



**KESTABILAN LERENG TIMBUNAN DI ATAS TANAH LUNAK
DENGAN PEMODELAN *HARDENING SOIL* DAN PERKUATAN
MATRAS BAMBU AKIBAT BEBAN DINAMIS
(STUDI KASUS: *DOUBLE TRACK* JOMBANG – KERTOSONO)**

TESIS

diajukan guna melengkapi tesis dan memenuhi salah satu syarat untuk menyelesaikan Program Studi Magister Teknik Sipil (S2) dan mencapai gelar Magister Teknik

Oleh

**Bangun Ready, S.T
NIM. 161920301012**

**FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS JEMBER
2020**

HALAMAN PERSEMBAHAN

Tesis ini saya persembahkan untuk :

1. Keluarga dan Istriku Ninik Novi Mayndasari yang dengan sabar selalu memberiku dukungan baik moril dan materil, anak-anakku Faiza Aulia Jasmine, Nazala Dewi Roseline, Adeeva Valerie P.B.P dan Adera Sakha Bangun Putra yang membuatku selalu bersemangat,
2. Almarhum Bapakku Siswoto karena saran beliau saya melanjutkan studi S2, Ibuku Husnol Hotimah, kedua mertuaku Bapak Panoto, Ibu Umi Maysaroh yang selalu mendoakan dan mendukung apapun yang saya usahakan,
3. Bapak maupun Ibu Dosen Teknik Sipil Universitas Jember beserta jajarannya yang banyak membantu dalam menyelesaikan Tesis ini.
4. Jajaran manajemen PT.Cheil Jedang Indonesia Pasuruan karena telah mengizinkan saya melanjutkan studi S2 khususnya Mr.An Oh Hyun selaku Departement Head Engineering,
5. Almamater Program Studi S2 Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember, tempatku menimba ilmu.
6. Sahabat-sahabatku Serta seluruh teman-teman mahasiswa Magister Teknik Sipil 2016 yang selalu mendoakan, memberikan semangat dan kemudahan selama penyusunan penelitian ini.

HALAMAN MOTTO

“Memohonlah kepada Allah supaya memperbaiki hati dan niatmu, karena tidak ada sesuatu yang paling berat untuk kau obati selain keduanya. Ketika hatimu sedang menghadap (Allah) maka seketika mungkin untuk berpaling, maka ketika menghadap itulah engkau harus merampasnya supaya tidak berpaling”

(Uwais al Qarni/ Bahjatul Majalis, Ibnu Abdil Barr)

“Apabila di dalam diri seseorang masih ada rasa malu dan takut untuk berbuat suatu kebaikan, maka jaminan bagi orang tersebut adalah tidak akan bertemunya ia dengan kemajuan selangkah pun”

(Ir. Soekarno)

“Dalam suatu kehidupan gagal itu biasa, tetapi terus berusaha itu baru luar biasa.”

(Penulis)

PERNYATAAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Bangun Ready

NIM : 161920301012

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa karya ilmiah yang berjudul "Kestabilan Lereng Timbunan di Atas Tanah Lunak Dengan Pemodelan *Hardening Soil* dan Perkuatan Matras Bambu Akibat Beban Dinamis (Studi Kasus: *Double Track* Jombang- Kertosono)" adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, belum pernah diajukan pada institusi manapun, dan bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab penuh atas keabsahan dan kebenaran isinya sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa adanya tekanan dan paksaan dari pihak manapun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, 29 Mei 2020

Yang menyatakan,

Bangun Ready

TESIS

**KESTABILAN LERENG TIMBUNAN DI ATAS TANAH LUNAK
DENGAN PEMODELAN *HARDENING SOIL* DAN PERKUATAN
MATRAS BAMBU AKIBAT BEBAN DINAMIS
(STUDI KASUS: *DOUBLE TRACK* JOMBANG – KERTOSONO)**

Oleh

**Bangun Ready
NIM. 161920301012**

Pembimbing

Dosen Pembimbing I : Dr. Ir. Krisnamurti, M.T.
Dosen Pembimbing II : Indra Nurtjahjaningtyas, S.T., M.T

HALAMAN PENGESAHAN

Tesis berjudul “Kestabilan Lereng Timbunan di Atas Tanah Lunak Dengan Pemodelan *Hardening Soil* dan Perkuatan Matras Bambu Akibat Beban Dinamis (Studi Kasus: *Double Track* Jombang- Kertosono)” telah diuji dan disahkan pada:

hari, tanggal : Selasa, 19 Mei 2020

tempat : Prodi Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Jember

Tim Pembimbing:

Pembimbing Utama,

Pembimbing Anggota

Dr. Ir. Krisnamurti, M.T.
NIP. 19661228 199903 1 002

Indra Nurtjahjaningtyas, S.T., M.T
NIP. 19701024 199803 2 001

Tim Penguji:

Penguji Utama,

Penguji Anggota 1,

DR. Anik Ratnaningsih, S.T., M.T.
NIP. 19700530 199803 2 001

Dr. Rr. Dewi Junita K., S.T., M.T
NIP.19710610 199903 2 001

Mengesahkan,
Dekan,

Dr. Triwahju Hardianto, ST.,MT
NIP 19700826 199702 1 001

RINGKASAN

Pengembangan infrastruktur kereta api jalur ganda tidak selalu melewati lahan dengan daya dukung tanah yang baik, beberapa juga melewati lahan dengan lapisan tanah berkonsistensi lunak - sangat lunak. Lebih dari 10% dari luas tanah di Indonesia atau sekitar 20 juta hektar adalah tanah lunak yang terdiri dari tanah lempung lunak dan tanah gambut. Mempertimbangkan masalah pada tanah lunak yang cukup berpengaruh dalam keberhasilan pembangunan infrastruktur, perbaikan tanah harus dilakukan agar infrastruktur tidak rusak sebelum usia yang direncanakan. Perbaikan dengan sistem matras cerucuk bambu memberikan biaya yang efektif dan solusi andal untuk menjaga stabilitas timbunan dan mengurangi *differential settlement*.

Model Elemen Hingga adalah cara numerik untuk memecahkan masalah dalam ilmu fisika dan matematika. Metode numerik ini memberikan nilai perkiraan parameter yang tidak diketahui pada sejumlah struktur nodal sistem diskrit. *Hardening Soil Model* (HS) standar adalah model canggih untuk memodelkan perilaku tanah. Namun, nilai kekakuan tanah dijelaskan lebih akurat dengan menggunakan tiga kekakuan masukan yang berbeda yaitu kekakuan pembebanan triaksial (E_{50}), kekakuan *unloading* triaksial (E_{ur}) dan kekakuan pembebanan satu arah (E_{oed}). Untuk kasus tertentu, *Hardening Soil Model* (HS) lebih akurat dan mendekati kondisi lapangan. Ini dapat dilihat dari beberapa penelitian sebelumnya yang menunjukkan bahwa pendekatan *Hardening Soil Model* (HS) sangat tipikal dengan hasil pengujian lapangan. Nilai faktor keamanan (SF) dari analisis stabilitas lereng di tanah lunak menggunakan pemodelan dengan perkuatan cerucuk dan matras bambu didapatkan nilai *safety factor* sebesar 2,10.

SUMMARY

The development of railway double track infrastructure does not always pass through section with good soil carrying capacity, some also pass through existing soil layers with soft - very soft consistency. More than 10% of the land area in Indonesia or around 20 million hectares is soft land consisting of soft clay and peat soils. Taking into account the problems in soft clay which is quite influential in the success of infrastructure development, soil improvement must be carried out so that the infrastructure is not damaged before the planned age. Soil improvement with a bamboo mattress system provides a cost-effective and reliable solution to maintain the landfill stability and reduce the differential settlement.

The Finite Element Model is a numerical way of solving problems in physical science and mathematics. This numerical method provides approximate values of unknown parameters at a number of discrete system nodal structures. The standard Hardening Soil Model (HS) is an advanced model for modeling soil behavior. However, the value of the soil stiffness is described more accurately by using three different input stiffnesses namely triaxial loading stiffness (E_{50}), triaxial unloading stiffness (E_{ur}) and one-way loading stiffness (E_{oed}). For certain cases, the Hardening Soil Model (HS) method is more accurate and approaches the field conditions. This can be seen from several previous studies which show that the Hardening Soil Model (HS) approach is very typical with the results of field testing. The value of the safety factor (SF) from the analysis of slope stability in soft soil using hardening soil modeling and strengthening of bamboo mattress analysis is 2.10.

PRAKATA

Alhamdulillah kami panjatkan kehadiran Allah SWT karena dengan rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan tesis yang berjudul “Kestabilan Lereng Timbunan di Atas Tanah Lunak Dengan Pemodelan *Hardening Soil* dan Perkuatan Matras Bambu Akibat Beban Dinamis (Studi Kasus: *Double Track* Jombang- Kertosono)”. Tesis ini disusun guna memenuhi salah satu syarat menyelesaikan pendidikan Strata dua (S2) pada Jurusan Teknik Sipil Universitas Jember.

Penyusunan tesis ini tidak lepas dari bantuan berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Dr. Triwahju Hardianto, ST.,M.T. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Jember.
2. Dr. Gusfan Halik, ST., M.T. selaku Ketua Jurusan dan Dr.Ir. Krisnamurti, M.T. selaku Ketua Program Studi (S2) Jurusan Teknik Sipil Universitas Jember.
3. Dr.Ir.Krisnamurti,M.T. selaku Dosen Pembimbing Utama dan Indra Nurtjahjaningtyas,S.T.,M.T. selaku Dosen Pembimbing Anggota yang senantiasa meluangkan waktu dan pikirannya untuk membimbing, mengarahkan dan memberikan motivasi dalam menyelesaikan tesis ini.
4. Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Faklutas Teknik Universitas Jember yang telah memberikan ilmu dan bimbingan selama beberapa tahun tahun ini.
5. Bapak Yerry (Dosen UPN), Bapak Andreas (ITSC), Bapak Helmy (Hatti) sebagai teman diskusi diluar kampus guna kelancaran penelitian tesis ini serta tambahan ilmunya dalam kegeoteknikan,

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kekurangan dalam penulisan tesis ini, kritik dan saran sangat penulis harapkan dari semua pihak demi kesempurnaan tesis ini. Akhirnya penulis berharap semoga tesis ini dapat bermanfaat.

Jember, 29 Mei 2020

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PERSEMBAHAN	ii
HALAMAN MOTTO	iii
HALAMAN PERNYATAAN	iv
HALAMAN PEMBIMBINGAN	v
HALAMAN PENGESAHAN	vi
RINGKASAN	vii
SUMMARY	viii
PRAKATA	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1. Pendahuluan.....	1
1.2. Identifikasi Masalah.....	2
1.3. Perumusan Masalah	3
1.4. Maksud dan Tujuan Penelitian.....	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Pembatasan Masalah.....	4
1.7. Sistematika Penulisan Tesis.....	4
BAB II.....	5
TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Model Elemen Hingga (MEH).....	5
2.1.1. Analisis Elemen Hingga.....	5

2.1.2.	Langkah-langkah Solusi MEH.....	6
2.1.3.	Sifat-sifat dan Parameter Material Tanah	16
2.1.4.	Sifat-sifat Indeks Dasar Tanah	17
2.1.5.	Sifat-sifat Shear Strength Tanah	18
2.1.6.	Sifat-sifat Deformasi	18
2.2.	Analisis Numerik	22
2.3.	Lintasan Tegangan (<i>Stress Path</i>)	25
2.4.	Model Material.....	27
2.4.1.	Aplikasi Model.....	27
BAB III		36
METODE PENELITIAN.....		36
3.1.	Konsep Metode Penelitian	36
3.1.1.	Objek Penelitian & Waktu Penelitian	36
3.2.	Sumber Pengumpulan Data.....	37
3.3.	Penyelidikan Tanah Lapangan dan Pengujian Laboratorium	39
3.3.1.	Penyelidikan Tanah Lapangan	40
3.3.2.	Pengujian Tanah Laboratorium.....	43
3.4.	Analisis Data.....	44
3.5.	Tahap Penelitian.....	44
3.6.	Diagram Alir Penelitian	47
3.7.	Diagram Alir Pengolahan Data.....	48
BAB IV		49
HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN		49
4.1.	Data Penyelidikan Tanah	49
4.2.	Data Korelasi Parameter Desain	51
4.3.	Data Input Parameter Pada Plaxis.....	53
4.4.	Tahapan Pelaksanaan Dalam Program PLAXIS.....	60
4.5.	Output PLAXIS	75
4.6.	Analisa dan Pembahasan.....	83
BAB V.....		87
KESIMPULAN.....		87

5.1.	Kesimpulan	87
5.2.	Saran	88
	DAFTAR PUSTAKA	89



DAFTAR GAMBAR

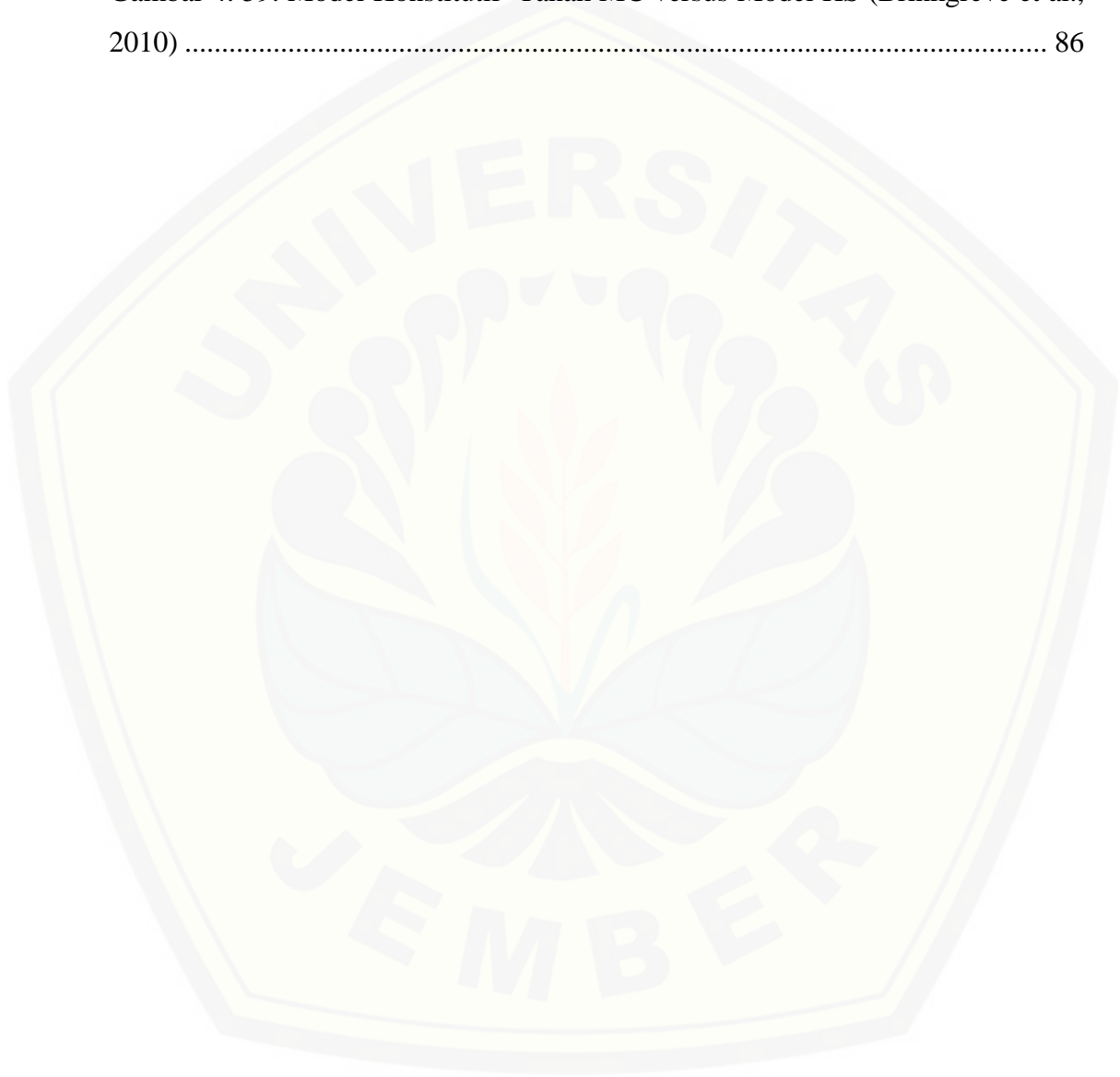
Gambar 2. 1. Diskretisasi Jaring Elemen (Potts dan Zdravkovic, 1999).	7
Gambar 2. 2. Diskretisasi Jaring Elemen pada Fondasi Telapak.	7
Gambar 2. 3. Prediksi Interpolasi Fungsi Perpindahan pada Koordinat Lokal (Potts dan Zdravkovic, 1999).	8
Gambar 2. 4. Sistem Koordinat Global 3D dan Perjanjian Tanda untuk Tegangan (Cook, 1995).	10
Gambar 2. 5. Koordinat Ruang Tegangan Utama (Desai, 1977).	11
Gambar 2. 6. Perpindahan Titik-titik Nodal pada Koordinat Lokal (Potts dan Zdravkovic, 1999).	15
Gambar 2. 7. Perakitan Elemen dan Penyusunan Persamaan Global (Smith dan Griffith, 1982).	15
Gambar 2. 8. Grafik Plastisitas dan Aktifitas Tanah.	17
Gambar 2. 9. Garis Keruntuhan Bidang Tegangan Normal-Geser Mohr-Coulomb (Kemfert dan Gebreselassie, 2006).	18
Gambar 2. 10. Modulus Elastisitas, Angka Poisson, Hukum Hooke 3D (Nordal, 2010).	19
Gambar 2. 11. Beberapa Parameter Kekakuan Tanah (Nordal, 2010).	20
Gambar 2. 12. Penentuan E50 Tanah Pasir di Laboratorium (Nordal, 2010).	20
Gambar 2. 13. Korelasi Antara Kohesi dan Modulus Young Tanah Lempung Dalam Kondisi Undrained Berdasarkan Nilai OCR dan Indeks Plastisitas (Kemfert dan Gebreselassie, 2006).	21
Gambar 2. 14. Sifat Kekakuan Tanah Pada Kondisi Un(Re)Loading (Plaxis, 2010).	21
Gambar 2. 15. Lintasan Tegangan (Holtz dan Kovacs, 1981).	25
Gambar 2. 16. Lintasan Tegangan dan Garis Kf (Handoko, 2009).	26
Gambar 2. 17. K0 dan Variasi Stress Path (Holtz dan Kovacs, 1981).	26

