} , pada $p' = 1 \text{ kpa}$, $v, E_{\omega}, E_{\Omega}, \beta$.

2. Setkan Semua keadaan awal :

$-\varepsilon_a, e_o, q, p, u, \bar{\omega}_o, \varepsilon_q^p, p', v$.

- Hitung :

$$\triangleright e_{cs} = \Gamma + \lambda_e \times \ln p' \quad \text{persamaan (3.1)}$$

$$\triangleright G = \frac{h \{ (2.17 - e)^2 \sqrt{p'} \}}{1 + e} \quad \text{persamaan (3.2)}$$

$$\triangleright K = \frac{2(1+V)G}{3(-2V)} \quad \text{persamaan (3.3)}$$

$$\triangleright \Omega = -E_{\Omega} A \quad \text{persamaan (3.4)}$$

$$\triangleright \bar{\omega} = \frac{\varepsilon_s^p}{\frac{1}{E\omega} + \frac{\varepsilon_s^p}{M + \Omega}} \quad \text{persamaan (3.5)}$$

$$\triangleright \frac{d\omega_o}{d\varepsilon_v^p} = E \Omega (1 + e) \left(\frac{\bar{\omega}_o}{M + \Omega} \right)^2 \quad \text{persamaan (3.6)}$$

$$\triangleright \frac{d\omega_o}{dE_s^p} = W_v \left(1 - \frac{\bar{\omega}_o}{M + \Omega} \right)^2 \quad \text{persamaan (3.7)}$$

$$\triangleright \frac{d\omega_o}{dp'} = E \Omega \left(\frac{1+e}{K} + \frac{\lambda_{cs}}{p'} \right) \left[\frac{\bar{\omega}_o}{M + \Omega} \right]^2 \quad \text{persamaan (3.8)}$$

$$\triangleright \Pi = \frac{K\omega_\theta}{p' \left[-\omega_\theta \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_s^p} \right] + K\omega_\theta \left[\omega_\theta \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_s^p} \right]} dq \quad \text{persamaan (3.9)}$$

$$\triangleright \frac{1}{G_{MRT}} = \frac{1}{3G} + \frac{-\frac{1}{3} \left(\omega_o + p' \frac{\partial \omega_o}{\partial p'} \right) + 1}{p' \left[-\omega_\theta \frac{\partial \omega_o}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial \omega_o}{\partial \varepsilon_s^p} \right]} \quad \text{persamaan (3.10)}$$

adalah parameter regangan geser *drained* $d\varepsilon_s = \frac{dq}{G_{MRT}}$

$$\triangleright \frac{1}{G_{MRRT}} = \frac{1}{3G} + \frac{-\Pi \left(\omega_o + p' \frac{\partial \omega_o}{\partial p'} \right) + 1}{p' \left[-\omega_\theta \frac{\partial \omega_o}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial \omega_o}{\partial \varepsilon_s^p} \right]} \quad \text{persamaan (3.11)}$$

adalah parameter regangan geser *undrained* $d\varepsilon_s = \frac{d\varepsilon}{G_{MRRT}}$

$$\triangleright \frac{1}{K_{MPT}} = \left[\frac{1}{K} + \frac{\omega_\theta \left(\omega_\theta + \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_v^p} \right) - 3\omega_\theta}{p' \left(-\omega_\theta \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial \omega_\theta}{\partial \varepsilon_s^p} \right)} \right] \quad \text{persamaan (3.12)}$$

adalah parameter perubahan regangan volume *drained* $d\varepsilon_v = \frac{dp'}{K_{MPT}}$

3. Input data dimulai dengan perubahan regangan yaitu $d\varepsilon_o = 0.0004$

4. Hitung $dq = \frac{\partial \varepsilon_o}{\frac{1}{9K_{MRT}} + \frac{1}{G_{MRT}}}$ persamaan (3.13)

5. Hitung $dp' = \frac{1}{3}dq$ untuk *drained* dan $dp' = \Pi dq$ untuk *undrained*

6. Hitung $d\varepsilon_s^p = \frac{-\left(\sigma_o + p' \frac{\partial \sigma_o}{\partial p'}\right) dp' + dq}{p' \left(-\sigma_o \frac{\partial \sigma_o}{\partial \varepsilon_s^p} + \frac{\partial \sigma_o}{\partial \varepsilon_s^p}\right)}$ persamaan (3.14)

7. Hitung $\varepsilon_{sn}^p = \varepsilon_{sn-1}^p + \partial \varepsilon_{sn+1}^p$

8. Tentukan besarnya parameter pengerasan (ω_o)

9. Selanjutnya perubahan tegangan yang model terletak pada permukaan batas yang

baru yaitu : $\sigma_o = \frac{q' + dq}{p' + dp'}$; $dp' = \frac{dq}{3}$ untuk tes mampatan triaxial *drained*,

$$\text{inaka } dq = \frac{q - \eta_o p'}{\frac{\eta_o}{3} - 1} \quad ; \quad dp' = K\eta_\psi d\varepsilon_s^p \quad \text{dan}$$

$$dq = \eta_o (p' + dp') = \eta_o (p' + K\eta_\psi d\varepsilon_s^p) - q \quad \text{untuk undrained}$$

10. $dp' = \frac{dq}{3}$ untuk *drained*, $dp' = K\eta_\psi d\varepsilon_s^p$

11. Tentukan $p' = p'_o + dp'$

12. Tentukan $q = q_o + dq$

13. Hitung tekanan air pori (u) = $p - p'$

14. $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = \frac{dp'}{K} - \eta_v d\varepsilon_s^p$ untuk *drained*. $d\varepsilon_v = 0$; untuk *undrained*.

15. Selanjutnya hitung kembali dengan rumusan yang sama pada langkah 2, yaitu

menentukan $C, K, \Omega, \eta_v, \frac{\partial \varpi_0}{\partial \varepsilon_s^p}, \frac{\partial \varpi_0}{\partial \varepsilon_v^p}, \frac{\partial \varpi_0}{\partial p'}, \Pi, \frac{1}{G_{MRT}}, \text{ dan } \frac{1}{K_{MPT}}$

16. Ulangi kembali langkah model yaitu langkah ke 3 sampai dengan langkah 13.

PBAB IV

ANALISA DATA DAN DISKUSI

Dari hasil analisa hubungan tegangan regangan yang telah dilakukan baik dengan metode analitis maupun dengan metode simulasi numeris, kita juga akan memperoleh lebih banyak gambaran tentang perilaku hubungan tegangan regangan tanah (pembebanan) . Dalam uraian diskusi berikut ini penulis mencoba mendiskusikan tentang tanah hasil uji tes laboratorium dengan simulasi numeris yang mana hasil prediksi perilaku tanah dengan menggunakan model *Critical State Soil Model (CSSM)* yang menggunakan tanah uji triaksial dengan model elastoplastis. Hasil dari model diharapkan dapat menjadi suatu kalibrasi dalam menentukan perilaku-perilaku tanah sesuai dengan yang diharapkan dengan memasukkan parameter – parameter yang nantinya akan mendapat hasil yang diplot dalam hubungan tegangan regangan .

Adapun sampel tanah yang diteliti adalah tanah lempung (*clay*) yang diuji di kawasan Hospital Universiti Kebangsaan Malaysia (HUKM) di Cheras, Selangor. Semua pengujian tanah dilakukan dalam keadaan tanah terganggu. Maksud dari tanah terganggu adalah tanah pada saat akan dites dilakukan pemadatan terlebih dahulu sedangkan tanah yang tak terganggu adalah sampel tanah yang tidak dibebani terlebih dahulu.

4.1. Tes Triaksial Tanah Lempung.

Tes triaksial tanah lempung terbagi dua *spesimen* kelompok konsolidasi yaitu tanah terkonsolidasi normal (*normal consolidated soil*) dan tanah terkonsolidasi lebih. Tes *spesimen* konsolidasi normal diberikan tegangan efektif adalah 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa, 500 kPa dan 500 kPa dalam kondisi dialiri (*drained*) dan kondisi tak teraliri (*undrained*) dengan tekanan balik (*back pressure*) 500 kPa dan kadar pembebanan yang rendah yaitu 0.0067% perdetik.

Kadar pembebanan yang rendah berguna untuk memastikan keadaan teraliri (*drained*) penuh tercapai.

