

**PERILAKU TIANG TUNGGAL YANG MENGALAMI
GERAKAN LATERAL TANAH AKIBAT GALIAN DENGAN
DINDING PENAHAN**

THESIS

**ANDRIANTO H NUGROHO
0806423311**



**UNIVERSITAS INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN GEOTEKNIK
DEPOK
JULI 2010**

**PERPUSTAKAAN PUSAT
UNIVERSITAS INDONESIA**

**PERILAKU TIANG TUNGGAL YANG MENGALAMI
GERAKAN LATERAL TANAH AKIBAT GALIAN DENGAN
DINDING PENAHAN**

THESIS

**ANDRIANTO H NUGROHO
0806423311**

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Magister Teknik



**UNIVERSITAS INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN GEOTEKNIK
DEPOK
JULI 2010**

LEMBAR PERNYATAAN ORISINALITAS

Tesis ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar.

Nama : ANDRIANTO H NUGROHO

NPM : 0806423311

Tanda Tangan : 

Tanggal : 15 Juli 2010

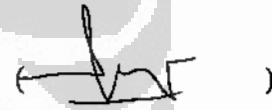
LEMBAR PENGESAHAN

Thesis ini diajukan oleh :
Nama : Andrianto H Nugroho
NPM : 0806423311
Program Studi : Teknik Sipil/Geoteknik
Judul Thesis : Perilaku Tiang Tunggal Yang Mengalami Gerakan Lateral Tanah Akibat Galian Dengan Dinding Penahan

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Magister Teknik Sipil pada program studi Teknik Sipil/Geoteknik, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

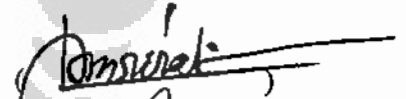
Pembimbing : Ir. Widjojo Adi Prakoso M.Sc., Ph.D

()

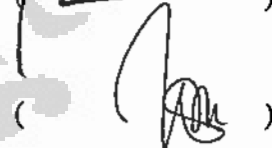
Penguji : Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas M.Eng

()

Penguji : Dr. Ir. Damrizal Damoerin, M.Sc.

()

Penguji : Dr. Ir. Wiwik Rahayu M.T.

()

UCAPAN TERIMA KASIH

Puji Syukur kami hujukan pada Tuhan Yang Maha Esa atas terselesaikannya thesis ini, tanpa bimbingan dan rahmatnya tidaklah mungkin karya ilmiah ini dapat mencapai bentuk sekarang ini. Sungguh banyak pihak yang membantu dalam penyelesaian studi ini mulai dari awal hingga akhir yang tidak dapat disebutkan seluruhnya.

1. Bapak Ir. Widjojo Adi Prakoso M.Sc., Ph.D selaku pembimbing thesis.
2. Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas M.Eng, Dr. Ir. Damrizal Damoerin, M.Sc dan Dr. Ir. Wiwik Rahayu M.T. selaku dosen penguji dan dosen kelompok Geoteknik UI
3. Ir. Gouw Tjie Liong untuk sarannya mengenai software PLAXIS
4. Laboran Lab Mekanika Tanah dan Seluruh Staf Tenaga Administrasi Sipil FT UI
5. Keluarga dan Kekasih Penulis yang telah memberikan dukungan dan kasih sayang sepenuhnya untuk penyelesaian Thesis ini
6. Teman dan sanak saudara atas dukungan morilnya
7. Staf PT. Tigenco Graha Persada atas dukungan moril dan tenaga selama penulis menyelesaikan Thesis

Terima kasih yang sebesar-besarnya kepada seluruh nama yang disebutkan di atas, tanpa dukungan mereka Thesis ini tidak akan dapat diselesaikan. Masih banyak lagi nama yang berperan dalam penyelesaian karya ilmiah ini, kepada semuanya saya ucapkan banyak terima kasih.

Besar harapan saya bahwa Thesis ini mampu memberikan kontribusi yang signifikan dalam pengembangan badan ilmu Geoteknik dan juga menjadi referensi dalam penelitian-penelitian selanjutnya baik di Universitas Indonesia maupun di kalangan luas.

Depok, 15 Juli 2010

Penulis

**LEMBAR PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS AKHIR
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Andrianto H Nugroho
NPM : 0806423311
Program Studi : Teknik Sipil/Geoteknik
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Tesis

demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul:

Perilaku Tiang Tunggal Yang Mengalami Gerakan Lateral Tanah Akibat Galian Dengan Dinding Penahan

beserta perangkat yang ada (bila diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/format-kan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (database), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya tanpa meminta izin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok
Pada Tanggal : 15 Juli 2010

Yang menyatakan



(Andrianto H Nugroho)

ABSTRAK

Nama : Andrianto H Nugroho
Program Studi : Teknik Sipil/Geoteknik
Judul : Perilaku Tiang Tunggal Yang Mengalami Gerakan Lateral Tanah Akibat Galian Dengan Dinding Penahan

Apabila di dekat sebuah fondasi tiang pancang dilakukan penggalian maka akan terjadi gerakan tanah ke arah galian yang akan menyebabkan timbulnya respon tiang (fenomena *passive pile*). Pada penelitian sebelumnya fenomena ini disimulasi dengan menggunakan teknik *free-field* dimana model tanah dan tiang dipisahkan. Thesis ini membahas fenomena tersebut dengan menggunakan metode elemen hingga tiga dimensi dengan memodelkan tiang dalam massa tanah sebagai elemen *beam*. Penelitian ini difokuskan pada galian dangkal hingga 4 m dengan dinding penahan tanah dan menguji secara komprehensif mengenai efek kekakuan tiang, kedalaman tiang, pelapisan tanah, jarak tiang dari dinding dan kekangan puncak tiang pada respon yang terjadi pada tiang. Penelitian menunjukkan bahwa gerakan tanah sangat dipengaruhi oleh kekakuan dinding, pelapisan tanah dan panjang dinding. Gerakan tanah, jarak, dan kekangan puncak yang mempengaruhi secara langsung respon tiang. Penambahan kekakuan dinding akan menyebabkan rotasi kaku dinding sehingga respon tiang utama ada di bagian atas tiang. Penelitian ini menjabarkan beberapa kondisi yang harus menjadi perhatian.

Kata Kunci : *passive pile*, elemen hingga, studi parametrik, galian dangkal, dinding penahan tanah

ABSTRACT

Name : Andrianto H Nugroho

Study Program: Civil Engineering/Geotechnics

Title : Behavior of Single Pile Subject to Lateral Soil Movement on
Wall Supported Excavations

When an excavation is carried out near an existing pile foundation, lateral soil movement will be induced and in turn generate pile responses (passive pile phenomenon). Previous studies on this phenomenon utilized free-field techniques where the pile and soil models were separated. This Thesis studies passive piles by employing three dimensional finite element analyses by modeling piles as beam element embedded into the soil mass. The focus of this study is shallow excavations up to 4 m with cantilever walls as support and will study comprehensively on the effects of wall stiffness, depth of wall embedment, pile distance to wall and top restraints to pile responses. Increase of wall stiffness will induce rigid rotation of the wall, moving the main responses to the top of the pile. This study will also elaborate on several conditions relevant to this study.

Keyword : passive pile, finite element, parametric study, shallow excavation,
retaining wall

DAFTAR ISI

LEMBAR PERNYATAAN ORISINALITAS	III
LEMBAR PENGESAHAN.....	IV
UCAPAN TERIMA KASIH.....	V
LEMBAR PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS.....	VI
ABSTRAK.....	VII
ABSTRACT	VIII
DAFTAR ISI.....	IX
DAFTAR GAMBAR.....	XII
DAFTAR TABEL.....	XXV
BAB. 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang Permasalahan	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.2.1 Deskripsi Permasalahan	2
1.2.2 Signifikansi Permasalahan	2
1.2.3 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian.....	4
1.6 Keaslian Penelitian	4
BAB. 2 DASAR TEORI.....	6
2.1 Pendahuluan	6
2.2 Tiang Yang Mengalami Gerakan Lateral.....	7
2.2.1 Semi-Empiris.....	8
2.2.2 Transfer Deformasi/Tekanan Tanah (<i>free field</i>).....	9
2.2.3 Finite Element Penuh	12
2.3 Analisis Finite Element Geoteknik dengan Plaxis	15
2.3.1 Proses Elemen Hingga	15
2.3.2 Elemen-Interaksi	18
2.3.3 Interface.....	19
2.3.4 Kondisi Terdrainasi-Tidak Terdrainasi dan Analisis Tegangan Efektif- Tegangan Total.....	20
2.4 Model Mohr-Coloumb	21
2.5 Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tiang.....	23
2.5.1 Kedalaman Galian dan Angka Stabilitas.....	23
2.5.2 Posisi Tiang	24
2.5.3 Kekakuan Tiang dan Tanah.....	25
2.5.4 Kekakuan Dinding Penahan Tanah	28
2.5.5 Susunan Kelompok Tiang dan Kekakuan Kepala Tiang.....	29

2.5.6 Waktu	32
2.6 Kesimpulan.....	33
BAB. 3 METODOLOGI PENELITIAN	34
3.1 Pendahuluan	34
3.2 Kerangka Pemikiran	34
3.3 Studi Parametrik.....	35
3.3.1 Prosedur Penelitian.....	39
3.3.2 Analisa Data	41
3.3.3 Studi Parametrik 1 : Kekakuan, Panjang Dinding, Pelapisan Tanah ...	41
3.3.4 Studi Parametrik 2 : Jarak Tiang dari Dinding.....	43
3.3.5 Studi Parametrik 3 : Kekangan Puncak.....	45
3.3.6 Pembahasan dan Perilaku Umum.....	47
BAB. 4 VALIDASI MODEL PLAXIS 3D	48
4.1 Validasi Terhadap Model Finite Element dan Boundary Element Dua Dimensi (Poulos & Chen, 1996)	48
4.1.1 Data Awal.....	48
4.1.2 Model Plaxis.....	50
4.1.3 Hasil dan Pembahasan.....	51
BAB. 5 STUDI PARAMETRIK 1 : TINJAUAN KEKAKUAN DINDING, KEDALAMAN DINDING DAN PELAPISAN TANAH.....	54
5.1 Pendahuluan	54
5.2 Modelisasi Kasus.....	55
5.3 Hasil Simulasi	58
5.3.1 Tiang Pada Galian di Lapisan Tanah Homogen.....	58
5.3.2 Tiang Pada Galian yang Menembus Dua Lapisan Tanah Lunak dan Tanah Keras.....	76
5.4 Pembahasan	92
5.4.1 Deformasi	92
5.4.2 Momen	96
5.4.3 Perilaku Umum	105
5.5 Kesimpulan.....	112
BAB. 6 STUDI PARAMETRIK 2 : TINJAUAN JARAK TIANG DARI DINDING	113
6.1 Pendahuluan	113
6.2 Modelisasi Kasus.....	114
6.3 Hasil Simulasi	116
6.3.1 Tiang Pada Galian di Lapisan Tanah Homogen.....	116
6.3.2 Tiang Pada Galian yang Menembus Dua Lapisan Tanah Lunak dan Tanah Keras.....	122
6.4 Pembahasan	127
6.4.1 Deformasi	127
6.4.2 Momen	133
6.5 Kesimpulan.....	150

BAB. 7 STUDI PARAMETRIK 3 : TINJAUAN KEKANGAN PUNCAK TIANG.....	151
7.1 Pendahuluan	151
7.2 Modelisasi Kasus.....	151
7.3 Hasil Simulasi	153
7.3.1 Panjang Dinding 10 m.....	154
7.3.2 Panjang Dinding 15 m.....	161
7.3.3 Panjang Dinding 20 m.....	167
7.4 Pembahasan.....	173
7.4.1 Deformasi.....	174
7.4.2 Momen Lentur.....	186
7.5 Kesimpulan.....	192
BAB. 8 PERILAKU UMUM	193
8.1 Perilaku Umum	193
8.2 Kondisi Lapangan Dan Tiang Yang Terkena Gerakan Tanah	207
BAB. 9 KESIMPULAN DAN SARAN	209
9.1 Kesimpulan.....	209
9.2 Saran.....	210
DAFTAR PUSTAKA	212

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2-1 Permasalahan Gerakan Tanah pada Timbunan dan Galian.....	7
Gambar 2-2 Distribusi Gerakan Tanah Yang Digunakan Sebagai Masukan (Poulos, 1980)	9
Gambar 2-3 Model 3-D Yang Digunakan Bransby (1995).....	12
Gambar 2-4 Model 2-D Yang Digunakan Springman (2000).....	14
Gambar 2-5 Model 3-D Yang Digunakan Zhao et al (2007)	15
Gambar 2-6 Elemen 15 Nodal (PLAXIS bv,2007).....	18
Gambar 2-7 Pemodelan Tiang (PLAXIS bv,2007).....	19
Gambar 2-8 Pengaruh Poisson Ratio pada Perhitungan Penurunan Fondasi Lajur (Potts & Zdravković, 1999).....	21
Gambar 2-9 Model Elasto Plastis Sederhana	22
Gambar 2-10 Fungsi Leleh Mohr Coloumb Dalam Sumbu Tegangan Utama (PLAXIS bv, 2007)	22
Gambar 2-11 Hubungan Antara Angka Stabilitas N_c dan Displacement Maksimal Tiang (Chen & Poulos, 1996)	24
Gambar 2-12 Variasi Momen Lentur Maksimum dan Defleksi Kepala Tiang Terhadap Jarak Dari Galian (Leung et al, 2000).....	25
Gambar 2-13 Grafik Desain Untuk Memperkirakan Respon Tiang Terhadap Gerakan Tanah Lateral (Chen & Poulos, 1997).....	26
Gambar 2-14 Variasi Hasil Uji Prototip Tiang Di Dekat Retaining Wall Terhadap Defleksi Maksimum Tiang. (a) pasir lepas (b) pasir medium dense (Madhumathi, 2008).....	27
Gambar 2-15 Variasi Hasil Uji Prototip Tiang Di Dekat Retaining Wall Terhadap Momen Maksimum Tiang (a) pasir lepas (b) pasir medium dense (Madhumathi, 2008).....	28
Gambar 2-16 Faktor Kelompok Tiang Terhadap Gerakan Tanah Lateral (Chen, 1994).....	29
Gambar 2-17 Hasil Percobaan Centrifuge Pada 17 Kasus (Leung et al, 2003)	30
Gambar 2-18 Momen Lentur Yang Terjadi Pada Percobaan Dengan Kelompok Tiang 2x3 dan 3x2 (Leung et al, 2003)	32

Gambar 3-1 Kerangka Pemikiran.....	36
Gambar 3-2 Proses Studi Parametrik	40
Gambar 3-3 Model Yang Digunakan Poulos dan Chen (1997) Yang Menunjukkan Peningkatan Kekakuan Dinding Mengurangi Respon Tiang.....	41
Gambar 3-4 Deformasi Lateral dan Momen Lentur Tiang Terhadap Jarak Dari Tiang (Poulos dan Chen, 1997).....	43
Gambar 3-5 Jarak Antara Tiang Dalam Pemodelan Kasus.....	45
Gambar 4-1 Data Permasalahan Yang Ditinjau Poulos & Chen (Poulos & Chen, 1996).....	48
Gambar 4-2 Mesh Elemen Hingga Untuk Permasalahan Yang Ditinjau Poulos dan Chen (Poulos & Chen, 1996)	49
Gambar 4-3 Nilai Faktor Adhesi Yang Direkomendasikan US Army Corps (Reese, 2006).....	50
Gambar 4-4 Profil Defleksi Horizontal Tiang Validasi Model Poulos & Chen (1996)	52
Gambar 4-5 Defleksi Maksimum Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Validasi Model Poulos & Chen (1996).....	53
Gambar 5-1 Ilustrasi Model	55
Gambar 5-2 Model Simulasi Tiang Tunggal Dengan Tanah Homogen	59
Gambar 5-3 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, L=20 m	60
Gambar 5-4 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, L=20 m	61
Gambar 5-5 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	62
Gambar 5-6 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	63
Gambar 5-7 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, L=20 m	64
Gambar 5-8 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, L=20 m	65

Gambar 5-9 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	66
Gambar 5-10 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, L=20 m	67
Gambar 5-11 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	68
Gambar 5-12 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, L=20 m	69
Gambar 5-13 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, L=20 m	71
Gambar 5-14 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	72
Gambar 5-15 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, L=20 m	73
Gambar 5-16 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen, L=20 m	74
Gambar 5-17 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, L=20 m	75
Gambar 5-18 Model Simulasi Tiang Tunggal Dengan Dua Lapis Tanah.....	76
Gambar 5-19 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	77
Gambar 5-20 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	78
Gambar 5-21 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	79
Gambar 5-22 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	80
Gambar 5-23 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	81
Gambar 5-24 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	82

Gambar 5-25 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	83
Gambar 5-26 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	84
Gambar 5-27 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	85
Gambar 5-28 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	85
Gambar 5-29 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	87
Gambar 5-30 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	88
Gambar 5-31 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	89
Gambar 5-32 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	90
Gambar 5-33 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m	91
Gambar 5-34 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Maksimal Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m ³ Homogen, Kedalaman Galian 4 m	92
Gambar 5-35 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Maksimal Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa dua lapis, $\gamma = 16$ kN/m ³ , Kedalaman Galian 4 m	93
Gambar 5-36 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Puncak Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m ³ , Kedalaman Galian 4 m	94
Gambar 5-37 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Puncak Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa dua lapis, $\gamma = 16$ kN/m ³ , Kedalaman Galian 4 m	95
Gambar 5-38 Profil Momen Tiang Untuk Berbagai Kedalaman dinding, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa	97

Gambar 5-39 Profil Momen Tiang Untuk Berbagai Kedalaman dinding, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa	98
Gambar 5-40 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Dasar Dinding Penahan, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa	99
Gambar 5-41 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa.....	100
Gambar 5-42 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Dasar Dinding Penahan, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding	100
Gambar 5-43 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding	101
Gambar 5-44 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa.....	101
Gambar 5-45 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Peralihan Jenis Tanah, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa	102
Gambar 5-46 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Bawah Galian, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa	102
Gambar 5-47 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Peralihan Jenis Tanah, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding.....	103
Gambar 5-48 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding	104
Gambar 5-49 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Bawah Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding.....	104
Gambar 5-50 Grafik Kontur Defleksi Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa.....	105
Gambar 5-51 Ilustrasi Tiang Pada Daerah I.....	106
Gambar 5-52 Ilustrasi Tiang Pada Daerah II.....	106
Gambar 5-53 Ilustrasi Tiang Pada Daerah III	107
Gambar 5-54 Ilustrasi Tiang Pada Daerah IV	107

Gambar 5-55 Grafik Kontur Defleksi Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa	108
Gambar 5-56 Grafik Kontur Momen Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa	109
Gambar 5-57 Ilustrasi Tiang Pada Daerah I	110
Gambar 5-58 Ilustrasi Tiang Pada Daerah II	110
Gambar 5-59 Ilustrasi Tiang Pada Panjang Dinding = Panjang Tiang	110
Gambar 5-60 Grafik Kontur Momen Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa	111
Gambar 6-1 Jarak Tiang dari Dinding (X)	114
Gambar 6-2 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	116
Gambar 6-3 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	117
Gambar 6-4 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	118
Gambar 6-5 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	119
Gambar 6-6 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	120
Gambar 6-7 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak X =1, 2, 4, dan 9 m	121

Gambar 6-8 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	122
Gambar 6-9 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	123
Gambar 6-10 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	124
Gambar 6-11 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	125
Gambar 6-12 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	126
Gambar 6-13 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	127
Gambar 6-14 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm ² , Tanah Homogen	128
Gambar 6-15 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm ² , Tanah 2 Lapis	128
Gambar 6-16 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah Homogen	129
Gambar 6-17 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah 2 Lapis	129
Gambar 6-18 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm ²	130
Gambar 6-19 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm ² (regresi linear).....	131
Gambar 6-20 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5$ kNm ²	131

Gambar 6-21 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ (regresi linear).....	132
Gambar 6-22 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, Seluruh Kekakuan, Tanah homogen maupun 2 Lapis (regresi linear)	133
Gambar 6-23 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4, \text{ dan } 9 \text{ m}$	134
Gambar 6-24 Ilustrasi Bentuk Kontur Deformasi Tanah dan Efeknya Terhadap Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding.....	135
Gambar 6-25 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Bagian Atas Tiang Pada Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$	135
Gambar 6-26 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & Lapis $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4, \text{ dan } 9 \text{ m}$	136
Gambar 6-27 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$	137
Gambar 6-28 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Bagian Atas Tiang.....	138
Gambar 6-29 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Bagian Atas Tiang (regresi linear)	139
Gambar 6-30 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Bagian Peralihan Jenis Tanah	140
Gambar 6-31 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Bagian Peralihan Jenis Tanah (regresi linear)	140
Gambar 6-32 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ (regresi linear)	141

Gambar 6-33 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding $L = 15$ m, $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	142
Gambar 6-34 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa.....	143
Gambar 6-35 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m.....	145
Gambar 6-36 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ² , Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa.....	146
Gambar 6-37 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ⁵ , Bagian Atas Tiang.....	147
Gambar 6-38 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ⁵ , Bagian Atas Tiang (regresi linear).....	148
Gambar 6-39 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ⁵ , bagian bawah.....	149
Gambar 7-1 Jarak Antara Tiang Dalam Pemodelan Kasus.....	152
Gambar 7-2 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m.....	155
Gambar 7-3 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm ² Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m.....	156
Gambar 7-4 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ² Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m.....	157
Gambar 7-5 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm ² Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m....	158

Gambar 7-6 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	159
Gambar 7-7 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	160
Gambar 7-8 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	161
Gambar 7-9 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	163
Gambar 7-10 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	164
Gambar 7-11 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	165
Gambar 7-12 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	166
Gambar 7-13 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	167
Gambar 7-14 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	168
Gambar 7-15 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	169

Gambar 7-16 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	170
Gambar 7-17 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	171
Gambar 7-18 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	172
Gambar 7-19 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m	173
Gambar 7-20 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 1$ (Tiang Depan) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$	175
Gambar 7-21 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 1$ (Tiang Depan) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$	176
Gambar 7-22 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 1$ (Tiang Depan) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)	177
Gambar 7-23 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 1$ (Tiang Depan) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)	177
Gambar 7-24 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 13$ (Tiang Belakang) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$	178
Gambar 7-25 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 13$ (Tiang Belakang) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$	179
Gambar 7-26 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang $X = 13$ (Tiang Belakang) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)	180

Gambar 7-27 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 13 (Tiang Belakang) Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)	180
Gambar 7-28 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2	181
Gambar 7-29 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm^2	183
Gambar 7-30 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 kNm^2$	184
Gambar 7-31 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 kNm^2$	185
Gambar 7-32 Perbandingan Momen Lentur Negatif dan Positif Maksimum di Bagian Atas Tiang Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 kNm^2$ Untuk Tiang Depan	187
Gambar 7-33 Perbandingan Momen Lentur Negatif dan Positif Maksimum di Bagian Atas Tiang Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 kNm^2$ Untuk Tiang Depan	189
Gambar 7-34 Momen Maksimal Yang Timbul Pada Tiang Belakang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 kNm^2$	190
Gambar 7-35 Momen Maksimal Yang Timbul Pada Tiang Belakang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 kNm^2$	191
Gambar 8-1 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 kNm^2$	194
Gambar 8-2 Grafik Deformasi Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2	194

Gambar 8-3 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ²	195
Gambar 8-4 Grafik Deformasi Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ²	196
Gambar 8-5 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan 40 kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm ²	197
Gambar 8-6 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan 40 kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ²	197
Gambar 8-7 Grafik Mome Lentur Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Panjang Dinding $L = 15$ m.....	198
Gambar 8-8 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm ²	199
Gambar 8-9 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm ²	201

DAFTAR TABEL

Tabel 2-1 Perkembangan Metode Tekanan Tanah Dalam Memprediksi Perilaku Tiang Yang Mengalami Gerakan Lateral (dirangkum dari Chen, 1994)	8
Tabel 3-1 Pengaruh berbagai faktor pada respon tiang.....	38
Tabel 3-2 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 1	42
Tabel 3-3 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 2.....	44
Tabel 3-4 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 3.....	46
Tabel 4-1 Parameter Dalam Pemodelan Ulang Model Poulos dan Chen (1996) Pada PLAXIS 3D v.2.0	51
Tabel 5-1 Parameter Yang Digunakan dalam Pemodelan Tiang Tunggal.....	57
Tabel 5-2 Variasi Tebal Dinding Penahan Tanah Pada Model Tiang Tunggal	58
Tabel 6-1 Variasi Simulasi Tinjauan Jarak Tiang Terhadap Dinding Pada Model Tiang Tunggal	115
Tabel 7-1 Variasi Pada Model Tiang Dalam Kelompok.....	153
Tabel 8-1 Rangkuman Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tanah dan Respon Tiang yang Ditimbulkan.....	204
Tabel 8-2 Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tanah dan Masalah Yang Mungkin Timbul Pada Tiang	206

BAB. 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Permasalahan

Perkembangan ekonomi yang tinggi di kota-kota besar menyebabkan interaksi antara sistem-sistem struktur sederhana dengan sistem struktur yang lebih rumit tidak terhindarkan lagi. Bangunan-bangunan dengan basement mulai dibangun disamping bangunan-bangunan tanpa basement. Sistem pondasi bangunan sederhana tersebut kemungkinan besar tidak didesain untuk menahan gerakan tanah lateral akibat galian basement di sampingnya.

Galian dalam pembuatan basement akan menyebabkan gerakan tanah lateral pada tanah di sekelilingnya. Tiang yang berada di sekitarnya juga akan dibebani oleh gerakan tanah lateral tersebut. Tiang-tiang ini akan mengalami tambahan tegangan dan regangan selain dari beban yang sudah didesain. Hal ini dapat menyebabkan kerusakan struktur bahkan kegagalan pondasi apabila bangunan tidak didesain untuk menahan gerakan lateral tersebut.

Thasnanipan (1998) melaporkan beberapa kasus di Bangkok dimana tiang-tiang bor berdiameter besar hingga 1.2 meter telah mengalami keretakan besar akibat galian tanah di sampingnya. Tiang-tiang bor tersebut berada di lapisan lempung lunak di Bangkok.