Gambar 2. 18. Aplikasi Stress Path Pada Pekerjaan Geoteknik (Handoko, 2009).	27
Gambar 2. 19. Ide Dasar Model Elastis-Plastis Sempurna.	28
Gambar 2. 20. Permukaan Yield Pada Model MC Dalam Koordinat Ruang Tegangan Utama (Plaxis, 2010).	29
Gambar 2. 21. Permukaan Yield dan Tegangan-regangan Model HS (Kempfert dan Gebreselassie,2006).	32
Gambar 2. 22. Proses Hardening Model HS (Kempfert dan Gebreselassie, 2006)	33
Gambar 2. 23. Model Konstitutif Tanah MC versus Model HS (Brinkgreve et al., 2010)	34
Gambar 3. 1. Alat uji sondir.	42
Gambar 3. 2. Model Lapisan-lapisan Tanah dan Timbunan Plaxis.	46
Gambar 3. 4. Diagram Alir Penelitian	47
Gambar 3. 5. Diagram Alir Pengolahan Data	48
Gambar 4. 1. Data borlog di KM (a).106+935; (a).106+950.	50
Gambar 4. 2. Pemberian notasi pada lapisan tanah.	55
Gambar 4. 3. Material model yang digunakan pada lapisan 1a adalah Hardening Soil	56
Gambar 4. 4. Material model yang digunakan pada lapisan 1b adalah Hardening Soil	56
Gambar 4. 5. Material model yang digunakan pada lapisan 2 adalah Hardening Soil	57
Gambar 4. 6. Material model yang digunakan pada lapisan 3 adalah Hardening Soil	57
Gambar 4. 7. Material model yang digunakan pada lapisan 4 adalah Hardening Soil	58
Gambar 4. 8. Material model yang digunakan pada lapisan 5 adalah Hardening Soil	58
Gambar 4. 9. Material model yang digunakan pada lapisan 6 adalah Hardening Soil	59

Gambar 4. 10. Material model yang digunakan pada lapisan 7 adalah Hardening Soil	59
Gambar 4. 11. Lama waktu pemasangan matras dan timbunan pertama selama 12 hari.....	60
Gambar 4. 12. Aktivasi material matras dan timbunan pertama.....	61
Gambar 4. 13. Lama waktu timbunan kedua selama 5 hari	61
Gambar 4. 14. Aktivasi material timbunan kedua.....	62
Gambar 4. 15. Lama waktu timbunan ketiga selama 5 hari.....	62
Gambar 4. 16. Aktivasi material timbunan ketiga	63
Gambar 4. 17. Lama waktu timbunan keempat selama 5 hari	63
Gambar 4. 18. Aktivasi material timbunan keempat.....	64
Gambar 4. 19. Lama waktu timbunan kelima selama 5 hari.....	64
Gambar 4. 20. Aktivasi material timbunan kelima	65
Gambar 4. 21. Lama waktu timbunan keenam selama 5 hari	65
Gambar 4. 22. Aktivasi material timbunan keenam.....	66
Gambar 4. 23. Lama waktu timbunan ketujuh selama 5 hari.....	66
Gambar 4. 24. Aktivasi material timbunan ketujuh	67
Gambar 4. 25. Lama waktu timbunan kedelapan selama 5 hari	67
Gambar 4. 26. Aktivasi material timbunan kedelapan.....	68
Gambar 4. 27. Lama waktu preloading selama 30 hari.....	68
Gambar 4. 28. Aktivasi material preloading	69
Gambar 4. 29. Lama waktu konsolidasi selama 10 hari	69
Gambar 4. 30. Lama waktu un-konsolidasi selama 3 hari	70
Gambar 4. 31. Menon-aktivkan material preloading	70
Gambar 4. 32. Lama waktu aktivasi beban selama 0 hari.....	71
Gambar 4. 33. Aktivasi material beban.....	71
Gambar 4. 34. Lama waktu aktivasi beban eksisting selama 0 hari	72
Gambar 4. 35. Aktivasi material beban eksisting	72
Gambar 4. 36. Pemilihan calculation tipe phi/c reduction pertama	73
Gambar 4. 37. Pemilihan calculation tipe phi/c reduction kedua	73

Gambar 4. 38. Phase terakhir, pemilihan calculation tipe plastic dengan loading input total multipliers (akibat beban gravitasi)	74
Gambar 4. 39. Kondisi seluruh phase	74
Gambar 4. 40. Pemilihan titik iterasi	75
Gambar 4. 41. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material matras dan timbunan pertama.....	76
Gambar 4. 42. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan kedua	76
Gambar 4. 43. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan ketiga	77
Gambar 4. 44. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan keempat	77
Gambar 4. 45. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan kelima.....	78
Gambar 4. 46. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan keenam	78
Gambar 4. 47. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan ketujuh.....	79
Gambar 4. 48. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material timbunan kedelapan.....	79
Gambar 4. 49. Output distribusi tegangan ketika aktivasi material preloading	80
Gambar 4. 50. Output distribusi tegangan ketika kondisi konsolidasi.....	80
Gambar 4. 51. Output distribusi tegangan ketika kondisi un-loading	81
Gambar 4. 52. Output distribusi tegangan ketika aktivasi beban baru.....	81
Gambar 4. 53. Output distribusi tegangan ketika aktivasi beban eksisting	82
Gambar 4. 54. Output distribusi tegangan ketika aktivasi phi/c reduction pertama (akibat beban baru).....	82
Gambar 4. 55. Output distribusi tegangan ketika aktivasi phi/c reduction pertama (akibat beban eksisting).....	83
Gambar 4. 56. Nilai safety factor (SF) yang didapatkan dari pendekatan dengan metode Mohr-Coloumb adalah 2.05 (Sumber: Helmy et al, 2019).....	84

Gambar 4. 57. Nilai safety factor (SF) yang didapatkan dari pendekatan dengan metode Hardening Soil Model (HS) adalah 2.10	84
Gambar 4. 58. Tinggi timbunan terhadap penurunan tanah akibat tahapan pembangunan.	85
Gambar 4. 59. Model Konstitutif Tanah MC versus Model HS (Brinkgreve et al., 2010)	86



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1. Hubungan Modulus Geser dan Kekakuan	22
Tabel 2. 2. Perbandingan Model MC versus HSS (Plaxis, 2006).....	27
Tabel 2. 3. Parameter Deformasi dan Kuat Geser Model MC.....	30
Tabel 3. 1. Rencana Jadwal Penelitian.....	36
Tabel 3. 2. Hubungan Antara qc versus Z (kedalaman).....	37
Tabel 3. 3. Parameter Matras Bambu.....	38
Tabel 3. 4. Luasan Penampang dan Selimut 3 Bambu.....	38
Tabel 3. 5. Properties Plate Matras Bambu.....	45
Tabel 3. 6. Properties Node to Node Anchor Cerucuk Bambu.....	45
Tabel 3. 7. Parameter Lapisan Tanah.....	46
Tabel 4. 1. Data sondir di STA 106+000, STA 106+500, dan STA 107+000.....	50
Tabel 4. 2. Korelasi N-SPT pada tanah kohesif dan non kohesif untuk berat jenis tanah	51
Tabel 4. 3. Korelasi N-SPT terhadap nilai C	51
Tabel 4. 4. Korelasi konsistensi tanah dari N-SPT terhadap nilai Friction Angel (\emptyset)	52
Tabel 4. 5. Korelasi konsistensi tanah dari N-SPT terhadap nilai Modulus elastisitas (E_s).....	52
Tabel 4. 6. Korelasi konsistensi tanah dari N-SPT terhadap nilai Poisson Ratio (ν)	53
Tabel 4. 7. Korelasi konsistensi tanah dari N-SPT terhadap nilai Permeability (k)	53
Tabel 4. 8. Parameter Matras Bambu.....	54
Tabel 4. 9. Luasan Penampang dan Selimut 3 Bambu.....	54
Tabel 4. 10. Properties Plate Matras Bambu.....	54
Tabel 4. 11. Properties Node to Node Anchor Cerucuk Bambu.....	54
Tabel 4. 12. Parameter Lapisan Tanah.....	55
Tabel 4. 13. Besarnya penurunan tanah akibat tahapan penimbunan.	85

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Pendahuluan

Guna membangun perekonomian di pulau Jawa dengan maksimal maka infrastruktur dan transportasi harus memadai dengan sempurna, baik untuk jalur darat, udara, maupun laut. Permasalahan yang akan sering dijumpai ketika pelaksanaan pembangunan infrastruktur pada area darat terutama masalah yang bersifat teknis. Pembangunan infrastruktur di darat misalnya adalah pembangunan jalur kereta api.

Pembangunan infrastruktur jalur ganda kereta api tidak selalu melewati jalan dengan daya dukung tanah yang baik, ada juga melewati lapisan tanah existing dengan konsistensi lunak – sangat lunak. Lebih dari 10% dari luas daratan di Indonesia atau berkisar 20 juta hektar merupakan tanah lunak yang terdiri dari tanah lempung lunak (*soft clay soil*) dan tanah gambut (*peat soil*). Tanah lempung lunak di Indonesia tersebar di sepanjang pantai utara Jawa beberapa area di sisi selatan Jawa, pantai timur Sumatera, pantai barat, selatan, dan timur Kalimantan, pantai selatan Sulawesi bahkan pantai barat dan selatan Papua.

Jenis tanah lempung lunak atau *peat* ini merupakan jenis tanah yang memiliki sifat kurang menguntungkan secara teknis untuk mendukung suatu pekerjaan konstruksi, misal timbunan karena daya dukung tanah yang rendah dan penurunan yang besar dalam waktu yang bisa lama. Situsai ini sering menjadi masalah dan kendala serius dalam pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi sehingga banyak kasus kegagalan konstruksi yang terjadi saat pelaksanaan konstruksi di atas tanah lunak.

Dengan memperhitungkan adanya masalah pada tanah lempung lunak yang cukup berpengaruh pada keberhasilan pembangunan infrastruktur maka harus dilakukan perbaikan tanah agar infrastruktur tersebut tidak rusak sebelum

umur yang direncanakan. Pada dasarnya, perbaikan tanah mempunyai tujuan secara umum, yaitu meningkatkan daya dukung dan kuat geser tanah, meningkatkan modulus tanah, mengurangi kompresibilitas tanah, mengontrol stabilitas volume (*shrinkage* dan *swelling*) tanah, mengurangi kerentanan terhadap *liquefaction*, memperbaiki kualitas material untuk bahan konstruksi, dan memperkecil pengaruh dampak kerusakan pekerjaan untuk daerah sekitarnya.

Ada beberapa alternatif perbaikan tanah lunak yang umum digunakan dan sesuai dengan masalah yang dihadapi, seperti masalah stabilitas maka umumnya menggunakan timbunan bertahap, penggunaan *stone columns* dan cerucuk tiang sedangkan jika menemui masalah penurunan maka digunakan teknik-teknik perbaikan seperti *vertical drain*, cerucuk tiang dan *stone columns*. Timbunan di atas tanah lunak umumnya menghadapi 2 masalah yakni stabilitas dan penurunan maka umumnya penyelesaian perkuatan tanahnya adalah sebagai berikut: timbunan dilakukan bertahap dengan perbaikan dengan *stone columns* atau cerucuk tiang atau dengan *vertical drain*. Penggunaan material perkuatan sebaiknya menggunakan bahan yang mudah didapatkan dan memiliki nilai yang sangat ekonomis namun memiliki fungsi dan keandalan sesuai harapan.

1.2. Identifikasi Masalah

Dari hasil penelitian-penelitian di atas tentang perkuatan atau perbaikan tanah menggunakan *stone column*, cerucuk bambu dan bakau, cerucuk tiang pancang itu menghasilkan kinerja yang baik sesuai konstruksi yang diamati. Untuk timbunan Rahardjo (2015) menyatakan bahwa sistem cerucuk bambu memberikan solusi yang hemat biaya dan handal untuk menjaga stabilitas timbunan dan mengurangi perbedaan penurunan.

Oleh karenanya perlu didalami bagaimana kinerja penggunaan sistem matras dan cerucuk bambu untuk timbunan jalan kereta api. Hal ini perlu diteliti lanjut tentang kestabilan lereng timbunan existing apakah mengalami kerusakan saat pelaksanaan perkuatan tanah timbunan baru di atas tanah lunak dilakukan. Oleh karenanya diperlukan suatu perkuatan tanah yang dapat menahan perpindahan lateral dan perbedaan penurunan yang hemat biaya dan handal.

1.3. Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah di atas maka masalah penelitian untuk tesis ini dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana cara mengatasi perbedaan penurunan pada timbunan di atas tanah lunak?
2. Apakah sistem cerucuk matras bambu dapat meningkatkan angka keamanan timbunan?
3. Mengapa menggunakan teori *Hardening Soil Model* dalam melakukan analisa?

1.4. Maksud dan Tujuan Penelitian

Berdasarkan latar belakang dan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian untuk tesis ini adalah untuk membuktikan dan menganalisis:

1. Bahwa sistem matras cerucuk bambu dapat mengatasi perbedaan penurunan pada timbunan di atas tanah lunak,
2. Bahwa sistem cerucuk matras bambu dapat meningkatkan angka keamanan timbunan,
3. Bahwa analisa menggunakan teori *Hardening Soil Model* sangat relevan dengan kondisi aktual dilapangan.

Sistem matras cerucuk bambu yang harus diperhatikan adalah berapa lapis ketebalan matras dan jarak antar cerucuk.

1.5. Manfaat Penelitian

Berangkat dari latar belakang diatas, maka manfaat penelitian yang akan dicapai adalah:

Secara Teoritis. Hasil ini diharapkan mampu menyumbangkan ilmu rekayasa geoteknik terutama mengenai sistem matras cerucuk bambu sebagai perkuatan tanah, kemudian menambah referensi bagi peneliti lain yang ingin mengembangkan penelitian tentang sistem matras cerucuk bambu.

Secara Empiris. Secara praktis akan menambah karya terapan tentang sistem matras cerucuk bambu yang diterapkan sebagai perkuatan tanah untuk timbunan di atas tanah lunak.

1.6. Pembatasan Masalah

Pengaruh dari *long-term* konsolidasi dan *creep* pada perilaku sistem matras cerucuk bambu tidak dipertimbangkan karena untuk mencapai kondisi *creep* dibutuhkan waktu penelitian yang amat panjang.

1.7. Sistematika Penulisan Tesis

Sistematika penulisan tesis ini diuraikan sebagai berikut:

Bab I PENDAHULUAN

Terdiri dari latar belakang masalah, identifikasi masalah, perumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, pembatasan masalah, dan sistematika penulisan tesis.

Bab II KAJIAN PUSTAKA DAN KERANGKA BERPIKIR

Memuat latar belakang teori yang akan digunakan dalam penelitian ini. Dari uraian latar belakang, identifikasi masalah, perumusan masalah yang dapat dirumuskan, serta kajian pustaka pada sub-bab sebelumnya maka dibuat dan disusun suatu kerangka berpikir.

Bab III METODE PENELITIAN

Terdiri dari rancangan penelitian, tempat dan waktu penelitian, tahapan dan bagan alir.

Bab IV HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

Terdiri dari hasil analisis pengujian laboratorium dan lapangan, pembuktian tesis, dan pembahasan (tegangan-regangan yang terjadi, dan angka keamanan dari timbunan).

Bab V KESIMPULAN DAN SARAN

Terdiri dari kesimpulan hasil-hasil yang diperoleh selama penelitian dan saran-saran penting yang akan disampaikan sebagai tindak lanjut dari penelitian yang telah dilakukan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Model Elemen Hingga (MEH)

Model Elemen Hingga merupakan cara numerik dalam menyelesaikan masalah dalam ilmu rekayasa dan matematika fisik. Cakupan penyelesaiannya dari kedua masalah ini berupa analisis struktur, transfer panas, aliran fluida, transportasi massa, dan potensial elektromagnetik

Solusi persamaan elastis benda penjal bagi geometri yang rumit, pembebanan, dan sifat material tertentu, umumnya tidak mungkin diperoleh dengan penyelesaian analisis matematik dari persamaan diferensial penentunya. Penyelesaian analitik yang diperoleh menetapkan parameter yang dicari bagi sistem struktur dari persamaan diferensial penentu sangat terbatas pada kondisi tertentu beban, geometri, dan sifat bahan. Dengan demikian, salah satu cara numerik-MEH merupakan solusi yang digunakan untuk memperoleh penyelesaian bagi sistem, dengan geometri, beban, dan material yang kompleks.

Formulasi MEH dari kajian sistem adalah persamaan simultan aljabar, yang berbeda dengan penyelesaian persamaan diferensial penentu. Cara numerik ini memberikan nilai pendekatan dari parameter yang tidak diketahui di sejumlah titik-titik nodal sistem diskrit struktur. Dengan demikian, proses pemodelan sistem struktur dari sistem yang ekuivalen unit *body* bebas atau unit elemen hingga yang disambung pada titik-titik nodal disebut diskretisasi (*discretization*). Berbeda dengan penyelesaian seluruh sistem struktur pada solusi persamaan diferensial, MEH menjabarkan persamaan untuk setiap elemen hingga, yang kemudian dirakit dalam sistem struktur guna diperoleh solusi sistem struktur.

2.1.1. Analisis Elemen Hingga

Elemen yang umum digunakan dalam analisis struktur ditetapkan dari tanggap/respon sistem struktur terhadap beban luar. Dari unsur-unsur elemennya, MEH merupakan proses pemodelan sistem struktur menggunakan elemen-elemen

yang dirakit disebut elemen hingga. Suatu fungsi perpindahan dinyatakan pada setiap elemen hingga. Setiap elemen yang dirakit, langsung maupun tidak langsung, pada setiap elemen lainnya melalui nodal-nodal di ujung elemen, permukaan atau perbatasan dengan menggunakan sifat-sifat tegangan atau regangan yang diketahui bagi bahan struktur. Dengan cara ini, maka dapat ditentukan perilaku nodal-nodal dalam suatu sistem struktur. Total persamaan perilaku dari setiap nodal menghasilkan satu seri persamaan aljabar yang dinyatakan dalam notasi matriks.