Hasil dari tes teraliri (*drained*) ditampilkan dalam grafik hubungan antara tegangan-regangan, regangan volume pada setiap regangan, perubahan tegangan geser (*Deviator Stress*) terhadap perubahan tegangan rata-rata efektif (*mean efektif stress*) atau lintasan tegangan dan perubahan volume pada setiap perubahan tegangan efektif.

Untuk kondisi tak teraliri (*undrained*) grafik ditampilkan seperti dengan kondisi drained tetapi dalam kondisi *undrained* grafik pada perubahan volume tidak ditampilkan dikarenakan pada kondisi *undrained* perubahan volume tidak terjadi pada kondisi tersebut. Tetapi perubahan pada tekanan air pori disini terjadi maka dapat ditampilkan antara hubungan tekanan air pori terhadap regangan.

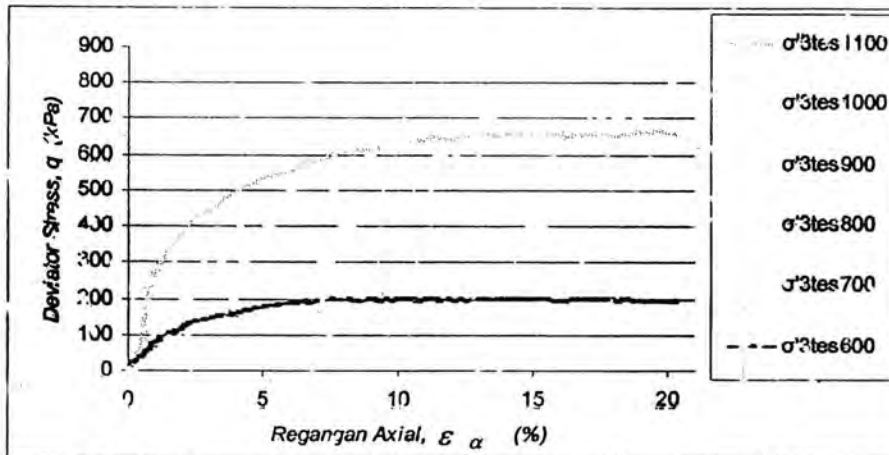
4.1.1 Tes Teraliri (*Drained*) Sampel Konsolidasi Normal.

Hasil test uji triaksial pada tanah lempung untuk sample terkonsolidasi normal pada kondisi teraliri (*drained*) akan ditunjukkan dalam hubungan-hubungan sebagai berikut :

4.1.2 Ciri-Ciri Tegangan - Regangan

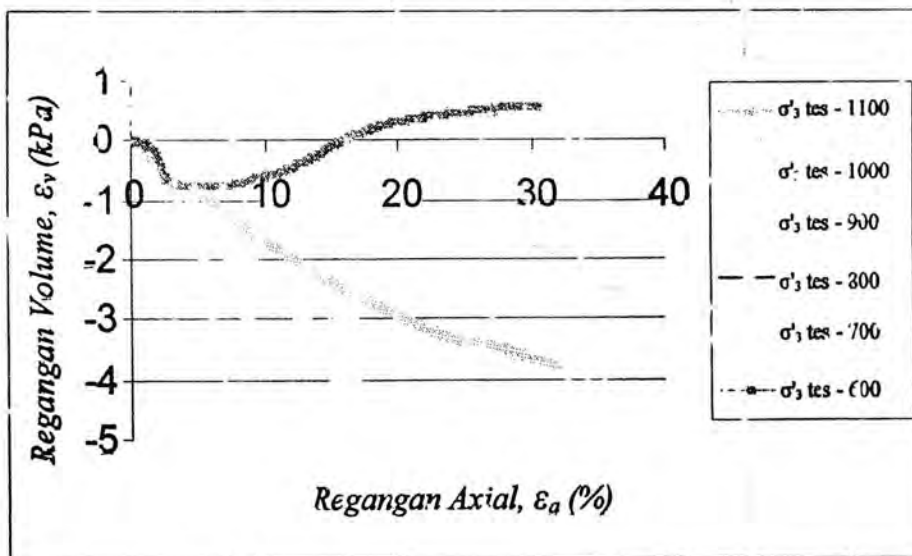
Hubungan tegangan-regangan pada sample terkonsolidasi normal pada kondisi teraliri *drained* digambarkan pada Gambar 4.1 dibawah ini terlihat hasil yang diperoleh mengalami kegagalan pada tekanan CD-600 yang terjadi penurunan (*ductile*) mengalami pengerasan tegangan. Ini ditandakan dengan bahagian ujung dari grafik mendatar terhadap hubungan tegangan geser (q) terhadap regangan axial. Bidang geser pada masa kegagalan tidak didapati dan ini menunjukkan terjadinya perubahan bentuk yang seragam didalam sample. Keadaan lengkung tegangan-regangan hampir sama dengan contoh tanah yang sama yang dibentuk kembali (*remoulded* dalam tes teraliri yang dihasilkan oleh Mofiz (2000). Ini juga menunjukkan *ketonsisteman* dari hasil data yang diperoleh. Nilai tegangan geser juga naik secara beransur-ansur dengan tegangan geser yang lebih kecil jika dibandingkan dengan tes tanah tak terganggu yang dihasilkan oleh Hossain (1999). Hasil yang serupa yaitu didapati pada tegangan geser maksimum terjadi pada regangan yang lebih besar seperti yang didapati oleh Mofiz (2000), titik kegagalan

(q) pada sampel terganggu juga lebih tinggi jika dibandingkan dengan sampel tak terganggu dan ini menunjukkan bahwa tanah telah dipadatkan.



Gambar 4.1 : Grafik Hubungan *Deviator Stress* terhadap Regangan Axial pada tes uji teraliri (*drained*).

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.



Gambar 4.2 : Grafik Hubungan Regangan Volume terhadap Regangan Axial pada Tes Uji Teraliri (*Drained*)

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

4.1.3. Ciri-Ciri Regangan Volume -- Regangan Axial

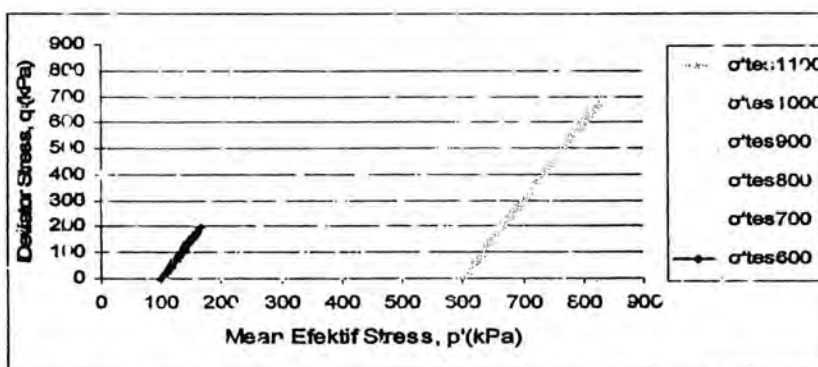
Gambar 4.2. menunjukkan grafik hubungan antara regangan volume terhadap regangan axial sample terkonsolidasi normal. Dari grafik terlihat semakin tinggi regangan axial maka semakin besar terjadi perubahan regangan volume negatif atau terjadi (*Contraction*). Regangan volume masing-masing menunjukkan perubahan yang berbeda. Pada tegangan CD-600 dan CD-800 terjadi penambahan volume yang tidak normal dan pada saat regangan bernilai 8% dimana regangan volume terjadi perubahan secara perlahan-lahan. Sedangkan pada CD-1100, CD-1000, CD-900, dan CD-700 perubahan volume secara perlahan-lahan terjadi dengan cara mengecut sampai pada regangan sekitar 20 %, kemudian terjadi pengembangan volume (terjadi penambahan volume). Walaubagaimanapun penbalikan regangan volume hanya sedikit dan penambahan ini hanya sampai kepada regangan volume -1.1% yaitu pada regangan axial 29%. Sesudah itu lengkung akan menuju ketitik keseimbangan pada regangan volume ini. Sifat ini hampir sama dengan sifat tanah terkonsolidasi lebih dengan $ocr = 3$ dan $ocr = 6$. Keadaan sifat mengembang yang berlaku pada tanah normal ini juga pernah diselidiki oleh beberapa penyelidik (Nacci dan D' Andrea 1976, Fleming dan Duncan 1990 dan Stark et al. 1994).