Mungkin contoh paling dikenal di Indonesia adalah miringnya sebuah bangunan kantor dan mall di Jakarta yang dilaporkan oleh Poulos (1997). Bangunan tersebut menggunakan pondasi tiang bor dengan diameter hingga 0.5 m. Miringnya sebuah bangunan dan kegagalan tiangnya dianalisa oleh Poulos dan ditemukan bahwa penyebabnya adalah sebuah galian untuk ground water tank sedalam 4 m yang menyebabkan pergerakan tanah permukaan yaitu lanau yang sangat lunak.

Dalam sebuah gempa juga bisa terjadi liquefaction yang menyebabkan tanah kehilangan daya dukungnya dan menyebar ke samping (lateral spreading). Ishihara (1995) melaporkan bahwa kerusakan pondasi tiang dari sebuah tangki LPG yang berdiri di atas pondasi tiang beton hollow mencapai 0.5 m. Tiang itu sendiri berdiameter 30 cm dengan kedalaman 20 m.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Deskripsi Permasalahan

Dalam permasalahan sebuah kelompok tiang yang mengalami gerakan lateral akibat galian tanah, solusi-solusi yang digunakan untuk menganalisis masalah biasanya analisis dua dimensi yang mentransformasi kelompok tiang yang bervariasi secara tiga dimensi dan galian yang geometrinya belum tentu di arah plane stress. Perilaku kelompok tiang tersebut dalam arah tiga dimensi belum banyak diketahui.

Dengan menggunakan analisis elemen hingga tiga dimensi, simulasi dapat dilakukan untuk berbagai macam kondisi. Dengan melihat kondisi-kondisi tersebut dapat disimulasikan kondisi praktis di lapangan sehingga praktisi dapat menggunakan hasil dari analisis sebagai pegangan dalam mengambil keputusan.

1.2.2 Signifikansi Permasalahan

Dengan dominannya tanah lunak di sebagian besar daerah Indonesia, dan kota-kota besar pada khususnya, masalah kelompok tiang yang dibebani gerakan tanah akibat galian menjadi penting. Seiring berkembangnya teknologi dan harga jual tanah, pembangunan basement semakin mutlak dan pembangunan ini akan mempengaruhi bangunan-bangunan disekitarnya yang lebih tua.

Selain itu kesalahan dalam konstruksi seperti yang diungkapkan oleh Poulos (1997) dapat terjadi lagi dan praktisi di lapangan harus mempunyai pedoman mengenai batas-batas aman sebuah galian apabila ada sebuah kelompok pondasi tiang disampingnya.

1.2.3 Rumusan Masalah

Permasalahan yang harus dijawab dalam penelitian ini adalah:

1. Parameter-parameter apa saja yang mempengaruhi respon sebuah kelompok tiang terhadap galian di sampingnya?
2. Bagaimana perilaku sebuah kelompok tiang ketika tanah mengalami deformasi akibat galian berkaitan dengan parameter yang ditemukan sebagai panduan awal di lapangan?

1.3 Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk:

1. Mencari faktor-faktor yang mempengaruhi respon kelompok tiang
2. Meneliti perilaku umum kelompok tiang yang tanahnya mengalami deformasi akibat galian berkaitan dengan parameter yang ditemukan untuk menjadi panduan awal di lapangan

1.4 Batasan Penelitian

Penelitian ini dibatasi pada beberapa hal berikut:

1. Penelitian ini hanya meneliti galian yang ditahan oleh dinding penahan tanah kaptilever tanpa strut atau bracing tipe apapun.
2. Penelitian difokuskan pada tanah seragam lempung dan dua lapis lempung dengan kuat geser tidak terdrainasi berbeda

3. Penelitian melakukan studi untuk kelompok tiang yang mengalami gerakan lateral tanah akibat galian dengan galian tersebut dilindungi dinding penahan tanah tanpa strut
4. Penelitian tidak memperhatikan efek dari air tanah
5. Parameter yang menjadi perhatian hanyalah kekakuan dan panjang dinding penahan tanah, pelapisan tanah, jarak tiang dari dinding dan kekangan puncak.
6. Pembatasan lain dapat disimak pada Bab 3. Metodologi Penelitian

1.5 Manfaat Penelitian

Dengan diketahuinya hubungan perilaku tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian, respon tiang dapat diketahui dengan cepat di lapangan mengenai keamanan struktur pondasi tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian di sampingnya. Selain itu penelitian ini dapat digunakan sebagai referensi pemakaian software PLAXIS 3D dalam analisis geoteknik di Universitas Indonesia.

1.6 Keaslian Penelitian

Sejauh hasil studi pustaka sudah banyak peneliti yang melakukan penelitian mengenai respon tiang yang mengalami gerakan tanah lateral. Beberapa di antaranya:

1. Bransby & Springman (1995), Pan et al (2002) dan Zhao et al (2007) melakukan studi mengenai tiang yang mengalami gerakan tanah lateral secara umum dengan menggunakan metode elemen hingga 3D. Penelitian hanya memberi perhatian pada perilaku tiang tanpa membahas gerakan tanah penyebabnya.
2. Goh et al (1997 dan 2003) melakukan studi mengenai gerakan tanah lateral secara umum dengan menggunakan metode elemen hingga 2D dan melakukan perbandingan dengan hasil pengukuran inclinometer lapangan.

3. Ellis & Springman (2000) melakukan studi mengenai tiang yang mengalami gerakan tanah lateral secara umum dengan menggunakan metode elemen hingga 2D dengan model konstitutif cam clay dan elemen *link* untuk memodelkan tanah yang bergerak.
4. Serangkaian uji centrifuge dilakukan untuk mengetahui perilaku tiang yang mengalami gerakan tanah lateral akibat galian yang dilakukan oleh Leung et al (2000,2003 dan 2006) dan Ong et al (2006).
5. Uji model juga dilakukan untuk masalah galian ini oleh White et al (2008) dan Madhumathi (2008)
6. Penelitian yang paling mendekati bentuk dari penelitian ini adalah penelitian yang dilakukan secara berkesinambungan oleh Chen (1994), Chen & Poulos (1996, 1997, 2002), Poulos & Chen (1997) yang menghasilkan berbagai grafik desain praktis untuk penggunaan di lapangan dalam menghadapi permasalahan tiang yang mengalami gerakan lateral tanah. Namun studi-studi tersebut masih belum memasukkan efek 3D, kecuali Chen (1994) yang memasukkan efek pseudo-3D, tanpa menghasilkan grafik desain.



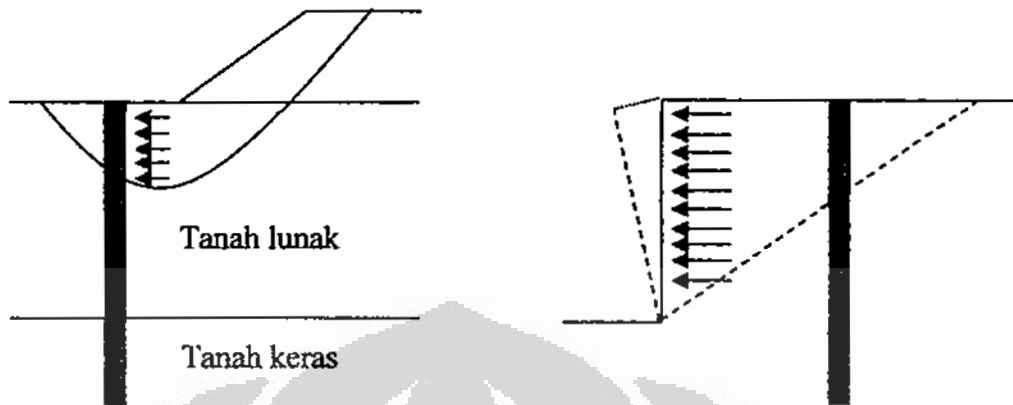
BAB. 2 DASAR TEORI

2.1 Pendahuluan

Dari literatur-literatur mengenai kelompok tiang yang dibebani gerakan lateral disusunlah bab ini sebagai suatu rangkuman. Tujuan dari bab ini adalah:

1. Menjelaskan mengenai metode yang digunakan dalam menyelesaikan masalah tiang yang dibebani gerakan lateral, pengetahuan yang didapatkan dari literatur tersebut berguna untuk memformulasikan permasalahan dalam bab-bab selanjutnya
2. Menjelaskan mengenai metode analisis tiga dimensi dengan elemen hingga menggunakan program PLAXIS 3D foundation v.2.0 dan rentetan pemikiran yang memungkinkan elemen hingga digunakan. Pemahaman ini diperlukan untuk dapat mendapatkan hasil yang diinginkan melalui manipulasi model komputer.
3. Menjelaskan model Mohr Coloumb yang akan digunakan untuk memodelkan tanah dalam analisis ini. Mengetahui teori dibalik penggunaannya dan kekurangannya akan memberikan arahan bagaimana sebaiknya analisis dilakukan.
4. Mengumpulkan faktor-faktor yang mempengaruhi peristiwa tiang yang mengalami gerakan lateral tanah. Faktor-faktor ini berguna untuk merancang model yang digunakan dalam penelitian ini menurut hasil-hasil yang diharapkan.

2.2 Tiang Yang Mengalami Gerakan Lateral



Gambar 2-1 Permasalahan Gerakan Tanah pada Timbunan dan Galian

Ketika sebuah tiang berada di dalam lapisan tanah lunak dan perubahan dilakukan pada tanah di sekitarnya maka tanah akan berdeformasi. Ketika tanah disekitarnya digali, ditimbun atau dibebani, tanah akan mengalami deformasi baik vertikal maupun lateral. Gerakan ini akan menyebabkan tiang ikut bergerak dan terbebani. Fenomena tersebut diilustrasikan pada Gambar 2-1.

Ada beberapa cara untuk menganalisis perilaku tiang terhadap gerakan tanah lateral, beberapa metode tersebut antara lain:

1. Semi-Empiris
2. Transfer Deformasi/Tekanan Tanah
3. Gabungan

2.2.1 Semi-Empiris

Tabel 2-1 Perkembangan Metode Tekanan Tanah Dalam Memprediksi Perilaku Tiang Yang Mengalami Gerakan Lateral (dirangkum dari Chen, 1994)

No	Peneliti	Tekanan Tanah	Metode Penentuan Tekanan	Prediksi Yang dihasilkan
1	Tschebotarioff (1973)	Triangular	Empiris	Distribusi Momen
2	Springman (1989) , Randolph & Springman (1991)	Parabolik	Empiris-Centrifuge	Distribusi Momen -- Kelompok Tiang
3	Ito & Matsui (1975)	Plastis	Semi-Empiris	Distribusi Tekanan -- Kelompok Tiang
4	Viggiani (1981)	9 jenis mode kegagalan	Teoritis	Distribusi Tekanan -- Interaksi Struktur Tanah

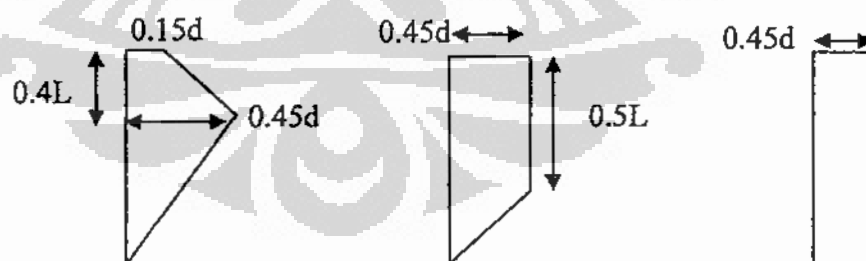
Metode ini berusaha mengembangkan persamaan-persamaan untuk memperhitungkan perilaku dari tiang yang mengalami gerakan lateral terutama dengan menghubungkan tekanan tanah yang terjadi akibat beban luar dengan perilaku tiang. De Beer & Wallays (1972) mengusulkan bahwa apabila tanah jauh dari keruntuhan, maka tekanan tanah yang terjadi pada tiang berhubungan dengan beban yang diberikan. Mereka membuat metode semi-empiris yang mampu memprediksi momen maksimum yang terjadi dalam tiang namun tidak dapat

memprediksi distribusi momen yang terjadi. Perkembangan selanjutnya diperlihatkan dalam Tabel 2-1.

Metode semi-empiris tersebut masih sederhana dan belum memperhatikan perilaku konstitutif dari tanah, hubungan antara tiang dan tanah. Meskipun begitu untuk desain metode-metode tersebut praktis untuk digunakan. Tekanan tanah yang didapatkan dapat digunakan untuk mencari gaya-gaya dalam tiang untuk akhirnya mendesain tiang.

2.2.2 Transfer Deformasi/Tekanan Tanah (*free field*)

Metode yang kemudian berkembang untuk menganalisis perilaku tiang adalah menganalisis tiang dengan masukan deformasi atau tekanan tanah yang sudah diperhitungkan sebelumnya. Poulos (1973) menggunakan program boundary element yang dikembangkannya dari analisis tiang yang dibebani beban lateral untuk menganalisis tiang yang mengalami gerakan tanah lateral. Program tersebut membutuhkan masukan gerakan tanah yang terjadi atau tekanan tanah yang terjadi. Untuk masukan gerakan tanah tersebut Poulos menggunakan tiga jenis kasus gerakan tanah.



Gambar 2-2 Distribusi Gerakan Tanah Yang Digunakan Sebagai Masukan (Poulos, 1980)

Poulos kemudian melakukan studi parametrik untuk membuat grafik-grafik untuk keperluan praktis dan menarik kesimpulan. Beberapa kesimpulan yang ia dapatkan adalah (Poulos, 1980) : semakin kaku tiang, gerakan tiang berkurang namun momen yang timbul menjadi lebih besar, penggunaan kekangan pada

puncak tiang mengurangi gerakan namun menambah momen, penggunaan kekangan pada dasar tiang tidak berpengaruh, kecuali di dekati tiang dengan timbulnya momen yang besar.

Program yang ditulis Poulos tersebut kemudian digunakan oleh beberapa peneliti setelahnya seperti Hull et al (1991) dan Lee et al (1991) yang menggunakannya untuk studi parametrik dan menemukan berbagai parameter penting. Meskipun praktis, program tersebut masih membutuhkan masukan gerakan tanah yang tepat dan tekanan tanah ultimit (Chen, 1994).

Pemodelan dengan metode ini kemudian berkembang dengan masuknya gerakan tanah dari free field soil displacement. Gerakan tanah yang berasal dari deformasi tanah tanpa adanya tiang dimasukkan ke dalam sistem pegas non-linear yang satu sisinya dipasangkan pada model tiang dan sisi lainnya dipasangkan pada gerakan tanah free field (Byrne et al, 1984). Metode ini bergantung pada masukan konstanta pegas yang tepat dan besarnya gerakan tanah free field.

Goh et al (1997) juga mengembangkan metode ini dengan memasukan gerakan tanah free field ke dalam program finite element yang memodelkan pile sebagai balok diatas pegas non linear. Model finite elementnya juga memungkinkan pelapisan tanah dimodelkan dengan baik, entah tanah kohesif ataupun tanah non kohesif. Goh et al menitik beratkan penelitiannya pada penentuan parameter pegas yang diperlukan. Studi kasus kemudian dilakukan untuk memvalidasi hasil dari program yang dikembangkan. Studi parametrik kemudian dilakukan untuk mencari kesimpulan dan membuat sebuah grafik praktis untuk desain. Goh et al (2003) kemudian menggunakan model tersebut untuk memperkirakan respon tiang yang berada di dekat galian yang ditahan dengan dinding diafragma dan strut. Masukan gerakan tanah didapatkan dari inclinometer di dekat lokasi tiang. Hasil yang didapatkan sangat cocok dengan respon tiang yang diukur di lapangan.

Chen (1994) menggunakan metode finite element yang dikembangkan oleh Yegian & Wright (1973) dan menggabungkannya dengan metode infinite element

oleh Damjanic & Owen (1984) untuk menganalisis tekanan lateral ultimit (p_u) yang terjadi pada tiang akibat gerakan tanah. Nilai tekanan lateral ultimit ini yang akan menjadi masukan untuk program boundary element yang dikembangkan oleh Poulos & Davis (1980). Program ini memodelkan tanah dengan model Mohr-Coloumb. Dalam penelitian ini Chen tidak dapat menentukan dengan baik distribusi p_u yang terjadi pada tiap tiang dalam kelompok tiang sehingga ia menentukan masukan p_u dari hasil tes model laboratorium. Faktor kelompok tiang menentukan distribusi p_u . Hasil yang didapatkan dari metode ini cocok dengan hasil studi kasus.

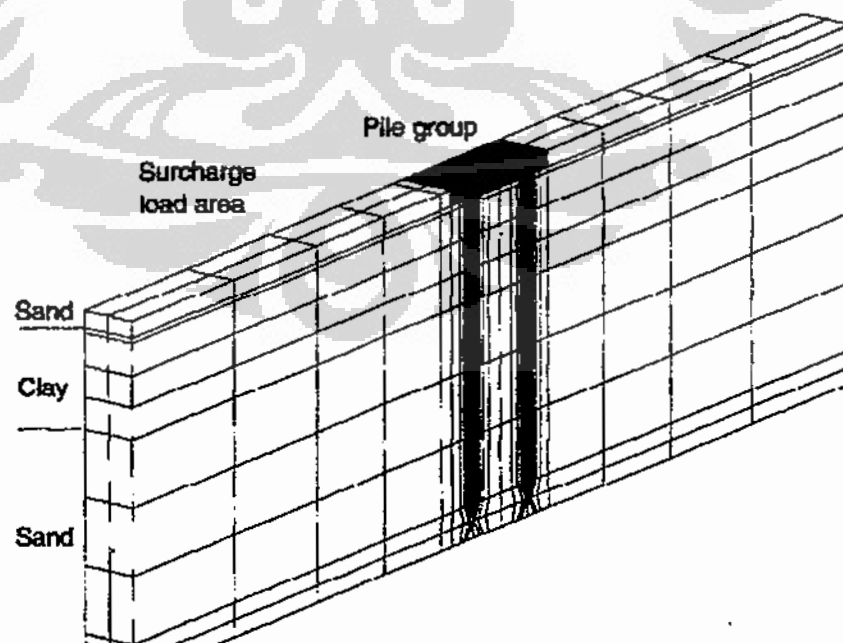
Chen & Poulos (1997) kemudian menyempurnakan program boundary element yang digunakannya dalam penelitian terdahulu untuk membuat grafik desain dengan distribusi gerakan tanah lateral di atas tiang dengan bentuk konstan dan segitiga. Efek grup tiang juga dibicarakan dengan menghitung sebuah konstanta f_p sebagai perbandingan antara tekanan kontak tiang dalam grup dan tekanan kontak tiang tunggal. Nilai f_p tersebut dihitung menggunakan program finite element oleh Chen (1994) yang akan dibahas di Bab 2.2.3. Meskipun praktis, penggunaan grafik desain ini terbatas oleh bentuk profil gerakan tanah yang tidak realistis, masih elastis dan tidak cocok untuk berbagai kondisi.

Pada perkembangan selanjutnya, Chen & Poulos (1996) melakukan studi terhadap sebuah tiang yang berada di dekat galian terbuka tanpa penahan tanah. Hal ini merupakan perkembangan dari penelitian sebelumnya yang tidak dapat menggambarkan perilaku tiang-tanah dengan baik. Pada penelitian ini program finite element digunakan untuk mencari deformasi free field, kemudian deformasi tersebut dimasukkan ke dalam program boundary element untuk mencari respon tiang. Dalam analisis finite element tersebut untuk mengakomodasi galian terbuka, tanah dianggap memiliki kapasitas tarik penuh (sebesar S_u) yang sebenarnya tidak terjadi di tanah sesungguhnya. Tanah menggunakan model elasto-plastis Trseca. Hasil dari penelitian tersebut adalah grafik desain yang sederhana.

Poulos & Chen (1997) juga melakukan studi untuk tiang yang berada di dekat galian terbuka dengan adanya penahan tanah dan strut. Tanah dimodelkan sebagai tanah elasto-plastis Tresca, interface antara tanah dan dinding menggunakan model Goodman. Metode yang digunakan masih memisahkan antara penentuan deformasi tanah dan respon tiang. Hasil penelitian mengeluarkan beberapa grafik desain sederhana.

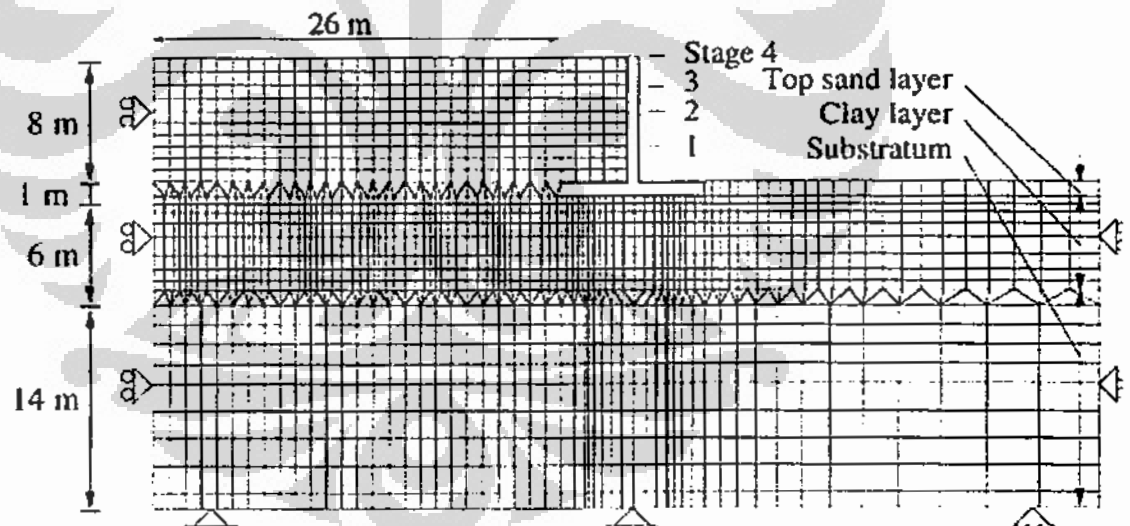
2.2.3 Finite Element Penuh

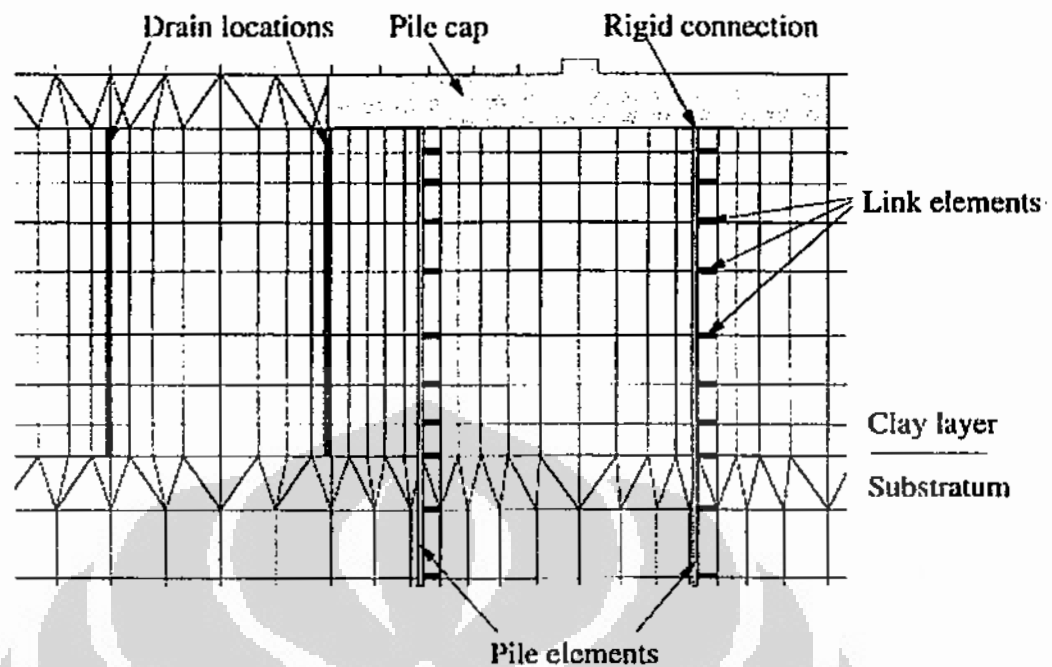
Bransby (1995) menggunakan program finite element untuk mengetahui perilaku kelompok tiang yang mengalami gerakan lateral tanah pada lempung yang terkena beban luar. Model tanah yang digunakan adalah Cam-clay Hysteristic. Pemodelan yang dilakukan sudah menggabungkan tiang dan tanah pada satu model tiga dimensi, kekakuan kepala tiang juga sudah dimodelkan dengan adanya pile cap. Hasil yang didapatkan cocok dengan hasil uji centrifuge yang. Model Bransby ini sangat sederhana dan masih memodelkan kelompok tiang dengan sebuah potongan kecil arah bidang plane strain sehingga belum memasukan efek bentuk dan susunan kelompok tiang itu sendiri.



Gambar 2-3 Model 3-D Yang Digunakan Bransby (1995)

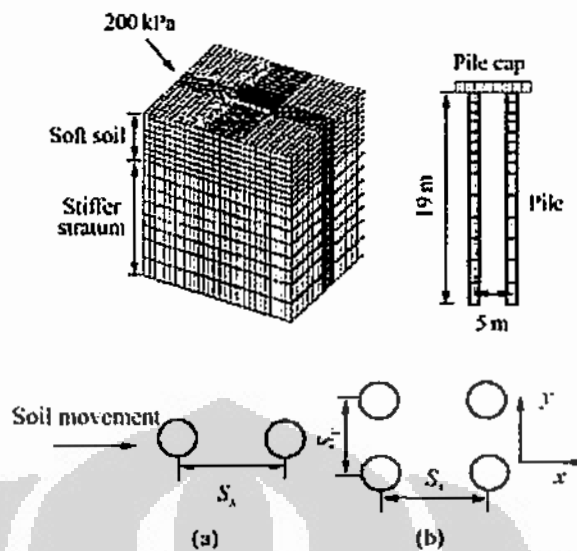
Pada perkembangan selanjutnya, Springman (2000) berusaha menggunakan analisa plane strain dengan memasukkan efek tiga dimensi ke dalam model finite elementnyanya. Ia beragumen bahwa sebuah baris tiang dan tanah diantaranya dapat diwaklikan sebagai sebuah sheet pile ekivalen. Springman memodelkan sebuah pile cap abutment jembatan yang dibebani timbunan dan melihat efeknya pada baris tiang dibawahnya. Tiang direpresentasikan sebagai elemen balok. Untuk memodelkan interaksi struktur tanah Springman menggunakan elemen link untuk mentransfer beban dari tanah ke tiang menggunakan model yang dikembangkan oleh Bransby (1995) dan Baguelin et.al (1977). Model tanah yang digunakan adalah pasir elasto-plastis Mohr Coloumb dan Lempung Modified Cam Clay. Hasil yang didapatkannya cocok dengan uji centrifuge yang dilakukan. Timbunan yang diteliti juga menampilkan perilaku 'membusur', yaitu membagi beban dengan bantuk busur ke samping kiri kanan timbunan.