2.1.2. Langkah-langkah Solusi MEH

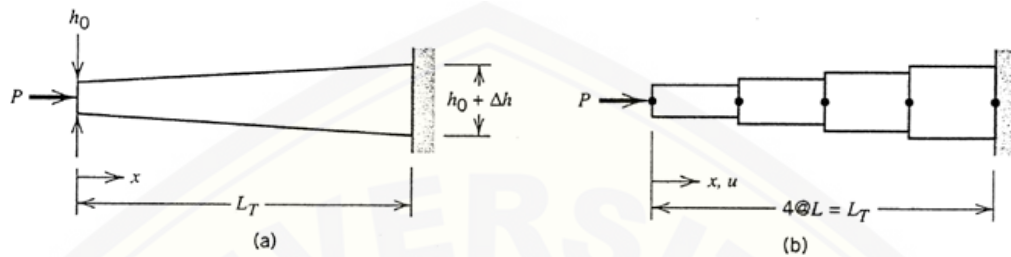
Langkah-langkah bagi formulasi dan solusi MEH dipahami secara khusus membahas tipe elemen-elemen struktur, seperti elemen-elemen: *beam*, *anchor*, *geotextile*, tegangan bidang, tegangan aksimetrik, dan tegangan ruang sebagai berikut:

a. Langkah 1: Diskretisasi Jaring Elemen

Sistem struktur dibagi dalam elemen-elemen hingga (atau diskretisasi jaring elemen). Elemen-elemen ini membentuk sistem melalui titik-titik nodal. Pemilihan tipe elemen, dan jumlah nodal elemen digunakan dalam berbagai variasi dan ukuran berdasarkan pertimbangan rekayasa (geoteknik) dalam analisis. Elemen yang dipakai harus cukup kecil supaya memberikan hasil yang akurat, walau komputasi yang dilakukan menjadi lebih banyak. Elemen besar dapat digunakan jika hasil yang diperoleh cukup untuk kondisi tertentu (misal, deformasi yang terjadi tidak signifikan). Pemilihan elemen yang digunakan dalam analisis elemen hingga bergantung dari kondisi fisik struktur akibat pembebanan dan sejauh mana pendekatan analisis yang dilakukan guna memperoleh perilaku sesungguhnya.

Penilaian mengenai idealisasi dimensional bidang/ruang maupun tunggal diperlukan. Elemen dasar yang paling sederhana disebut elemen linear yang mempunyai dua nodal pada setiap ujungnya. Elemen orde yang lebih tinggi dapat mempunyai 3 nodal atau lebih. Bagi elemen dasar dimensional bidang atau elemen bidang, terjadi respon gaya-gaya di dalam bidang itu sendiri yang disebut

kondisi tegangan atau regangan bidang. Bentuk elemen bidang segi-tiga atau segi-empat adalah elemen dimensional bidang yang paling sederhana dengan nodal-nodal pada ujung dan perhubungan linear pada syarat batas seperti pada Gambar 2.1.

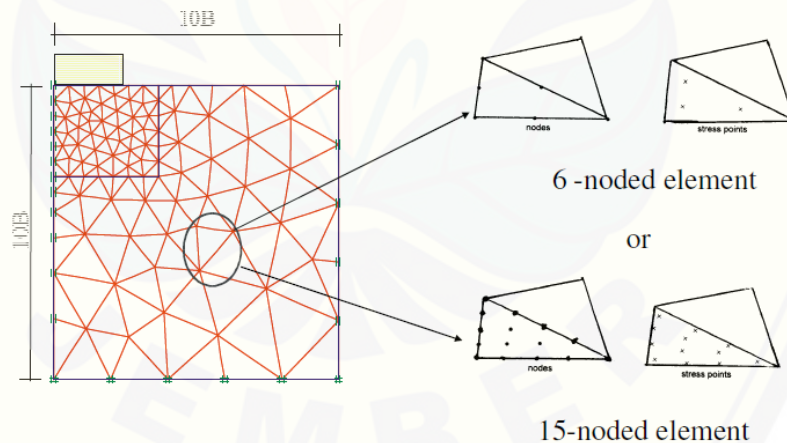


Batang *tapered* dibebani dengan gaya aksial P

Diskretisasi batang *tapered* menjadi 4 elemen 2 nodal sama panjang

Gambar 2. 1. Diskretisasi Jaringan Elemen (Potts dan Zdravkovic, 1999).

Pada orde yang lebih tinggi, elemen bidang mempunyai nodal tengah yang disebut sebagai elemen kuadratik. Elemen ini dapat mempunyai ketebalan konstan atau bervariasi. Contoh lain adalah diskretisasi jaringan elemen pada fondasi telapak seperti dapat dilihat pada Gambar 2.2:



Gambar 2. 2. Diskretisasi Jaringan Elemen pada Fondasi Telapak.

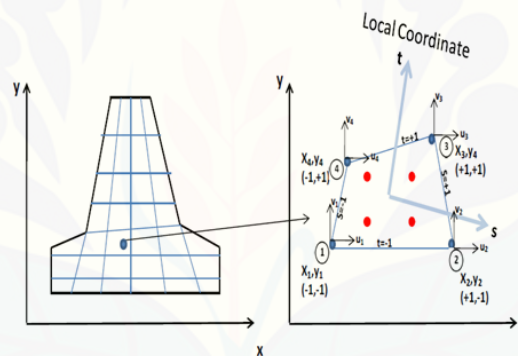
Catatan: yang harus diperhatikan adalah kondisi batas harus cukup jauh agar menghindari pengaruh batas dan pada area tertentu, misal deformasi yang terjadi besar elemennya diperhalus agar lebih akurat.

b. Langkah 2: Pemilihan Fungsi Perpindahan

Langkah selanjutnya adalah pemilihan fungsi perpindahan (*function development*). Fungsi perpindahan ini pada setiap elemen didefinisikan menggunakan nilai-nilai nodal dari elemen. Persamaan-persamaan: linier, kuadrat,

dan polinomial adalah beberapa fungsi yang digunakan. Seri trigonometri juga dapat dipergunakan bagi elemen dimensional bidang. Fungsi perpindahan adalah suatu fungsi dari koordinat dalam bidang (bidang xy). Fungsi-fungsi di atas dinyatakan dalam bentuk nodal yang tidak diketahui dalam komponen bidang x dan y. Dengan menetapkan fungsi perpindahan ini maka fungsi perpindahan yang umum dapat berulang-kali digunakan untuk elemen. Untuk fungsi perpindahan nodal pada koordinat lokal dapat diselesaikan dengan persamaan Gauss (Gambar 2.3).

Dengan demikian, metode elemen hingga adalah proses mendapatkan kuantitas berkesinambungan yang dinyatakan sebagai perpindahan di seluruh sistem yang didekati oleh model diskrit yang merakit fungsi-fungsi kontinu segmental dengan domain elemen hingga.



Gambar 2. 3. Prediksi Interpolasi Fungsi Perpindahan pada Koordinat Lokal (Potts dan Zdravkovic, 1999).

Fungsi bentuk N terhadap jarak antar nodal s dan t pada koordinat lokal dapat dirumuskan sebagai Persamaan 2.1 berikut ini

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + ss_i)(1 + tt_i) \quad (2.1)$$

dengan notasi:

$$N_1 = \frac{(1-s)(1-t)}{4} \quad N_2 = \frac{(1+s)(1-t)}{4}$$

$$N_3 = \frac{(1+s)(1+t)}{4} \quad N_4 = \frac{(1-s)(1+t)}{4}$$

Sehingga persamaan matriks N seperti pada Persamaan 2.2:

$$[N] = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] \quad (2.2)$$

Selanjutnya koordinat global x, y dapat dihitung dengan Persamaan 2.3:

$$\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ x_4 \\ y_4 \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

dimana:

$$\{x\} = [N]\{x_n\}, \quad \{x\}^T = [x \quad y],$$

$$\{x_n\}^T = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad \cdot]$$

c. Langkah 3: Hubungan Tegangan – Regangan dan Hukum Konstitutif

Langkah 3 adalah mendefinisikan hubungan tegangan regangan atau perpindahan dan tegangan regangan. Hubungan regangan atau perpindahan dan tegangan perpindahan diperlukan bagi penurunan persamaan setiap elemen hingga. Dalam kajian deformasi dimensional tunggal, regangan ε_x terkait dengan perpindahan u maka regangan yang terjadi, seperti pada Persamaan 2.4:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \text{ bagi regangan kecil} \quad (2.4)$$

Sebagai tambahan, tegangan harus dikaji terhadap regangan melalui hukum tegangan regangan yang umum disebut hukum konstitutif. Mendefinisikan perilaku bahan secara tepat sangat penting dalam memperoleh hasil yang dapat diterima. Hukum tegangan regangan yang paling sederhana adalah hukum Hooke, sesuai Persamaan 2.5:

$$\sigma = D * \varepsilon \quad (2.5)$$

notasi:

D : matriks kekakuan material untuk plane strain lihat Persamaan 2.6:

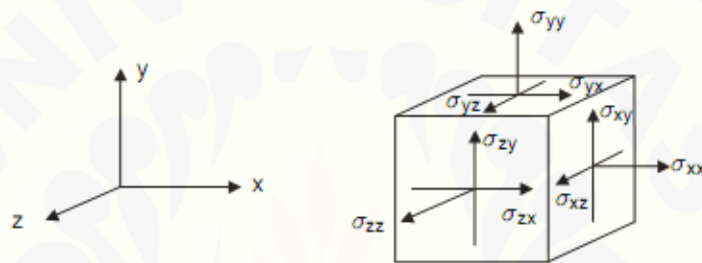
$$[D] = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

notasi:

E : Modulus Young (kN/m²)

ν : angka Poisson

Sistem koordinat global tegangan tiga dimensi- sumbu arah x, y, z dan perjanjian tanda seperti pada Gambar 2.4:



Gambar 2. 4. Sistem Koordinat Global 3D dan Perjanjian Tanda untuk Tegangan (Cook, 1995).

Tegangan dalam koordinat Cartesius sesuai dengan Persamaan 2.7:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Dalam teori deformasi standar, tensor tegangan adalah simetris sehingga $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ dan $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$. Dalam situasi ini, tegangan sering dinyatakan dalam notasi vektor, yang melibatkan hanya enam buah komponen saja (Persamaan 2.8):

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx}) \quad (2.8)$$

namun dalam kondisi regangan bidang, $\sigma_{yz} = \sigma_{zx} = 0$.

Menurut prinsip dari Terzaghi, tegangan dalam tanah dibedakan menjadi tegangan efektif, $\underline{\underline{\sigma}}'$ dan tekanan air pori, $\underline{\underline{\sigma}}_w$ (Persamaan 2.9)

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}' + \underline{\underline{\sigma}}_w \quad (2.9)$$

Air dianggap tidak dapat menahan gaya geser sama sekali karena itu, tegangan geser efektif adalah sama dengan tegangan geser total. Komponen tegangan normal positif dianggap menyatakan tegangan tarik, sedangkan komponen tegangan normal negatif menyatakan tegangan tekan.

Model material untuk tanah dan batu umumnya dinyatakan sebagai hubungan antara peningkatan tegangan efektif tertentu terhadap peningkatan regangan. Dalam hubungan semacam itu, peningkatan tegangan efektif tertentu dinyatakan oleh perubahan tegangan (dinotasikan oleh sebuah titik di atas simbol tegangan) sesuai dengan Persamaan 2.10:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = (\dot{\sigma}'_{xx} \quad \dot{\sigma}'_{yy} \quad \dot{\sigma}'_{zz} \quad \dot{\sigma}'_{xy} \quad \dot{\sigma}'_{yz} \quad \dot{\sigma}'_{zx}) \quad (2.10)$$

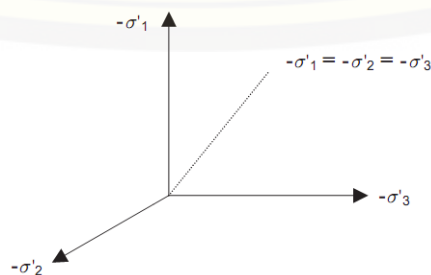
Umumnya merupakan suatu hal yang berguna untuk menggunakan tegangan utama dibandingkan komponen tegangan Cartesius dalam formulasi model material. Tegangan utama adalah tegangan di dalam sistem koordinat dimana seluruh komponen tegangan geser adalah nol. Sebenarnya, tegangan utama adalah nilai Eigen dari tensor tegangan. Tegangan efektif utama dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut (Persamaan 2.11):

$$\det(\underline{\underline{\sigma}}' - \sigma' \underline{\underline{I}}) = 0 \quad (2.11)$$

dimana $\underline{\underline{I}}$ adalah matriks identitas. Persamaan ini menghasilkan tiga buah solusi untuk σ' , yaitu tegangan-tegangan efektif ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$). Kemudian tegangan efektif utama diatur secara berurutan sebagai berikut (Persamaan 2.12):

$$\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3 \quad (2.12)$$

dimana σ'_1 merupakan tegangan tekan utama terbesar dan σ'_3 merupakan tegangan tekan utama terkecil. Model sering dinyatakan dengan mengacu pada ruang tegangan utama, seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.5.



Gambar 2. 5. Koordinat Ruang Tegangan Utama (Desai, 1977).

Selain tegangan utama, umumnya juga berguna untuk mendefinisikan invarian tegangan, yaitu besarnya tegangan yang tidak tergantung dari orientasi sistem koordinat. Dua buah invarian tegangan yang berguna adalah (Persamaan 2.13a-b):

$$p' = -\frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) = -\frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (2.13a)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma'^2_{xy} + \sigma'^2_{yz} + \sigma'^2_{zx}))} \quad (2.13b)$$

dimana p' adalah tegangan efektif isotropis, atau tegangan efektif rata-rata, dan q adalah tegangan geser ekuivalen. Perhatikan bahwa perjanjian tanda yang digunakan untuk p' adalah positif untuk tegangan tekan, berbeda dengan perjanjian tanda untuk tegangan lainnya. Tegangan geser ekuivalen, q , mempunyai sifat penting yaitu $q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|$ untuk kondisi tegangan triaksial dengan $\sigma'_2 = \sigma'_3$.

Tegangan efektif utama dapat dituliskan sebagai fungsi dari invarian sebagai berikut (Persamaan 2.14a-c):

$$-\sigma'_1 = p' + \frac{2}{3}q \sin\left(\theta - \frac{2}{3}\pi\right) \quad (2.14a)$$

$$-\sigma'_2 = p' + \frac{2}{3}q \sin(\theta) \quad (2.14b)$$

$$-\sigma'_3 = p' + \frac{2}{3}q \sin\left(\theta + \frac{2}{3}\pi\right) \quad (2.14c)$$

dimana θ adalah sudut Lode (invarian ketiga), yang didefinisikan (Persamaan 2.15-16):

$$\theta = \frac{1}{3} \cdot \arcsin\left(\frac{27}{2} \cdot \frac{J_3}{q^3}\right) \quad (2.15)$$

dengan

$$J_3 = (\sigma'_{xx} - p')(\sigma'_{yy} - p')(\sigma'_{zz} - p') - (\sigma'_{xx} - p')\sigma'^2_{yz} - (\sigma'_{yy} - p')\sigma'^2_{zx} - \dots \\ \dots - (\sigma'_{zz} - p')\sigma'^2_{xy} - (\sigma'_{yy} - p')\sigma'^2_{zx} + 2\sigma'_{xy}\sigma'_{yz}\sigma'_{zx} \quad (2.16)$$

Regangan dalam koordinat Cartesius sesuai dengan Persamaan 2.17:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = (\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx})^T \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (2.19a)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad (2.19b)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (2.19c)$$

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (2.19d)$$

$$\gamma_{yz} = \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \quad (2.19e)$$

$$\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (2.19f)$$

Serupa dengan tegangan, komponen regangan normal positif menyatakan regangan tarik, sedangkan komponen regangan normal negatif menyatakan tekan.

Dalam formulasi model material, dimana digunakan peningkatan regangan tertentu, peningkatan ini dinyatakan oleh perubahan regangan (dinotasikan dengan sebuah titik di atas simbol regangan), seperti pada Persamaan 2.20:

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \quad \dot{\varepsilon}_{yy} \quad \dot{\varepsilon}_{zz} \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\gamma}_{yz} \quad \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (2.20)$$

d. Langkah 4: Penurunan Fungsi Elemen

Penurunan persamaan dan matriks kekakuan elemen pada awalnya perkembangan metode elemen didasarkan pada konsep koefisien pengaruh kekakuan dengan mendefinisikan terlebih dahulu langkah analisa struktur.

Persamaan diferensial penentu dalam variabel perpindahan mengubah persamaan diferensial kesetimbangan melalui metode pemberat residu menjadi persamaan aljabar dalam parameter perpindahan dengan bentuk koefisiennya

dalam integral. Bentuk umum menjadi seperti pada analisis dengan metode kerja (Persamaan 2.26):

$$[k]\{d\} = \{F\} \quad (2.26)$$

notasi:

$[k]$ = matriks kekakuan, $\{d\}$ = perpindahan, $\{F\}$ = gaya

Selanjutnya matriks kekakuan hasil penurunan dievaluasi terhadap koordinat natural (S, T) menjadi Persamaan 2.27:

$$[k]_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T * [C] * [B] * |\det J| dSdT \quad (2.27)$$

dimana:

$$[C] = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix}$$

notasi:

$[B]^T$ = transpose dari matriks regangan

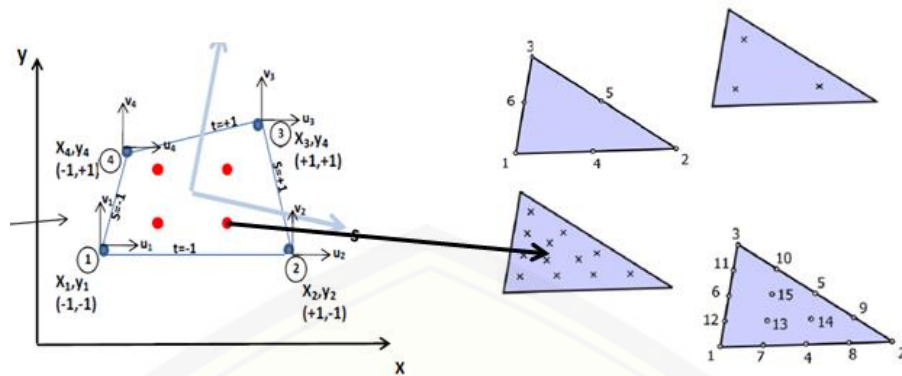
$[B]$ = matriks regangan

$[C]$ = matriks kekakuan

$|J|$ = determinan dari matriks Jacobian

e. Langkah 5: Pemecahan Persamaan Dengan Integrasi Proses

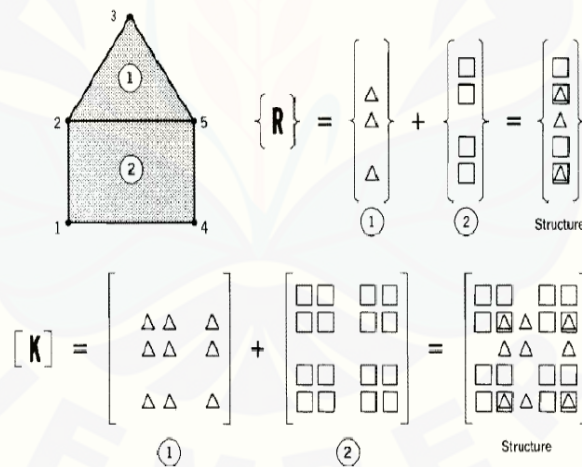
Penyelesaian persamaan linear simultan untuk derajat kebebasan struktur (perpindahan titik-titik nodal) pada koordinat lokal dapat menggunakan cara integrasi Gauss (Gambar 2.6).