Sifat regangan volume menunjukkan kecendrungan mengurangnya sifat mengembang apabila tekanan semakin naik. Sample dengan tekanan CD-800 kPa dan CD-600 walaupun tidak menunjukkan kegagalan rapuh dengan regangan pelembutan tetapi pada tegangan ini telah menunjukkan sifat mengembang. Perubahan dari sifat mengecut menjadi mengembang pada Cd-800 dan CD-600 kPa,

seolah-olah menyebabkan terjadinya peralihan daripada sifat terkonsolidasi normal kepada sifat terkonsolidasi lebih pada sampel yang telah dipadatkan. Maka dapat disimpulkan secara ringkas walaupun tes dilakukan dengan konsolidasi normal namun sifat terkonsolidasi lebih dapat juga dihasil pada saat pemadatan awal semasa menyiapkan sampel. Hasil yang sama juga pernah dilaporkan oleh Edmond dan Paterson (1972) yang membuat tes keatas batu kapur. Sifat kegagalan rapuh kemungkinan terjadi pada tegangan < 100 kPa, tes seperti ini pernah dijumpai oleh Amarasinghe dan Kraft (1933) dan White (1993). Mereka semua berpendapat semakin kecil tegangan yang diberikan pada sampel, maka sampel akan berubah sifat daripada gagal dengan cara mulur kepada gagal dengan cara rapuh.

4.1.4 Lintasan Tegangan Drained Terkonsolidasi Normal.

Hubungan *deviator stress* terhadap *mean efektif stress* hasil uji dengan kondisi Drained dapat ditampilkan seperti dibawah ini sebagai hasil uji lab.



Gambar 4.3 : Grafik Lintasan Tegangan untuk data tes laboratorium dalam kondisi Drained.

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

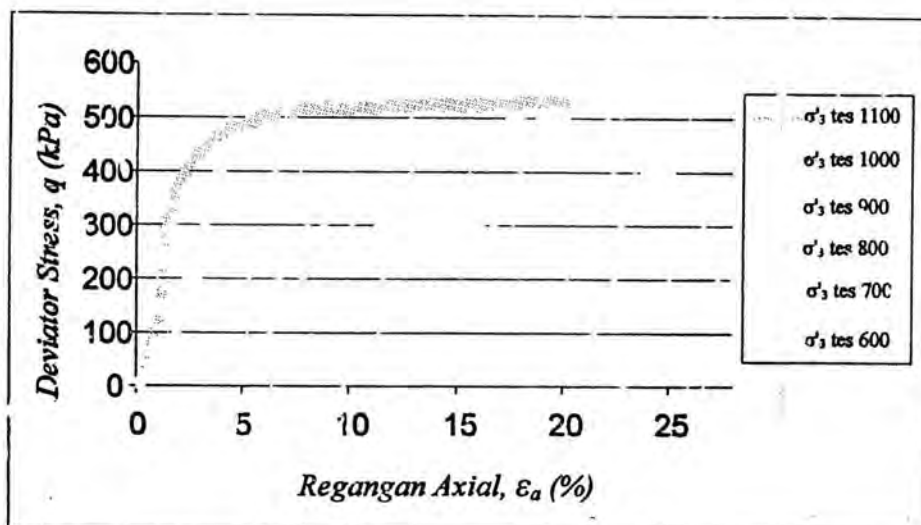
Gambar menunjukkan tegangan teraliri dengan kemiringan (4.3) dalam hubungan grafik ($q: p'$) sampel tanah yang dikonsolidasi secara isotropi masing-masing pada 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa, 500 kPa dan 600kPa. Keenam sample tersebut adalah CD-600kPa, CD-700kPa, CD-800kPa, CD-900kPa, CD-1000kPa, dan CD-1100kPa, adalah merupakan sample terkonsolidasi normal sehingga keena-nnya menunjukkan bahwa tegangan geser dari awalnya naik dengan membentuk sudut \tan^{-1} terhadap tegangan rata-rata efektif (*mean Efektif stress*) sebelum pada akhirnya berhenti mencapai garis keadaan kritis yaitu pada tegangan geser 174.146kPa, 272.189kPa, 346.771kPa, 754.255kPa, 810kPa. 503kPa, dan 700.112 kPa.

4.2 Tes Tidak Teraliri (*Undrained*) Pada Sampel Terkonsolidasi Normal (*Normal Consolidated*).

Hasil tes uji triaksial pada tanah lempung untuk sample terkonsolidasi normal pada kondisi tak teraliri (*undrained*) akan ditunjukkan dalam hubungan-hubungan sebagai berikut :

4.2.1 Ciri-Ciri Tegangan - Regangan

Gambar dibawah ini adalah grafik hasil tes uji laboratorium triaksial kondisi tak teraliri (*undrained*) pada hubungan tegangan geser (*Deviator Stress*) terhadap regangan axial..



Gambar 4.4 : Grafik Hubungan *Deviator Stress* terhadap Regangan Axial untuk data *Undrained* Terkonsolidasi Normal.

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

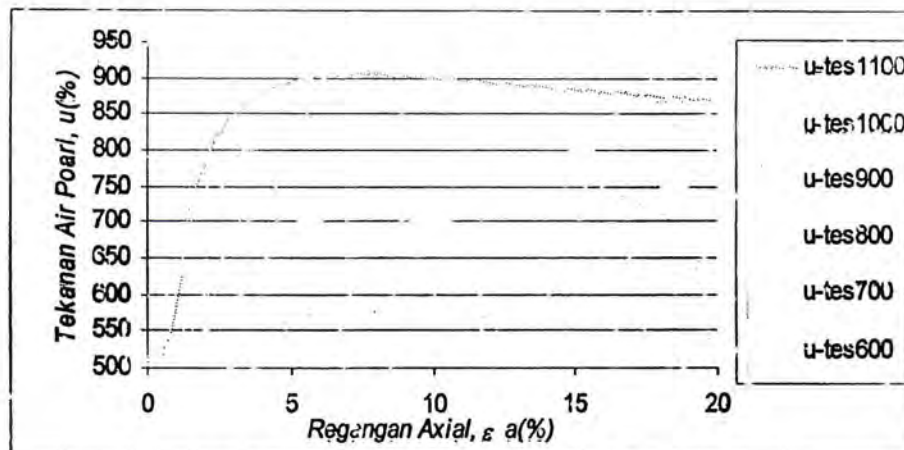
Tegangan maksimum menjadi semakin tinggi dengan naiknya tegangan efektif tes yaitu lebih kurang 173.586 kPa, 271.293 kPa, 342.64 kPa, 401.258 kPa, 503.884 kPa dan 532.297 kPa. Regangan axial pada tegangan maksimum juga menjadi semakin tinggi apabila tegangan semakin naik. Hasil ini mempunyai bentuk yang hampir sama dengan yang dihasilkan oleh Hossain (1999) adalah berbeda yaitu tegangan maksimum terjadi pada regangan axial yang berlainan.

Namun demikian dalam kasus ini perbedaan regangan axial antara satu tegangan dengan tegangan yang lainnya relatif kecil bila dibandingkan dengan hasil yang diperoleh Hossain (1999) yang melakukan tes uji triaksial pada tanah lempung tak terganggu terkonsolidasi normal. Perubahan tegangan geser maksimum pada setiap perubahan tegangan adalah hampir sama yaitu ± 136 kPa pada setiap kenaikan

100 kPa. Walaubagaimanapun kenaikan tegangan geser sebelum tegangan maksimum berlaku secara tidak teratur.

4.2.2. Perubahan Tekanan Air Pori Pada Setiap Regangan.

Dalam tes tak teraliri, perubahan volume tidak berlaku tetapi yang mempengaruhi adalah tekanan air pori. Tekanan air pori dalam kondisi ini berlaku disebabkan air ditahan keluar daripada sample yang menyebabkan naiknya tekanan air didalam pori-pori tanah. Perubahan tekanan air pori diukur pada setiap regangan axial seperti terlihat pada grafik dibawah ini yang merupakan hasil tes triaksial uji laboratorium.