Gambar 2-4 Model 2-D Yang Digunakan Springman (2000)

Zhao et al (2007) memodelkan kembali kasus Bransby (1995) pada model tiga dimensi menggunakan program ANSYS. Tanah yang digunakan merupakan lempung elasto plastis dengan kriteria Drucker-Pager. Ia memodelkan tiang dengan susunan 2 tiang satu baris dan 2 tiang dua baris. Dalam analisisnya yang cocok dengan hasil yang dihasilkan oleh Bransby, ia menemukan bahwa di tanah yang lebih kaku maka tiang yang paling dekat dengan beban akan menerima tekanan lebih tinggi, membentuk efek “penghalang”. Sedangkan pada tanah yang lebih lunak tanah akan bergerak melewati tiang pertama sehingga tekanan tanah akan terbentuk pada kedua baris tiang.



Gambar 2-5 Model 3-D Yang Digunakan Zhao et al (2007)

Kok et al(2008) menggunakan program PLAXIS 2D untuk menganalisis problem tiang dekat galian yang diteliti oleh Poulos & Chen (1996). Analisis tersebut menggunakan tanah elasto-plastis Mohr Coloumb dengan memodelkan tiang sebagai elemen balok. Hasil yang didapatkan menjelaskan bahwa analisis elemen hingga menghasilkan gaya dalam yang lebih kecil dari seharusnya karena analisis 2 dimensi tidak memperhitungkan adanya aliran geser tanah yang melewati sela diantara tiang. Kok et al menyarankan digunakan analisa tiga dimensi untuk menghilangkan efek ini.

2.3 Analisis Finite Element Geoteknik dengan Plaxis

2.3.1 Proses Elemen Hingga

Sudah banyak penjelasan dan tulisan yang menggambarkan proses elemen hingga (lihat antara lain Brinkgreve et. al, 2007 atau Wood, 1990 atau Potts & Zdravković, 1999). Dalam mencari solusi sebuah permasalahan, PLAXIS mengikuti kaidah-kaidah ini. Untuk bisa mengambil kesimpulan yang baik dari suatu analisis elemen hingga, pemahaman yang baik akan proses elemen hingga tersebut diperlukan.

Dalam keseimbangan continuum, dikenal persamaan virtual work yaitu:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{b} dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (2.1)$$

dimana $\delta \underline{u}$ menggambarkan variasi perpindahan yang mungkin terjadi, \underline{t} adalah traksi. Pembentukan stress state $\underline{\sigma}$ bisa dianggap sebagai suatu proses yang bertahap:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} \Delta \underline{\sigma} \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \underline{\dot{\sigma}} dt \quad (2.2)$$

Dalam hubungan diatas, tegangan pada saat i tidak diketahui, yang diketahui adalah tegangan sebelumnya. Beda tegangan bisa dianggap laju perubahan tegangan yang diintegral pada jangka waktu yang sangat kecil. Melihat hal tersebut maka persamaan virtual work menjadi:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{b}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.3)$$

Dalam sebuah analisis elemen hingga, sebuah kontinum dibagi menjadi beberapa elemen. Elemen tersebut memiliki beberapa nodal dengan derajat kebebasan masing-masing. Dalam program ini derajat kebebasannya adalah perpindahan nodal. Dalam sebuah elemen matriks perpindahan \underline{u} didapatkan dari nilai perpindahan nodal \underline{y} menggunakan fungsi interpolasi \underline{N} . Dalam bentuk regangan, persamaan hubungan kinematis menjadi

$$\underline{\varepsilon} = \underline{LNy} = \underline{By} \quad (2.4)$$

Dimana \underline{B} adalah matriks interpolasi regangan. Persamaan diatas menjadi (perpindahan diskret sudah dikeluarkan):

$$\begin{aligned}\delta \underline{v}^T \int B^T \Delta \underline{\sigma} dV &= \delta \underline{v}^T \int N^T \underline{b}' dV + \delta \underline{v}^T \int N^T \underline{t}' dS - \delta \underline{v}^T \int B^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \\ \int B^T \Delta \underline{\sigma} dV &= \int N^T \underline{b}' dV + \int N^T \underline{t}' dS - \int B^T \underline{\sigma}^{i-1} dV\end{aligned}\quad (2.5)$$

Persamaan diatas merupakan bentuk diskret dari persamaan keseimbangan. Dua integral pertama di bagian kanan persamaan menggambarkan gaya eksternal sedangkan bagian integral terakhir menggambarkan gaya internal dari proses sebelumnya. Hubungan diatas biasanya nonlinear sehingga tidak dapat langsung dihitung. Sebuah proses iterasi diperlukan untuk menghitung solusinya.

Dengan memasukkan hubungan tegangan regangan $\Delta \underline{\sigma} = M \Delta \underline{\varepsilon}$ dalam persamaan diatas maka persamaan tersebut dapat ditulis kembali menjadi:

$$K \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \quad (2.6)$$

M adalah matriks model konstitutif dari material dan $\Delta \underline{v}^i$ adalah vektor displacement pada langkah tersebut. Sekali lagi dapat dilihat bahwa hubungan tegangan regangan tidak linear sehingga matriks kekakuan K tidak dapat dihitung langsung sehingga sebuah iterasi diperlukan. Iterasi tersebut dapat dituliskan menjadi:

$$K^j \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{j-1} \quad (2.7)$$

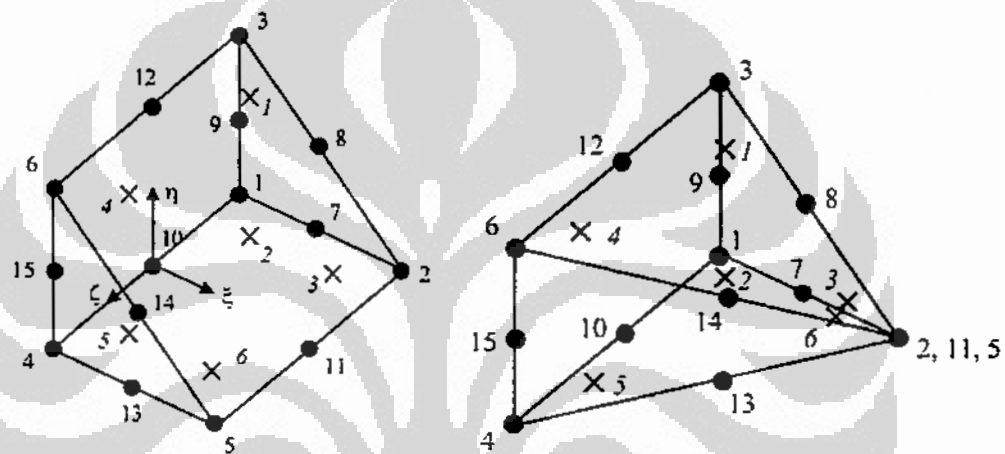
j adalah jumlah iterasi. $\delta \underline{v}^j$ adalah vektor peningkatan displacement yang berdampak pada peningkatan displacement dari langkah i . Langkah berikutnya adalah menghitung ketidakcocokan antara \underline{f}_{ex}^i dan \underline{f}_{in}^{j-1}

$$\Delta f = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^j, \quad e = \frac{|\Delta f|}{|\underline{f}_{ex}^i|} \quad (2.8)$$

Jika $e > e$ yang dapat ditoleransi maka iterasi baru dilakukan, jika tidak maka persamaan keseimbangan sudah dapat diterima dan langkah baru dimulai.

2.3.2 Elemen-Interaksi

PLAXIS 3D menggunakan elemen 15 nodal prisma segitiga dan pasak untuk memodelkan material tanah. Elemen tersebut menggunakan integrasi gauss 6 titik. Gambar berikut memberikan gambaran elemen 15 nodal yang digunakan beserta nodalnya ($^{\circ}$) dan titik integrasinya (\times)



Gambar 2-6 Elemen 15 Nodal (PLAXIS bv,2007)

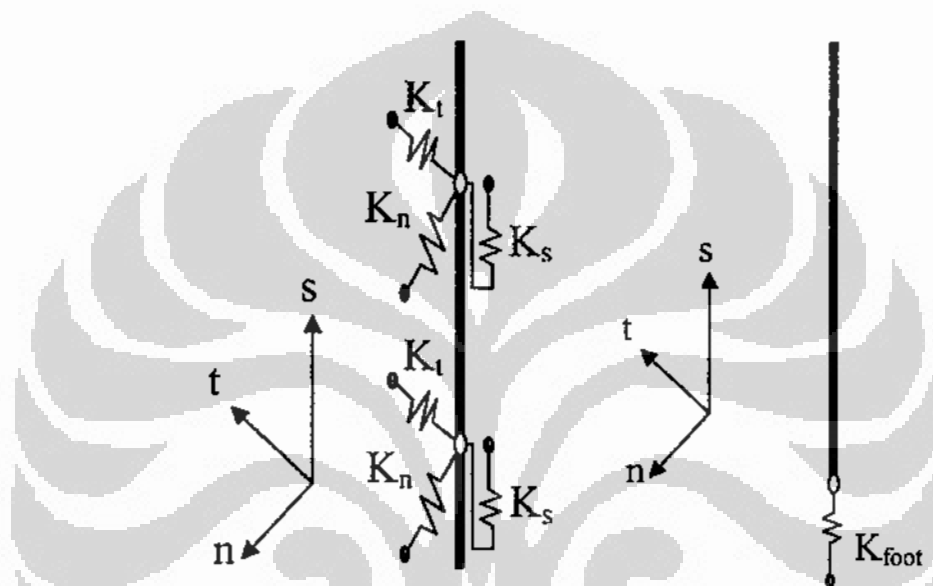
Pemodelan tiang dalam PLAXIS dilakukan dengan elemen balok dengan elemen interface di setiap nodalnya. Elemen interface menggambarkan interaksi dengan tanah pada kulit tiang dan interaksi bearing capacity di ujung tiang. Balok dimodelkan sebagai elemen linear elastis. Untuk menggambarkan interaksi tiang dan tanah, interaksi di kulit tiang memiliki model konstitutif sebagai berikut.

$$\begin{bmatrix} \sigma_s \\ \sigma_n \\ \sigma_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s^p & -u_s^s \\ u_n^p & -u_n^s \\ u_t^p & -u_t^s \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Dimana u^p menggambarkan displacement tiang dan u^s menggambarkan displacement tanah. K_s menggambarkan kekakuan geser arah sejajar tiang dan K_t dan K_n menggambarkan kekakuan elemen interface arah tegak lurus perpindahan.

$$K_s \gg G_{soil}$$

$$K_n = K_t = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} K_s \quad (2.10)$$



Gambar 2-7 Pemodelan Tiang (PLAXIS bv,2007)

2.3.3 Interface

Pada PLAXIS 3D v.2.0 secara otomatis software akan meletakkan interface pada setiap elemen dinding dan pelat yang bersentuhan dengan elemen tanah. Interface tersebut sederhana mengikuti model tanahnya, berupa interface Mohr-Coloumb dengan parameter sudut geser (ϕ_i) dan kohesinya (c_i) ditentukan dari parameter tanah dengan pemberian faktor reduksi R_{inter} .

$$c_i = R_{inter} c_{soil}$$

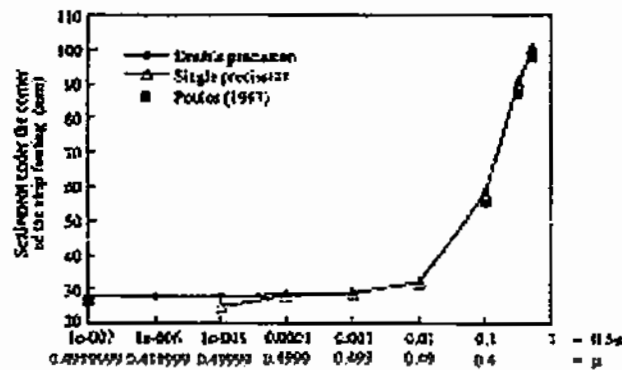
$$\tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{soil} \leq \tan \phi_{soil} \quad (2.11)$$

2.3.4 Kondisi Terdrainasi-Tidak Terdrainasi dan Analisis Tegangan Efektif-Tegangan Total

Kondisi tanah terdrainasi (drained) dan tidak terdrainasi (undrained) dapat dimodelkan di dalam PLAXIS. Pada kondisi tanah terdrainasi tekanan air pori sudah sepenuhnya terdisipasi dari tanah sehingga tidak timbul tegangan air pori eksese. Dalam analisis terdrainasi analisis yang dilakukan dapat menggunakan tegangan efektif maupun tegangan total, namun dapat dicatat bila air diabaikan maka secara praktis kondisi terdrainase menjadi kondisi analisis tegangan total.

Dalam kondisi tanah tidak terdrainasi, tekanan air pori masih belum terdisipasi sehingga dalam hal ini yang terjadi air ikut menanggung tegangan luar yang diberikan menghasilkan tekanan pori eksese. Dalam kondisi undrained karena air menahan tegangan luar maka tanah dalam kondisi undrained memiliki nilai poisson ratio $\nu = 0.5$ karena sifat air bergerak ke segala arah. Air mampu menahan tegangan normal namun tidak mampu menahan tegangan geser.

Dalam analisis numerik, penggunaan $\nu = 0.5$ akan menyebabkan singularitas pada matriks kekakuan sehingga perhitungan tidak dapat diselesaikan. Untuk menyelesaikan permasalahan ini dilakukan pendekatan dengan memasukkan nilai ν dengan nilai yang mendekati 0.5. Dari grafik di bawah terlihat bahwa nilai poisson ratio konvergen ke suatu nilai tertentu. Beberapa peneliti menyarankan untuk menggunakan nilai $\nu = 0.49$ yang menghasilkan nilai error yang masih dapat diterima.



b) Settlement under the corner of strip footing vs. Poisson's ratio

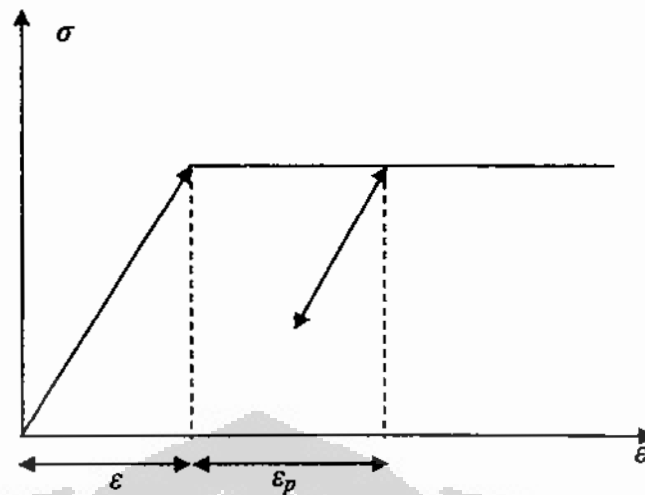
Gambar 2-8 Pengaruh Poisson Ratio pada Perhitungan Penurunan Fondasi Lajur (Potts & Zdravković, 1999)

Dalam perhitungan PLAXIS karena air tidak memiliki kekuatan geser maka melalui proses perhitungan yang unik PLAXIS melakukan perhitungan tidak terdrainase dengan parameter kekakuan tanah harus menggunakan parameter tanah efektif (E' & ν'), poisson ratio $\nu_u = 0.495$ dan memisahkan antara kekakuan bulk tanah dan kekakuan bulk air sehingga air memiliki matriks kekakuannya sendiri. Karena pemisahan itu dalam analisis tidak terdrainasi di PLAXIS harus digunakan parameter tanah efektif.

Dalam PLAXIS juga bisa dilakukan analisis tidak terdrainasi namun dengan analisis tegangan total. Analisis ini dilakukan dengan menggunakan mode tanah terdrainasi dengan parameter tanah tak terdrainasi namun dengan memasukkan $\nu_u = 0.495$.

2.4 Model Mohr-Coloumb

Model konstitutif material yang digunakan dalam analisis ini adalah Model Mohr-Coloumb (lihat antara lain Potts & Zdravković, 1999). Model ini merupakan model elasto-plastis yang sederhana, tanpa hukum hardening atau softening. Kondisi tegangan yang terjadi ketika material mencapai plastisitas konstan.

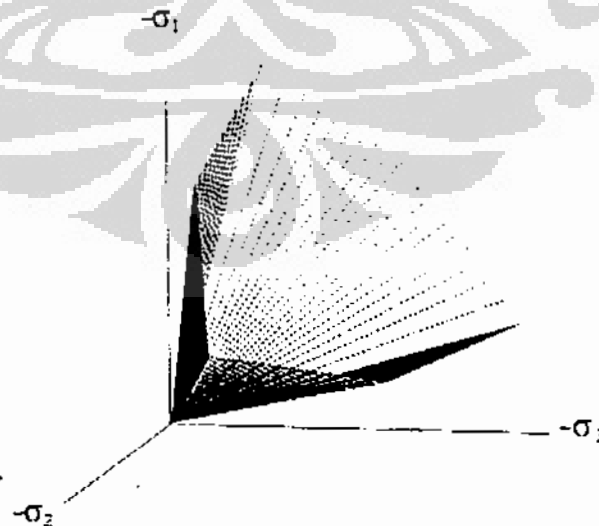


Gambar 2-9 Model Elasto Plastik Sederhana

Model Mohr Coloumb memiliki enam fungsi leleh dalam tegangan utama. Dalam bentuk umumnya fungsi leleh ini adalah:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_2') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.12)$$

Bila digambarkan dalam sumbu tegangan utama maka keenam fungsi leleh tersebut akan membentuk sebuah kerucut heksagonal seperti pada gambar berikut.



Gambar 2-10 Fungsi Leleh Mohr Coloumb Dalam Sumbu Tegangan Utama (PLAXIS bv, 2007)

Selain fungsi leleh, model Mohr Coloumb juga memiliki fungsi potensial plastis. Bentuk umumnya untuk tegangan utama adalah:

$$g = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_2') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2') \sin \psi \quad (2.13)$$

ψ adalah sudut dilatansi yang menggambarkan perubahan regangan volumetrik secara plastis. Fungsi plastis ini menentukan deformasi plastis yang terjadi berdasarkan perubahan regangan plastis.

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (2.14)$$

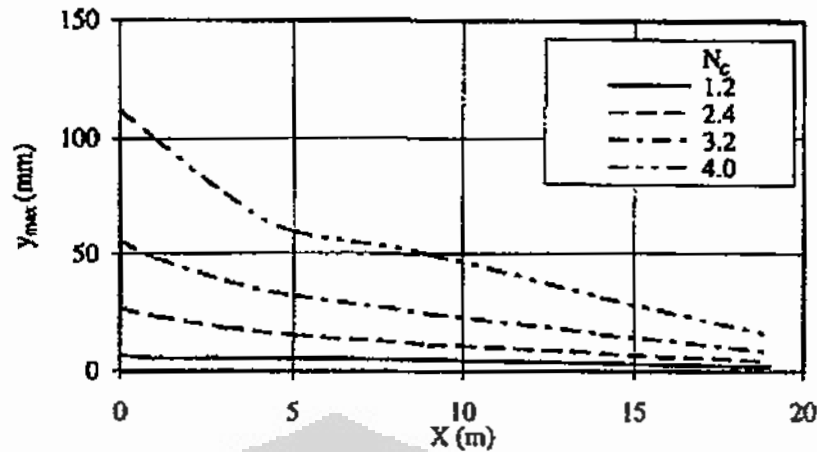
λ adalah konstanta plastis. Jika $\lambda = 0$ maka material berperilaku elastis, jika λ positif maka material berperilaku plastis.

2.5 Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tiang

2.5.1 Kedalaman Galian dan Angka Stabilitas

Chen dan Poulos (1996) melakukan simulasi terhadap tiang di dekat sebuah galian terbuka tanpa penahan tanah. Semakin dalam galian, semakin besar pula gerakan tanah yang terjadi. Mereka mengusulkan penggunaan sebuah angka stabilitas N_c untuk menggambarkan kedalaman galian tersebut. Semakin besar angka stabilitas maka respon tiang akan semakin besar.

$$N_c = \frac{\gamma h}{c_u} \quad (2.15)$$

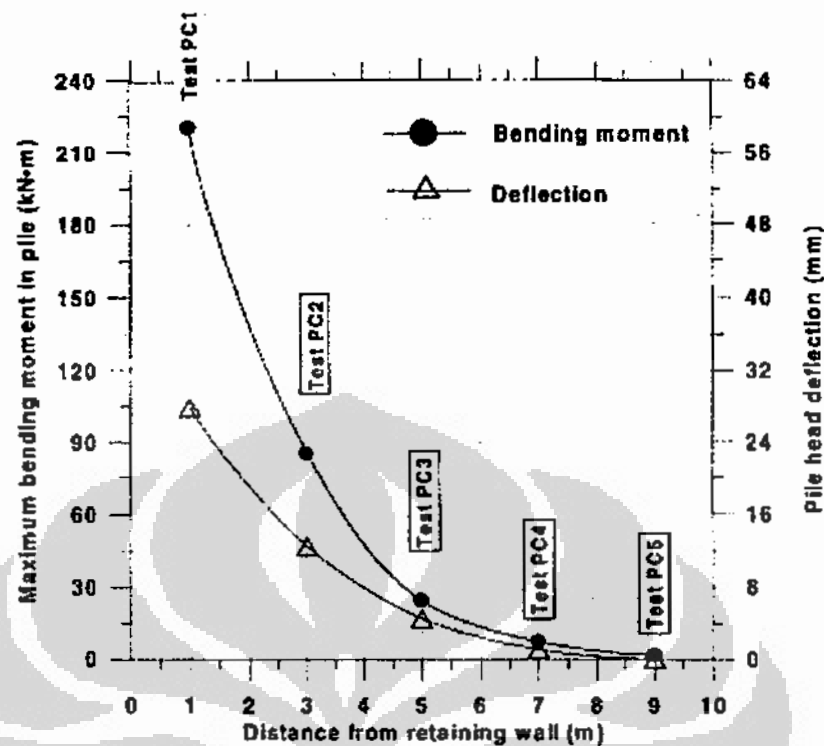


**Gambar 2-11 Hubungan Antara Angka Stabilitas N_c dan Displacement Maksimal Tiang
(Chen & Poulos, 1996)**

Leung et al (2000) juga melaporkan hal yang sama dalam percobaan centrifugennya. Semakin dalam galian maka semakin besar pula gaya-gaya yang terjadi pada tiang. Ong et al (2006) juga menambahkan bahwa semakin dalam galian maka area yang terkena efek gerakan lateral akan semakin jauh.

2.5.2 Posisi Tiang

Semakin jauh tiang dari galian atau timbunan maka semakin kecil pula respon dari tiang akibat gerakan tanah yang semakin mengecil semakin jauh dari sumber gerakan tanah. Chen & Poulos (1997), Leung et al (2000,2003), Ong et al (2006), Madhumati (2008) melaporkan fenomena ini. Leung et al (2000) menyatakan bahwa respon tiang baik momen maksimal maupun defleksi kepala tiang berkurang secara eksponensial terhadap jarak dari galian.



Gambar 2-12 Variasi Momen Lentur Maksimum dan Defleksi Kepala Tiang Terhadap Jarak Dari Galian (Leung et al, 2000)

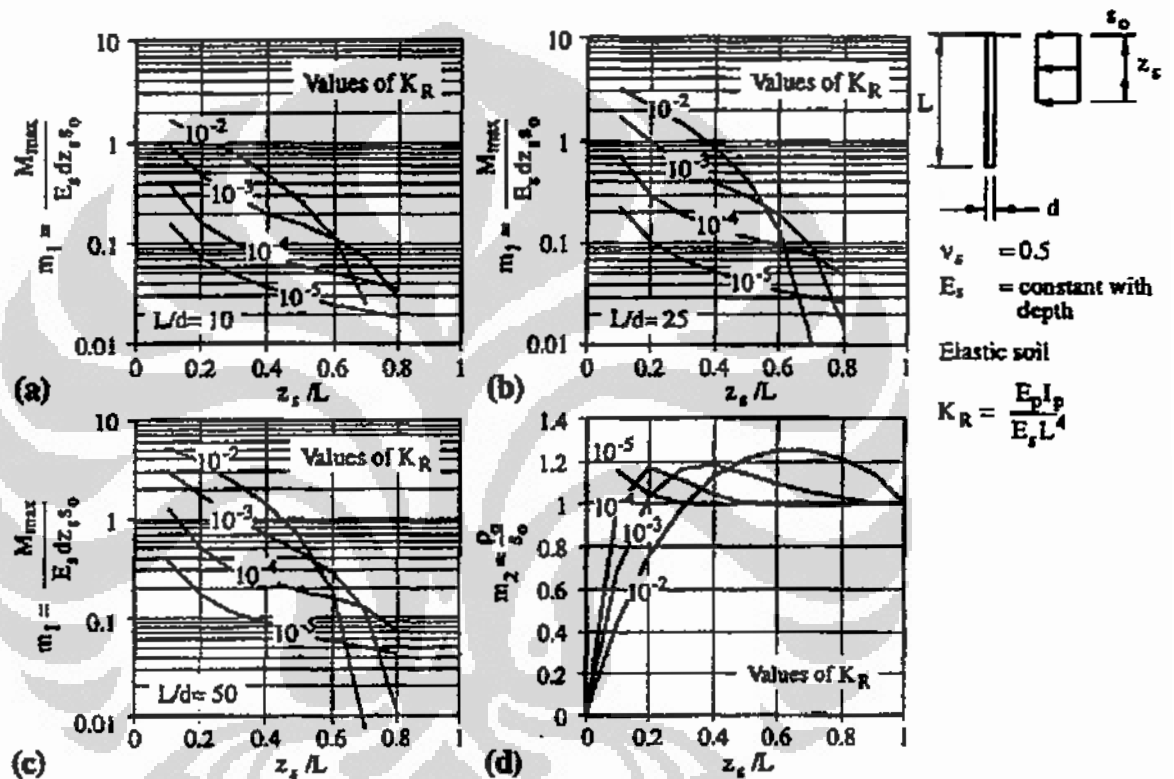
Ong et al (2006) menjelaskan fenomena ini dengan adanya daerah yang terdampak gerakan retaining wall. Daerah ini berada pada pasak bersudut 45° dari dasar galian. Semakin menjauh dari galian maka semakin sedikit bagian tiang yang berada dalam area terdampak maka respon tiang akan semakin kecil.