Gambar 2. 6. Perpindahan Titik-titik Nodal pada Koordinat Lokal (Potts dan Zdravkovic, 1999).

f. Langkah 6: Perakitan Elemen dan Penyusunan Persamaan Global

Perakitan persamaan matriks elemen dan penyusunan persamaan global atau struktur dengan syarat-syarat batasnya menggunakan metode superposisi yang merupakan keseimbangan gaya nodal untuk memperoleh persamaan global bagi sistem struktur seperti pada Gambar 2.7.



Gambar 2. 7. Perakitan Elemen dan Penyusunan Persamaan Global (Smith dan Griffith, 1982).

g. Langkah 7: Penentuan Kondisi Batas

Langkah ini terkait dengan kondisi batas pada masalah rekayasa geoteknik, yakni terkait dengan:

1. *Fixities*,
2. Beban nodal,
3. Perpindahan yang ditentukan (*prescribed displacement*),

4. dan seterusnya sesuai dengan masalahnya.

h. Langkah 8: Perhitungan Tegangan, Regangan, dan Gaya-gaya Dalam

Perhitungan *secondary unknowns* (tegangan, regangan, dan gaya-gaya dalam) melalui diferensiasi dari perpindahan titik-titik nodal yang terjadi.

i. Langkah 9: Interpretasi Hasil

Tujuan akhir dari analisis adalah melakukan analisis akhir serta interpretasinya dengan memetakan lokasi pada struktur terjadinya deformasi dan tegangan yang besar pada struktur/masalah geoteknik merupakan hal yang penting dalam membuat keputusan analisis maupun desain.

2.1.3. Sifat-sifat dan Parameter Material Tanah

Sifat-sifat material tanah perlu diindikasikan awal sebelum dilakukan analisa numerik pemodelan tanah karena hal ini sangat penting dan utama untuk melakukan estimasi terhadap perilaku tanah. Sifat-sifat material tanah dapat dibagi menjadi 4 segmen yakni:

1. Sifat-sifat indeks dasar tanah: klasifikasi tanah, aktifitas tanah, distribusi ukuran partikel tanah, *density* tanah, plastisitas tanah, kelembaban dan saturasi tanah, tekstur tanah dan sejarah tegangan tanah,
2. Sifat-sifat kompresibilitas tanah: konsolidasi primer, identifikasi nilai K_0 , angka pori awal, uji *Triaxial* lanjut untuk mendapatkan nilai index kompresi dan kembang termodifikasi (λ , κ),
3. Sifat-sifat kuat geser tanah yang oleh Mitchell (1993) dinyatakan bahwa tahanan geser itu adalah fungsi dari angka pori (e), sudut geser tanah (φ), komposisi tanah (C), tegangan normal efektif (σ), kohesi tanah (c), sejarah tegangan (H), suhu (T), regangan (ε), kecepatan regangan ($\dot{\varepsilon}$), dan struktur (S) atau dalam lambang matematik ditulis sebagai: tahanan geser = $F(e, \varphi, C, \sigma, c, H, T, \varepsilon, \dot{\varepsilon}, S)$,
4. Sifat-sifat deformasi tanah terkait dengan nilai kekakuan tanah: modulus *bulk* (K), modulus geser (G), modulus *Young* (E), modulus *Oedometer* (E_{oed}), modulus *Secant* (E_{sec}), modulus secant pada 50% tegangan maksimum (E_{50}).

Menurut Powrie (1997) penggunaan E_{sec} lebih sering digunakan karena lebih mudah untuk ditentukan nilainya.

2.1.4. Sifat-sifat Indeks Dasar Tanah

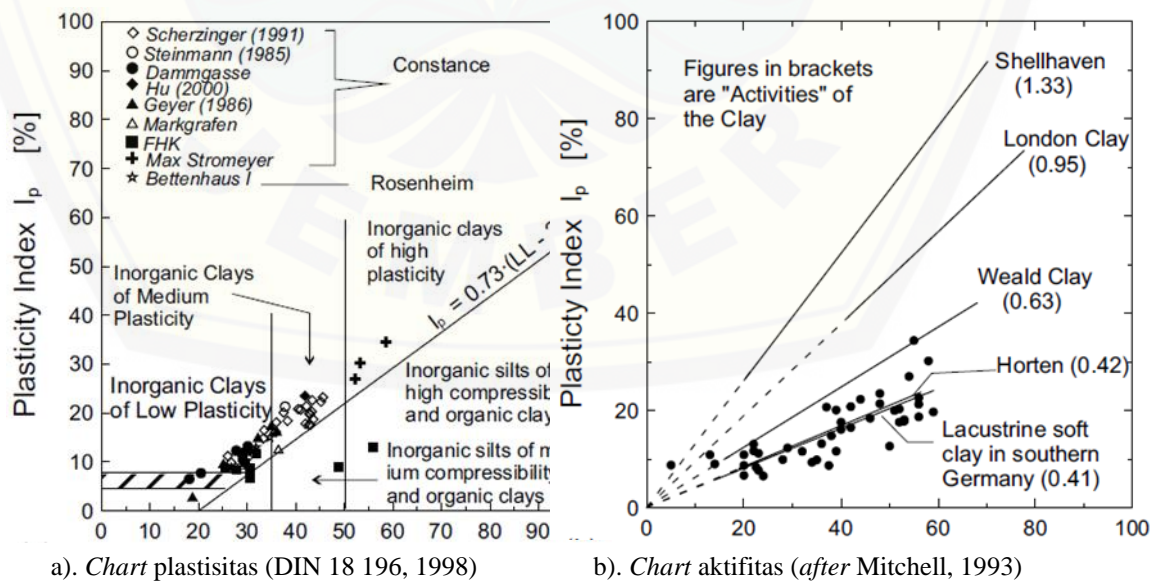
Sifat-sifat indeks dasar material tanah sangat penting untuk diketahui awal dalam penyelesaian rekayasa geoteknik.

Salah satu sifat-sifat indeks dasar tanah adalah klasifikasi tanah. Klasifikasi tanah ini sangat penting untuk mendapatkan estimasi dari perilaku tanah. Pada umumnya untuk kebutuhan rekayasa geoteknik, tanah umumnya diklasifikasikan berdasarkan:

1. Ukuran butiran, dan
2. Plastisitas tanah.

Klasifikasi tanah ini dimaksudkan untuk mengelompokkan tanah yang berbeda-beda tetapi dengan sifat yang serupa ke dalam beberapa kelompok dan sub kelompok untuk mendapatkan gambaran umum mengenai perilaku dari suatu tanah, tetapi bukan penjelasan tentang sifat tanah yang bersangkutan secara detail.

Plastisitas dan aktifitas tanah adalah bagian dari klasifikasi tanah. Tahun 1990 an kedua *chart* yang menggambarkan plastisitas (DIN 18 196, 1998) dan aktifitas tanah (sesudah Mitchell, 1993) dapat dilihat pada Gambar 2.8:



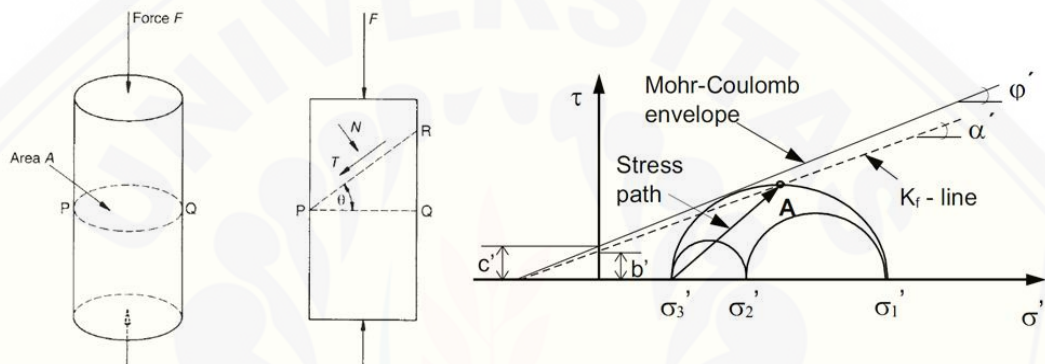
Gambar 2. 8. Grafik Plastisitas dan Aktifitas Tanah.

2.1.5. Sifat-sifat Shear Strength Tanah

Tahanan geser tanah adalah nilai tegangan geser tanah (τ), yang merupakan penjumlahan dari sifat rekat tanah ($c =$ kohesi) dengan perkalian dari koefisien geser tanah ($\tan \phi$) dengan tegangan normal (σ) yang bekerja, ditulis sebagai Persamaan 2.28:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.28)$$

Sehingga dalam ilmu mekanika tanah lebih dikenal kohesi, (c) dan sudut geser dalam, (ϕ) sebagai parameter geser tanah.



Gambar 2. 9. Garis Keruntuhan Bidang Tegangan Normal-Geser Mohr-Coulomb (Kemfert dan Gebreselassie, 2006).

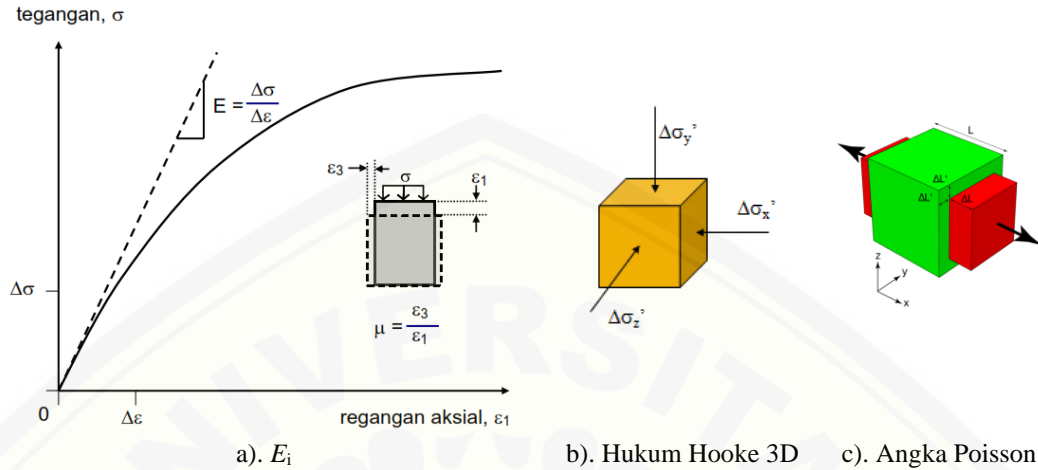
Karakteristik saat pembebanan/geser berlangsung pada tanah lempung adalah sebagai berikut:

1. Permeabilitas rendah,
2. Perilaku undrained memberikan porsi signifikan,
3. Tekanan air pori terdisipasi mengalami perubahan selama pembebanan,
4. Dominan tahanan kohesi,
5. *Normally Consolidation* (NC) dan *Over Consolidation* (OC) dikendalikan dari riwayat tegangan yang pernah bekerja.

2.1.6. Sifat-sifat Deformasi

Nilai modulus tanah hanya berkisar 1/10 hingga 1/100 dari nilai modulus baja. Sedangkan angka Poisson adalah merupakan perbandingan dari perubahan regangan pada arah aksial dengan pertambahan regangan pada arah lateral. Gambar 2.10 menjelaskan tentang modulus elastisitas (sebagai kemiringan kurva

di awal pembebanan), angka Poisson dan hukum Hooke 3D. Gambar kurva tegangan-regangan tersebut dapat diperoleh dari hasil pengujian triaksial.



Gambar 2. 10. Modulus Elastisitas, Angka Poisson, Hukum Hooke 3D (Nordal, 2010).

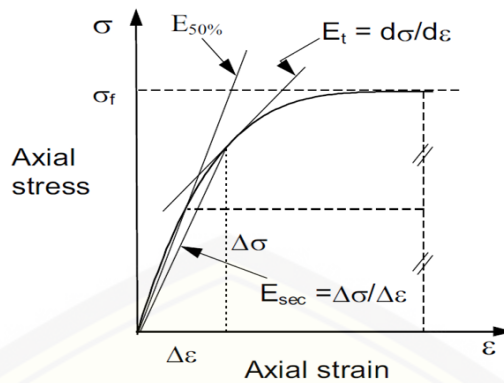
Hubungan antara modulus Young terhadap angka Poisson dapat dihubungkan dengan: a) modulus Bulk, b) modulus geser dan c) modulus Oedometer masing-masing sesuai dengan Persamaan 2.29 s/d Persamaan 2.31:

$$K = \frac{E}{3 * (1 - 2\nu)} \text{ (modulus Bulk)} \quad (2.29)$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \text{ (modulus geser)} \quad (2.30)$$

$$E_{oed} = \frac{E * (1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \text{ (modulus Oedometer)} \quad (2.31)$$

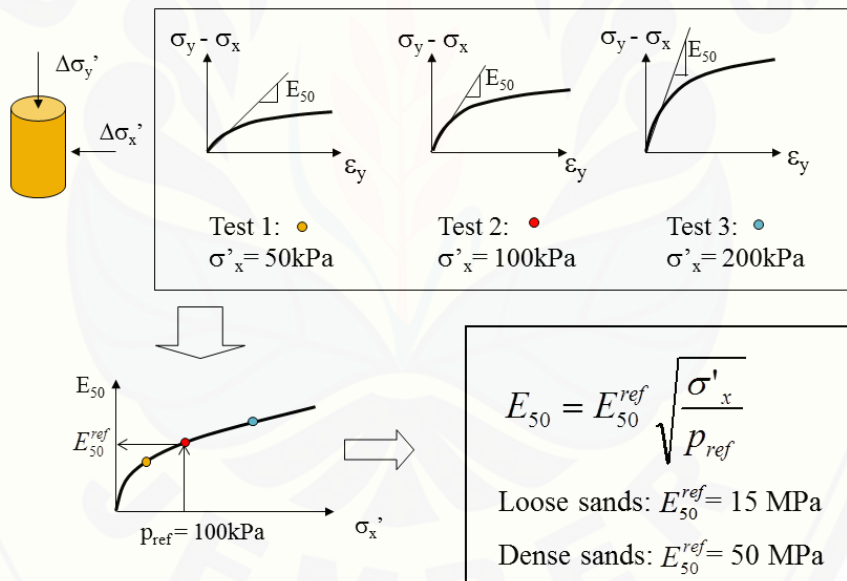
Deformasi pada tanah ditentukan juga oleh nilai parameter kekakuan tanah, modulus Young (E) lainnya yakni E_{50} (*secant modulus at 50% maximum stress*) seperti dapat dilihat pada Gambar 2.11:



Gambar 2. 11. Beberapa Parameter Kekakuan Tanah (Nordal, 2010).

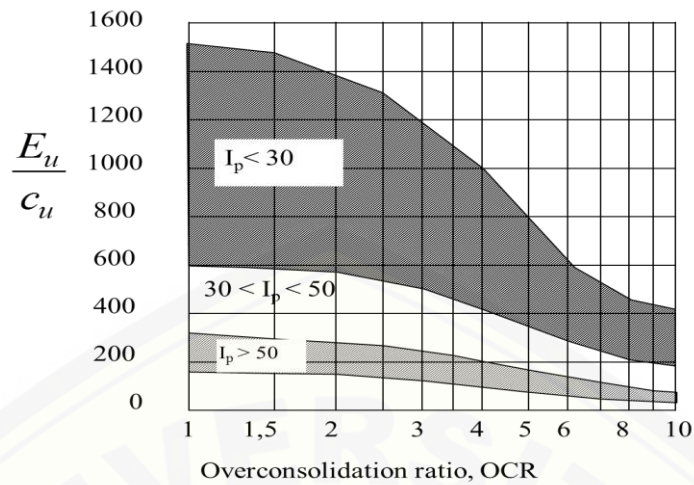
sedangkan E_{sec} adalah modulus *secant*, E_t adalah modulus *tangent* pada suatu titik yang mengalami perubahan tegangan.

Sedangkan langkah-langkah penentuan E_{50} tanah pasir di laboratorium dapat dilihat pada Gambar 2.12 berikut ini:



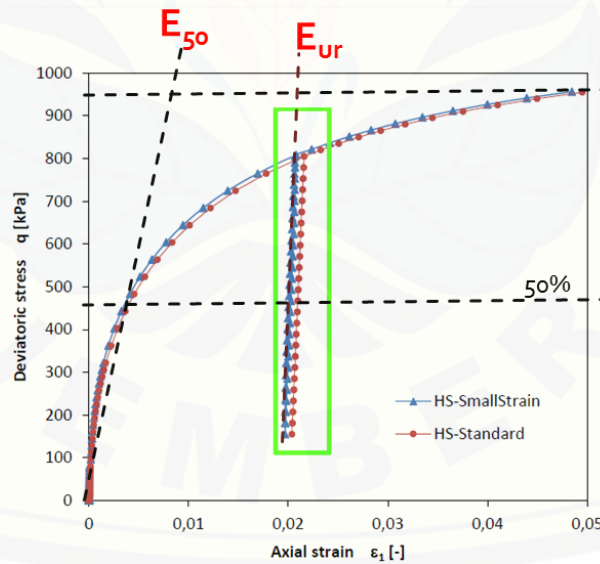
Gambar 2. 12. Penentuan E50 Tanah Pasir di Laboratorium (Nordal, 2010).