Gambar 4.5: Hubungan Grafik Tekanan Air Pori terhadap Regangan Axial pada Tes Triaksial Tak teraliri (*Undrained*) Terkonsolidasi Normal.
Sumber : Silalahi, M S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

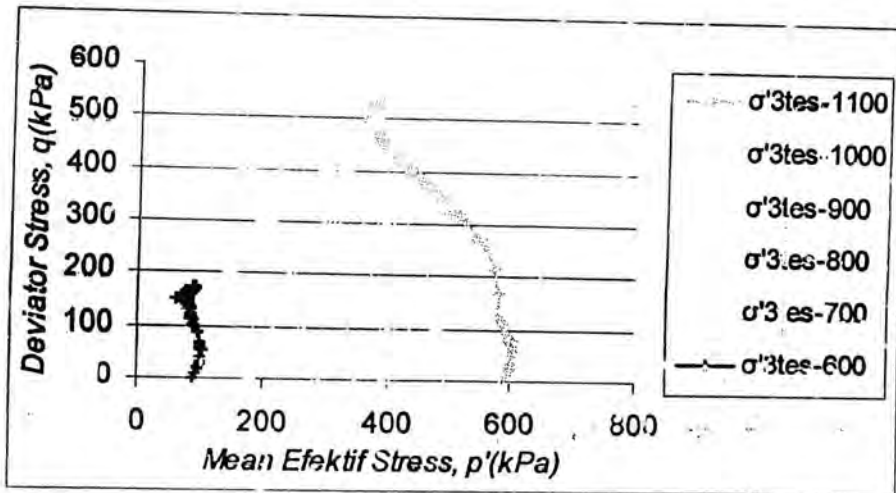
Dari hasil grafik diatas menunjukkan hubungan antara tekanan air pori terhadap regangan axial dimana terlihat tekanan air pori yang maksimum terjadi pada

regangan axial kira-kira 8%, 5%, 8%, 6%, 4% dan 6%. Cruz (1962) dan Bjerrum dan Simon (1960) mereka berpendapat bahwa semakin besar tekanan yang dikenakan pada tanah maka semakin besar tekanan cepat naiknya tekanan air pori pada sample tanah.

Ini berlaku apabila tanah mempunyai *mikrostruktur* yang padat (dicapai dengan pemadatan). Keadaan seperti itu juga berlaku pada hasil tes uji triaksial ini yaitu terjadi perbedaan pada keduanya (diantara regangan axial pada tegangan maksimum dengan regangan axial pada tekanan air pori maksimum) pada sampel (CU-600, CU-700, CU-800, CU-900, CU-1000, dan CU-1100), akan semakin mengecil apabila tegangan dinaikkan.

4.2.3 Lintasan Tegangan Undrained Terkonsolidasi Normal

Lintasan tegangan efektif tes triaksial tak teraliri ditunjukkan pada gambar dibawah ini . Lintasan tegangan pada keenam sample menunjukkan corak yang sama yaitu pada awalnya bergerak kekanan kemudian membelok kekiri mengarah kegaris kritis. Kelakuan ini hampir sama dengan yang di laporkan oleh Ting dan Ooi (1976) untuk tes keatas tanah lempung Sungai Besi dan Thurairajah dan Lelievre (1971).



Gambar.4.6 : Lintasan Tegangan pada Tes Uji Triaksial pada kondisi Tak Teraliri (*Undrained*) Terkonsolidasi Normal.

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strength Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

4.3 Pemodelan Tanah Elasto Plastis Pada Tanah Lempung Menggunakan Metode *Critical State Soil Model (CSSM)*.

Sebagaimana yang telah dijelaskan pada bab III, model *elasto-plastik* yang digunakan untuk meramal sipat tanah lempung adalah metoda *Critical State Soil Model*. Proses ini untuk membandingkan hasil yang didapat pada uji triaksial untuk mendapatkan sipat tanah lempung dengan baik menentukan parameter masing-masing dalam meramal kembali atau ramalan balik dari sipat tanah lempung. Setelah diteliti kebaikan dan kekurangan model-model tersebut dikembangkan satu model *elasto-plastis* yang lebih sesuai untuk meramal sipat tanah lempung. Adapun proses dimulainya model *elasto-plastik* adalah dimulai dari adanya perubahan sifat elastis

dan perubahan sipat plastis yang terjadi pada sifat tanah pada umumnya terjadi pada tanah lempung .

Dikarenakan sipat tersebut disini menulis memulai dari pada perubahan sifat elastis dan perubahan dari sifat plastis dimana pada sipat tanah lempung akan ditemukan adanya perubahan volume, regangan, tegangan, maupun tekanan air pori, sedangkan yang dinamakan bersifat elasto-plastik adalah tanah yang mengalami sifat keduanya yaitu elastis dan plastis. Maka Model CSSM sangat cocok digunakan dalam bentuk pemodelan itu sendiri sehingga model ini dapat digunakan didalam menentukan parameter-parameter tanah.

Model tegangan regangan yang menggunakan model *Cam-Clay* dengan menggunakan parameter-parameter seperti pada Tabel 4.1. yang digunakan dalam pembentukan model ini.

Tabel. 4.1 : Parameter-parameter standart yang digunakan adalah;

Jenis Tanah	Jenis Parameter	Nilai Parameter
Tanah tak Terganggu	M	1,16
	λ	0.063
	K	0.0181
Tanah Terganggu	M	1.2879
	λ	0.04
	K	0,014

Sumber : Silalahi, M.S.A, 2000, Shear Strenght Prediction of Residual Soil by Triaxial Test.

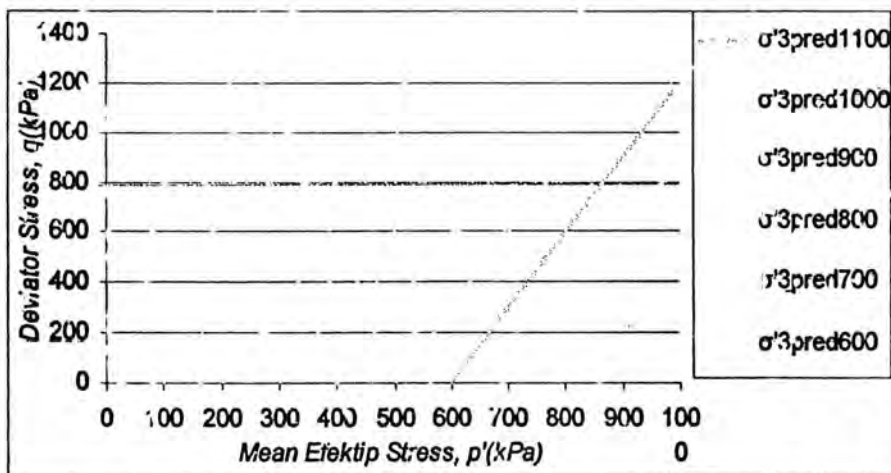
Tabel diatas digunakan sebagai parameter untuk mendapatkan hasil dari penurunan rumus yang telah dijabarkan pada bab III. Adapun model parameter yang

digunakan untuk tanah terkonsolidasi normal menggunakan parameter yang digunakan oleh Ir.Ika Puji Hastuti.MT sebagai parameter standar, dan parameter yang lain seperti E_0 , Ω , λ , T . Dan hasil ditunjukkan dari gambar-gambar grafik dibawah ini.

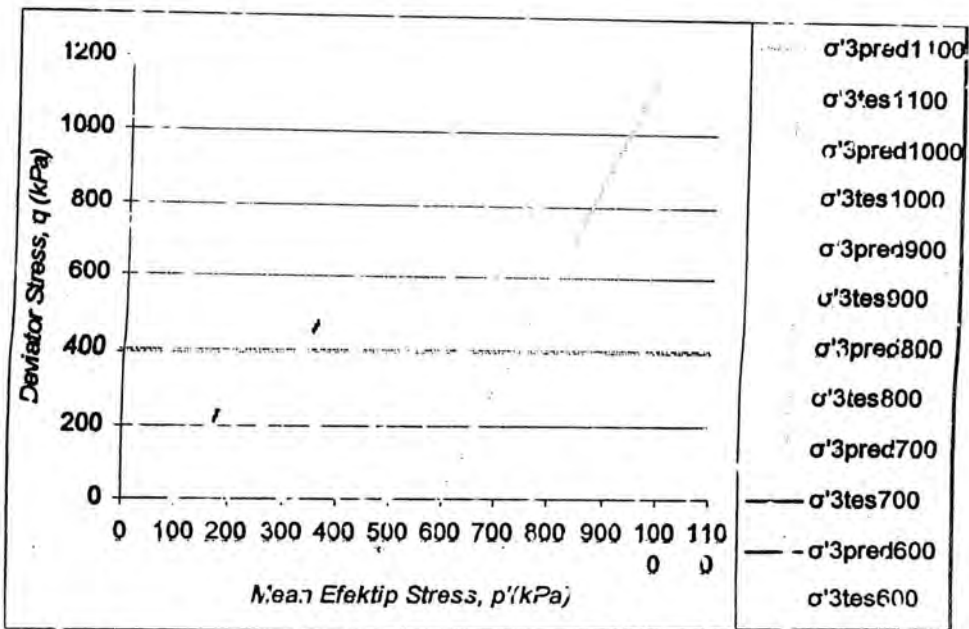
4.3.1. Grafik Perilaku Karakteristik Tanah Terkonsolidasi Normal pada

Kondisi *Darined* Terhadap Hasil Model dan Hasil Uji Test Triaksial.