2.5.3 Kekakuan Tiang dan Tanah

Kekakuan sebuah tiang sangat berpengaruh terhadap respon tiang yang dihasilkan. Begitu pula dengan kekakuan tanah itu sendiri. Kedua kekakuan tersebut berinteraksi untuk mempengaruhi respon tiang (Chen & Poulos, 1997). Chen & Poulos membuat grafik-grafik desain praktis untuk memperkirakan respon tiang yang terjadi apabila dibebani gerakan lateral tanah akibat galian. Dalam grafik

tersebut diperkenalkan faktor fleksibilitas K_R . Apabila K_R meningkat maka kaku, dan dengan semakin kakunya tiang maka respon yang terjadi menjadi semakin besar.

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \tag{2.16}$$

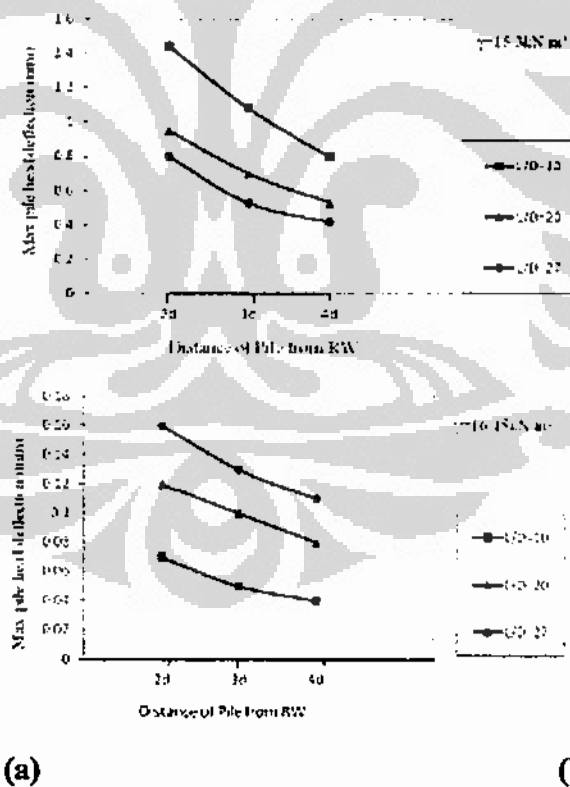


Gambar 2-13 Grafik Desain Untuk Memperkirakan Respon Tiang Terhadap Gerakan Tanah Lateral (Chen & Poulos, 1997)

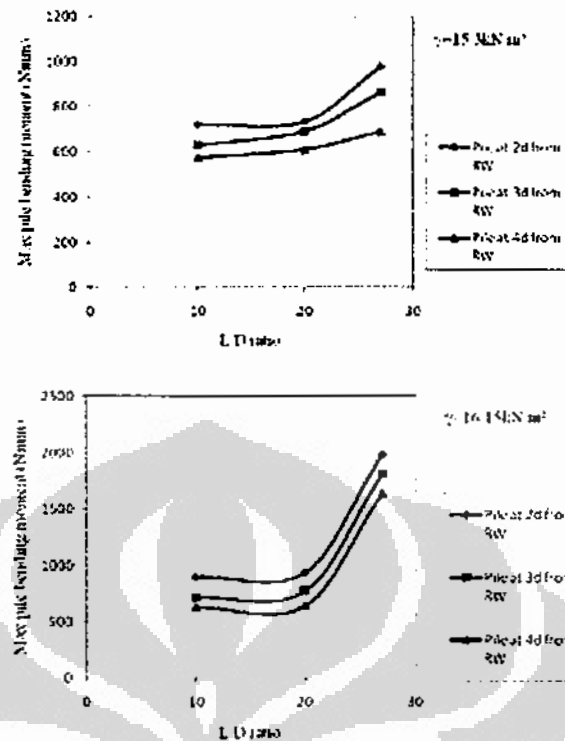
Dari grafik di atas juga dapat dilihat bahwa semakin langsing tiang maka momen maksimal tiang meningkat. Khusus untuk diameter tiang, Poulos & Chen (1996) menjelaskan bahwa peningkatan diameter tiang cenderung akan mengurangi defleksi namun cenderung mengikuti gerakan tanah, pengurangan defleksi terjadi signifikan jika diameter tiang cukup besar (> 1.0 m). Madhumathi (2008) juga

melaporkan bahwa semakin langsing tiang maka defleksi maksimalnya semakin besar.

Di sisi lain, Poulos & Chen (1996, 1997) juga menjelaskan bahwa dengan semakin tingginya kekakuan tanah maka tekanan ultimit tanah akan meningkat pula menyebabkan respon tiang meningkat. Hal ini menjadi masalah kombinasi karena semakin lemah atau tidak padat tanah maka gerakan dinding akan semakin besar. Pada percobaan di tanah pasir Madhumathi (2008) melaporkan bahwa gerakan tanah menyebabkan defleksi tiang lebih besar pada tanah pasir lepas dibandingkan defleksi tiang pada tanah pasir padat. Untuk momen maksimal yang terjadi, momen yang terjadi pada tanah yang lebih padat lebih besar daripada momen yang terjadi pada tanah yang lunak. Hal ini terjadi akibat kekangan yang diberikan oleh tanah pada tiang menyebabkan termobilisasinya momen lentur yang lebih besar.



Gambar 2-14 Variasi Hasil Uji Prototip Tiang Di Dekat Retaining Wall Terhadap Defleksi Maksimum Tiang. (a) pasir lepas (b) pasir medium dense (Madhumathi, 2008)



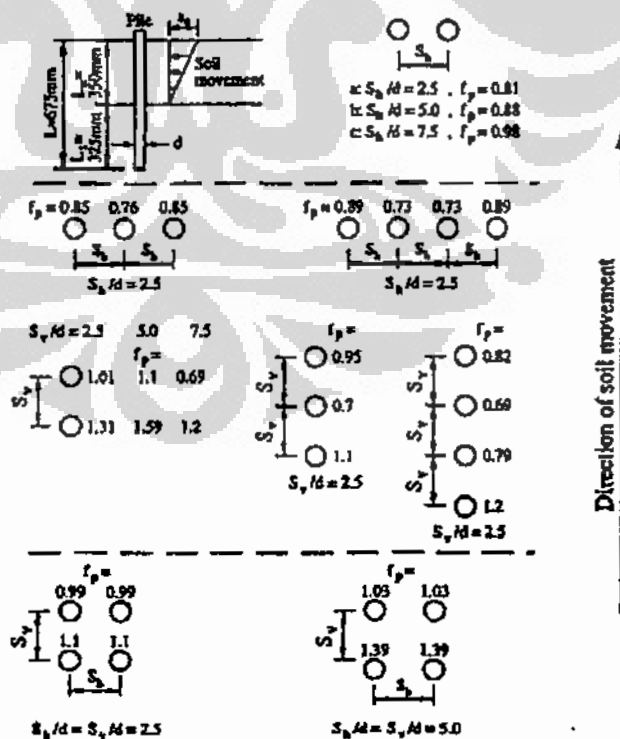
Gambar 2-15 Variasi Hasil Uji Prototip Tiang Di Dekat Retaining Wall Terhadap Momen Maksimum Tiang (a) pasir lepas (b) pasir medium dense (Madhumathi, 2008)

2.5.4 Kekakuan Dinding Penahan Tanah

Poulos dan Chen (1997) dalam penyusunan grafik desain untuk tiang yang mengalami gerakan lateral akibat galian menyatakan bahwa semakin kaku dinding penahan tanah maka respon tiang akan semakin kecil. Dengan semakin kaku dinding penahan tanah maka gerakan tanah lateral yang terjadi semakin kecil maka respon tiang akan semakin kecil. Dengan logika yang sama maka penambahan kekakuan strut dan spasi antar strut juga memperkaku dinding sehingga memperkecil respon tiang. Dalam grafiknya Poulos dan Chen memperhitungkan efek dari kekakuan dinding (Ei_w), kekakuan strut (k_s) dan spasi strut (s)

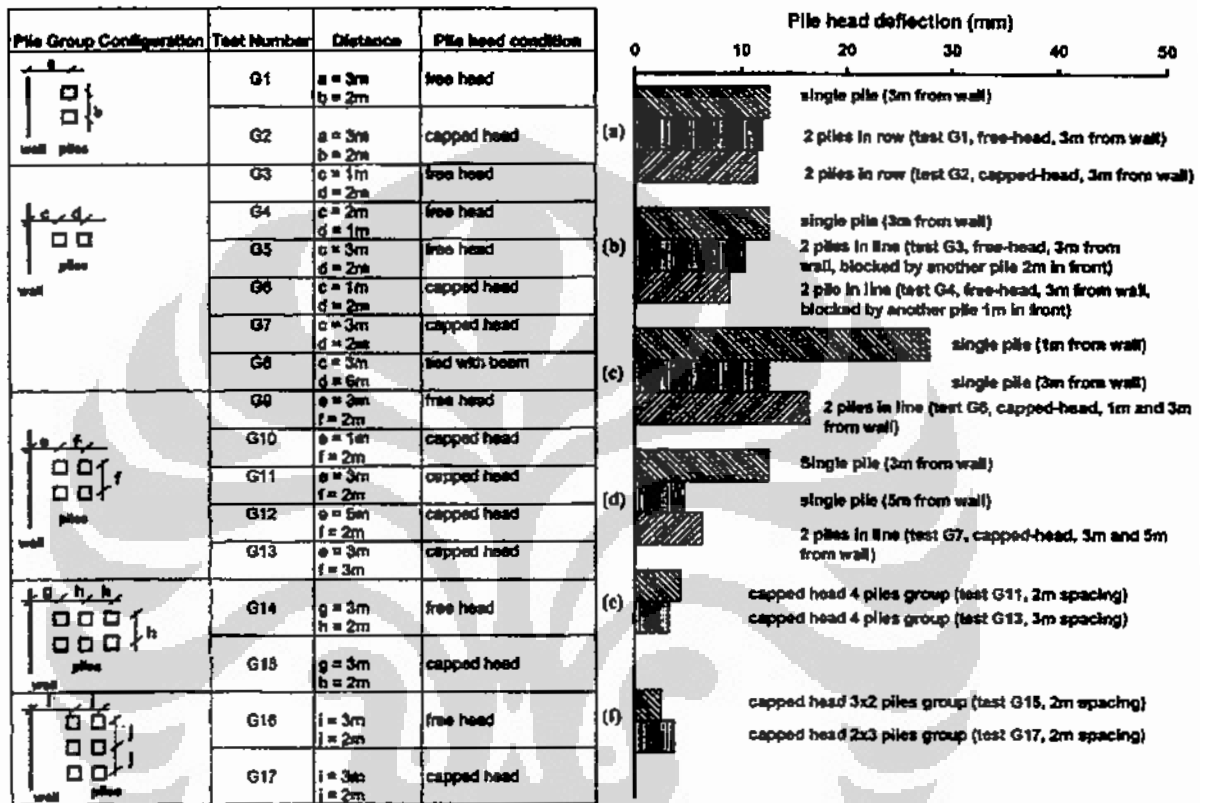
2.5.5 Susunan Kelompok Tiang dan Kekangan Kepala Tiang

Chen (1994) melakukan penelitian mengenai efek gerakan tanah lateral pada kelompok tiang. Ia menggunakan faktor f_p , yang merupakan perbandingan antara tekanan ultimit yang terjadi pada tiang dalam kelompok tiang dan tekanan ultimit yang terjadi sebuah tiang tunggal. Dari hasil penelitiannya apabila tiang disusun tegak lurus gerakan tanah maka respon tiang tidak akan berbeda jauh. Namun apabila tiang disusun searah dengan gerakan tanah maka tiang pertama searah gerakan tanah akan mengalami tekanan tanah yang lebih besar daripada tiang di belakangnya. Zhao et al (2007) mengkonfirmasi temuan ini dengan analisis elemen hingga 3D. Begitu juga Bransby & Springman (1995) dan (Steward et al, 1999). Hal ini terjadi karena adanya efek penghalang dari tiang pertama yang menyebabkan respon tiang di belakangnya berkurang. Namun untuk susunan tiang yang melebihi dua, tiang-tiang di tengah akan lebih berkurang responnya dibandingkan tiang paling belakang.



Gambar 2-16 Faktor Kelompok Tiang Terhadap Gerakan Tanah Lateral (Chen, 1994)

Hal ini nampaknya hanya cocok untuk gerakan lateral tanah yang bergerak “mendekati” tiang misalnya timbunan atau beban surcharge karena hasil yang didapatkan oleh uji centrifuge oleh Leung et al (2003) menyatakan kebalikan dari kesimpulan di atas.



Gambar 2-17 Hasil Percobaan Centrifuge Pada 17 Kasus (Leung et al, 2003)

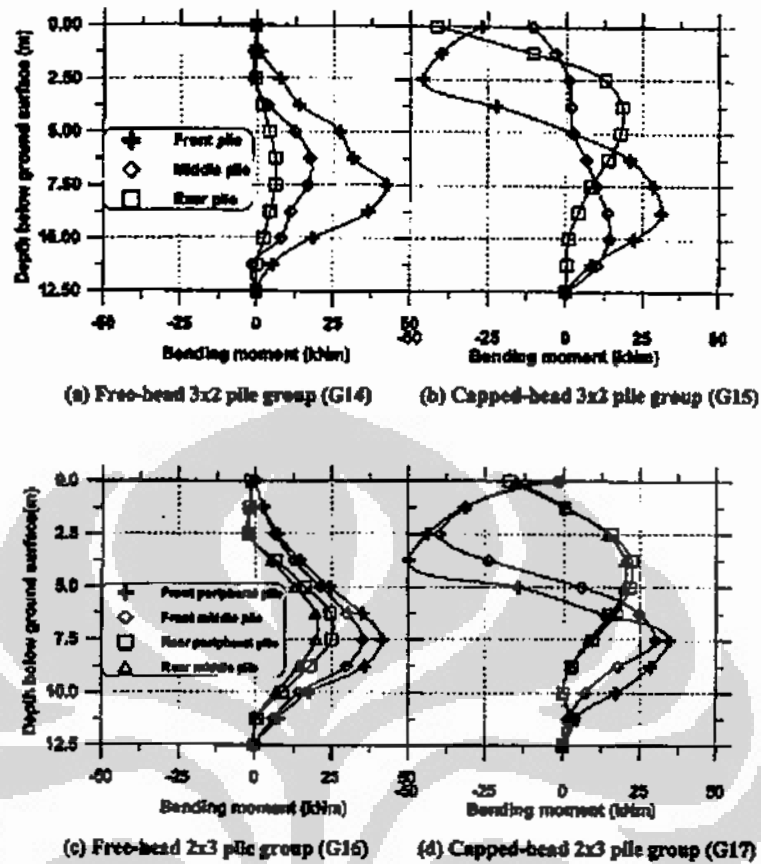
Dalam uji centrifuge untuk memodelkan tiang di dekat galian hasil yang didapatkan menyatakan bahwa tiang yang paling dekat dengan dinding penahan tanah akan mengalami respon tiang yang lebih besar daripada tiang dibelakangnya. Dengan adanya sebuah tiang di depan maka respon yang terjadi di tiang belakang akan berkurang bila dibandingkan dengan sebuah respon tiang tunggal. Respon sebuah tiang tergantung pada posisinya relatif terhadap tiang lain dan juga jarak antara tiang.

Selain itu Leung et al juga melakukan percobaan apabila tiang-tiang tersebut diberi koneksi berupa ikatan dengan balok seperti yang sering dilakukan pada

bangunan-bangunan kecil. Adanya ikatan pada balok membuat dua kepala tiang bergerak bersamaan namun masing-masing tiang masih bisa berputar di kepalanya sehingga momen tidak terbentuk di kepala tiang. Adanya ikatan ini membantu untuk mengurangi respon tiang depan dengan mentransfer sebagian defleksi ke tiang belakang dengan adanya tambahan momen pada tiang belakang dan munculnya momen negatif pada tiang depan.

Leung et al juga melakukan percobaan itu dengan menyatukan tiang dengan pile cap. Adanya pile cap tidak hanya membuat tiang bergerak bersama namun juga mengekang tiang sehingga kepala tiang tidak dapat berotasi. Adanya pile cap akan mengurangi momen dan defleksi yang terjadi namun akan terjadi penambahan momen negatif pada kepala tiang.

Selain itu Leung et al juga menguji kelompok tiang yang lebih besar dengan susunan 2 x 3 dan 3 x 2 tiang. Dengan adanya penambahan tiang pada kelompok dengan kepala tiang bebas maka momen yang terjadi akan berkurang. Tiang-tiang di dalam (tengah) akan mengalami momen yang paling kecil dibanding tiang di luar (pinggir) yang akan mengalami gerakan lateral tanah yang lebih besar. Dengan adanya penambahan pile cap maka pile cap akan mentransfer momen dari tiang depan ke tiang belakang yang tadinya sedikit terpengaruh gerakan lateral. Penambahan pile cap juga akan membuat momen negatif terbentuk di kepala tiang.



Gambar 2-18 Momen Lentur Yang Terjadi Pada Percobaan Dengan Kelompok Tiang 2x3 dan 3x2 (Leung et al, 2003)

2.5.6 Waktu

Ellis & Springman (2000) serta Steward et al (1999) menyatakan bahwa waktu pemasangan tiang berpengaruh pada respon tiang di dekat sebuah timbunan atau galian. Jika tiang dipasang setelah timbunan/galian selesai dibangun maka gaya-gaya yang terbentuk akan kecil karena memang gerakan lateral tanah sudah terjadi dan tanah sudah terkonsolidasi. Sebaliknya jika pemasangan tiang terjadi sebelum atau ketika pembangunan galian/timbunan dilaksanakan maka gerakan lateral tanah akan besar sehingga respon tiang juga besar. Waktu pemasangan tiang adalah faktor yang harus diperhatikan dalam desain.

2.6 Kesimpulan

Dari hasil studi pustaka yang telah dilakukan maka dapat diambil kesimpulan bahwa pada masalah tiang yang mengalami gerakan lateral tanah ada tiga cara analisis yang bisa dilakukan yaitu:

1. Semi-empiris
2. Transfer gerakan tanah/tekanan tanah pada tiang untuk analisis
3. Finite element lengkap dengan interaksi tiang-tanah

Dari ketiga metode analisis, yang paling komprehensif dan fleksibel adalah metode elemen hingga. Dengan metode elemen hingga segala jenis geometri dan kasus dapat dianalisis tanpa membentuk persamaan khusus.

Dari studi pustaka pula diketahui proses elemen hingga yang dilakukan pada program PLAXIS 3D v.2.0. Proses elemen hingga berjalan sesuai kaidah-kaidah yang berlaku dan pemahaman terhadap kaidah-kaidah tersebut akan sangat membantu dalam pelaksanaan penelitian ini terutama pada penyusunan metodologi penelitian.

Studi pustaka juga menemukan beberapa faktor yang menentukan respon tiang yang mengalami gerakan lateral tanah akibat galian. Beberapa faktor tersebut penting dan harus ditinjau sedangkan beberapa faktor lain dapat diabaikan. Faktor-faktor tersebut akan menjadi dasar dalam penyusunan metode penelitian.

Faktor-faktor tersebut adalah:

1. Kedalaman galian
2. Posisi tiang dari galian
3. Kekakuan tiang dan tanah
4. Kekakuan dinding penahan tanah dan strut
5. Susunan tiang dalam kelompok tiang dan jarak antara tiang
6. Kekangan kepala tiang
7. Waktu



BAB. 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Pendahuluan

Untuk memahami dengan baik mengenai perilaku kelompok tiang yang mengalami gerakan tanah lateral digunakan simulasi tiga dimensi. Sebelum melakukan simulasi dilakukan validasi model PLAXIS v.2.0 dengan model-model pada literatur. Validasi ini akan memberikan gambaran perbedaan terhadap hasil sebenarnya dan memberikan pemahaman mengenai pemodelan elemen hingga. Setelah itu simulasi dilakukan dengan model dengan studi parametrik. Bab ini menjelaskan metode yang digunakan dalam penelitian sehingga penelitian berjalan dengan sistematis dan baik.

3.2 Kerangka Pemikiran

Permasalahan tiang yang mengalami gerakan lateral dapat dijumpai pada berbagai masalah di lapangan. Dengan begitu banyaknya aplikasi di lapangan maka sebuah cara praktis untuk mengetahui respon tiang sangat diperlukan. Poulos dan Chen sudah beberapa kali membuat grafik-grafik desain (1994,1997) namun masih menggunakan sebuah analisa dua dimensi tanpa memperhatikan interaksi struktur tanah. Leung et al (2003) melakukan uji yang lengkap pada centrifuge dengan memperhatikan efek kelompok tiang, namun uji tersebut belum menghasilkan sebuah metode desain yang praktis.

Untuk memahami perilaku tiang, pemahaman mengenai faktor-faktor yang mempengaruhi respon tiang yang mengalami gerakan tanah lateral sangat dibutuhkan. Dari hasil studi pustaka maka faktor-faktor tersebut telah diketahui. Namun penelitian-penelitian tersebut masih belum meninjau beberapa faktor. Penelitian terdahulu juga belum meninjau berbagai aspek dari faktor yang mempengaruhi respon tiang. Selain itu penelitian terdahulu masih menggunakan

faktor-faktor yang diuji secara free-field. Dalam penelitian ini faktor-faktor tersebut akan ditinjau dan akan menjadi dasar untuk melangkah pada hasil selanjutnya.

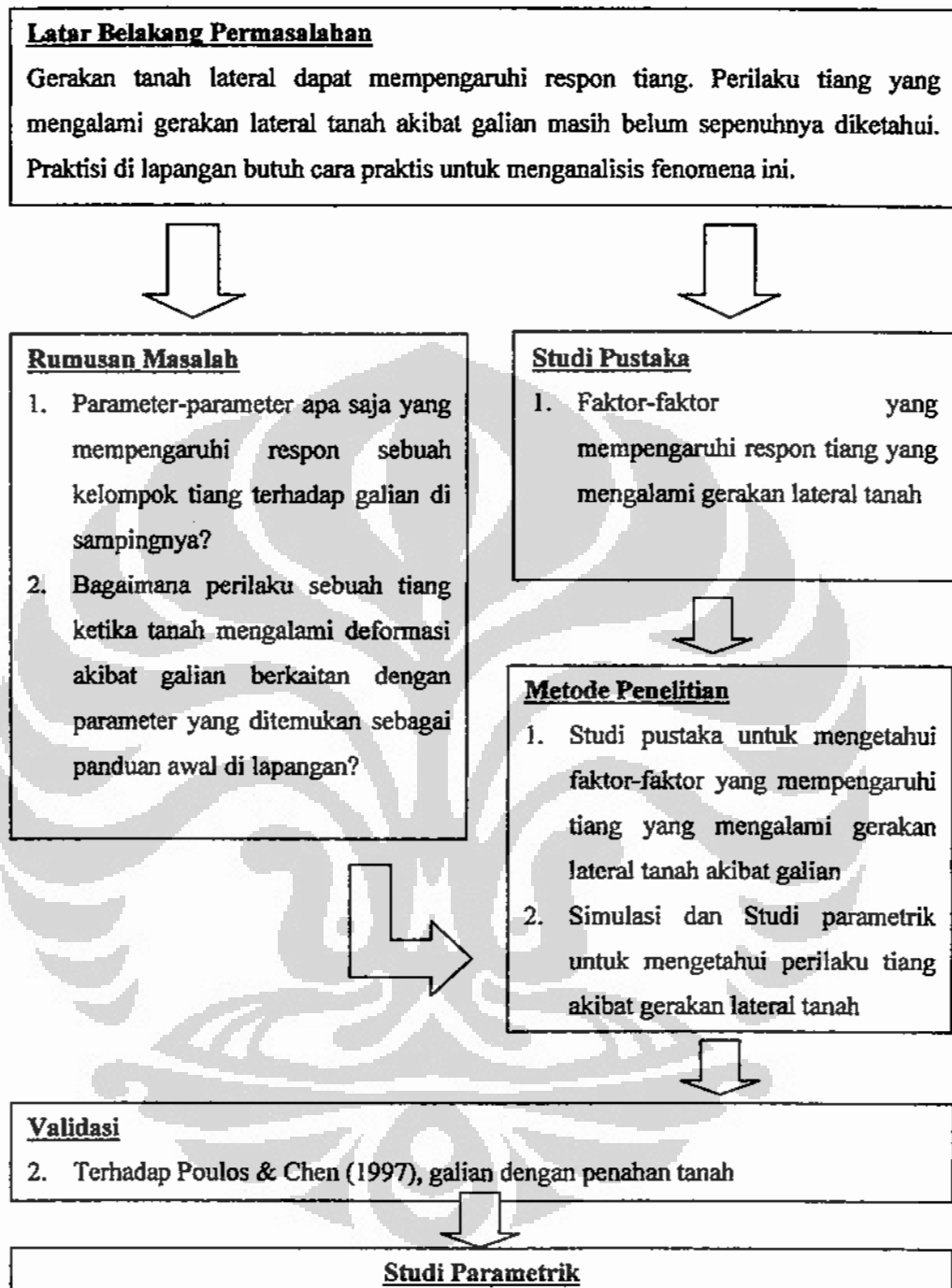
Dengan program PLAXIS 3D v2.0 maka dimungkinkan untuk melakukan simulasi berbagai kasus kelompok tiang yang mengalami gerakan lateral tanah. Sebuah studi parametrik dapat dilakukan dari simulasi-simulasi tersebut dan hasil dari studi parametrik akan digunakan untuk membuat grafik-grafik yang dapat digunakan dalam situasi praktis. Namun harus disadari bahwa faktor yang mempengaruhi respon tiang yang mengalami gerakan lateral tanah akibat galian sangatlah banyak. Akibat terbatasnya waktu dan sumber daya maka pembatasan harus dilakukan.