Duncan dan Buchignani (1976) memberikan hubungan antara modulus Young dengan kuat geser tanah (*undrained*) sebagai fungsi dari indeks plastisitas tanah lempung dan *overconsolidation ratio* seperti dapat dilihat pada Gambar 2.13



Gambar 2. 13. Korelasi Antara Kohesi dan Modulus Young Tanah Lempung Dalam Kondisi Undrained Berdasarkan Nilai OCR dan Indeks Plastisitas (Kemfert dan Gebreselassie, 2006).

Untuk kondisi pembebanan *un(re)loading* pada pemodelan HS-SS dan HS-Standard, nilai kekakuan tanah adalah $E_{ur} > E_{50}$ dan berkisar 3 kali E_{50} , seperti pada Gambar 2.14.



Gambar 2. 14. Sifat Kekakuan Tanah Pada Kondisi Un(Re)Loading (Plaxis, 2010).

Sedangkan hubungan modulus geser terhadap nilai kekakuan tanah (E) pada kondisi *undrained* dan *drained* dapat dilihat pada Tabel 2.1:

Tabel 2. 1. Hubungan Modulus Geser dan Kekakuan

<i>Undrained</i>	<i>Drained</i>
$G_u = \frac{E_u}{2 * (1 + \nu_u)}$	$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)}$
$\frac{E_u}{E} = 1,11 - 1,34$	$\frac{E}{E_{oed}} = 0,623 - 0,967$
$E_{ur} = E_{ur,oed} = \frac{(1 + \nu_{ur})(1 - 2.\nu_{ur})}{(1 - \nu_{ur})}$	

Menurut Minna (2009), suatu jenis tanah memiliki sifat-sifat kekakuan yang spesifik antara satu jenis dengan jenis tanah lainnya. Hal ini dapat dilihat pada nilai E_{50} terhadap E_{oed} jenis tanah tersebut, antara lain:

1. Tanah lempung kaku, OC: $E_{50} < E_{oed}$
2. Tanah lempung lunak: : $E_{50} > E_{oed}$
3. Tanah pasir: $E_{50} = E_{oed}$

2.2. Analisis Numerik

Analisis numerik adalah suatu teori penyelesaian matematis kontinu untuk memecahkan masalah. Pemecahan masalah seperti perilaku mekanis dari tanah pada dasarnya dapat dimodelkan pada berbagai tingkat akurasi. Plastisitas dihubungkan dengan terbentuknya regangan yang berdeformasi tetap. Untuk mengevaluasi apakah telah terjadi plastisitas dalam perhitungan, sebuah fungsi leleh (*yield function*), f , dinyatakan sebagai fungsi dari tegangan dan regangan. Sebuah fungsi leleh umumnya dapat dinyatakan sebagai suatu bidang dalam ruang tegangan utama. Sesuai dengan metode elemen hingga, sebuah kontinum dibagi menjadi sejumlah elemen (volumetrik). Setiap elemen memiliki sejumlah titik nodal. Setiap titik nodal mempunyai sejumlah derajat kebebasan yang berkaitan dengan nilai diskret dari variabel yang tidak diketahui dalam permasalahan nilai batas yang akan diselesaikan. Dalam kasus deformasi ini, derajat kebebasan berkaitan dengan komponen perpindahan.

Perpindahan diskret dapat diformulasikan sebagai berikut pada Persamaan 2.32:

$$\int \underline{\underline{B}}^T \cdot \Delta \underline{\underline{\sigma}} \cdot dV = \int \underline{\underline{N}}^T \cdot \underline{\underline{p}}^i \cdot dV + \oint \underline{\underline{N}}^T \cdot \underline{\underline{t}}^i \cdot dS - \int \underline{\underline{B}}^T \cdot \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} \cdot dV \quad (2.32)$$

notasi:

$\underline{\underline{B}}^T$: transpose *matrix* interpolasi regangan

$\Delta \underline{\underline{\sigma}}$: pertambahan vektor dari komponen tegangan

$\underline{\underline{N}}^T$: transpose *matrix* dari fungsi bentuk

$\underline{\underline{p}}^i$: vektor gaya saat kondisi aktual i

$\underline{\underline{t}}^i$: traksi pada batas saat kondisi aktual i

$\underline{\underline{\sigma}}^{i-1}$: vektor dari komponen tegangan sebelumnya

Peningkatan tegangan, ($\Delta \underline{\underline{\sigma}}$), diperoleh dengan mengintegrasikan perubahan tegangan terhadap waktu. Untuk model plastisitas diferensial, peningkatan tegangan dapat secara umum dituliskan sebagai Persamaan 2.33 berikut ini:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e \cdot (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (2.33)$$

Dalam hubungan ini $\underline{\underline{D}}^e$ menyatakan *matrix* kekakuan elastik dari material untuk peningkatan tegangan saat ini. Peningkatan regangan ($\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}$) diperoleh dari peningkatan perpindahan $\Delta \underline{\underline{v}}$ dengan menggunakan *matrix* interpolasi regangan $\underline{\underline{B}}$ ($\Delta \underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{B}} \cdot \Delta \underline{\underline{v}}$).

Untuk perilaku material yang elastik, peningkatan regangan plastis ($\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p$) adalah nol. Sedangkan untuk perilaku material yang plastis, peningkatan regangan plastis dapat ditulis, menurut Vermeer (1979), sebagai Persamaan 2.34 berikut ini:

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Delta \lambda \left[(1 - \omega) \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^{i-1} + \omega \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^i \right] \quad (2.34)$$

Dalam Persamaan 2.34, $\Delta \lambda$, adalah peningkatan dari faktor pengali plastis dan ω adalah sebuah parameter yang mengindikasikan jenis integrasi waktu. Substitusi dari hubungan antara peningkatan tegangan dan regangan, $\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{M}} \cdot \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}$, dimana $\underline{\underline{M}}$ adalah *matrix* kekakuan material, ke dalam Persamaan 2.34 akan menghasilkan Persamaan 2.35:

$$\underline{\underline{K}}^i \cdot \Delta \underline{\underline{v}}^i = \underline{\underline{f}}_{ex}^i - \underline{\underline{f}}_{in}^{i-1} \quad (2.35)$$

Dari Persamaan 2.35, notasi $\underline{\underline{K}}$, adalah *matrix* kekakuan, $\Delta \underline{v}$ adalah perubahan vektor perpindahan, \underline{f}_{ex} adalah vektor gaya external, dan \underline{f}_{in} adalah vektor gaya internal. Notasi i menyatakan nomor iterasi langkah. Namun karena hubungan antara peningkatan tegangan dan regangan umumnya adalah non-linier, maka *matrix* kekakuan tidak dapat diformulasikan secara eksak sebelumnya karena itu prosedur iterasi global diperlukan untuk memenuhi baik kondisi ekuilibrium maupun hubungan konstitutif.

Proses iterasi global dapat dituliskan sebagai Persamaan 2.36 berikut ini:

$$\underline{\underline{K}}^j \cdot \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{j-1} \quad (2.36)$$

Notasi j menyatakan nomor iterasi. $\delta \underline{v}$ merupakan sebuah vektor yang memuat perpindahan sub-peningkatan (*sub-incremental displacements*), yang memberikan kontribusi terhadap peningkatan perpindahan dari langkah i sesuai Persamaan 2.37:

$$\Delta \underline{v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^j \quad (2.37)$$

notasi: n adalah jumlah iterasi dalam langkah ke i . *Matrix* kekakuan $\underline{\underline{K}}$, seperti yang digunakan pada Persamaan 2.36, menyatakan perilaku material secara pendekatan. Semakin akurat *matrix* kekakuan, semakin sedikit jumlah iterasi yang diperlukan untuk mencapai ekuilibrium dalam toleransi tertentu.

Untuk kekakuan elastik, *matrix* kekakuan dapat diformulasikan sebagai berikut pada Persamaan 2.38:

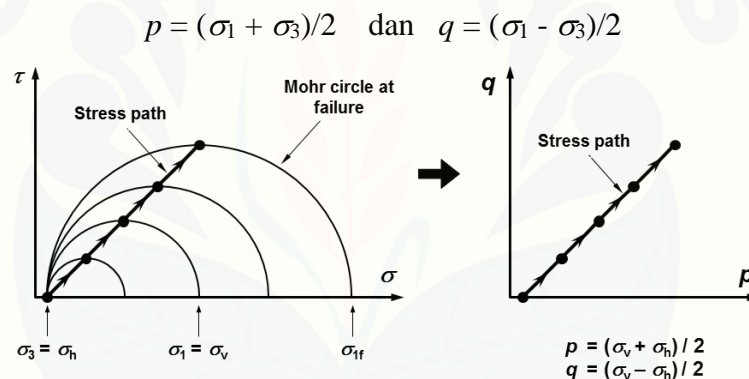
$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \cdot \underline{\underline{D}}^e \cdot \underline{\underline{B}} \cdot dV \quad (2.38)$$

Untuk model material dengan perilaku linier dalam daerah elastik, seperti model Mohr-Coulomb standar, penggunaan *matrix* kekakuan elastik secara khusus lebih dibutuhkan, karena *matrix* kekakuan hanya perlu untuk dibentuk dan didekomposisi sebelum langkah perhitungan awal.

2.3. Lintasan Tegangan (*Stress Path*)

Lambe dan Whitman (1969) mengemukakan bahwa garis yang menghubungkan titik puncak tegangan pada suatu elemen disebut lintasan tegangan. Apabila dipakai tegangan-tegangan total, akan didapat lintasan tegangan total dan bila dipakai tegangan efektif akan didapatkan lintasan tegangan efektif seperti pada Gambar 2.15.

Dalam pekerjaan geoteknik dimana keadaan tegangan dua dimensi yang dipakai, persamaan Mohr-Coulomb dapat dipakai untuk mendapatkan lintasan tegangan. Tetapi hal ini mempunyai kelemahan, sebab nilai-nilai cohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) belum diketahui sebelumnya. Suatu cara yang lebih mudah untuk menentukan lintasan tegangan yaitu dengan melakukan *plot* hasil-hasil sesudah percobaan dengan koordinat :

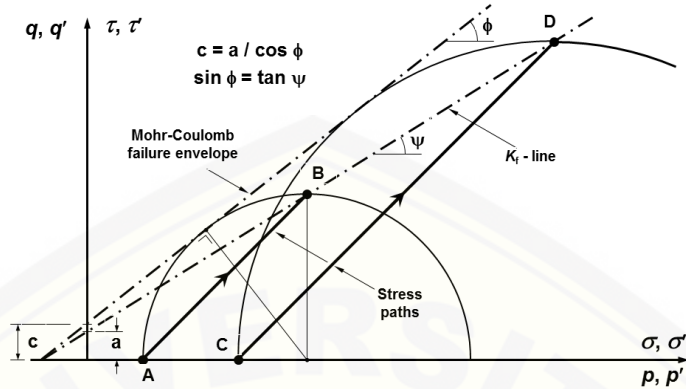


Gambar 2. 15. Lintasan Tegangan (Holtz dan Kovacs, 1981).

Titik-titik p - q berhubungan dengan lingkaran Mohr, karena merupakan pusat sepanjang sumbu tegangan normal (p) dengan jari-jari q = tegangan geser maksimum.

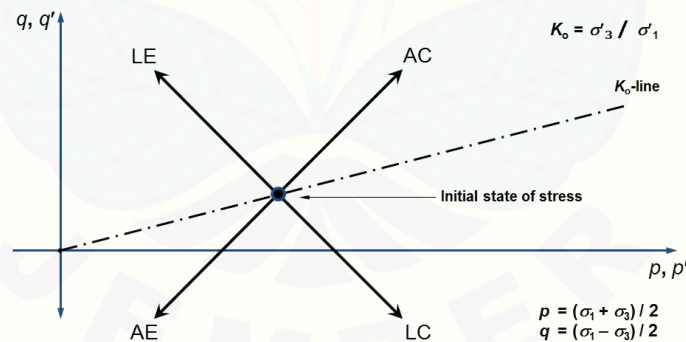
Untuk lebih memahami apa itu stress path, suatu contoh tanah dilakukan uji triaksial yang kondisi tegangan pada contoh tanah seperti pada Gambar 2.16. Pada kondisi *failure*, lingkaran Mohr akan menyentuh suatu garis yang dikatakan Mohr-Coulomb *envelope*, garis ini membentuk sudut ϕ terhadap sumbu aksis tegangan normal (ϕ adalah sudut geser tanah). Jika koordinat p dan q dari lingkaran Mohr dihubungkan akan membentuk garis AB dan CD. Garis ini

disebut stress path. Sedangkan garis yang menghubungkan titik awal dengan titik-titik B dan D didefinisikan sebagai garis K_f .



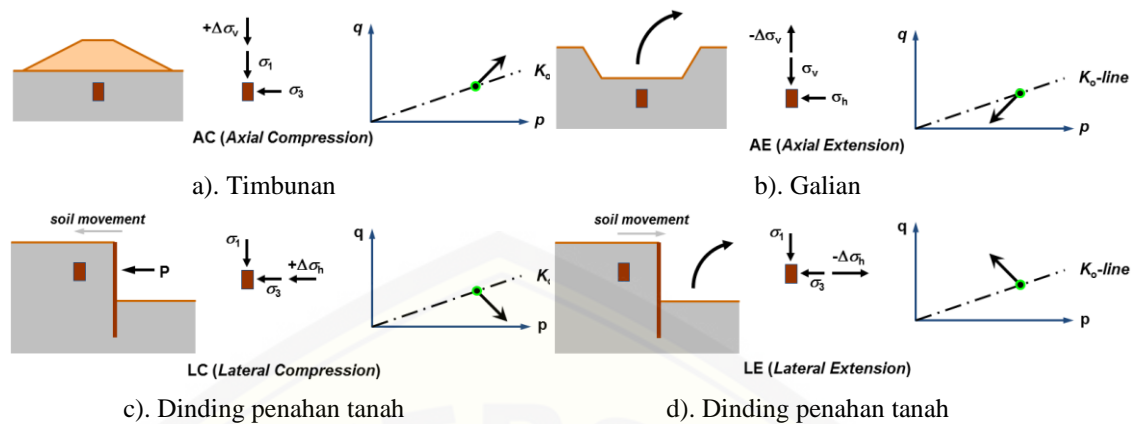
Gambar 2. 16. Lintasan Tegangan dan Garis K_f (Handoko, 2009).

Dari hasil uji konsolidasi satu dimensi maka koefisien tekanan tanah dalam kondisi *rest*, K_0 , akan mudah diperoleh atau menggunakan persamaan Jaky (1944). Oleh karenanya *stress path* dapat diplot berdasarkan model pembebanannya pada suatu titik di dalam tanah, misal AC (*Axial Compression*), AE (*Axial Extension*), LC (*Lateral Compression*), dan LE (*Lateral Extension*) seperti pada Gambar 2.17.



Gambar 2. 17. K_0 dan Variasi Stress Path (Holtz dan Kovacs, 1981).

Aplikasi *stress path* sesuai Gambar 2.17 dalam pekerjaan geoteknik adalah pekerjaan timbunan, galian, dan dinding penahan tanah seperti pada Gambar 2.18.



Gambar 2. 18. Aplikasi Stress Path Pada Pekerjaan Geoteknik (Handoko, 2009).

2.4. Model Material

Perilaku mekanis dari tanah pada dasarnya dapat dimodelkan pada berbagai tingkat akurasi. Hukum Hooke yang linier dan isotropis-elastis, misalnya, dapat dianggap sebagai hubungan tegangan-regangan yang paling sederhana saat ini. Karena model ini hanya terdiri dari dua buah parameter saja, yaitu modulus Young (E) dan angka Poisson (ν), maka umumnya model ini terlalu sederhana untuk mengikutsertakan berbagai sifat penting dari perilaku tanah. Walaupun demikian, untuk memodelkan elemen struktural yang masif dan lapisan batuan dasar, model linier elastis dapat digunakan.

2.4.1. Aplikasi Model

Aplikasi model yang digunakan untuk melakukan uji prediksi balik umumnya secara bertahap dari yang biasa hingga model lanjut yakni aplikasi model dari Mohr-Coulomb (MC) dan model *Hardening Soil Small-strain* (HSS). Perbandingan ke dua model konstitutif tanah (MC dan HSS) menurut jenis-jenis tanah, penerapan, dan pembebanan dapat dilihat pada Tabel 2.2:

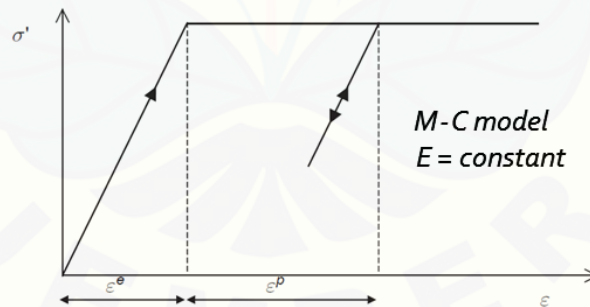
Tabel 2. 2. Perbandingan Model MC versus HSS (Plaxis, 2006).

Jenis	MC	HSS	Keterangan
Jenis Tanah:			
✓ Kerikil	C	A	A: Pemodelan terbaik
✓ Pasir	C	A	B: Pemodelan layak
✓ Lanau	C	A	C: Perkiraan awal
✓ Lempung - NC	C	B	
✓ Lempung - OC	C	A	

Jenis	MC	HSS	Keterangan
✓ Gambut	C	-	
Jenis Penerapan:			
✓ Timbunan	C	A	
✓ Galian	C	A	
Jenis Pembebanan:			
✓ Tekan primer	C	A	
✓ <i>Un-Reloading</i>	B	A	
✓ <i>Undrained loading</i>	C	B	
✓ Siklis	-	B	

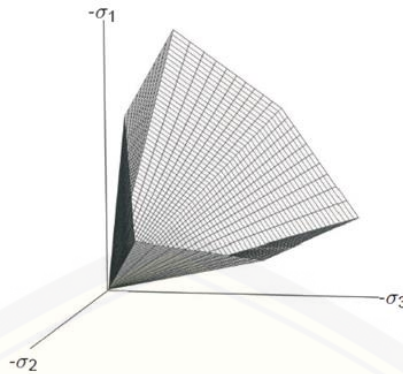
a. Model Mohr-Coulomb (MC)

Model *Mohr-Coulomb* adalah model elastik-plastis (Gambar 2.19) yang terdiri dari lima buah parameter, yaitu E (modulus Young) dan ν (angka Poisson) untuk memodelkan elastisitas tanah; ϕ (sudut geser) dan c (kohesi) untuk memodelkan plastisitas tanah dan ψ sebagai sudut dilatansi. Model ini disarankan untuk digunakan dalam analisa awal dari masalah yang dihadapi. Disamping parameter-parameter model di atas, kondisi tegangan awal dari tanah memegang peranan yang penting dalam hampir seluruh masalah deformasi tanah. Tegangan horizontal awal tanah harus dibentuk terlebih dahulu dengan menentukan nilai K_0 (koefisien tekanan tanah lateral) yang tepat.