Dari hasil perhitungan model dengan menggunakan parameter-parameter maka didapatlah suatu perbandingan dalam bentuk kurva grafik hubungan perilaku karakteristik tanah yang terkonsolidasi normal (*normal consolidated*) dengan kondisi teraliri (*drained*) dan dibandingkan terhadap hasil test triaksial, sebagaimana ditunjukkan kurva grafik berikut.

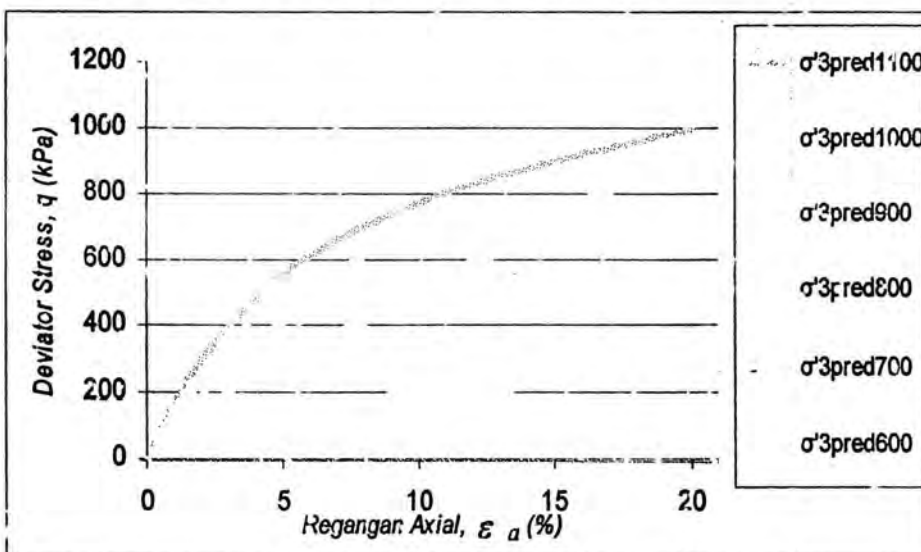


Gambar 4.7 : Grafik hubungan *deviator stress* terhadap *mean efektif stress* dari hasil prediksi.

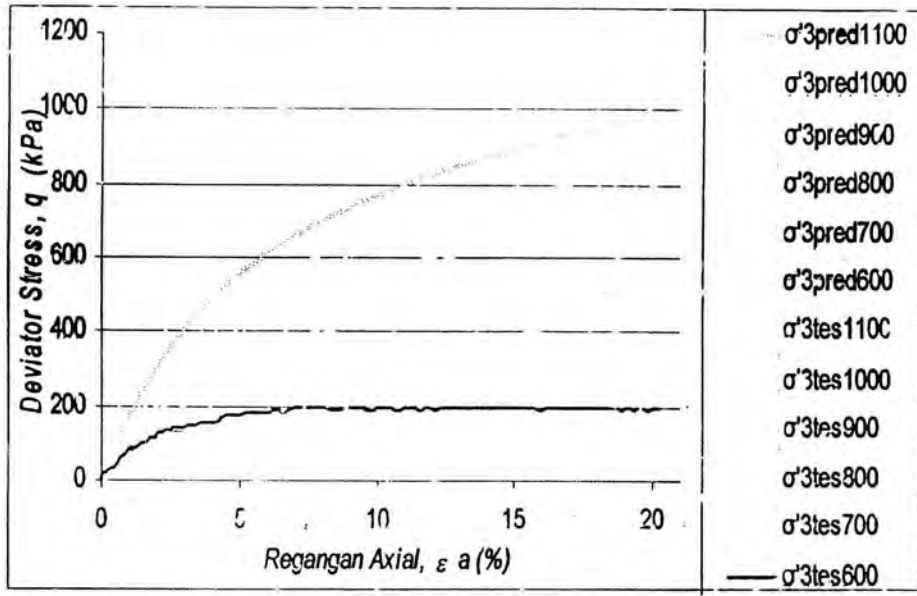


Gambar 4.7. Grafik hubungan *deviator stress* terhadap *mean efektif* hasil prediksi dan hasil test triaksial.

Grafik Hubungan *Deviator Stress* dan Regangan *Axial*

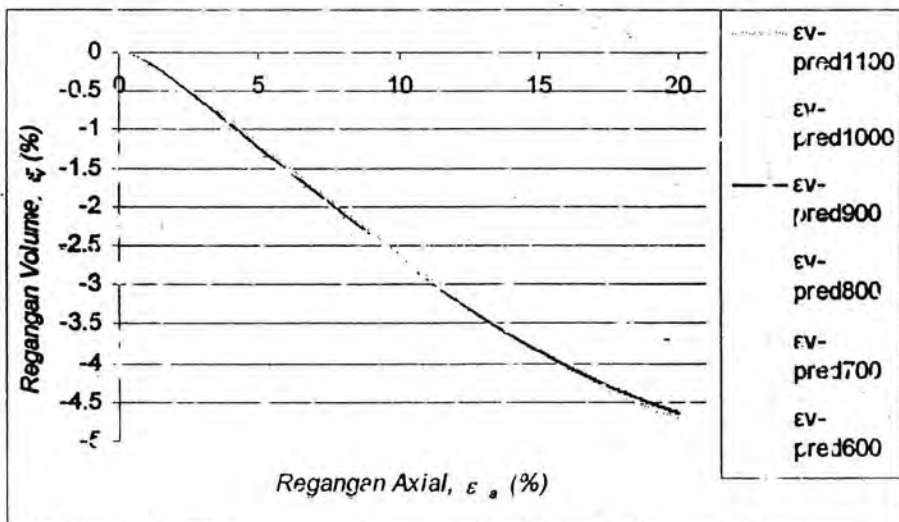


Gambar 4.8 : Grafik Hubungan *deviator stress* terhadap Regangan *Axial* hasil prediksi.

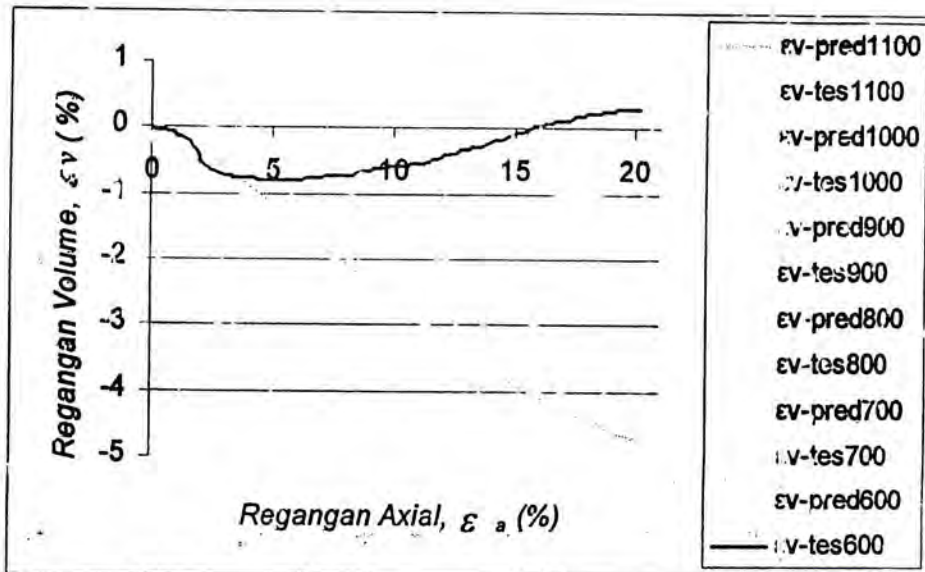


Gambar 4.9 : Grafik Hubungan *deviator stress* terhadap Regangan *Axial* hasil *prediksi* dan hasil test triaksial.