Sebelum menggunakan PLAXIS untuk simulasi, diperlukan validasi untuk mengetahui apakah program tersebut dan model konstitutif yang digunakan sejalan dengan hasil-hasil penelitian selama ini dan dapat digunakan dengan tepat. Validasi akan dilakukan dengan membandingkan hasil simulasi terhadap model yang sama dari sebuah masalah dalam penelitian terdahulu. Dalam hal ini akan diambil penelitian Chen & Poulos (1996).

3.3 Studi Parametrik

Studi parametrik dilakukan karena mampu menentukan tren dan perilaku dari respon kelompok tiang terhadap gerakan lateral tanah akibat galian. Karena digunakannya program komputer yang mampu mensimulasi berbagai kasus maka banyaknya data dalam studi parametrik tidak menjadi masalah.

Permasalahan utama dalam studi ini adalah banyaknya parameter yang mempengaruhi respon tiang yang terkena gerakan tanah akibat galian. Agar bisa digunakan dalam desain praktis maka parameter-parameter tersebut harus dimasukkan dalam perhatian penelitian ini. Untuk mereduksi parameter yang digunakan dapat dilakukan



Gambar 3-1 Kerangka Pemikiran

Selain itu masih ada beberapa faktor yang belum terliputi dalam penelitian-penelitian sebelumnya. Faktor-faktor tersebut ada beberapa yang teridentifikasi yaitu:

1. Penggunaan analisis *free-field* pada penelitian sebelumnya

Dengan penggunaan analisis free field, efek dari tiang itu sendiri, entah parameternya atau posisinya tidak terlihat. Beberapa parameter seperti kekakuan dinding, panjang dinding, jarak tiang dari dinding dan parameter tanah menjadi penting dengan analisis penuh yang melibatkan seluruh model.

2. Adanya stratifikasi tanah

Dari hasil studi pustaka didapatkan bahwa penelitian selama ini difokuskan pada satu jenis tanah tanpa ada perlapisan tanah. Hal ini mungkin disebabkan bahwa biasanya tiang terkekang di dasar pada tanah yang lebih keras sementara yang bergerak adalah tanah lunak di atasnya. Namun dengan semakin dalamnya galian dan juga pada tiang-tiang dangkal, efek jenis tanah lain yang berada pada panjang tiang menjadi penting untuk diketahui perilakunya.

3. Kekangan puncak

Chen dan Poulos (1997) telah mengatakan bahwa adanya kekangan puncak membuat program yang dikembangkan mereka tidak dapat menganalisis respon tiang, oleh sebab itu analisis elemen hingga dengan kekangan puncak mutlak dilakukan.

Sebuah studi parametrik harus dilakukan untuk menguji perilaku dari faktor tersebut di atas. Hasil dari studi itu akan menjadi masukan untuk proses studi parametrik selanjutnya. Berikut adalah tabel yang memberikan gambaran pengaruh faktor pada respon tiang.

Tabel 3-1 Pengaruh berbagai faktor pada respon tiang

No	Faktor	Defleksi	Momen
1	Kedalaman Galian $N_c = \frac{\gamma h}{c_u}$	Menambah, hampir linear	Menambah, hampir linear
2	Posisi tiang dari galian (X)	Mengurangi, eksponensial (Leung et al) atau Linear (Poulos & Chen)	Mengurangi, eksponensial
3	Kekakuan tiang dan tanah $K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$	Mengurangi, tidak tentu	Menambah, tidak tentu
4	Kekakuan dinding penahan tanah (EI_w) dan strut (k_s)	Mengurangi, linier (sampai nilai tertentu konstan)	Mengurangi, linier (sampai nilai tertentu konstan)
5	Susunan tiang dalam kelompok tiang	Tergantung Posisi	Tergantung Posisi
6	Jarak antara tiang	Menambah, hampir linear	Menambah, hampir linear
7	Kekangan kepala tiang	Tergantung jenis kekangan & posisi tiang namun pada dasarnya membagi respon ke tiang belakang dari tiang depan	Tergantung jenis kekangan & posisi tiang namun pada dasarnya membagi respon ke tiang belakang dari tiang depan

dari berbagai sumber

Permasalahan yang menyebabkan banyaknya variabel dalam studi parametrik ini adalah:

1. Tidak independennya kedalaman galian terhadap stratifikasi tanah karena dengan semakin dalamnya galian maka stratifikasi tanah yang dihasilkan bisa jauh berbeda.
2. Banyaknya jenis stratifikasi tanah
3. Parameter individual masing-masing elemen terlalu banyak, kekakuan tiang, dinding, parameter tanah, lokasi tiang, dinding, dan lain-lain.

Karena banyaknya kombinasi studi parametrik yang harus dilaksanakan dan keterbatasan sumber daya dan waktu maka pembatasan studi harus dilakukan. Pembatasan studi tersebut harus dilakukan tanpa mengurangi kepraktisan dan layaknya hasil penelitian ini digunakan di lapangan. Pembatasan studi tersebut dapat dilakukan dengan:

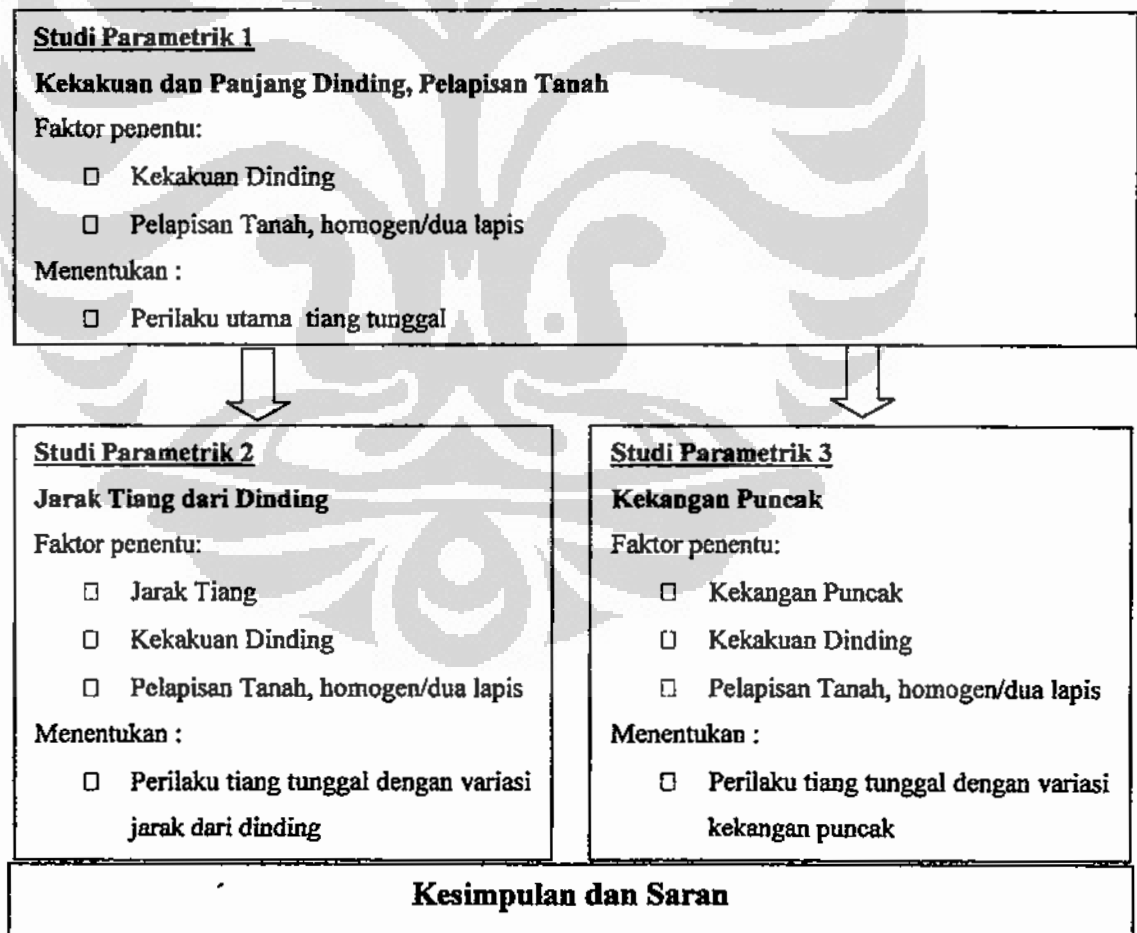
1. Membatasi stratifikasi tanah pada dua jenis lapisan tanah yang ada di Jakarta yaitu lapisan yang seluruhnya lempung lunak dan lapisan dua lapis lempung lunak dan lempung kaku
2. Menggunakan kedalaman galian dan parameter tanah yang sama pada setiap simulasi sehingga mengunci angka stabilitas dan lebih berfokus pada dinding dan parameter tanah yang terjadi
3. Menggunakan parameter tiang yang sama untuk semua simulasi, karena penelitian ini berfokus pada gerakan tanah yang terjadi. Variasi pada parameter tiang dapat disintesa dari hasil yang didapatkan

3.3.1 Prosedur Penelitian

Penelitian akan dilakukan dengan mensimulasi kasus dengan model yang dibuat dalam PLAXIS 3D v.2.0. Model tanah akan dibuat dengan kekuatan tarik penuh. Galian akan dibuat dengan asumsi tahap penggalian setiap 1 m. Penentuan tegangan awal tanah akan menggunakan metode K_0 .

Pemodelan tiang akan dilakukan dengan menggunakan elemen embedded pile. Dinding akan dimodelkan dengan elemen wall. Penjelasan lebih lanjut mengenai pemodelan dapat dilihat pada bab 5,6 dan 7. Hasil dari setiap simulasi akan disimpan dan diproses menggunakan *spreadsheet*.

Sesuai dengan pembahasan di atas maka langkah-langkah dalam penelitian dapat dirangkum dalam Gambar 3-2 berikut. Studi parametrik 1 akan melihat pengaruh dari kekakuan dan panjang dinding serta pelapisan tanah untuk perilaku tiang terhadap penentu utama gerakan tanah pada galian. Stud parametrik 2 dan 3 merupakan turunan dari studi pertama dengan memvariasikan jarak dan kekangan puncak tiang dengan berbagai variasi kekakuan, panjang dinding dan pelapisan tanah.

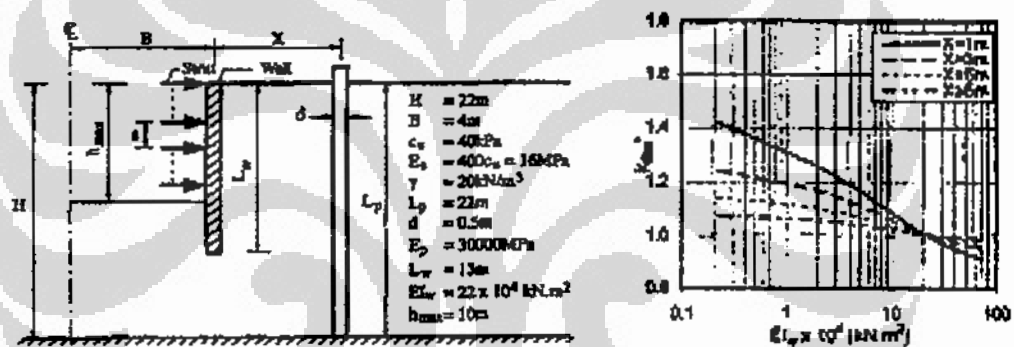


Gambar 3-2 Proses Studi Parametrik

3.3.2 Analisa Data

Analisa data dalam studi parametrik dilakukan dengan menarik hasil dari simulasi program PLAXIS dan mengolahnya dengan program *spreadsheet*. Grafik-grafik yang menunjukkan hubungan antara faktor-faktor yang mempengaruhi respon tiang akan dibuat dan disajikan untuk mengetahui pengaruh dari faktor-faktor tersebut.

3.3.3 Studi Parametrik 1 : Kekakuan, Panjang Dinding, Pelapisan Tanah



Gambar 3-3 Model Yang Digunakan Poulos dan Chen (1997) Yang Menunjukkan Peningkatan Kekakuan Dinding Mengurangi Respon Tiang

Dalam penelitian Poulos dan Chen (1997), peningkatan kekakuan dinding akan mengurangi respon tiang dengan argumen bahwa gerakan tiang akan berkurang. Penelitian tersebut dilaksanakan dengan model dinding menggunakan strut sebagai pendukung sehingga defleksi puncak tiang tidak terjadi. Apabila tidak menggunakan strut maka dapat terjadi perubahan bentuk gerakan tanah dan menyebabkan respon tiang menjadi bervariasi. Dalam penelitian ini hal tersebut akan diteliti.

Selain itu dalam penelitian ini juga akan dilihat efek dari panjang dinding. Pada teori ultimit penahan tanah, penambahan panjang dinding akan menambah

stabilitas galian namun apakah dengan penambahan panjang deformasi tanah yang terjadi akan berpengaruh pada gerakan tanah yang terjadi? Oleh karena itu penelitian ini juga akan melihat hal tersebut.

Dalam penelitian ini juga akan ditambahkan sebuah variabel lain yaitu pelapisan tanah. Untuk melihat apakah ada efek kekangan tanah keras pada dinding dan tiang maka akan digunakan dua model. Model pertama adalah model dimana seluruhnya adalah tanah lunak homogen dengan $c_u = 20$ kPa. Model kedua adalah model dengan setengah tebal model atas tanah lunak $c_u = 20$ kPa dan setengah model di bawah dengan tanah kaku $c_u = 40$ kPa. Nilai-nilai tersebut digunakan untuk memodelkan tanah yang lunak. Variasi model yang dibuat ditampilkan pada Tabel 3-2.

Tabel 3-2 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 1

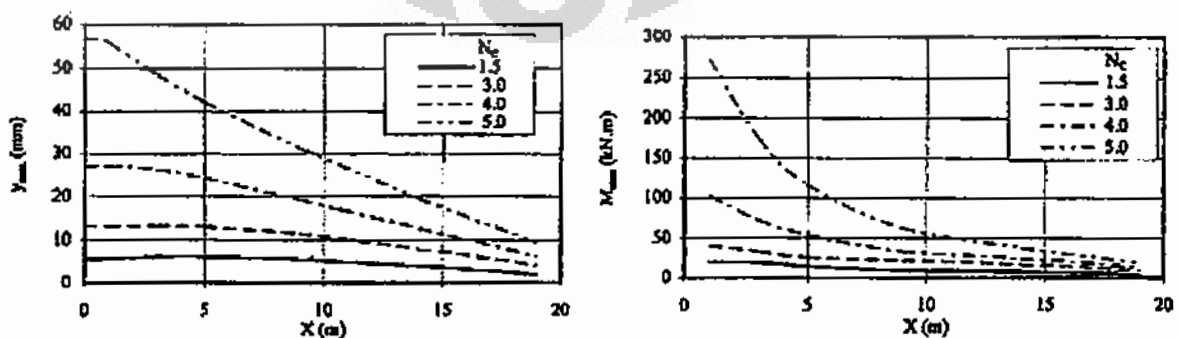
		Tanah 1 Lapis				
No	Kekakuan Dinding	Panjang Dinding				
	EI_w	L				
	(kNm^2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.00E+03	10	12.5	15	17.5	20
2	1.00E+04	10	12.5	15	17.5	20
3	1.00E+05	10	12.5	15	17.5	20
4	1.00E+06	10	12.5	15	17.5	20
		Tanah 2 Lapis				
No	Kekakuan Dinding	Panjang Dinding				
	EI_w	L				
	(kNm^2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.00E+03	10	12.5	15	17.5	20
2	1.00E+04	10	12.5	15	17.5	20
3	1.00E+05	10	12.5	15	17.5	20
4	1.00E+06	10	12.5	15	17.5	20

Penggunaan nilai kekakuan yang terlihat pada grafik adalah rentang kekakuan dinding dari dinding lentur seperti sheetpile baja tipis hingga dinding sangat kaku seperti dinding diafragma. Variasi panjang dinding diambil setiap $\frac{1}{4}$ dari setengah tebal model. Tiang akan diletakkan berjarak 1 m dari tiang seperti percobaan Poulos dan Chen (1997). Tiang pada jarak ini akan terpengaruh sangat besar dengan perilaku dinding sehingga cocok untuk studi ini.

3.3.4 Studi Parametrik 2 : Jarak Tiang dari Dinding

Setelah perilaku dari tiang terhadap parameter kekakuan, panjang dinding dan pelapisan tanah telah diketahui, studi parametrik selanjutnya menjadi pengembangan dari studi itu. Jumlah sampel yang akan diuji juga dapat dikurangi karena sudah diketahui perilaku umum dari studi pertama. Pengembangan selanjutnya yang logis adalah posisi tiang.

Dalam penelitiannya Poulos dan Chen (1997) dan Leung et.al (2003) sama-sama berkesimpulan bahwa semakin jauh jarak tiang dari dinding responnya berkurang. Leung et.al juga menyimpulkan bahwa bentuk pengurangan tersebut eksponensial. Sedangkan Poulos dan Chen lebih menyimpulkan bahwa bentuk pengurangan tersebut linear untuk deformasi dan eksponensial untuk momen. Kedua grafik yang menyimpulkan hasil penelitian mereka dapat dilihat pada Gambar 2-12 dan Gambar 3-4.



Gambar 3-4 Deformasi Lateral dan Momen Lentur Tiang Terhadap Jarak Dari Tiang
(Poulos dan Chen, 1997)

Seperti kita ketahui dalam percobaan Poulos dan Chen masih digunakan metode free-field, sehingga efek interaksi tiang-tanah tidak tergambarkan dengan baik. Untuk berfokus pada masalah itu dan melihat yang terjadi maka jarak tiang akan divariasikan juga dengan variasi dari studi pertama.

Karena dalam penelitian oleh Poulos & Chen serta Leung terdahulu respon tiang diketahui berkurang secara eksponensial terhadap jarak dari dinding maka jarak dari dinding pada penelitian ini juga akan lebih rapat di dekat dinding dan semakin merenggang ketika jauh dari dinding. Berikut disajikan variasi sampel yang akan dilakukan pada studi kedua ini.

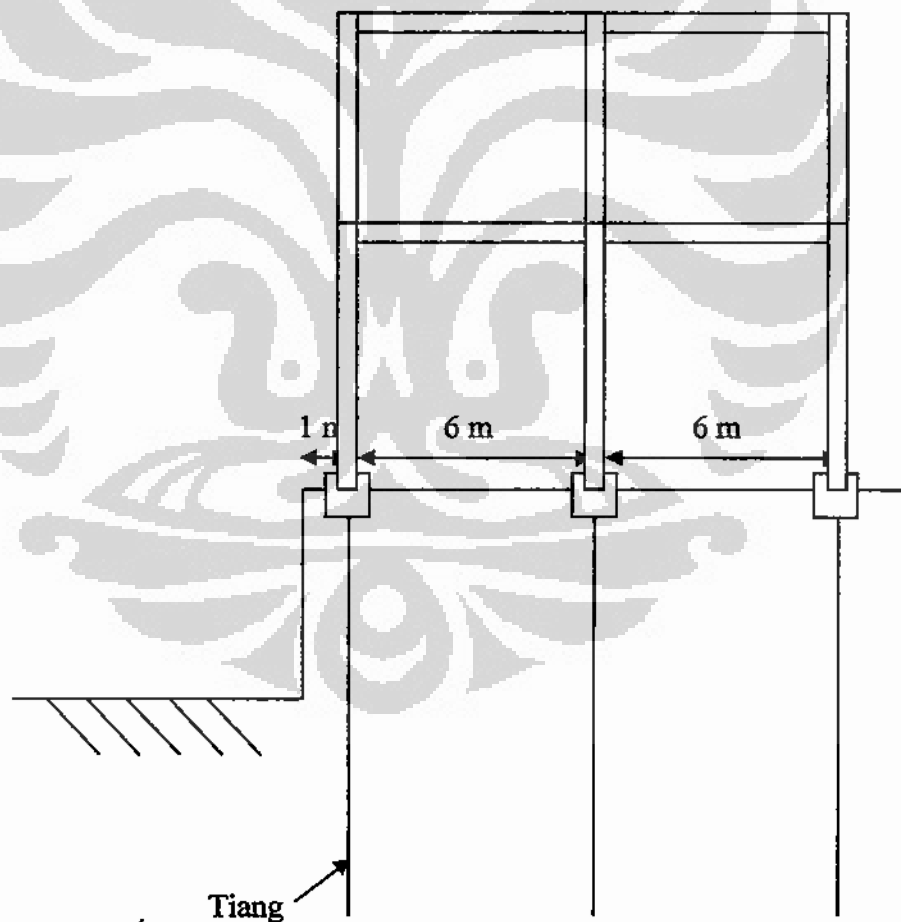
Tabel 3-3 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 2

Tanah 1 Lapis													
No	Kekakuan Dinding (EI_w) kNm ²	Panjang Dinding ($L = 10$ m)				Panjang Dinding ($L = 15$ m)				Panjang Dinding ($L = 20$ m)			
		Jarak Tiang Dari Dinding (X) m				Jarak Tiang Dari Dinding (X) m				Jarak Tiang Dari Dinding (X) m			
1	1.00E+03	1	2	4	9	1	2	4	9	1	2	4	9
2	1.00E+05	1	2	4	9	1	2	4	9	1	2	4	9
Tanah 2 Lapis													
No	Kekakuan Dinding (EI_w) kNm ²	Panjang Dinding ($L = 10$ m)				Panjang Dinding ($L = 15$ m)				Panjang Dinding ($L = 20$ m)			
		Jarak Tiang Dari Dinding (X) m				Jarak Tiang Dari Dinding (X) m				Jarak Tiang Dari Dinding (X) m			
1	1.00E+03	1	2	4	9	1	2	4	9	1	2	4	9
2	1.00E+05	1	2	4	9	1	2	4	9	1	2	4	9

Untuk melakukan perubahan variasi maka dalam model, lokasi embedded pile akan digeser dari jarak 1 m ke jarak 2,4 dan 9 m.

3.3.5 Studi Parametrik 3 : Kekangan Puncak

Sama seperti studi parametrik sebelumnya, studi ini merupakan pengembangan dari studi parametrik satu. Parameter yang akan divariasikan adalah parameter kekangan puncak. Leung et.al (2003) menyatakan bahwa adanya kekangan puncak sangat mempengaruhi respon yang terjadi.



Gambar 3-5 Jarak Antara Tiang Dalam Pemodelan Kasus

Untuk dapat mensimulasikan hal itu akan digunakan tiga buah tiang yang berjarak 6 m satu sama lain (6 m adalah lebar model yang diasumsikan merupakan jarak antar kolom bangunan). Hal ini diambil untuk memodelkan sebuah bangunan yang memiliki pondasi tiang di setiap kolomnya.

Pengekang kemudian akan dimodelkan menghubungkan ketiga puncak tiang. Kekangan tersebut berupa kekangan kaku dan kekangan lentur. Kekangan lentur dapat berupa balok kecil, sedangkan kekangan kaku dapat berupa balok besar atau pile cap. Keduanya bisa dimodelkan dengan PLAXIS.

Sama seperti pada studi sebelumnya, studi kali ini juga akan memvariasikan kekakuan dinding, panjang dinding dan gerakan tanah sebagai penggerak gerakan tanah. Kedua jenis kekangan tersebut akan diuji bersama dengan tiga buah tiang tanpa kekangan. Diharapkan dengan membandingkan hasil tiga tiang bebas dan yang terkekang dapat dicapai sebuah kesimpulan mengenai perilaku tiang dengan kekangan puncak.

Tabel 3-4 Sampel Pengujian Dalam Studi Parametrik 3

Tanah 1 Lapis										
No	Kekakuan Dinding (EI_w) kNm ²	Panjang Dinding ($L = 10$ m)			Panjang Dinding ($L = 15$ m)			Panjang Dinding ($L = 20$ m)		
		Kekangan Puncak			Kekangan Puncak			Kekangan Puncak		
1	1.00E+03	B	K	L	B	K	L	B	K	L
2	1.00E+05	B	K	L	B	K	L	B	K	L

Tabel 3-4 (Lanjutan)

Tanah 2 Lapis										
No	Kekakuan Dinding (EI_w) kNm^2	Panjang Dinding ($L = 10 \text{ m}$)			Panjang Dinding ($L = 15 \text{ m}$)			Panjang Dinding ($L = 20 \text{ m}$)		
		Kekangan Puncak			Kekangan Puncak			Kekangan Puncak		
1	1.00E+03	B	K	L	B	K	L	B	K	L
2	1.00E+05	B	K	L	B	K	L	B	K	L

* B = bebas, K = kaku, L = lentur

3.3.6 Pembahasan dan Perilaku Umum

Setelah dilakukan ketiga studi parametrik awal, pembahasan akan dilakukan untuk mengetahui perilaku tiang terhadap berbagai parameter yang telah dijelaskan di atas. Dari studi tersebut akan dibuat beberapa perilaku dasar yang berhubungan dengan parameter yang telah dibahas.