Gambar 2. 19. Ide Dasar Model Elastis-Plastis Sempurna.

Sedangkan permukaan *yield* pada model M-C dalam koordinat ruang tegangan utama dapat dilihat pada Gambar 2.20.



Gambar 2. 20. Permukaan Yield Pada Model MC Dalam Koordinat Ruang Tegangan Utama (Plaxis, 2010).

Prinsip dasar dari model elastik-plastis adalah bahwa regangan dan perubahan regangan dibedakan menjadi bagian yang elastik dan bagian yang plastis (Persamaan 2.39):

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad (2.39)$$

Hukum Hooke digunakan untuk menghubungkan perubahan tegangan dan perubahan regangan elastik (Persamaan 2.40):

$$\underline{\sigma} = \underline{\underline{D}}^e * (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}^p) \quad (2.40)$$

notasi: $\underline{\underline{D}}^e$ adalah matriks kekakuan elastik dari material.

Menurut teori plastisitas klasik, (Hill, 1950), perubahan regangan plastis adalah proporsional terhadap turunan fungsi leleh terhadap tegangan. Hal ini berarti bahwa perubahan regangan plastis dapat dinyatakan sebagai vektor yang tegak lurus terhadap bidang leleh. Bentuk klasik dari teori plastisitas ini disebut sebagai plastisitas terasosiasi (*associated plasticity*). Namun untuk fungsi leleh Mohr-Coulomb, teori plastisitas terasosiasi akan menghasilkan prediksi dilatasi yang berlebihan. Karena itu, selain fungsi leleh, f , digunakan juga sebuah fungsi potensi plastis (*plastic potential function*), g . Kasus dimana $g \neq f$, disebut sebagai plastisitas yang tidak terasosiasi (*non-associated plasticity*). Perubahan regangan plastis dituliskan sebagai (Persamaan 2.41):

$$\underline{\varepsilon}^p = \lambda * \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \quad (2.41)$$

notasi: λ adalah faktor pengali plastis.

Hubungan perubahan tegangan dan perubahan regangan untuk model elastik-plastis (Smith dan Griffith, 1982; Veermer dan De Borst, 1984) dituliskan sebagai (Persamaan 2.42):

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(\underline{\underline{D}}^e - \frac{\alpha}{d} * \underline{\underline{D}}^e * \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} * \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} * \underline{\underline{D}}^e \right) \quad (2.42)$$

Sedangkan d didapat pada Persamaan 2.43:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} * \underline{\underline{D}}^e * \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (2.43)$$

Parameter α digunakan sebagai *switch*, jika perilaku material adalah elastik, nilai α akan sama dengan nol, sedangkan untuk perilaku plastis, nilai α akan sama dengan satu.

Untuk kriteria *failure* dari model MC dapat diselesaikan dengan analisis terdrainasi (*drained*) atau dengan analisis tak terdrainasi (*undrained*). Khusus untuk analisis tak terdrainasi dianjurkan menggunakan analisis tegangan efektif.

Sebagai ringkasan dalam penentuan parameter deformasi dan kuat geser model MC dapat dilihat pada Tabel 2.3:

Tabel 2. 3. Parameter Deformasi dan Kuat Geser Model MC.

Parameter Deformasi		
Parameter	Value	Sumber
Modulus Young (kPa)	$E_{50} = E_{\text{Desain}}$ (parameter efektif)	Uji triaxial, uji lapangan, korelasi empiris
Angka Poisson	Parameter efektif	Korelasi empiris
Parameter Deformasi		
Parameter	Value	Sumber
Kohesi (kPa)	<i>Drained, undrained</i>	Uji triaxial, uji lapangan, korelasi empiris
Sudut geser (°)	<i>Drained, undrained</i>	Uji triaxial, uji lapangan, korelasi empiris

Model-model tanah lainnya seperti model *Hardening Soil* (isotropis) *Small Strain* dan *Soft Soil Creep* akan digunakan sesuai dengan kondisi realistik yang terjadi yaitu saat menerima beban deviator utama, tanah umumnya menunjukkan kekakuan yang semakin berkurang dan secara simultan terbentuk regangan plastis yang tidak dapat kembali seperti semula.

b. Model Hardening Soil Small-Strain(HSS)

Untuk menjelaskan tentang model konstitutif tanah HSS maka perlu dijelaskan terlebih dahulu tentang model konstitutif tanah Hardening Soil (HS) standar. Model tingkat lanjut ini digunakan apabila deformasi menjadi masalah utama, dan data geoteknik (laboratorium dan lapangan) tersedia dengan baik. Oleh karenanya model lanjut ini pada umumnya digunakan sebagai analisis akhir/final pada penyelesaian permasalahan geoteknik.

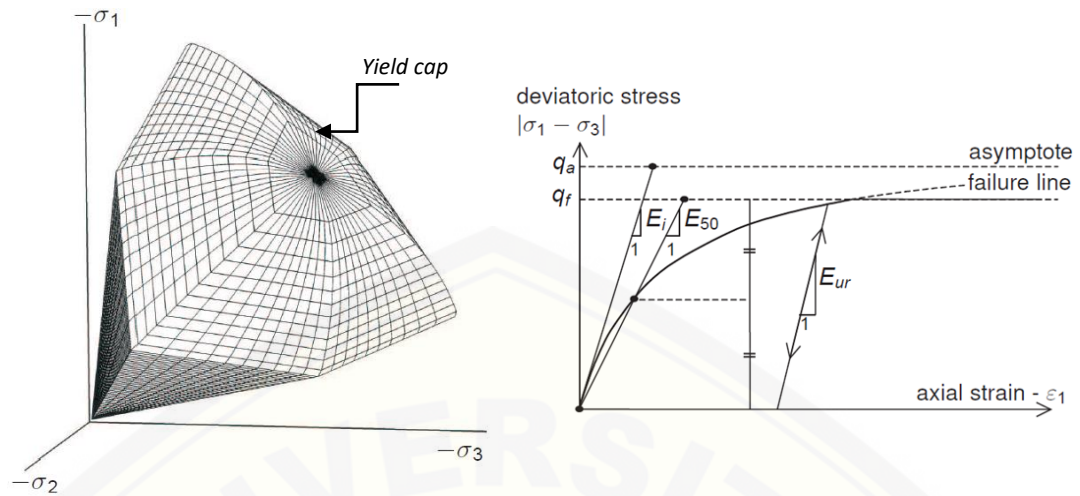
Lingkup model HS standar adalah terkait dengan densifikasi, histori tegangan tanah (E_{ur}), kondisi yield-plastis (E_{50} dan E_{oed}), kekakuan fungsi tegangan dependen (m), dan dilatansi tanah (ψ) yang informasi lebih lanjut dapat dipahami sebagai berikut:

1. Densifikasi: terkait timbulnya penurunan volume pori tanah dikarenakan deformasi plastis.
2. Histori tegangan tanah (E_{ur}): terkait perhitungan pengaruh pra-konsolidasi saat un/re-loading.
3. Kondisi yield-plastis (E_{50} dan E_{oed}): terkait regangan plastis saat mencapai kondisi yield.
4. Kekakuan fungsi tegangan dependen (m): terkaitnya peningkatan modulus kekakuan dengan meningkatnya kedalaman atau level tegangan tanah.
5. Dilatansi: terkait dengan regangan volumetrik

Model HS dikembangkan dari model hiperbolik Duncan & Chang (1970). Tiga alasan mengapa model HS berbeda dengan model Duncan & Chang (1970) adalah:

1. Kondisi plastis,
2. Dilatansi tanah: saat dilakukan geser terjadi regangan volumetrik negatif, dan
3. Penggunaan yield cap.

Kemudian tinjauan terhadap yield surface pada model HS dapat dilihat pada Gambar 2-21a, sedangkan tegangan-regangan model HS serta parameter kekakuannya dapat dijelaskan pada Gambar 2-21b(Kempfert dan Gebreselassie,2006).



a). Yield surface model HS

b). Tegangan-regangan model HS

Gambar 2. 21. Permukaan Yield dan Tegangan-regangan Model HS (Kempfert dan Gebreselassie,2006)

Pada Gambar 2-21b, hubungan antara $-\varepsilon_1$, q_a , q_f dan kekakuan tanah E_{50} dapat dijelaskan seperti pada Persamaan 2.15:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{untuk } q < q_f \quad (2.44)$$

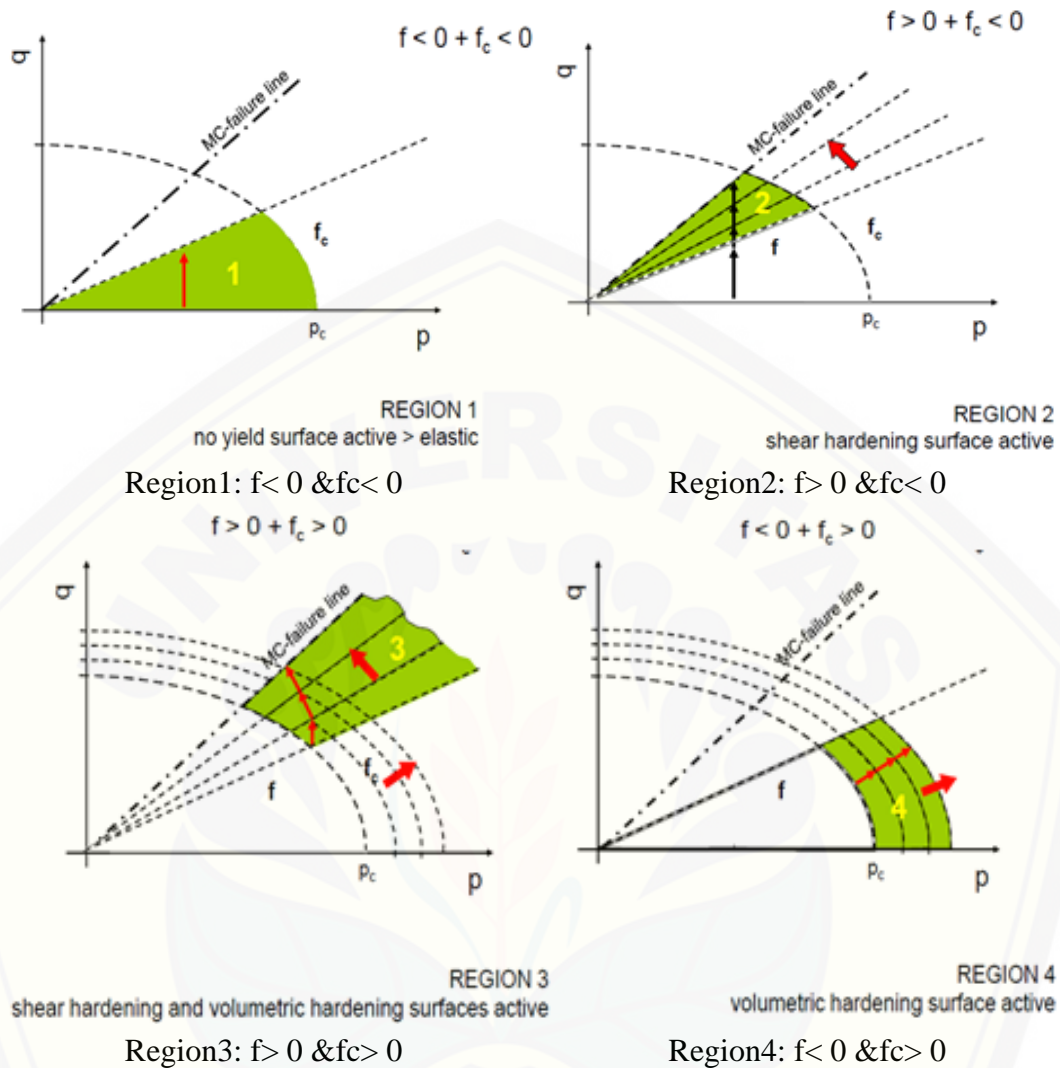
dimana:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{dan} \quad q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

R_f = failure ratio (0,7 – 1)

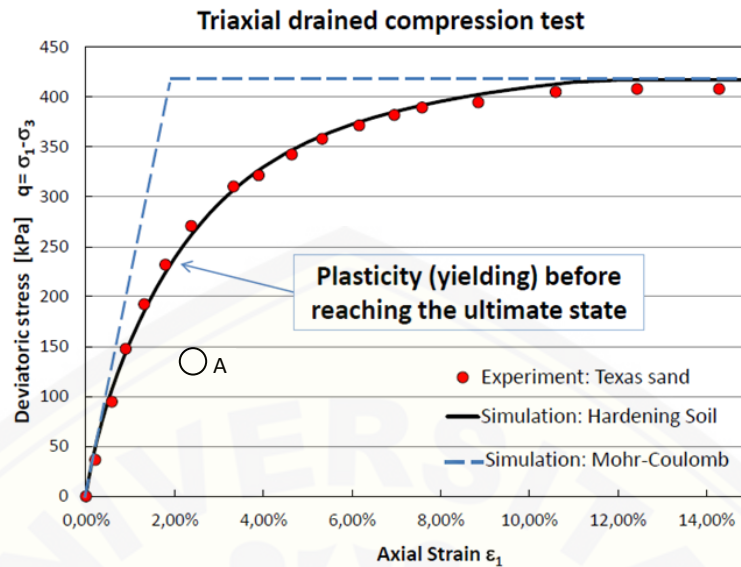
Proses hardening model HS dapat terjadi pada beberapa region yang dibatasi oleh nilai yield surface (f) dan yield cap (fc). Proses tersebut dapat dilihat pada Gambar 2-22(Kempfert dan Gebreselassie, 2006). Pada Gambar 2-22 proses hardening tersebut dapat dijelaskan sebagai berikut:

- Region 1 menunjukkan deformasi yang terjadi adalah elastis.
- Region 2 menunjukkan telah aktif adanya permukaan hardening geser.
- Region 3 menunjukkan telah bekerja permukaan hardening geser dan perubahan volume, dan pada
- Region 4 menunjukkan telah aktif adanya permukaan hardening volumetrik.



Gambar 2. 22. Proses Hardening Model HS (Kempfert dan Gebreselassie, 2006)

Perbandingan hasil uji model konstitutif tanah MC terhadap model HS dapat dilihat pada Gambar 2-23(Brinkgreve et al., 2010).



Gambar 2. 23. Model Konstitutif Tanah MC versus Model HS (Brinkgreve et al., 2010)

Pada kondisi deformasi yang terjadi sangat kecil penggunaan kedua model memberikan hasil yang sama. Sedangkan pada regangan bergerak 1% tanah yang terjadi sudah plastis sedangkan model MC masih pada kondisi elastis sehingga untuk regangan $> 1\%$ model lanjut HS lebih sesuai.

Penelitian- penelitian sebelumnya yang terkait yang pernah dilakukan diantaranya oleh Fattah et al. (2017), Ng dan Tan (2014), Rahardjo (2015), Wu et al. (2019), dan Da Silva et al. (2017).

1. Fattah et al. (2017) mengembangkan perhitungan statistik untuk memperkirakan daya dukung stone column yang ditanam pada tanah lempung lunak dengan konsistensi geser sebesar 4-25 kPa. Persamaan perhitungannya menunjukkan bahwa parameter yang paling menentukan adalah perubahan luas penampang makin besar maka daya dukungnya semakin meningkat dan akan menurun jika jarak antar stone column semakin bertambah lebar.
2. Ng dan Tan (2014) melakukan analisis elemen hingga 2D untuk menyelidiki penurunan dan karakteristik konsolidasi sistem daya dukung *stone column*. Nilai penurunan dan distribusi tekanan air pori diamati selama penelitian. Floating stone column telah terbukti bahwa ujung stone column bekerja baik

jika nilai faktor β dirancang dengan benar untuk mencapai derajat konsolidasi yang diinginkan atau penurunan jangka panjang yang dapat diterima.

3. Rahardjo (2015) menulis referensi tentang penggunaan cerucuk bambu dan bakau untuk perbaikan tanah dan aplikasinya sistem tiang-matras untuk konstruksi timbunan di atas tanah lunak dan gambut. Kesimpulan dari referensi tersebut bahwa banyak infrastruktur dibangun di atas tanah lunak dan gambut. Dalam kasus-kasus tertentu di mana ketebalan tanah lunak sangat dalam, penggunaan fondasi tiang pancang tidak ekonomis, terutama untuk struktur ringan seperti timbunan perkerasan jalan. Kemudian sistem cerucuk bambu memberikan solusi yang hemat biaya dan handal untuk menjaga stabilitas timbunan dan mengurangi perbedaan penurunan.
4. Wu et al. (2019) melakukan penelitian tentang kinerja tanggul setinggi 40 m yang dibangun di atas tanah lunak yang diperkuat dengan PHC (*pre-fabricated high-strength concrete*) Pile berdasarkan studi kasus konstruksi jalan raya. Serangkaian tes lapangan dilakukan termasuk beban kepala tiang, penurunan dan perpindahan lateral, dan model numerik 3D dikembangkan sesuai dengan kebutuhan uji tersebut.
5. Da Silva et al. (2017) meneliti tentang pembangunan tanggul di atas lapisan tanah sangat yang tebal dan kondisi ini aplikasi beberapa pengukuran untuk meningkatkan kinerja fondasi tanggul, penggunaan perkuatan geotextile dan *prefabricated vertical drain* (PVD). Hasil dari penelitiannya bahwa penggunaan gabungan dari penguatan geosintetik dan PVD meningkatkan kinerja timbunan secara substansial lebih baik dari penggunaan metode perbaikan tanah geosintetik atau PVD saja.
6. Helmy et al. (2018) meneliti tentang pembangunan jalur ganda kereta api dengan publikasi berjudul *Soft Soil Retrofitting Study with Bamboo Concave Mattress Against Stability of Jombang - Kertosono Railway Double Track Slope Due to Earthquake Load*.