Grafik Hubungan Regangan Volume terhadap Regangan Axial



Gambar 4.10 : Grafik Hubungan Regangan volume terhadap Regangan Axial hasil prediksi.

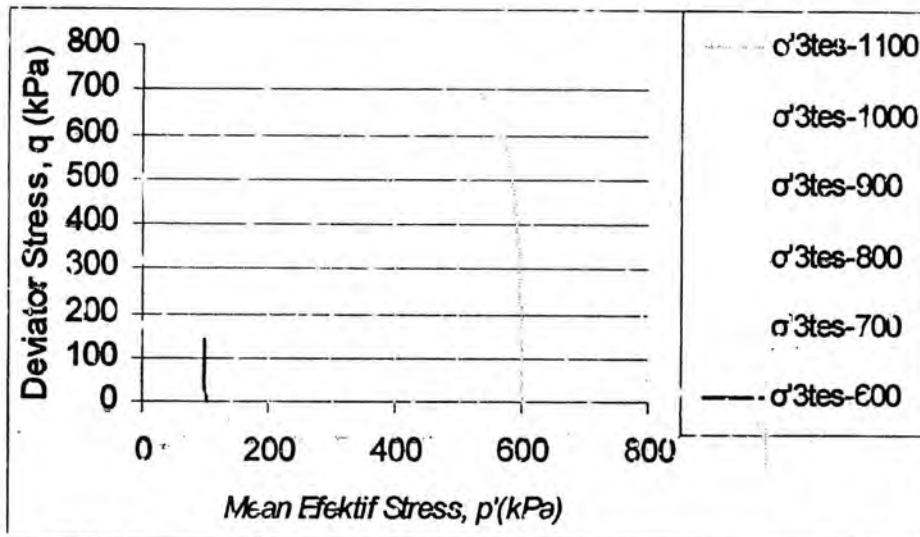


Gambar 4.11.: Grafik Hubungan Regangan volume terhadap Regangan Axial hasil prediksi dan hasil test triaksial.

4.3.2. Grafik Karakteristik Perilaku Tanah Terkonsolidasi Normal pada Kondisi Undrained dengan Hasil Uji Test Triaksial.

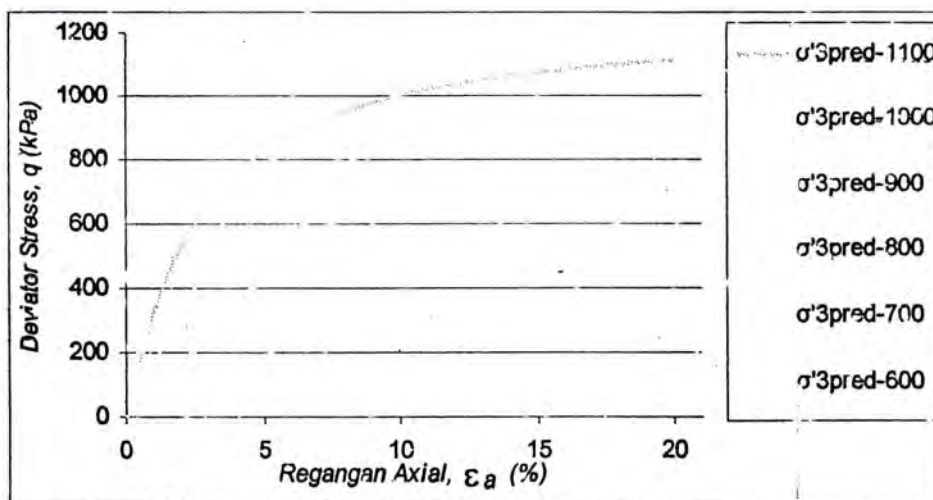
Dari hasil perhitungan model dengan menggunakan parameter-parameter maka didapatkan suatu perbandingan dalam bentuk kurva grafik hubungan perilaku karakteristik tanah yang terkonsolidasi normal (*normal consolidated*) dengan kondisi tak teraliri (*undrained*) dan dibandingkan terhadap hasil test triaksial, sebagaimana ditunjukkan kurva grafik berikut.

Grafik Lintasan Tegangan (*Stress Path*).

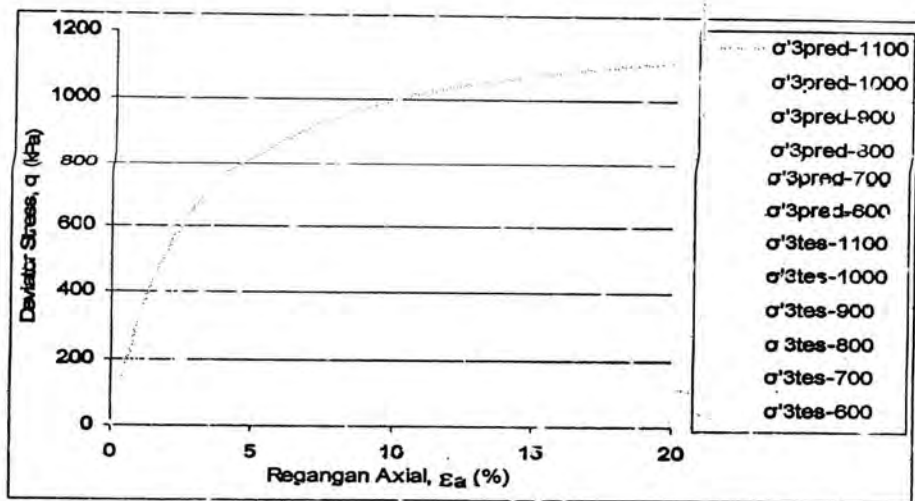


Gambar 4.12 : Grafik Hubungan Deviator Stress terhadap Mean Efektif Stress hasil prediksi.

Grafik Hubungan Regangan Axial Terhadap *Deviator Stress*.

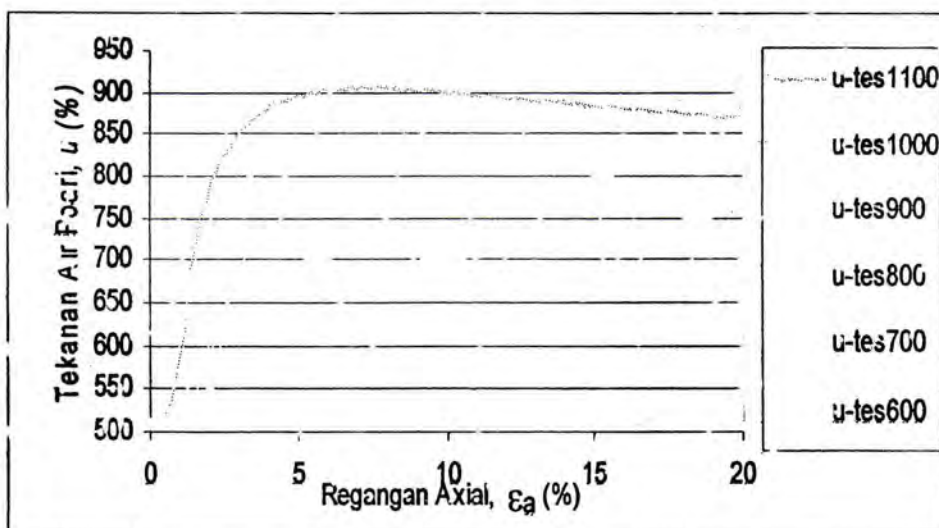


Gambar 4.13 : Grafik Hubungan *Deviator Stress* terhadap Regangan Axial hasil prediksi

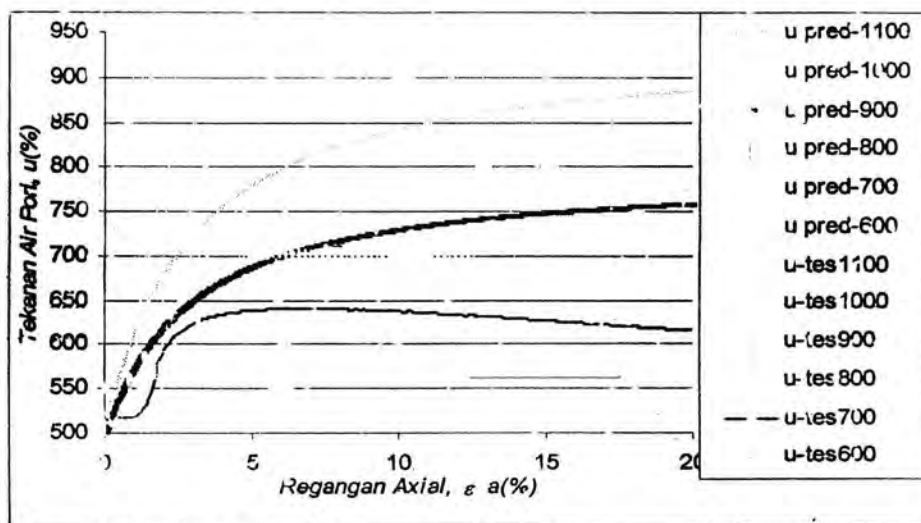


Gambar 4.14 : Grafik Hubungan *Deviator Stress* terhadap Regangan axial hasil prediksi dan hasil test triaksial.