Pembahasan akan difokuskan pada:

1. Hubungan parameter dengan gerakan tanah yang terjadi
2. Hubungan parameter dengan respon tiang
3. Hubungan antar parameter dengan respon tiang

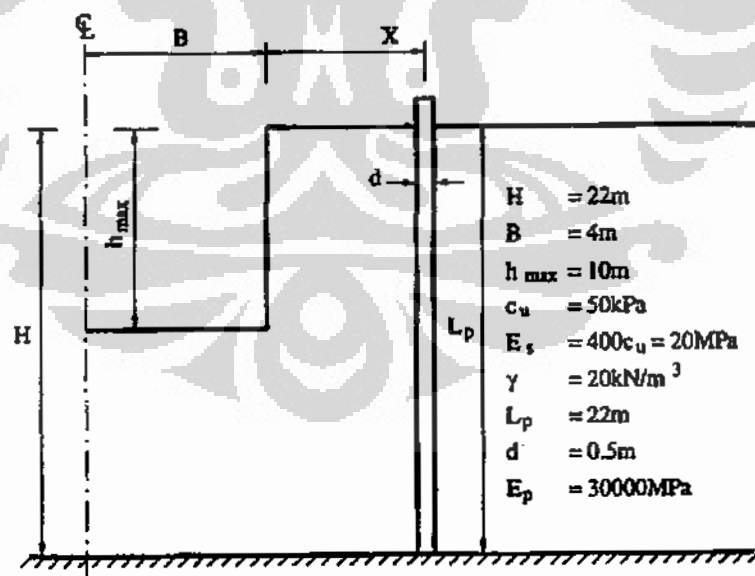


BAB. 4 VALIDASI MODEL PLAXIS 3D

4.1 Validasi Terhadap Model Finite Element dan Boundary Element Dua Dimensi (Poulos & Chen, 1996)

4.1.1 Data Awal

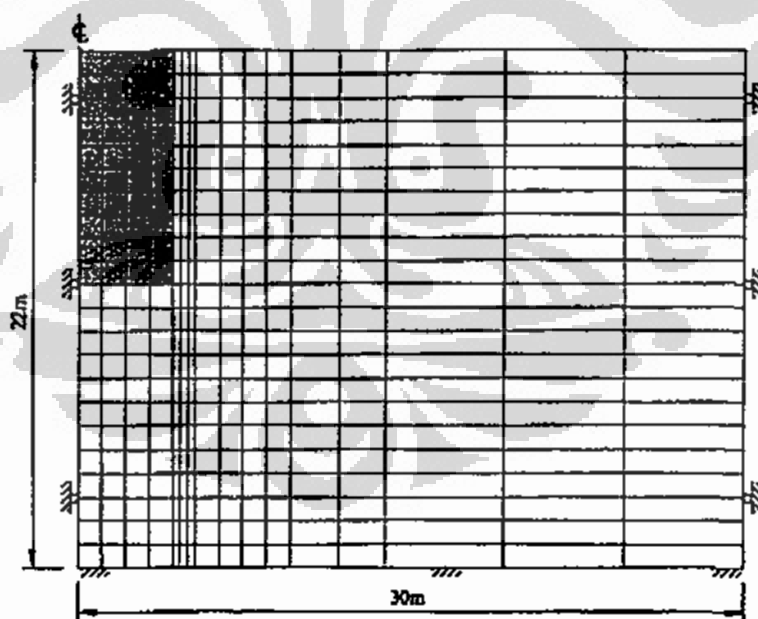
Dalam studi Poulos & Chen (1996), sebuah model finite element menggunakan program komputer AVPULL digunakan untuk mempelajari perilaku sebuah tiang terhadap galian disampingnya. Dalam studi Poulos & Chen tidak sepenuhnya menggunakan Elemen hingga. Tahap pertama tanah dimodelkan sebagai elemen persegi 8 nodal. Tanah dimodelkan sebagai material elasto-plastik dengan model Tresca. Hasil dari deformasi tanah dimasukkan ke dalam analisa boundary element PALLAS. Dalam program elemen batas ini tiang dimodelkan sebagai elemen balok elastis.



Gambar 4-1 Data Permasalahan Yang Ditinjau Poulos & Chen (Poulos & Chen, 1996)

Poulos & Chen (1996) kemudian melakukan studi parametrik untuk mempelajari perilaku tiang dan membuat koreksi terhadap hasil yang mereka dapatkan. Mereka menyimpulkan beberapa hal:

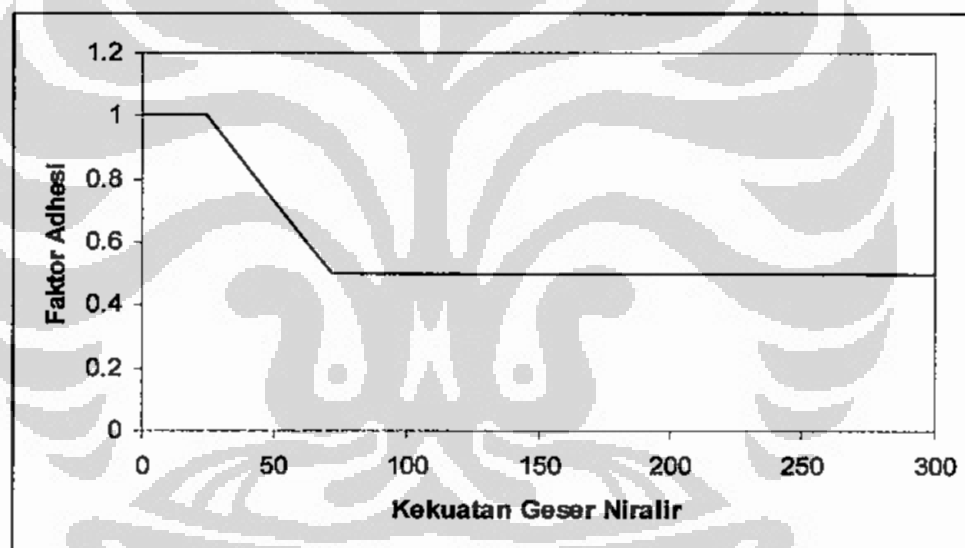
1. Respon tiang (defleksi dan momen lentur) berkurang dengan bertambahnya kekakuan tanah
2. Respon tiang semakin bertambah dengan semakin besarnya kedalaman galian dan berat tanah
3. Momen lentur tiang bertambah seiring bertambahnya diameter tiang karena kekaukannya. Defleksi tiang sedikit berkurang dengan bertambahnya diameter karena mengikuti gerakan tanah, kecuali untuk diameter tiang melebihi 1.0 m.
4. Sebuah tiang dengan ujung yang tidak dikekang cenderung berkurang defleksinya dan bertambah momen lenturnya dibandingkan dengan ujung terkekang.



Gambar 4-2 Mesh Elemen Hingga Untuk Permasalahan Yang Ditinjau Poulos dan Chen (Poulos & Chen, 1996)

4.1.2 Model Plaxis

Model Plaxis yang akan digunakan untuk menganalisa permasalahan di atas didasarkan pada model Poulos & Chen. Penggunaan model Mohr-Coloumb memungkinkan adanya variasi E dan c_u terhadap kedalaman. Dalam model tiang akan dimodelkan bersama tanah sebagai nodal-nodal dengan interface. Interface tersebut ditentukan oleh friksi tiang dalam hal ini friksi tiang digunakan metode sederhana menggunakan faktor adhesi (α) dari grafik yang direkomendasikan U.S Army Corps (Reese, 2006). Daya dukung ujung tiang juga dimodelkan sebagai interface dengan daya dukung ujung tiang diambil $Q_{bu} = A.9c$ untuk tanah lempung.



Gambar 4-3 Nilai Faktor Adhesi Yang Direkomendasikan US Army Corps (Reese, 2006)

Tiang dimodelkan sebagai embedded pile sedangkan tanah lempung dimodelkan sebagai elemen tanah Mohr-Coloumb. Tanah akan dimodelkan dengan kekuatan tarik penuh. Galian akan dilakukan per tahap setiap 1 m hingga kedalaman yang diinginkan.

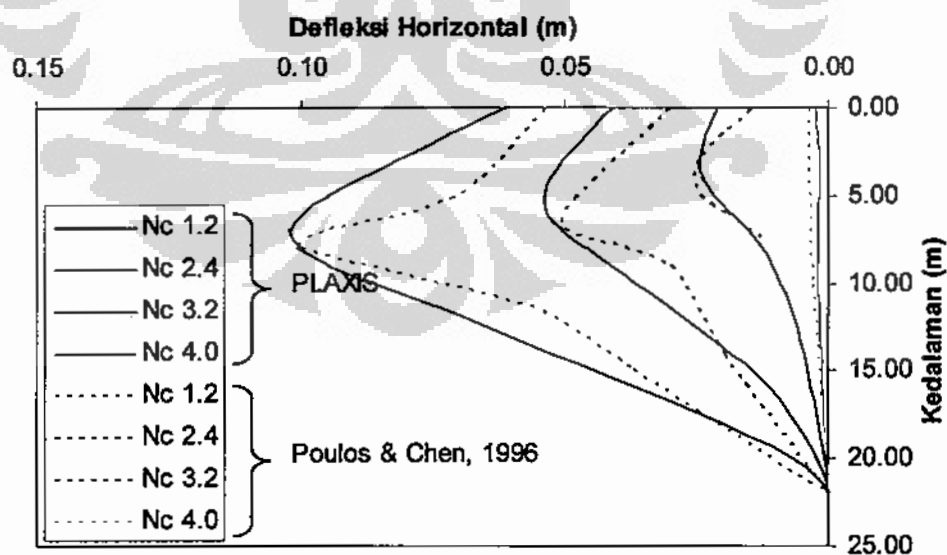
Parameter-parameter yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4-1 Parameter Dalam Pemodelan Ulang Model Poulos dan Chen (1996) Pada PLAXIS 3D v.2.0

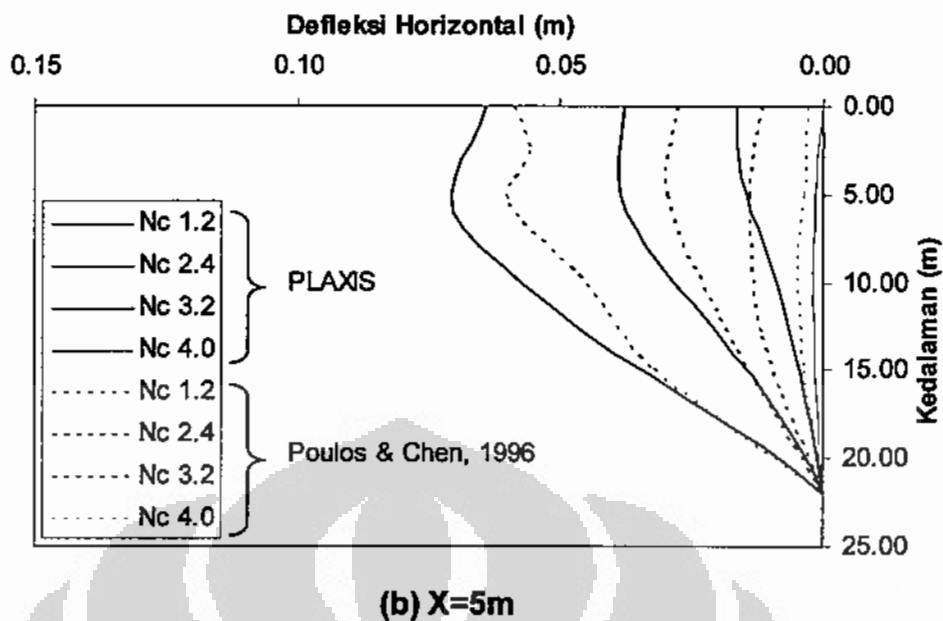
Tanah Lempung			Tiang Pancang	
Elemen	Soil Material Mohr-Coloumb		Elemen	Embedded Pile
Material	Clay		Bentuk	Circular
c_u	50 kPa		d	0.5 m
E	20000 kPa		Material Model	Linear Elastic
φ	0°		E	30000000 kPa
γ_b	20 kN/m ³		γ	0
γ_w	24 kN/m ³		ν	0.3 (baja)
ν	0.2		T_u (max-min)	58.905 kN/m
			P_u	88.357 kN

Tanah akan dimodelkan dengan kekuatan tarik penuh. Galian akan dilakukan per tahap setiap 1 m hingga kedalaman yang diinginkan.

4.1.3 Hasil dan Pembahasan

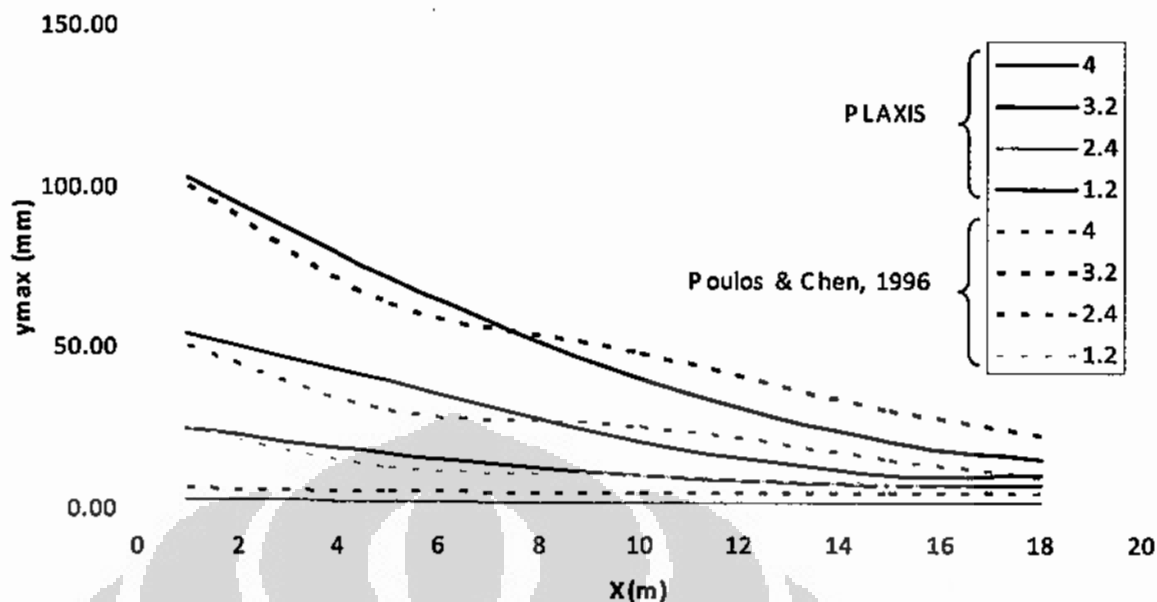


(a) X=1m



Gambar 4-4 Profil Defleksi Horizontal Tiang Validasi Model Poulos & Chen (1996)

Dari hasil simulasi menggunakan PLAXIS 3D maka dapat diambil kesimpulan bahwa hasil yang didapatkan cocok dengan hasil perhitungan yang dilakukan Poulos & Chen (1996). Secara umum hasil PLAXIS memiliki angka defleksi yang lebih besar seperti yang terlihat pada Gambar 4-4 kecuali untuk area deformasi rendah dimana PLAXIS memiliki hasil defleksi lebih tinggi. Perbedaan ini disebabkan oleh Model konstitutif yang digunakan berbeda dengan model konstitutif yang digunakan oleh Poulos & Chen (1996) dimana model kriteria leleh Tresca digunakan.



Gambar 4-5 Defleksi Maksimum Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Validasi Model Poulos & Chen (1996)

Pada jarak-jarak yang lebih jauh dari galian model PLAXIS 3D menghasilkan nilai defleksi maksimum yang lebih rendah dari model Poulos & Chen (1996) namun secara umum bentuk penurunan defleksi seiring bertambahnya jarak memiliki perilaku yang sama.

Secara umum perilaku yang ditampilkan model PLAXIS 3D dan hasil penelitian Poulos & Chen dapat dibandingkan dan memiliki tren yang sama. Perbedaan terletak pada model konstitutif yang digunakan dan masih dapat diterima.



BAB. 5

STUDI PARAMETRIK 1 : TINJAUAN KEKAKUAN DINDING, KEDALAMAN DINDING DAN PELAPISAN TANAH

5.1 Pendahuluan

Mengetahui perilaku tiang tunggal yang mengalami gerakan lateral tanah akibat galian sangat membantu untuk memahami perilaku tiang dalam kelompok tiang. Dalam bab ini akan disajikan proses simulasi studi parametrik untuk mencari perilaku umum tiang dalam gerakan tanah akibat galian. Perilaku tiang tunggal ini dapat memberikan penjelasan mengenai respon-repson tiang akibat perubahan kedalaman pemancangan dinding penahan tanah, kekakuannya dan pelapisan tanah.

Profil gerakan tanah yang terjadi pada tiang ditentukan oleh deformasi dinding penahan tanah dan gerakan dinding penahan tanah. Apabila dinding cukup fleksibel maka dinding akan melentur dan gerakan tanah akan mengikuti profil dinding yang melengkung tersebut, namun apabila dinding cukup kaku maka dinding tidak melentur namun bergeser. Gerakan tanah yang terjadi akan menjadi cukup seragam dalam kondisi seperti itu.

Untuk mengetahui perilaku tersebut maka model dan kombinasi parameter yang digunakan akan divariasikan sedemikian rupa untuk mencari tahu efek dari parameter-parameter diatas. Respon yang akan ditinjau dalam studi ini adalah profil deformasi tiang dan dinding penahan tanah dan profil momen tiang dan penahan tanah.

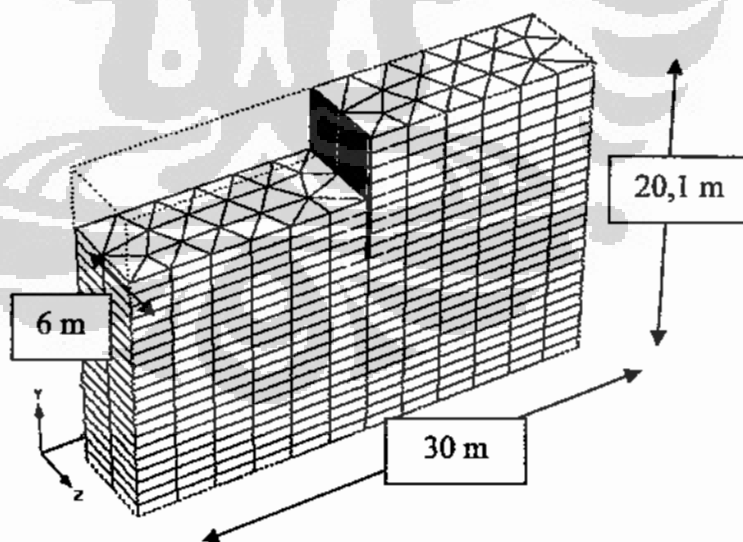
Bab ini akan berusaha menjelaskan beberapa hal berikut:

1. Menggambarkan modelisasi kasus dan cara pemodelan kasus dalam PLAXIS foundation 3D v.2.0. Juga menjelaskan bagaimana cara ekstraksi data dan penjabaran program pemodelan.
2. Menjabarkan hasil simulasi yang telah dilaksanakan dan memperlihatkan perilaku yang nampak dalam kasus-kasus simulasi tersebut

3. Mengambil kesimpulan dan menjabarkan perilaku dasar yang menentukan respon tiang terhadap gerakan lateral tanah akibat galian pada tiang tunggal.

5.2 Modelisasi Kasus

Pemodelan simulasi tiang tanah dan dinding penahan tanah dilakukan di program PLAXIS Foundation 3D v.2.0. Model memiliki batas-batas panjang sejauh 30 m dan lebar 6 m. Lebar tersebut dipilih untuk mensimulasikan jarak antara kolom bangunan dengan tiang tunggal sebesar 6 m. Dinding penahan tanah tepat berada di tengah-tengah model, sehingga galian akan digali sejauh 15 m. Panjang ini dipilih mengingat panjang basement kebanyakan, selain itu agar tersedia cukup tempat untuk membentuk kurva longsoran. Kedalaman model diambil sebesar 20,1 m untuk mengakomodasi tiang sepanjang 20 m. Penambahan tebal 10 cm tanah untuk memastikan tiang tidak terjepit di dasarnya (terkena jepitan otomatis program).



Gambar 5-1 Ilustrasi Model

Untuk memodelkan tanah lunak maka tanah model menggunakan kekuatan geser tidak terdrainasi (c_u) sebesar 20 kPa. Dari beberapa referensi telah dicari beberapa nilai maka untuk mencari modulus elastisitas tanah digunakan angka $250c_u$. Diharapkan dengan tanah yang cukup lunak maka gerakan eksesif tanah dapat dilihat dengan jelas.

Tidak ditinjaunya air tanah bisa disimulasikan dengan membuang tekanan hidrostatik dari model PLAXIS.

Elemen yang digunakan dalam pemodelan tiang adalah elemen *embedded pile*. Elemen ini adalah elemen beam dengan interface dengan tanah pada nodal-nodalnya. Dinding penahan tanah dimodelkan dengan elemen *Wall*. Parameter tiang dan dinding penahan yang digunakan diambil dari nilai-nilai yang lazim digunakan dalam pekerjaan galian dan pondasi.

Kedalaman galian diambil sedalam 4 m. Kedalaman ini diambil dari analisa tekanan tanah untuk menentukan kedalaman dinding penahan tanah yang aman, untuk c_u sebesar 20 kPa maka didapatkan panjang dinding penahan tanah yang aman sepanjang 10 m. Sehingga tepat di tengah-tengah panjang tiang, menjadikannya ideal untuk sebagai parameter awal untuk memulai studi parametrik.

Dalam PLAXIS interface antara struktur dan tanah dibedakan menjadi beberapa jenis. Untuk *embedded pile*, interface antara struktur dan tanah menggunakan model Mohr-Coloumb dengan parameter kekuatan merupakan parameter kekukuatan tanah yang diberi faktor R . Selain itu interface yang digunakan juga menggunakan parameter daya dukung friksi maksimal tiang dan daya dukung dasar tiang maksimal. Jika tegangan geser yang dihasilkan melebihi kekuatan Mohr Coloumb interface dan melebihi tahanan geser tanah maka interface akan menjadi plastis dan tiang menjadi terpisah dari tanah. Untuk mencegah hal ini maka dimasukkan nilai tahanan friksi dan dasar yang besar.

Sedangkan pada interface antara dinding penahan tanah dan tanah, PLAXIS akan otomatis membuat sebuah elemen interface dimana tanah dan dinding menempel pada nodal yang sama. Elemen interface ini hanya dikontrol oleh model Mohr-Coloumb dengan parameter yang merupakan parameter geser tanah dengan faktor $R \leq 1$. Untuk memastikan kekuatan interface terbesar digunakan $R = 1$.

Untuk memodelkan analisa tak terdrainasi dengan tegangan total, PLAXIS memiliki cara dengan memasukkan jenis material tanah sebagai *Drained* dan parameter tanah yang digunakan *Undrained* serta memasukkan nilai $\nu = 0.5$ (didekati 0.499). Analisa dengan metode seperti ini dapat dipergunakan karena pada hakikatnya pada analisa tegangan total tekanan air pori berlebih tidak diperhitungkan sama dengan hakikat material *Drained*. Selain itu dengan tidak adanya faktor air pada model maka PLAXIS tidak memasukkan kekakuan air pada matriks kekakuan sehingga model menjadi benar.

Model yang digunakan memiliki parameter umum sebagai berikut:

Tabel 5-1 Parameter Yang Digunakan dalam Pemodelan Tiang Tunggal

Parameter	Unit	Nilai
Panjang Model	<i>m</i>	30
Lebar Model	<i>m</i>	6
Kedalaman Model	<i>m</i>	20.1
Kuat Geser Tak-terdrainasi Tanah (c_u)	<i>kPa</i>	20
Modulus Elastisitas Tanah (E)	<i>kPa</i>	5000
Poisson Ratio Tanah (ν_s)		0.499
Berat Tanah (γ_s)	<i>kN/m³</i>	16
Material Tiang		Beton
Jarak Tiang dari Dinding (X)	<i>m</i>	1
Diameter Tiang (d)	<i>m</i>	0.4
Panjang Tiang (L)	<i>m</i>	20
Poisson Ratio Tiang (ν_p)		0.2
Modulus Elastisitas Tiang (E_p)	<i>kPa</i>	30000000

Parameter	Unit	Nilai
Momen Inersia Tiang (I_p)	m^4	1.26×10^{-3}
Berat Tiang (γ_p)	kN/m^3	24
Tahanan Geser Tiang (T)	kN/m	200
Daya Dukung Ujung Tiang (F_{max})	kN	300
Material Dinding		Beton
Poisson Ratio Dinding (ν_w)		0.2
Kedalaman Galian (h)	m	4

Seperti sudah dijelaskan pada bab sebelumnya maka variasi kedalaman dinding penahan tanah dan kekakuan dinding dilakukan sesuai Tabel 3-2. Untuk mendapatkan hasil yang dapat dibandingkan maka modulus elastisitas dinding E_w akan diambil sebesar 25000000 kPa, untuk dinding penahan tanah beton, untuk mendapatkan EI_w yang diinginkan maka tebal dinding akan divariasi sebagai berikut:

Tabel 5-2 Variasi Tebal Dinding Penahan Tanah Pada Model Tiang Tunggal

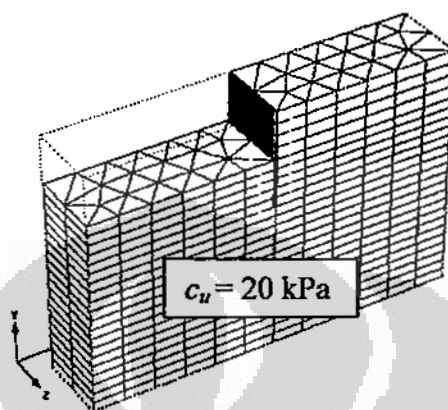
No	Kekakuan Dinding	Inersia	Poisson Ratio	Tebal dinding
	EI_w	I_w	ν_w	d
	(kNm^2)	(m^4)		(m)
1	1.00E+03	0.00004	0.2	0.07829735
2	1.00E+04	0.0004	0.2	0.16868653
3	1.00E+05	0.004	0.2	0.36342412
4	1.00E+06	0.04	0.2	0.78297353

5.3 Hasil Simulasi

5.3.1 Tiang Pada Galian di Lapisan Tanah Homogen

Karakteristik utama dalam simulasi ini adalah tanahnya homogen sehingga gerakan tanah yang terjadi seragam karena tidak adanya perbedaan kekakuan tanah. Dalam simulasi ini seluruh tanah diberikan material tanah yang sama yaitu

tanah dengan c_u sebesar 20 kPa. Tanah jenis ini di praktik lapangan sering ditemukan pada tanah-tanah pantai atau gambut yang tebal lapis tanah lunaknya besar.