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1. Konsep Metode Penelitian

Metodologi adalah cara ilmiah mendapatkan data valid dengan tujuan dapat ditemukan, dibuktikan, dan dikembangkan sebagai pengetahuan sehingga dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah yang ada (Sugiyono, 2007). Ada beberapa jenis penelitian yaitu: exploratoris, eksplanatif, deskriptif, pemodelan dan eksperimen, evaluasi, historis, kajian pustaka, *survey*, dan wawancara (Supriharyono, 2008). Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode eksperimen skala penuh dan pemodelan numerik.

3.1.1. Objek Penelitian & Waktu Penelitian

Lokasi yang digunakan sebagai obyek penelitian adalah double track kereta api jombang-kertosono. Untuk melakukan analisis balik penggunaan matras dan cerucuk bambu dibutuhkan data penyelidikan tanah sedangkan penyelidikan tanah yang sudah dilakukan di sepanjang tanah berawa pada section-07 ini adalah penyelidikan lapangan sondir 2.5 ton yakni pada STA 106+000, STA 106+500, dan STA 107+000 atau titik 10 sampai dengan titik 12 (PT.Peraga Lambang Sejati.,2016). Dari data sondir ini, kondisi lapisan tanah lunak dapat diduga atau diinterpretasikan. Waktu penelitian terbagi dalam 6 tahap yang masing-masing tahap adalah yakni seperti pada Tabel 3.1 sebagai berikut:

Tabel 3. 1. Rencana Jadwal Penelitian

Tahap	Bulan ke					
	1	2	3	4	5	6
1	<input checked="" type="checkbox"/>					
2		<input checked="" type="checkbox"/>				
3		<input checked="" type="checkbox"/>				
4			<input checked="" type="checkbox"/>			
5			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		

Tahap	Bulan ke					
	1	2	3	4	5	6
6					<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Keterangan:

Tahap1: Persiapan

Tahap 4: Pengolahan dan analisis data

Tahap 2: Pemilihan data sekunder
Penyelidikan tanah

Tahap 5: Pemodelan numerik 2D dan
perhitungan numerik

Tahap 3: Pemodelan sistem matras
cerucuk bambu

Tahap 6: Kajian terhadap model
penelitian

3.2. Sumber Pengumpulan Data

Data diperoleh dari data sekunder penyelidikan tanah, yang dilaksanakan oleh Tim PT.Peraga Lambang Sejati tahun 2016. Dokumen kedua berupa jenis dan parameter bahan cerucuk,matras bambu disusun 5 lapis yang akan digunakan dalam analisis.Dari data sondir pada STA 106+000, STA 106+500, dan STA 107+000 atau titik 10 sampai dengan titik 12 dapat ditabelkan sebagai berikut (Tabel 3.2):

Tabel 3. 2. Hubungan Antara qcversus Z (kedalaman)

STA 106+000		STA 106+500		STA 107+000	
Depth = Z (m)	qc (kg/cm ²)	Depth = Z (m)	qc (kg/cm ²)	Depth = Z (m)	qc (kg/cm ²)
0,0	0	0,0	0	0,0	0
0,2	5	0,2	5	0,2	5
0,4	5	0,4	5	0,4	5
0,6	6	0,6	5	0,6	6
0,8	5	0,8	6	0,8	7
1,0	7	1,0	5	1,0	6
1,2	5	1,2	5	1,2	6
1,4	5	1,4	6	1,4	7
1,6	6	1,6	6	1,6	7
1,8	7	1,8	7	1,8	6
2,0	7	2,0	8	2,0	6
2,2	6	2,2	7	2,2	7
2,4	7	2,4	6	2,4	7
2,6	8	2,6	6	2,6	8
2,8	7	2,8	7	2,8	7

3,0	7	3,0	6	3,0	8
3,2	8	3,2	7	3,2	9
3,4	7	3,4	8	3,4	9
3,6	7	3,6	7	3,6	8
3,8	8	3,8	7	3,8	7
4,0	9	4,0	8	4,0	8

Sumber: PT.Peraga Lambang Sejati : 2016

Lapisan tanah lunak dari hasil sondir dengan konsistensi tanah sangat lunak hingga lunak didapat hingga kedalaman ± 4.00 meter. Nilai q_c diambil pada $Z = 2$ m adalah sebesar $q_c = 7$ kg/cm². Sedangkan data pada kedalaman di bawah 4 meter menggunakan data tanah di section 6 yakni pada KM 99+000. Data ini digunakan karena tidak tersedianya data borlog di Section-07.

Parameter matras bambu untuk 3, 4 dan 5 lapis yang akan digunakan dalam analisis data dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut ini adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 3. Parameter Matras Bambu

Parameter	Jumlah Lapis (Matras)	
	4	5
EA (kN/m)	1767145.87	2120575.04
EI (kNm ² /m)	27169.87	46387.58
W (kN/m)	1.178	1.41

Cerucuk bambu terdiri dari 3 bambu (diameter 10 cm) yang diikat jadi satu dengan panjang tertanam sedalam 3-5 m dan jarak spasi 1 m. Panjang tertanam ditentukan saat dilakukan analisis balik dan optimasi penggunaan di lapangan. Parameter luas penampang dan luas selimut dapat dilihat pada Tabel 3.3

Tabel 3. 4. Luasan Penampang dan Selimut 3 Bambu

Luas (m ²)	
Penampang	Selimut
0.024	0.785 (5 m)
	0.471 (3 m)

Jenis-jenis bambu yang dapat digunakan atau direkomendasikan untuk digunakan sebagai material matras dan cerucuk bambu adalah sebagai berikut:

1. Bambu Tali (*Gigantochloa Apus*)

Bambu yang amat liat dengan jarak ruas sampai 65 cm dan dengan garis tengah 40 – 80 mm serta panjang batang 6 – 13 m.

2. Bambu Petung (*Dendrocalamus Asper*)

Bambu yang amat kuat, dengan jarak ruas pendek, tetapi dengan dindingnya yang tebal sehingga tidak begitu liat. Garis tengah bambu 80 - 130 mm, panjang batang 10 – 20 m. Bambu ini biasanya ditanam pada elevasian 1900 m dari permukaan laut

3. Bambu Ori/Duri

Garis tengah bambu 75 - 100 mm, panjang batang 9 – 18 m. Bambu ini juga kuat dan besar mirip bambu petung, jarak ruas pendek dengan dinding tebal, bagian kulit luar lebih halus dan licin dibandingkan dengan bambu lainnya

3.3. Penyelidikan Tanah Lapangan dan Pengujian Laboratorium

Penyelidikan tanah di lapangan di butuhkan untuk mendapatkan parameter tanah mekanis-fisis yang digunakan sebagai perancangan fondasi bangunan-bangunan dan evaluasi geoteknik lainnya seperti: bangunan gedung, dinding penahan tanah, bendungan, jalan, dermaga, analisis lereng dan lain-lain. Bergantung pada maksud dan tujuannya, penyelidikan dapat dilakukan dengan cara-cara : menggali lubang uji (test pit). Pengeboran, dan uji secara langsung di lapangan (*in-situ test*). Dari data yang diperoleh sifat-sifat teknis tanah dipelajari, kemudian digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam menganalisis kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi.

Tuntutan ketelitian penyelidikan tanah tergantung dari besarnya beban bangunan, tingkat keamanan yang diinginkan, kondisi lapisan tanah, dan biaya yang tersedia untuk penyelidikan. Tujuan penyelidikan tanah antara lain untuk: 1). mengetahui sifat fisis dan perilaku tanah, 2). mengetahui sifat mekanis tanah, 3). menentukan kuat dukung tanah, 4). mengetahui posisi muka air tanah, 5). menghitung besarnya penurunan yang terjadi, 6). menghitung tekanan tanah pada dinding penahan tanah, 7). menghitung kestabilan lereng dan seterusnya.

Penyelidikan lapangan yang dilakukan adalah bor mesin dan sondir ringan 2.5 ton. Sedangkan penyelidikan bor tanah terdiri dari 3 tahap yaitu: pengeboran atau penggalian lubang uji, pengambilan contoh tanah (*sampling*) dan pengujian contoh tanah di laboratorium.

3.3.1. Penyelidikan Tanah Lapangan

Jenis-jenis tanah tertentu sangat mudah sekali terganggu oleh pengaruh pengambilan sampel tanah di lapangan. Untuk mengatasinya, sering dilakukan beberapa pengujian di lapangan secara langsung. Untuk pengambilan sampel tanah hingga kedalaman > 5 m, dibutuhkan bor mesin karena sudah termasuk bor dalam.

Penyelidikan tanah dengan menggunakan bor mesin dapat dilakukan pada semua jenis tanah. Alat bor putar yang digerakan dengan mesin dapat menembus lapisan tanah keras atau sampai kedalaman lebih dari 40m. Alat ini dapat digunakan pada lapisan tanah keras, batu, tanah lempung, dan tanah pasir.

Macam-macam contoh tanah yang harus diperoleh dari pengeboran bergantung pada maksud penyelidikannya. Untuk indentifikasi serta penentuan sifat-sifat teknis tanah, dibutuhkan contoh tanah yang mewakili. Dari sini, kemudian ditentukan nilai-nilai kuat geser, batas-batas Atterbeg, berat volume, kandungan karbonat, dan seterusnya di laboratorium. Contoh tanah diambil dari pengeboran dengan cara memasang tabung contoh (*sampler*) pada ujung pipa bor di kedalaman yang berbeda-beda. Pada contoh tanah yang tidak rusak susunan tanahnya atau sedikit sekali derajat ketergantungannya, maka contoh tersebut disebut contoh tak terganggu (*undisturbed sample*).

Karakteristik tegangan-tegangan tanah harus diambil dari contoh tanah tak terganggu. Dalam praktek, sangat sulit diperoleh contoh yang benar-benar tak terganggu, walaupun penanganan contohnya sudah sangat hati-hati. Gangguan contoh ini sering mempengaruhi hasil-hasil pengujian laboratorium. Penyebab gangguan contoh tanah yang diambil dengan cara pengeboran, antara lain: 1). perubahan kondisi tegangan dari tempat asal, 2). perubahan kadar air tanah dan

angka pori, 3). gangguan susunan butir tanah, 4). perubahan kandungan bahan kimia.

Hvorslev (1984) menyarankan dalam pengambilan contoh tanah yang terbaik adalah dengan cara menekan tabung dengan tidak memukulnya ke dalam tanah. Untuk memperkecil gesekan antara tanah dengan dinding bagian dalam tabung, supaya derajat gangguannya kecil, ujung tabung agak dibengkokkan kedalam atau dilengkapi dengan alat pemotong yang diameter dalamnya lebih kecil dari diameter dalam tabung contoh. Namun, hal ini juga menyebabkan akibat sampingan yang berupa pengembangan contoh setelah berada didalam tabung.

Jenis-jenis pengujian tanah di lapangan dengan bor mesin, terutama untuk perancangan fondasi secara umum, antara lain:

1. Uji SPT (*Standard Penetration Test*)

Uji SPT umumnya dilaksanakan per 1,5 – 2,0 m kedalaman. Mata bor dilepas saat mencapai kedalaman lapisan tanah yang akan diuji nilai N_{SPT} nya, dan diganti dengan alat tabung yang disebut *standard split barrel sampler*. Setelah tabung ini dipasang, bersama-sama dengan pipa bor, alat diturunkan sampai ujungnya menumpu lapisan tanah dasar, dan kemudian dipukul dari atas. pukulan diberikan oleh alat pemukul yang beratnya 63,5 kg (140 lbs), yang ditarik ke atas dengan tinggi jatuh 76,2 cm (30"). Nilai N_{SPT} diperoleh dengan cara pemukulan untuk penetrasi sedalam 15 cm sebanyak 3 kali. Penghitungan jumlah pukulan dilakukan untuk penetrasi ke 2 dan ke 3 masing-masing sedalam 15 cm karena penetrasi pertama kondisi tanah di ujung tabung dalam kondisi rusak akibat mata bor.

2. Uji Sondir

Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya persatuan luas. Hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan luas.



Gambar 3. 1. Alat uji sondir.

Peralatan tes sondir meliputi:

1. Mesin sondir ringan (2 ton) atau mesin sondir berat (10 ton),
2. Seperangkat pipa sondir lengkap dengan batang dalam, sesuai kebutuhan dengan panjang masing masing 1 meter,
3. Manometer masing masing 2 buah dengan kapasitas : Untuk Sondir ringan menggunakan 0 s/d 50 kg/cm² dan 0 s/d 250 kg/cm². Untuk Sondir berat menggunakan 0 s/d 50 kg/cm² dan 0 s/d 600 kg/cm²,
4. Konus dan bikonus,
5. Empat buah angker dengan perlengkapan (angker daun dan spiral),
6. Kunci- kunci pipa, alat-alat pembersih, oli, dan minyak hidrolik.

Langkah dan cara pelaksanaan uji sondir harus hati-hati dan ketrampilan operator sangat diperlukan. Adapun cara pelaksanaan sondir ini adalah sebagai berikut:

1. Saat pemasangan diatur agar mesin sondir vertikal di tempat yang akan diperiksa dengan menggunakan angker yang dimasukkan secara kuat ke dalam tanah,
2. Pengisian minyak hidrolik harus bebas dari gelembung udara,
3. Pemasangan konus dan bikonus sesuai kebutuhan pada ujung pipa pertama,
4. Pemasangan rangkaian pipa pertama beserta konus tersebut pada mesin sondir,

5. Penekanan pipa untuk memasukkan konus dan bikonus sampai kedalaman tertentu, umumnya sampai 20 cm,
6. Penekanan batang sondir,
7. Apabila dipergunakan bikonus maka penetrasi, pertama-tama akan menggerakkan konus ke bawah sedalam 4 cm. Bacalah manometer sebagai perlawanan penetrasi konus,
8. Penekanan selanjutnya akan menggerakkan konus beserta selubung ke bawah sedalam 8 cm, bacalah manometer sebagai hasil jumlah perlawanan, yaitu perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat,
9. Apabila dipergunakan konus maka pembacaan manometer hanya dilakukan pada penekanan pertama,
10. Penekanan pipa bersama batang sampai pada kedalaman berikutnya yang akan diukur, pembacaan dilakukan pada setiap penekanan pipa sedalam 20 cm.

3.3.2. Pengujian Tanah Laboratorium

Sifat-sifat fisik dan mekanis tanah dapat diperoleh dari hasil uji laboratorium pada sampel-sampel tanah yang diambil dari pengeboran tanah. Hasil pengujian yang diperoleh di laboratorium dapat digunakan untuk menghitung kuat dukung dan penurunan fondasi serta analisisnya terhadap kemungkinan-kemungkinan yang terjadi di tanah jika diberi pertambahan beban.

Secara umum pengujian di laboratorium yang sering dilakukan untuk perancangan fondasi, adalah:

1. Pemeriksaan kadar air
2. Uji berat jenis dan berat isi
3. Analisis butiran
4. Uji batas-batas Atterberg
5. Uji konsolidasi
6. Uji triaksial

3.4. Analisis Data

Analisis data penggunaan sistem matras cerucuk bambu sebagai perkuatan tanah untuk timbunan di atas tanah lunak. Beberapa lokasi jalur ganda kereta api Jombang – Kertosono melewati lapisan tanah rawa dengan konsistensi tanah lunak.

Simulasi uji numerik dilakukan dengan pemodelan matematis untuk mendapatkan faktor keamanan tanah timbunan akibat beban kereta api dan daerah plastis lapisan tanahnya. Untuk melaksanakan penelitian ini dibantu piranti lunak yang mendukung yakni Plaxis Ver8.2 agar dapat dilakukan proses iterasi perhitungan analisis dengan cepat dan akurat serta analisis hasil. Sedangkan perangkat keras menggunakan notebook/komputer dengan prosesor minimal *core i3* dengan memori RAM minimal 4 GB.

3.5. Tahap Penelitian

Tahap penelitian yang diajukan dalam penelitian untuk tesis ini meliputi:

1. Menetapkan tujuan penelitian tesis yaitu untuk membuktikan, menganalisis, dan mengevaluasi sistem matras cerucuk bambu sebagai perkuatan tanah yang handal.
2. Pengumpulan data sekunder dilakukan secara formal dan terstruktur dan peninjauan stratigrafi tanah.
3. Data atau informasi yang diperlukan didapat dari sumber yang jelas.
4. Analisis data menggunakan program analisis numerik Plaxis Ver8.2.

Langkah 1. Membuat pemodelan matras dan cerucuk bambu properties plate untuk pemodelan 4 lapis matras bambu (Tabel 3.5) dan node to node anchor untuk cerucuk 3 m (Tabel 3.6) serta memasukkan parameter data dalam plaxis adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 5. Properties Plate Matras Bambu

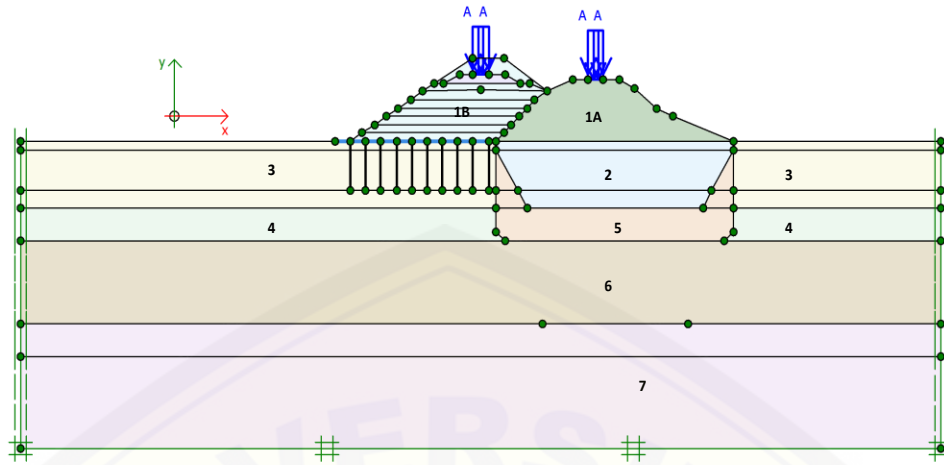
Parameter	Jumlah Lapis (Matras)	
	4	5
EA (kN/m)	1767145.87	2120575.04
EI (kNm ² /m)	27169.87	46387.58
W (kN/m)	1.178	1.41
v	0.3	0.3

Tabel 3. 6. Properties Node to Node Anchor Cerucuk Bambu

<i>nbambu</i>	A_p (m ²)	A_s (m ² /m)	$f_s \cdot A_s$ (kN)	$f_p \cdot A_p$ (kN)	P_{ult} (kN)	F_{max} (kN)	δ	k (kN/m)	EA (kN)
3	0.024	0.785	56.37	18.85	45	18	0.03	1000	3000

langkah 2. Pemodelan penampang melintang dan parameter jenis-jenis tanahnya adalah sesuai Gambar 3.2. dan Tabel 3.7. Simulasi model menggambarkan proses konstruksi timbunan. Urutan langkah-langkah penimbunan yang dimodelkan adalah sebagai berikut (dimulai dari kedalaman -1 m):

1. Penimbunan sampai elevasi-1 m
2. Penimbunan sampai elevasi-0.5 m
3. Penimbunan sampai elevasi 0 m
4. Penimbunan sampai elevasi 0.5 m
5. Penimbunan sampai elevasi 1 m
6. Penimbunan sampai elevasi 1.5 m
7. Penimbunan sampai elevasi 2 m
8. Penimbunan sampai elevasi 2.5 m (ballast)
9. Timbunan preloading setinggi 1 m
10. Proses konsolidasi 10 hari
11. Unloading (penggalan kembali timbunan preloading)
12. Pembebanan kereta di timbunan baru
13. Pembebanan kereta di timbunan baru dan lama



Gambar 2.2. Model Lapisan-lapisan Tanah dan Timbunan Plaxis.