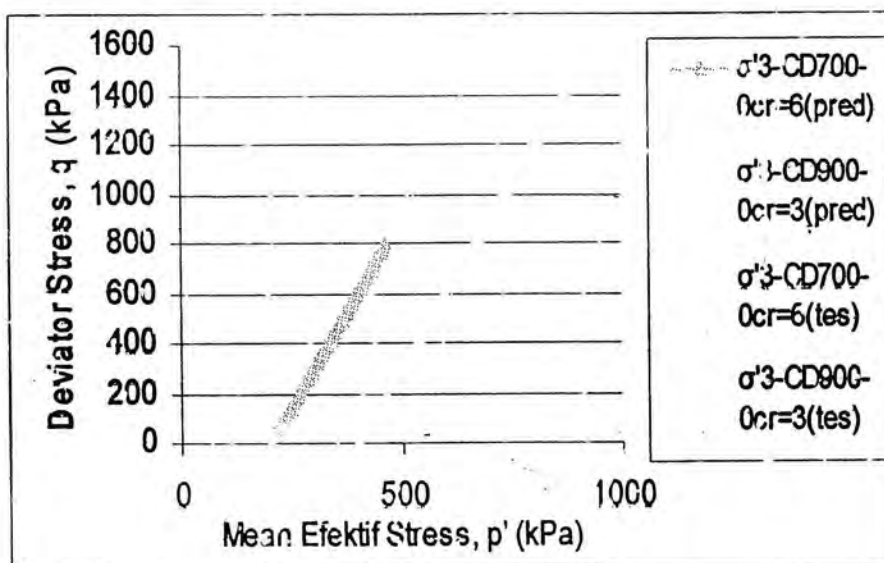
Grafik Hubungan Regangan Axial Terhadap Tekanan Air Pori.



Gambar 4.15 : Grafik Hubungan Tekanan Air Pori terhadap Regangan Axial hasil prediksi.



Gambar 4.16 : Grafik Hubungan Tekanan Air Pori terhadap Regangan Axial hasil prediksi dan hasil tes.

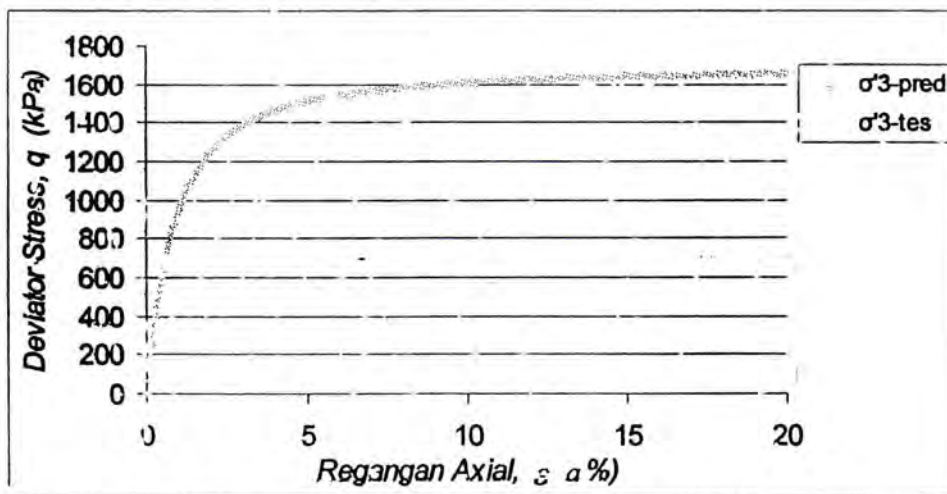


Gambar 4.17 : Grafik Hubungan deviator stress terhadap mean efektif stress hasil prediksi dan hasil Tes.

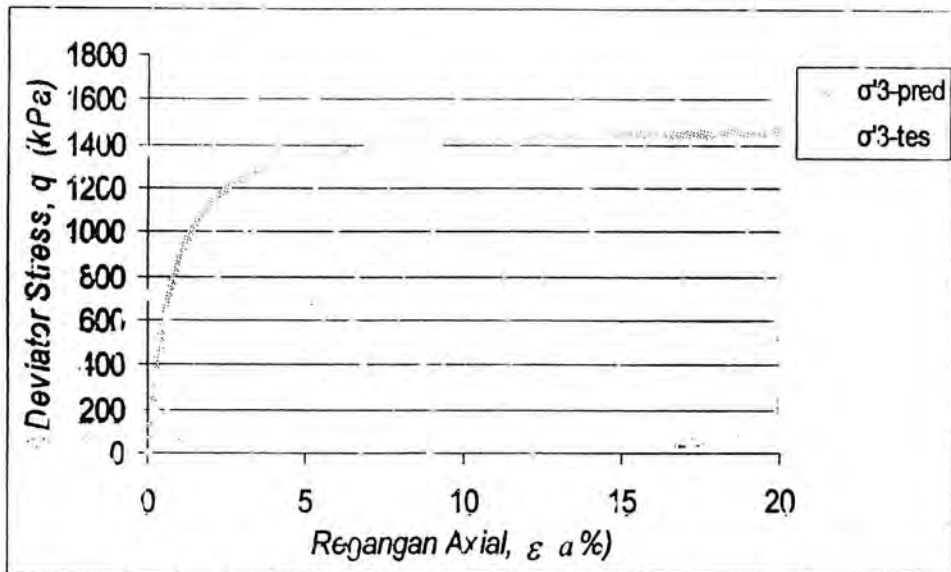
4.4. Analisa Diskusi Hasil Prediksi terhadap Test Laboratorium pada Tanah Terkonsolidasi Normal pada Kondisi (*Drained*) dan (*Undrained*).

Dalam bagian ini akan dibahas perilaku tanah terkonsolidasi normal dengan mengambil perbandingan pada grafik hasil test triaksial yang terkonsolidasi normal (*normal consolidated*) dan dibandingkan terhadap hasil model pada perilaku tanah. Grafik ini ditunjukkan dengan hasil test dan hasil prediksi kemudian dari hasil kurva tersebut akan dilakukan pendekatan antara kurva test dan prediksi dengan mengubah hasil prediksi sehingga akan didapat hasil grafik dari hasil prediksi dapat mendekati grafik test. Juga dalam bagian ini dibahas terhadap tanah yang hasil-hasil tersebut ditunjukkan dalam grafik-grafik seperti dibawah ini.

4.4.1. Grafik Kondisi Teraliri (*Drained*) untuk Sample (CD-1100) Normal Konsolidasi (*Normal Consolidated*).



Gambar 4.18 : Grafik hubungan *deviator stress* terhadap regangan axial pada saat $M = 1.46$



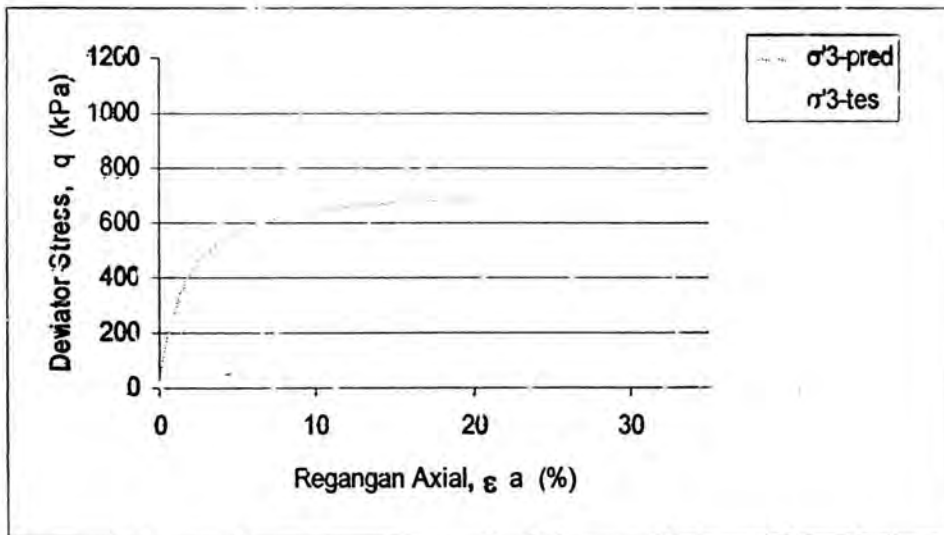
Gambar 4.19 : Grafik hubungan *deviator stress* terhadap regangan axial pada saat $M = 1.36$