Gambar 5-2 Model Simulasi Tiang Tunggal Dengan Tanah Homogen

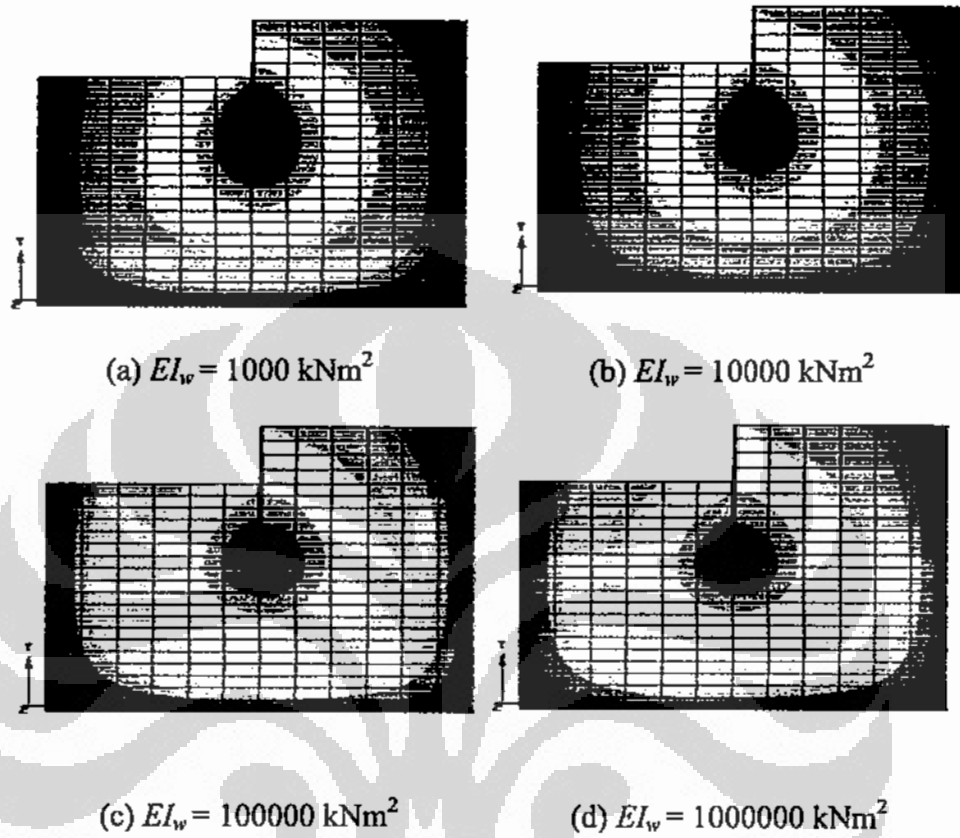
5.3.1.1 Deformasi

Simulasi pertama dilakukan dalam tanah homogen dengan kedalaman dinding penahan tanah 10 m, sehingga panjang yang tertanam 4 m. Dapat dilihat pada Gambar 5-4 bahwa pada jarak 1m dari dinding, gerakan tiang akan sangat mendekati gerakan dinding. Hal ini menunjukkan bahwa tiang yang diletakkan tidak terlalu jauh dari dinding masih akan sangat terpengaruh dengan deformasi dinding.

Hal lain yang bisa dilihat dalam simulasi pertama adalah bahwa pada tanah lunak homogen, apabila dinding yang digunakan fleksibel maka dinding akan melengkung, pada dinding yang kaku dinding akan tetap relatif lurus namun dasarnya akan berotasi.

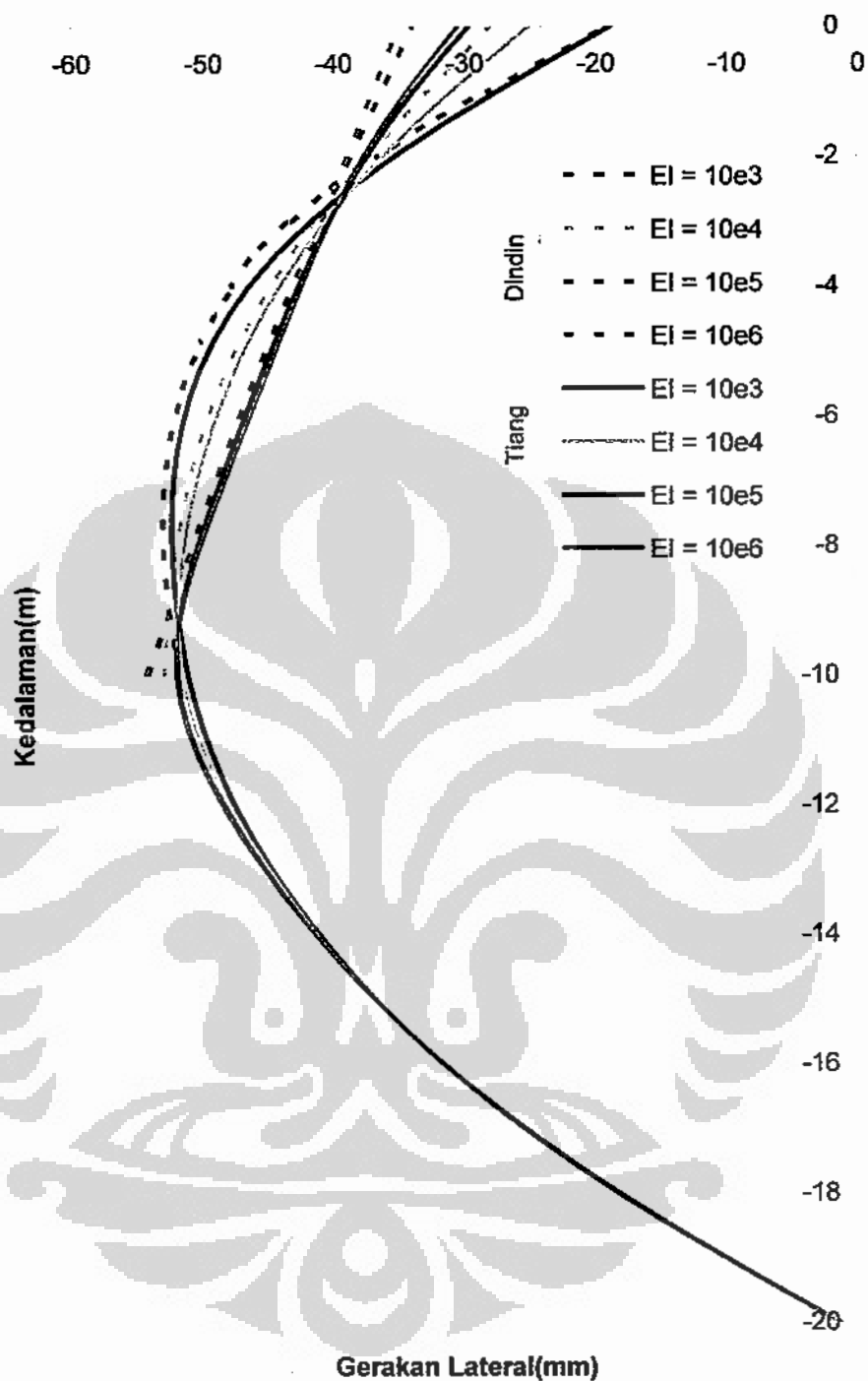
Dari Gambar 5-3 dapat dilihat distribusi gerakan tanah. Pada dinding dengan kekakuan rendah maka pemusatan gerakan tanah akan terjadi di tengah-tengah dinding. Seiring dengan bertambahnya kekakuan dinding maka pusat gerakan

tanah akan bergeser ke bawah. Hal itu juga terlihat pada profil deformasi pada Gambar 5-4 sehingga dinding dan tiang terdorong di bagian bawah.

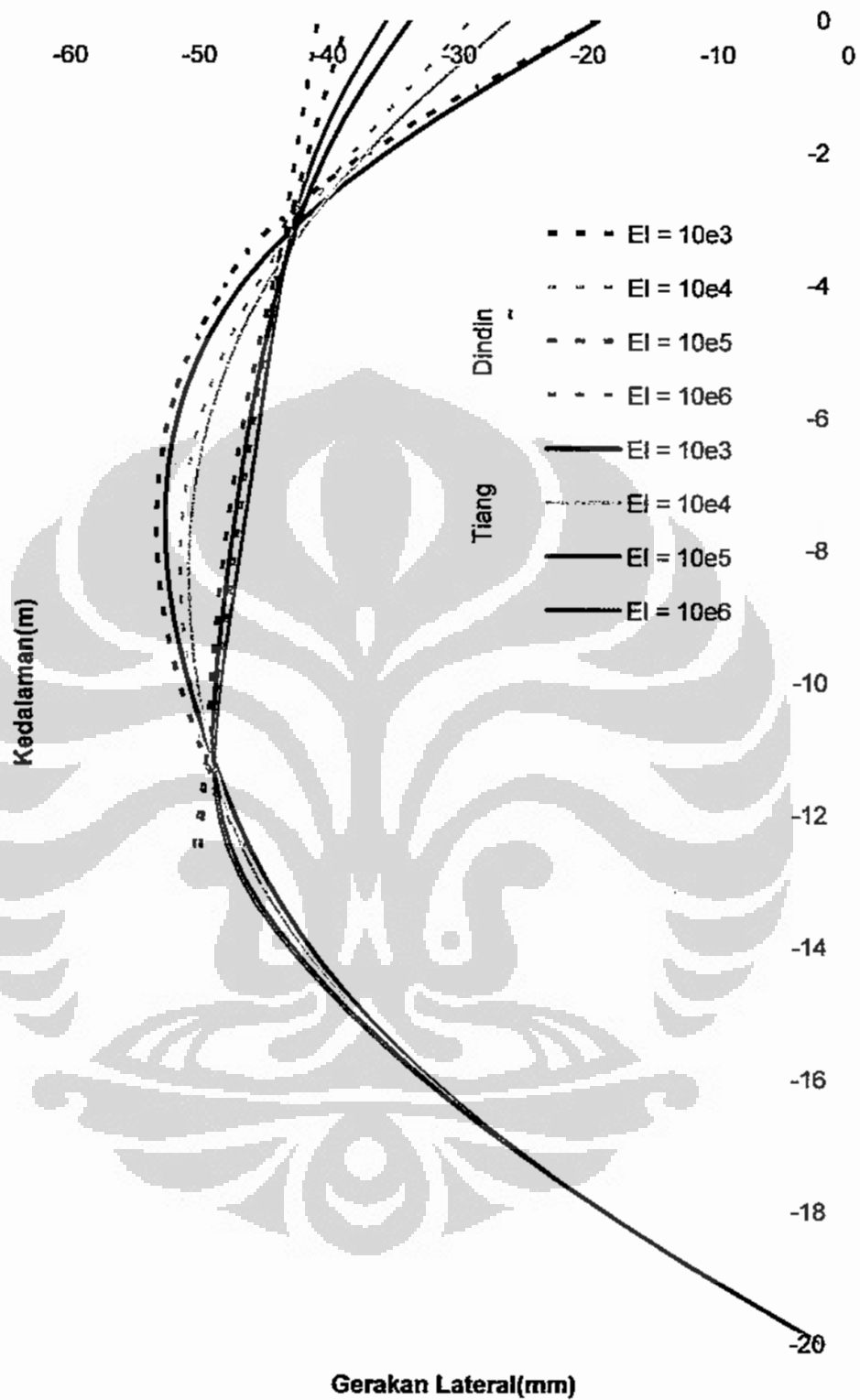


Gambar 5-3 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, $L=20$

m



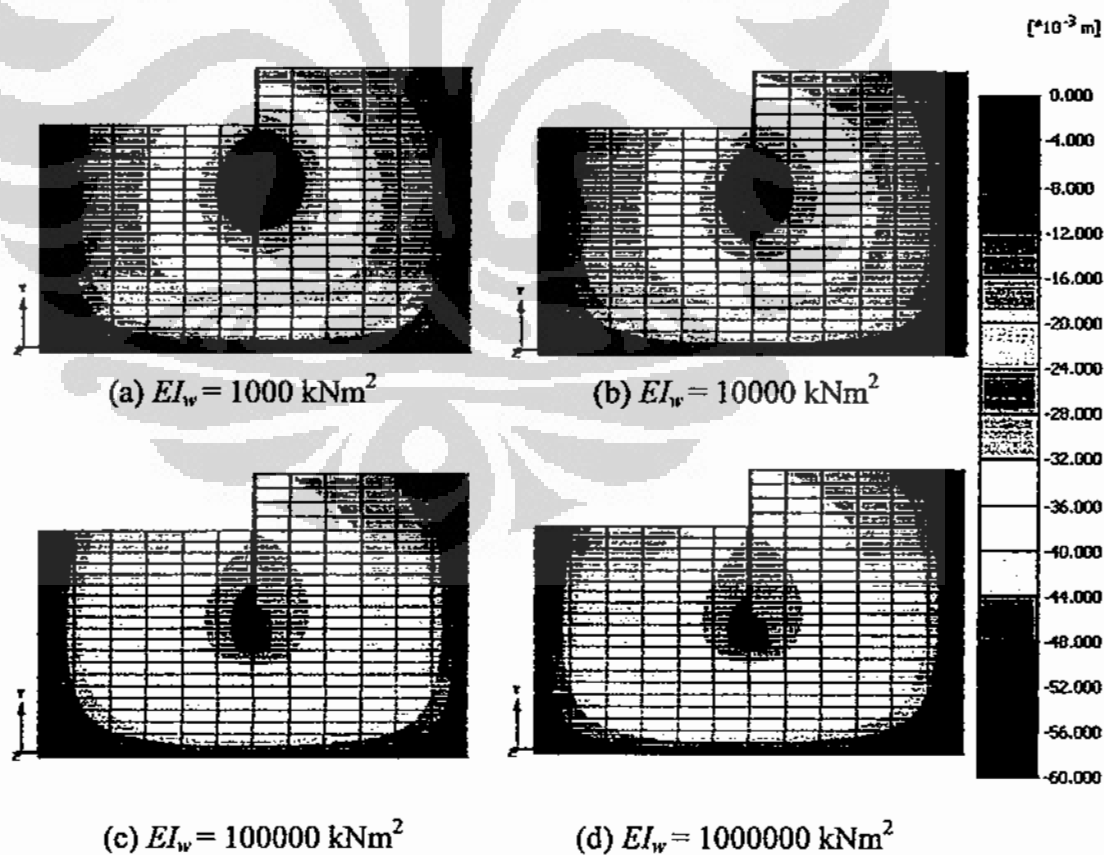
Gambar 5-4 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, L=20 m



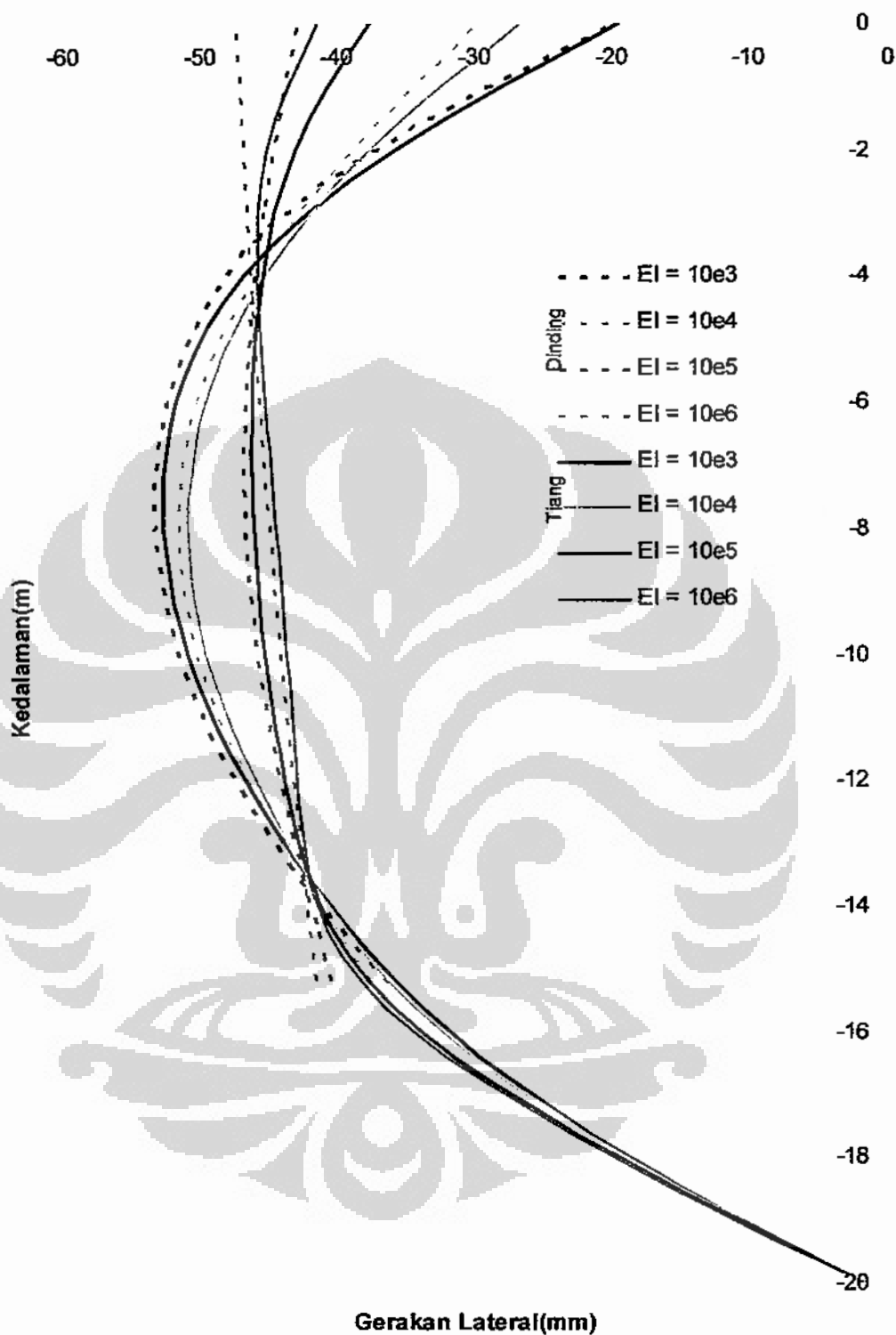
Gambar 5-5 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, $L=20$ m

Gambar 5-5 menunjukkan profil gerakan lateral tanah pada kedalaman dinding 12,5 m. Dapat dilihat bahwa gerakan tiang masih menunjukkan kemiripan dengan gerakan dinding. Dengan semakin dalamnya dinding maka dinding itu akan memobilisasi tanah di bagian bawah dinding untuk bergerak. Defleksi maksimal selalu berada pada pertengahan dinding pada dinding fleksibel sementara pada dinding kaku defleksi maksimal berada pada bagian bawah dinding. Semakin dalam dinding maka rotasi dinding akan berkurang dan mendekati tegak. Hal ini disebabkan semakin terdistribusinya ketidakseimbangan gaya akibat galian ke bagian bawah dinding penahan tanah.

Distribusi gerakan tanah lateral ditunjukkan pada Gambar 5-6. Terlihat bahwa apabila dibandingkan dengan distribusi gerakan tanah lateral pada dinding sepanjang 10 m maka pada dinding dengan panjang 12.5 m distribusi gerakan tanah akan lebih merata karena sebagian gerakan terdistribusi ke bawah. Gerakan tanah yang merata ini menyebabkan dinding kaku akan berkurang rotasinya.



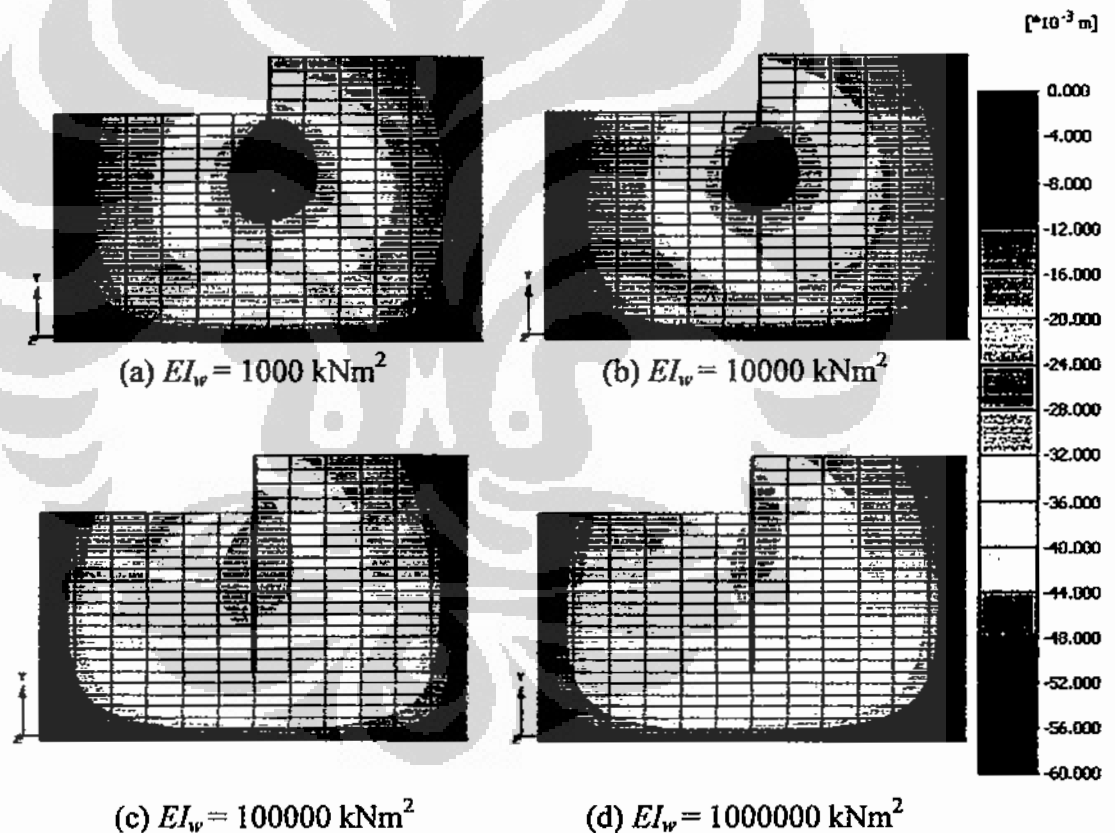
Gambar 5-6 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, $L=20 \text{ m}$



Gambar 5-7 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, L=20 m

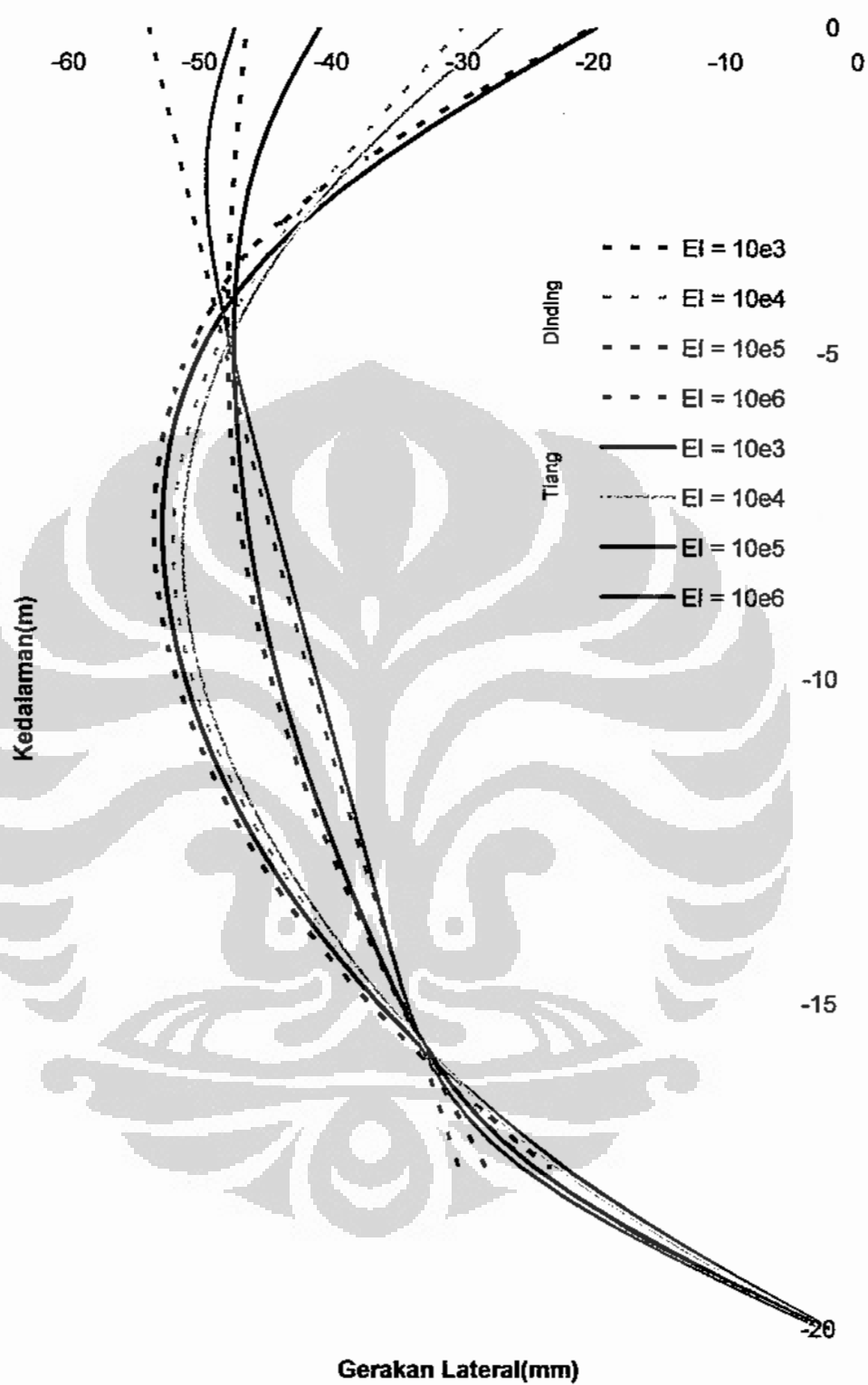
Gambar 5-7 menunjukkan profil deformasi pada panjang dinding 15 m. Profil tersebut masih menunjukkan tren bahwa defleksi maksimal berada di tengah-tengah panjang dinding penahan tanah dan rotasi dinding semakin berkurang bahkan menuju tegak pada dinding kaku. Selain itu profil defleksi tiang masih sama.