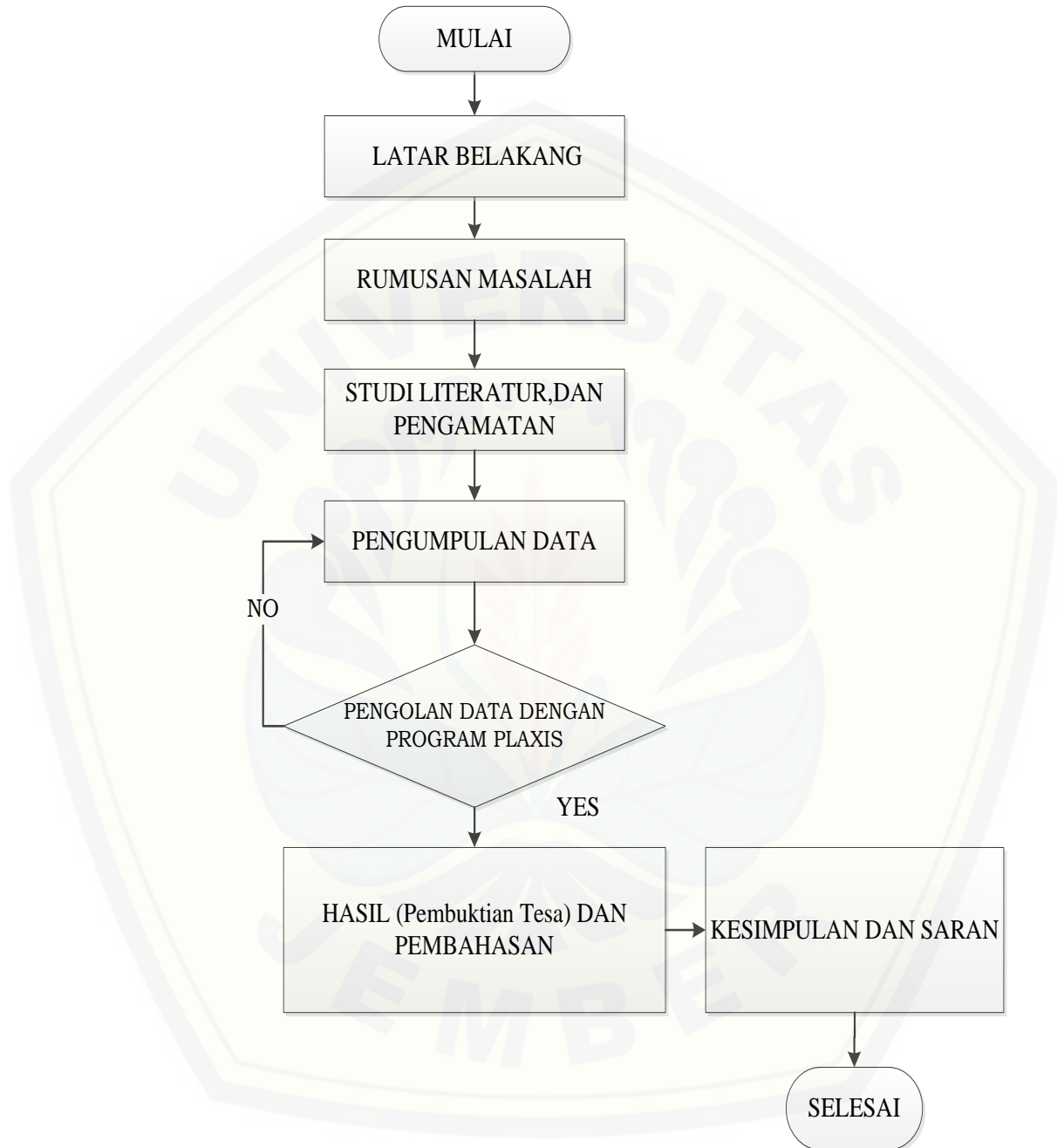
Tabel 3. 7. Parameter Lapisan Tanah

Lapisan	γ (kN/m ³)	c_u (kN/m ²)	ϕ ($^{\circ}$)	E (kN/m ² /m)	ν
1a	17.0	5	45	40000	0.30
1b	17.0	7	40	24000	0.30
2	18.0	20	45	40000	0.30
3	14.0	35	2	9000	0.35
4	15.5	3	10	2000	0.35
5	16.0	5	15	6000	0.33
6	16.5	100	5	24000	0.33
7	17.0	130	5	40000	0.30
Sirtu	18.5	10	35	24000	0.33
Rockfill	22	7	43	26000	0.33
Limestone	21	40	32	50000	0.25

langkah 3. Setelah melakukan pemodelan finite elemen pada program plaxis tahap selanjutnya melakukan analisis kestabilan tanah terhadap beban statis beban dinamis kereta api pada program plaxis secara otomatis guna mengetahui kestabilan lereng timbunan.

3.6. Diagram Alir Penelitian

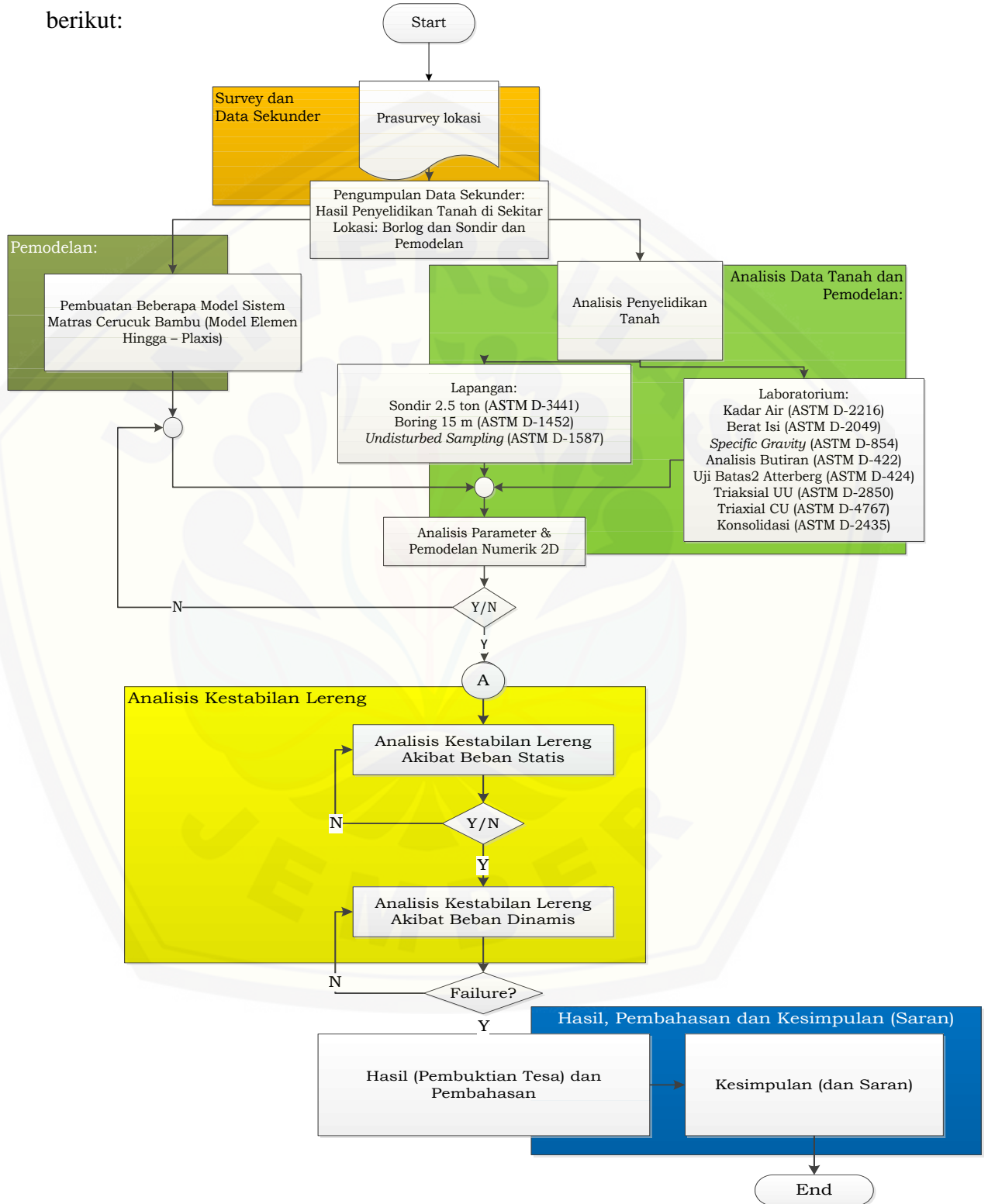
Adapun diagram alir penelitian sesuai Gambar 3.3 adalah sebagai berikut:



Gambar 3. 3. Diagram Alir Penelitian

3.7. Diagram Alir Pengolahan Data

Adapun diagram alir pengolahan data sesuai Gambar 3.4 adalah sebagai berikut:



Gambar 3. 4. Diagram Alir Pengolahan Data

BAB V

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari Analisa Kestabilan Lereng Timbunan Di Atas Tanah Lunak Dengan Pemodelan Hardening Soil Dan Perkuatan Matras Bambu Akibat Beban Dinamis Studi Kasus : Double Track Jombang – Kertosono adalah :

1. Guna mengatasi permasalahan pembangunan infrastruktur diatas tanah lunak, maka digunakan matras dan cerucuk bambu pada sisi dasar timbunan.
2. Penggunaan sistem cerucuk matras bambu dapat meningkatkan angka keamanan timbunan. Dimana angka keamanan minimum yang direkomendasikan SNI 8460-2017 adalah sebesar 1,5.
3. Analisa perhitungan menggunakan teori *Hardening soil model* lebih relevan dan identik dengan kondisi aktual.
4. Dari Hasil Investigasi Tanah Di Lapangan

Apabila dilihat dari segi konsistensi lapisan tanah pada area pembangunan *double track* tersebut berada diatas tanah lunak dengan konsistensi *very soft – soft* hingga kedalaman – 4 meter.

5. Dari Hasil Pemodelan dengan Menggunakan Program Bantu Plaxis
 - a. Nilai *safety factor* (SF) yang didapatkan dengan pendekatan metode *Hardening Soil Model* (HS) adalah 2.10 lebih besar daripada pendekatan dengan metode Mohr-Coloumb yakni sebesar 2.05. Hal ini karena *basic* perhitungan atau *calculation* yang berbeda dengan mempertimbangkan beberapa parameter/ properties tanah yang berbeda. Misal, untuk metode *Hardening Soil Model* (HS) menggunakan parameter tanah yang cukup detail dan lengkap.

- b. Penggunaan teori *Hardening Soil Model* (HS) dalam perhitungan/ analisa ini sangat cocok karena tanah yang ditinjau merupakan tanah yang memiliki konsistensi *very soft – soft*.
- c. Penurunan/ *settlement* pada area timbunan dengan kondisi menerima beban kereta api adalah sebesar $6,14 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 6,14 \text{ mm}$
- d. Penggunaan matras bambu cukup efektif guna menanggulangi penurunan yang besar pada proyek timbunan diatas tanah lunak.

5.2. Saran

Guna memperdalam teori *Hardening Soil Model*, perlu dilakukan penelitian lanjutan terkait prosentase tingkat identik kondisi aktual terhadap analisa perhitungan numerik. Sehingga uji statistik dapat dilakukan sesuai data – data yang relevan.

DAFTAR PUSTAKA

- Barry, A.J., Rachlan, A., Embankment on soft soils in North Java. Embankments on soft soils. In: Proceedings of the Preconference Volume, International Conference on In situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 2001.
- Benz, T., Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Ph.D. thesis, University of Stuttgart, 2007.
- Benz, T. Vermeer, P. and Schwab, R., A small-strain overlay model. Int J Numer Anal Methods Geomech 33, 2009, pp 25–44
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs W.M., Zampich, L., and Ragi Manoj. N., Plaxis finite element code for soil and rock analyses. Plaxis BV, Bentley Systems, Incorporated, Philadelphia, 2019.
- Broms, B.B., and Wong, I.H., Embankment piles. Soil improvement methods. In: Proceedings of the Third International Geotechnical Seminar, Nanyang Technological Institute, Singapore, November, 1985, pp27–29.
- Cox, J.B., The distribution and formation of recent sediments in South East Asia. In: Proceedings of the Second South East Asia Conference on Soil Engineering, 1970, pp. 30–47.
- Da Silva et al., 2017. *The Effect of Geotextile Reinforcement and Prefabricated Vertical Drains on The Stability of Embankments*. Portugal : University of Algarve.
- Darjanto, h. and Ma'ruf, M. F., Report of KJGJM-1 Package. Soft soil reinforcement purposes with bamboo cerucuk mats on the cover of the double track railway jombang Surabaya-kertosono. Advanced geotechnical engineer, 2016.
- Eekelen, H.A.M., Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics. Int J Numer Anal Methods Geomech 4, 1980, pp 89–101.
- Fattah, Muhammed Y., Al-Neami, Muhammed A., Al-Suhaily, Ahmed Shamel., 2017. *Estimation of Bearing Capacity of Floating Group of Stone Columns*. Iraq : Building & Construction Engineering Departement University of Technology Baghdad.
- Hardiyatmo, H.C., Geosynthetic for Highway Engineering-Planning and Application, 2013.

- Jewell, R.A., The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils. Report No. OUEL 1694/87, University of Oxford, 1987.
- Lawson, C.R., Applied Ground Improvement Techniques. Workshop Applied Ground Improvement Techniques, Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), Asian Institute of Technology, Bangkok, 1992.
- Lings, M.L., Pennington, D.S., and Nash D.F.T., Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay. *Geotechnique* 50(2), 2000, pp 109–125 27.
- Marcin, C. and Andrzej, T., Refinement of the Hardening Soil model within the small strain range. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-00945-5>, 2020.
- Masyhur, I., Bamboo Pile-Mattress System As An Alternative Of Soft Ground Improvement For Coastal Embankment In Indonesia, Workshop HATTI, 2018.
- Muhammad, A, Indrasurya, B.M, Noor, E.M, and Yulian, F.A., Road Embankment Full- Scale Investigation On Soft Soil With Geotextile Stabilization. *International Journal of GEOMATE*, July, 2020, Vol.19, Issue 71,2020, pp. 145 – 152.
- Najoan, Th. F., 1991. *Cara Sederhana Memperkirakan Alihan Tetap Akibat Gempa Bumi Untuk Bendungan Tipe Urugan, JLP. No. 18 Th. 5KW. III*, Puslitbang Air, Bandung.
- Ng dan Tan., 2014, *Design and Analyses of Floating Stone Coloumns*. Selangor, Malaysia : Universiti Teknologi MARA.
- Niemunis, A. and Cudny, M., Discussion on “Dynamic soilstructure interaction: a three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study”. Poor performance of the HSS model. *Comput Geotech* 98, 2018, pp 243–245.
- PLAXIS 2D 2016 Tutorial
- PLAXIS Version 8 2016 Dyamic Manual
- PLAXIS Version 8 2016 Modul Model Material
- Rahardjo, Paulus. P., 2015. *Use Of Bamboo and Bakau Piles for Soil Improvement and Application of a Pile –Raft System For Embankment Construction on Peat and Soft Soil*. Bandung, Indonesia : Parahyangan Catholic University.

- Raharjo.P.P., Use of Bamboo and Bakau Piles For Soil Improvement and Application of a Pile-Raft System For Embankment Construction On Peat and Soft Soil. Parahyangan Catholic University, Bandung, Indonesia, 2015.
- Rahadian, H., Prabudi, S., Chandra, Y.P., Perilaku Uji Timbunan di atas Tanah Lunak Menggunakan Kombinasi Cerucuk Kayu dan Stabilitas Cleanset di Penjaringan Jakarta (The behaviour of embankment on soft soils reinforced by timber raft and stabilized by clean set at Penjaringan, Jakarta). In: Proceedings of the Pertemuan Ilmiah Tahunan IV, Hatti, November 22–23, 2000.
- Rowe, P., The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc R Soc Lond 269, 1962, pp 500–527
- Schanz, T. Vermeer, P.A., and Bonnier, P.G., The Hardening Soil model: formulation and verification. In: Beyond 2000 in computational geotechnics—10 years of plaxis. Rotterdam, Balkema, 1999,pp 1–16.
- Tom, S. Pieter, A. Vermeer, and P. G. Bonnier, The hardening soil model: Formulation and verification.DOI:10.1201/9781315138206-27,2019.
- Wu et al., 2019. *Field and Numerical Studies on The Performance of High Embankment Built on Soft Soil Reinforced with PHC Piles*. Nanjing 210098, Jiangsu, China : College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University.
- Younger, J.S., Ground improvement options for highways in Indonesia. In: Proceedings of the Short Course and Seminar on Ground Improvement, Application to Indonesia Soft Soils, Universitas Kristen Indonesia and Asian Institute of Technology in Cooperation with Himpunan Ahli Tanah Indonesia, Jakarta, August 23–26,1988,pp. S3/i–S3/32.
- ZACE Services Ltd., Software Engineering, Lausanne, Switzerland, ZSOIL®.User manual ZSoil.PC v2020. Soil, Rock and Structural Mechanics in dry or partially saturated media, 2020.