Gambar 4.18 dan Gambar 4.19 adalah hasil yang didapat dari pemodelan dari hasil tes laboratorium. Gambar 4.18 adalah hasil dari penggunaan parameter-parameter yang diambil dari hasil uji tes laboratorium didalam menggunakan model sehingga diperoleh grafik hubungan seperti Gambar 4.18 Sedangkan pada Gambar 4.19 adalah dengan menggunakan parameter-parameter yang sama pada uji laboratorium yang menggunakan alat triaksial tes dalam pemodelan tetapi diadakan uji coba-coba dengan mengganti pada parameter-parameter yang ada tetapi disini kelihatan yang sangat sersitive adalah parameter M , pada parameter $M = 1.46$ didapat hubungan seperti Gambar 4.18 terlihat adanya perbedaan jarak yang sangat besar maka dalam hal ini dicoba-coba dengan menggeser parameter $M = 1.36$

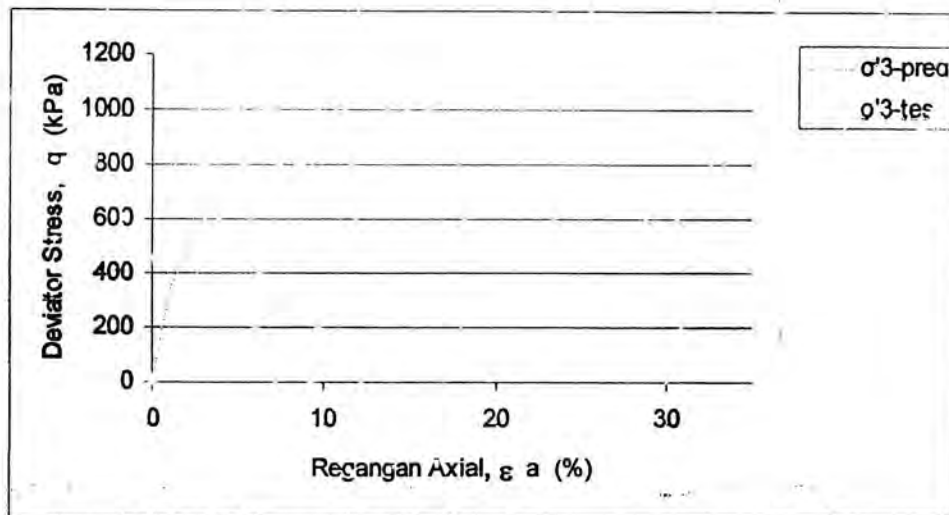
sehingga diperoleh hasil seperti Gambar 4.19 terlihat hasil yang diperoleh mendekati kurva tes jika dibandingkan terhadap Gambar 5.30 .

Namun demikian kita akan melihat dari segi selisih jarak antara Gambar 4.18 dan Gambar 4.19 dengan demikian akan diperoleh hasil dari tinggi selisih keduanya. Untuk Gambar 4.18 didapat hasil untuk $M = 1.46$ maka hasil dari panjang jarak antara kurva tes ke kurva model dihasilkan selisih jarak sama dengan 78,63648 sedangkan hasil dari $M = 1.36$ diperoleh selisih jarak antara kurva Tes dengan Model sama dengan 49.1072.

4.4.2. Grafik Kondisi Teraliri (*Undrained*) untuk Sample (CD-1100) Normal Konsolidasi (*Normal Consolidated*) untuk $M= 1.26$ & $M= 1.76$



Gambar 4.20 • Grafik hubungan *deviator stress* terhadap regangan axial pada saat $M = 1.26$.



Gambar 4.21 : Grafik hubungan *deviator stress* terhadap regangan axial pada saat $M = 1.76$

Gambar 4.20 dan Gambar 4.21 adalah hasil yang didapat dari pemodelan dari hasil tes laboratorium. Gambar 4.20 adalah hasil dari penggunaan parameter-parameter yang diambil dari hasil uji tes laboratorium didalam menggunakan model sehingga diperoleh grafik hubungan seperti Gambar 4.21. terlihat pada kurva jarak antara model dan hasil tes uji laboratorium menunjukkan jarak antara keduanya tidak mendekati, maka dicoba model tersebut dengan menurunkan besar dari harga M . Sedangkan pada Gambar 4.20 adalah dengan menggunakan parameter-parameter pada uji laboratorium yang menggunakan alat triaksial tes dalam pemodelan diadakan uji coba-coba dengan mengganti pada parameter-parameter yang ada tetapi disini kelihatan yang sangat sensitive adalah parameter M , pada parameter $M = 1.26$

didapat hubungan seperti Gambar 4.20 terlihat hasil yang diperoleh seperti pada Gambar 4.21.

Namun demikian kita akan melihat dari segi selisih jarak antara Gambar 4.20 dan Gambar 4.21 dengan demikian akan diperoleh hasil dari jarak keduanya. Untuk Gambar 4.21 didapat hasil untuk $M = 1.26$ maka hasil dari panjang jarak antara kurva tes ke kurva model dihasilkan selisih jarak sama dengan 73,84456 sedangkan hasil dari $M = 1.76$ diperoleh selisih jarak antara kurva Tes dengan Model sama dengan 41.93039.

BAB V

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan.

Dari hasil yang diperoleh pada Bab IV dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Adanya perbedaan antara hasil laboratorium dengan hasil model menunjukkan adanya kesensitipan parameter-parameter tanah yang digunakan pada model yang dihasilkan dari laboratorium yaitu : parameter kemiringan garis puncak (M), yang apabila ditambah atau dikurangkan nilainya akan merubah bentuk grafik.
2. Hasil prediksi pada hubungan *regangan axial* terhadap *deviator stress* terlihat untuk sample terkonsolidasi normal pada (CD-1100) akan lebih baik apabila parameter $M = 1.46$ diturunkan menjadi $M = 1.36$, ini dibuktikan dengan hasil prediksi mendekati 38%, sehingga didapat (selisih tinggi jarak antara tes dan prediksi rata-rata 49.1072), demikian juga pada kondisi *undrained* (sample CU-1100) terlihat selisih antara tes dan prediksi adalah 73.88456, nilai parameter menjadi naik sehingga hasil tes mendekati prediksi dengan selisih jarak 41.93039 dan grafik prediksi naik sebesar 43 %.

DAFTAR PUSTAKA

- A..M. Britto, B.Sc., Ph.D. Departement of Engineering University of Cambridge and
 M.J. Gunn, M.A., Dip.Com.Sci. Departemen of Civil Engineering
 University of Surrey, *Critical State Soil Mechanics Via Finite
 Elements*. 1987 for Granular Soils, Nanyang Technological University,
 Singapore.
- Akitson, J.H. dan Bransby, P.L. 1978., *The Mekhanics of Soil and Introduction
 Critical State Soil Mechanics*, MC Graw – Hill Book Company (UK)
 Limited.
- Bowles, J.E., 1989., *Sifat- sifat fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*.,
 Erlangga Jakarta.
- Budhu & Muni., 2000., *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons, Inc.
- Das, Braja.M., 1994., *Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis*, Erlangga, Jakarta.
- Hastuty, I. P., 2003, *Critical State Soil Model Untuk Menginterpretasikan Perilaku
 Tanah* ., Tesis..
- Hardiyatmo, H. C., 1994, *Mekanika Tanah 1 dan 2*., PT.Gramedia Pustaka Utama ,
 Jakarta.
- Silalahi, M. S. A., 2000, *Shear Strenghth Prediction of Residual Soil by Triaxial Test*.
- Tanjung, D, 2004, *Prediksi Perilaku Kekuatan Tanah Over Consolidasi dengan Model
 Elastoplastis*, Tesis.