Begitu juga pada Gambar 5-8, pusat gerakan tanah bergerak ke atas seiring bertambahnya kekakuan karena panjang dinding yang semakin besar menyebabkan gerakan tanah terdistribusi ulang. Untuk dinding kaku, panjang 15 m, distribusi gerakan tanah paling efisien dibandingkan dinding yang lebih pendek maupun yang lebih panjang.

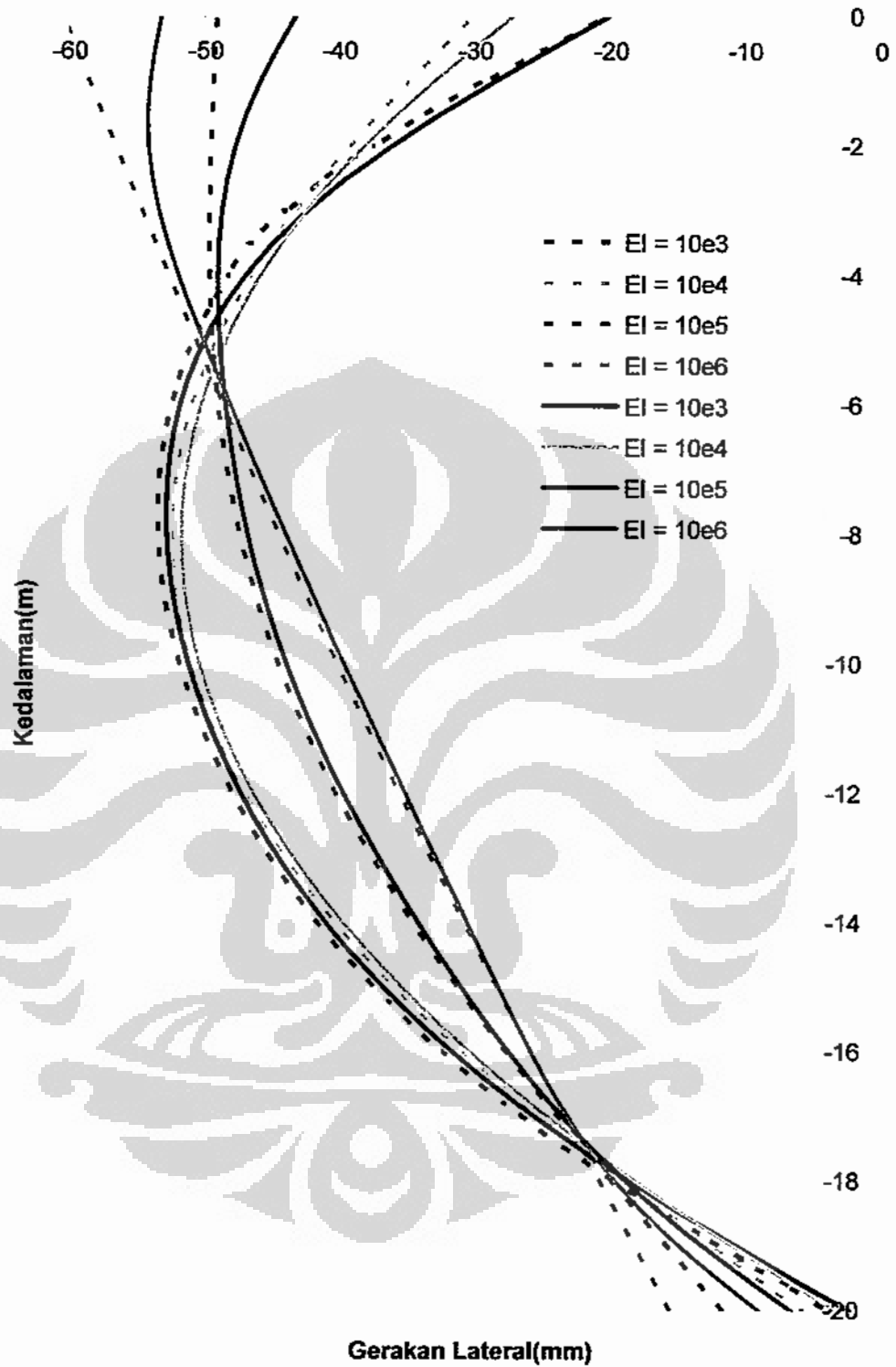


Gambar 5-8 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, $L=20$

m

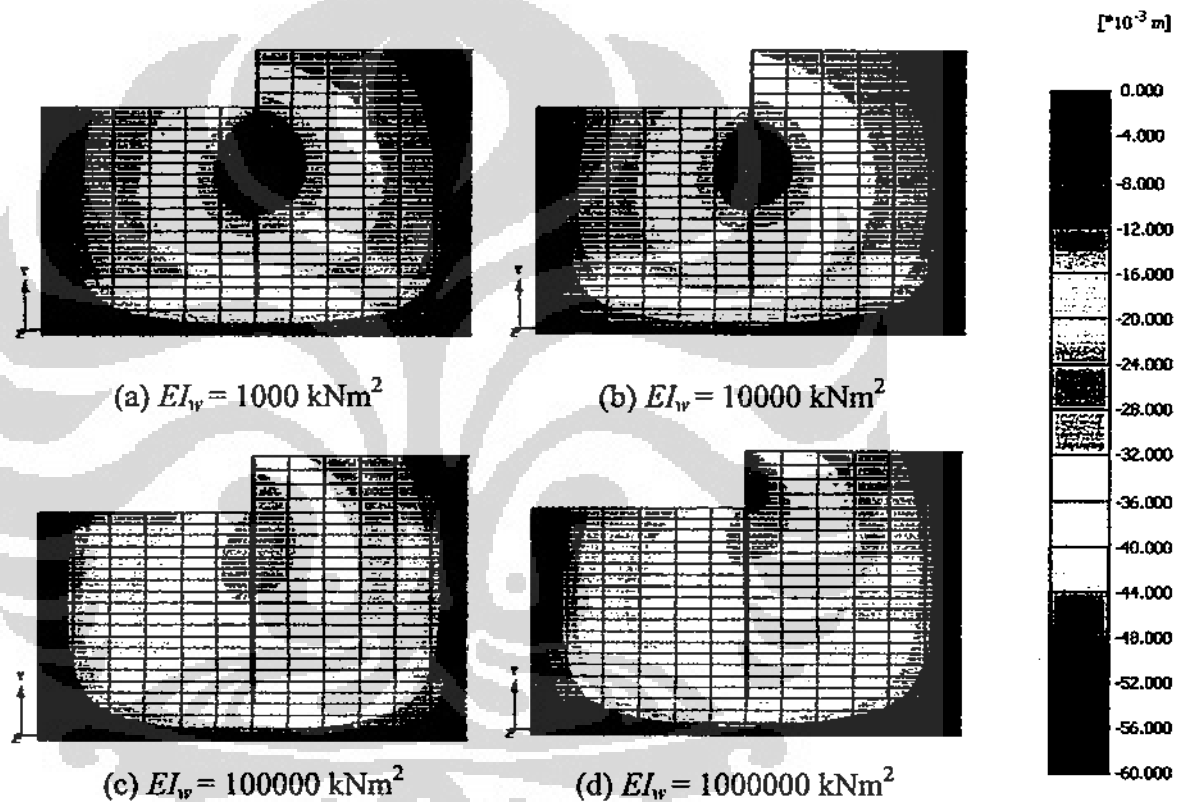


Gambar 5-9 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen, $L=20$ m

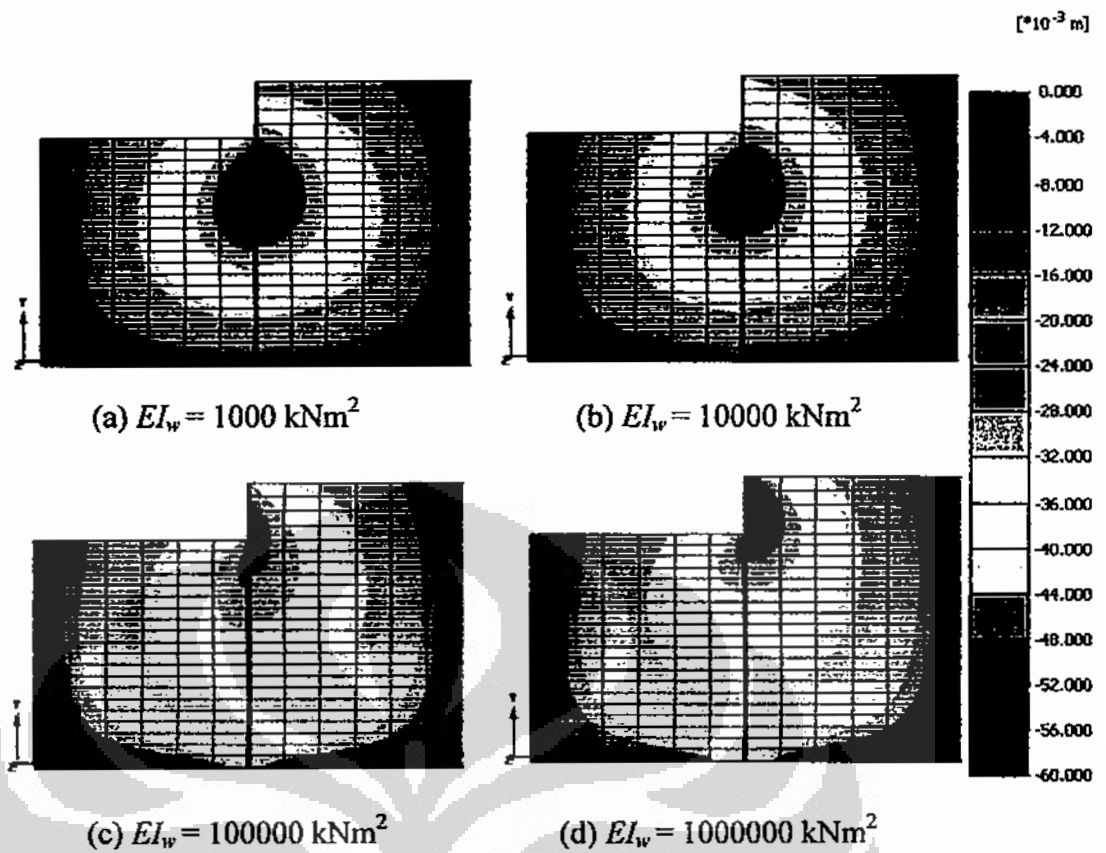


Gambar 5-10 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, $L=20$ m

Gambar 5-9 dan Gambar 5-10 menunjukkan bahwa dengan semakin dalamnya dinding penahan tanah maka semakin jauh dinding berotasi searah gerakan tanah. Hal ini disebabkan karena lengan dinding kaku yang semakin panjang. Profil lateral dinding dan tiang juga memiliki perilaku yang sama dengan perilaku simulasi-simulasi sebelumnya pada tanah homogen. Distribusi gerakan tanah pada Gambar 5-11 dan Gambar 5-12 membuktikan hal itu dimana pemusatan gerakan tanah berpindah ke bagian atas galian.



Gambar 5-11 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen,
 $L=20 \text{ m}$



Gambar 5-12 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, $L=20$ m

5.3.1.2 Momen Lentur

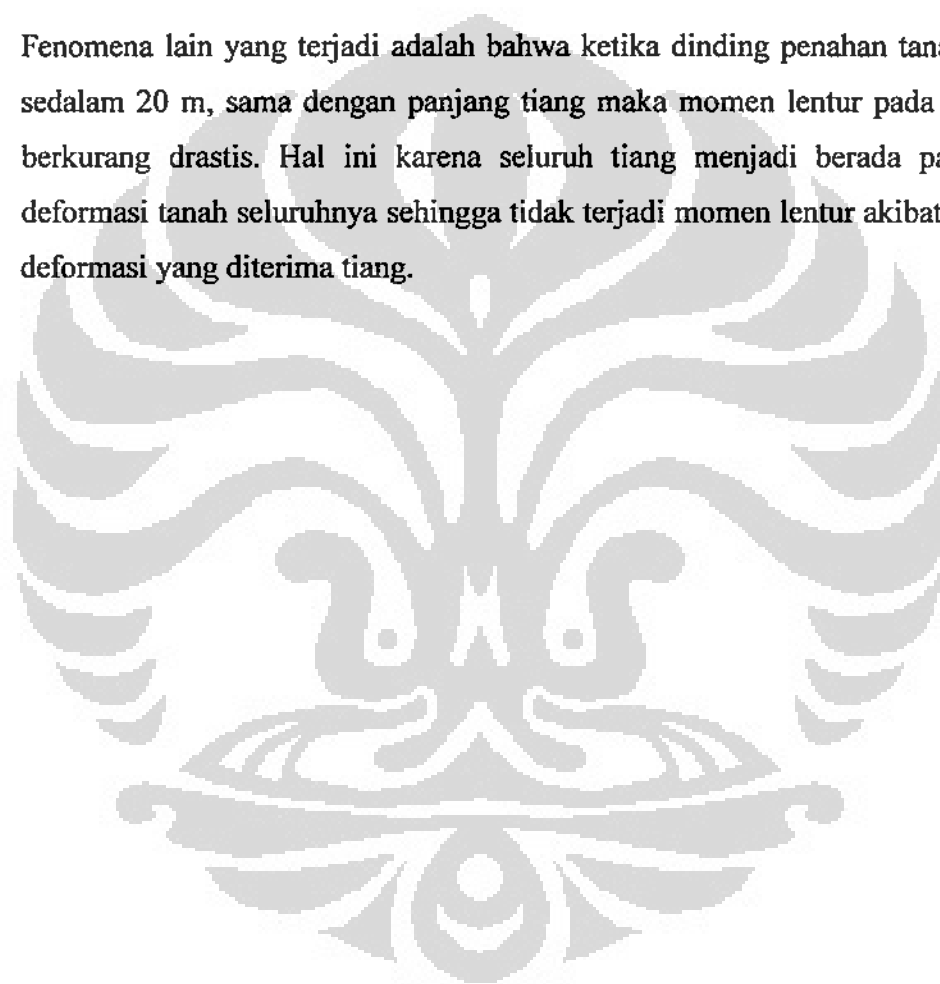
Pada Gambar 5-13 berikut ini ditunjukkan diagram momen lentur yang terjadi pada tanah yang digali sampai 4 m dengan dinding penahan tanah sepanjang 10 m. Seiring dengan bertambahnya kekakuan dinding maka momen lentur yang terjadi akan bertambah besar.

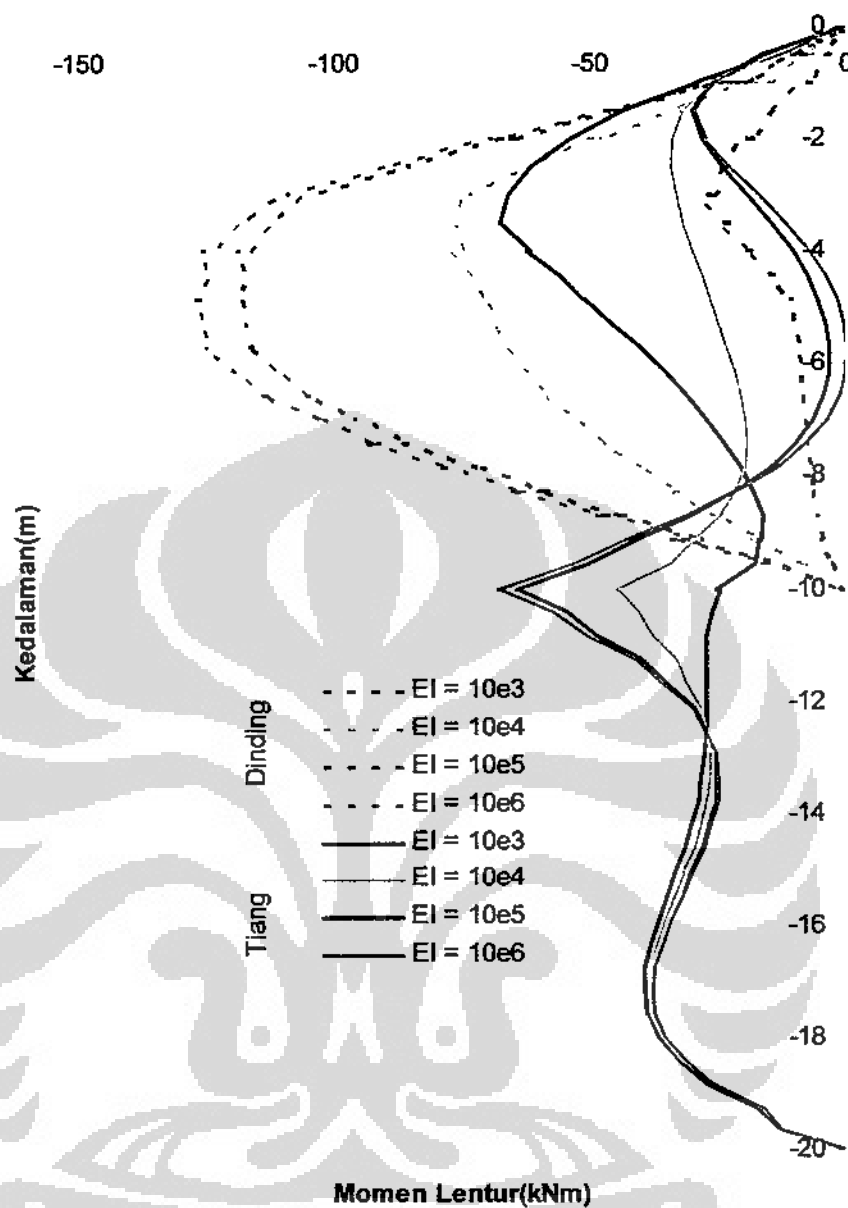
Pada tiang pancangnya, perilaku momen lentur dapat ditinjau pada tiga lokasi yaitu momen di lokasi galian, momen di dasar dinding penahan tanah dan momen di dasar tiang. Pada momen di bagian atas tiang yaitu bagian dimana galian dilakukan, semakin kaku dinding maka momen lentur yang terjadi akan semakin kecil dan berpindah posisi maksimalnya ke atas.

Pada lokasi didasar dinding penahan tanah maka terbentuk momen yang berbalik arah. Semakin kaku dinding maka momen yang terbentuk semakin besar. Dengan

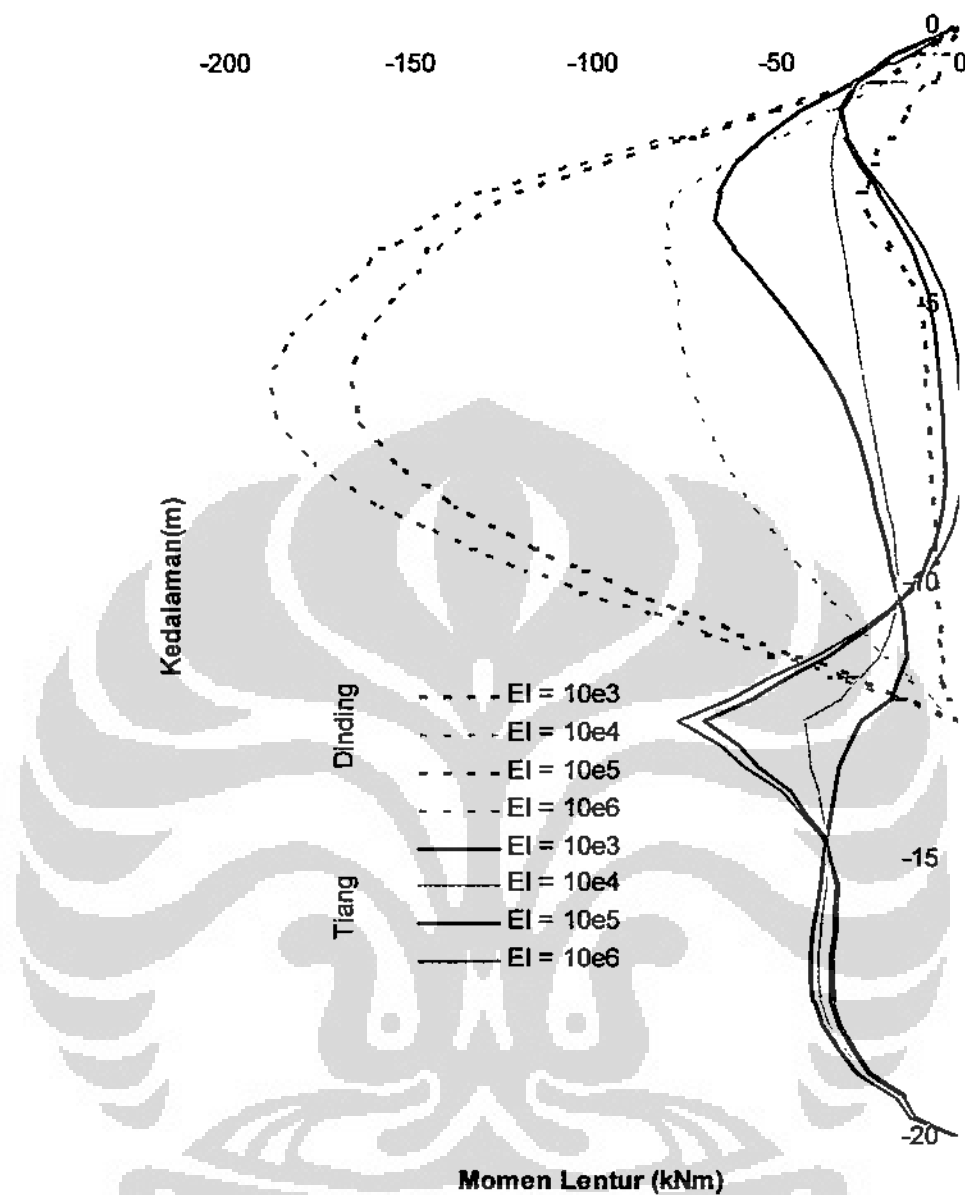
melihat pada Diagram momen lentur untuk tiang pada dinding penahan tanah sepanjang 12,5 m, 15m, 17,5m dan 20m (Gambar 5-13, Gambar 5-14, Gambar 5-15, Gambar 5-16 dan Gambar 5-17 pada lembar-lembar berikut) kita bisa melihat bahwa posisi momen maksimal di dasar dinding selalu mengikuti lokasi dasar dinding. Di bagian dasar tiang, momen tidak terlalu banyak berubah bagi setiap kekakuan dan kedalaman dinding penahan karena momen di bagian bawah timbul akibat tekanan tanah yang menyeimbangkan gaya akibat galian.

Fenomena lain yang terjadi adalah bahwa ketika dinding penahan tanah ditanam sedalam 20 m, sama dengan panjang tiang maka momen lentur pada tiang akan berkurang drastis. Hal ini karena seluruh tiang menjadi berada pada daerah deformasi tanah seluruhnya sehingga tidak terjadi momen lentur akibat perbedaan deformasi yang diterima tiang.

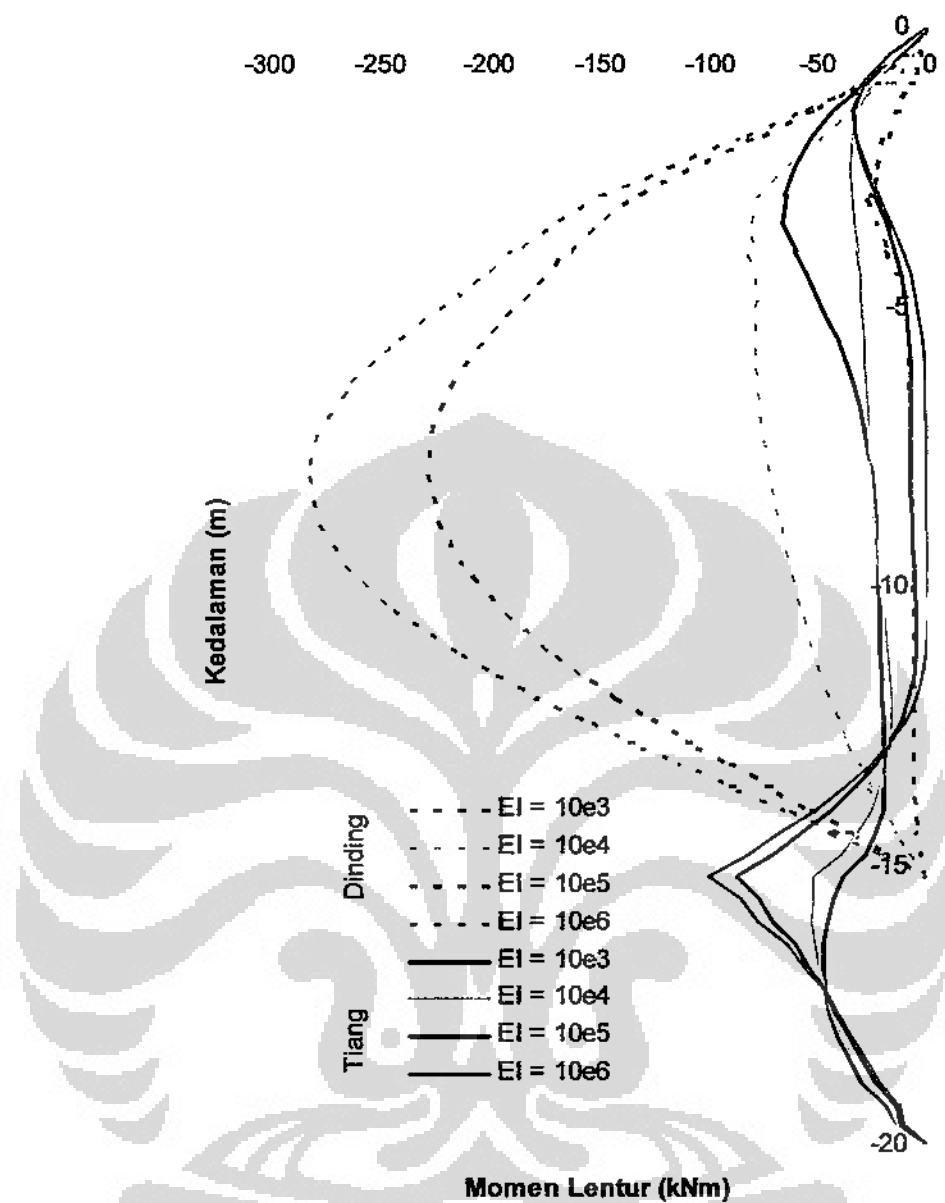




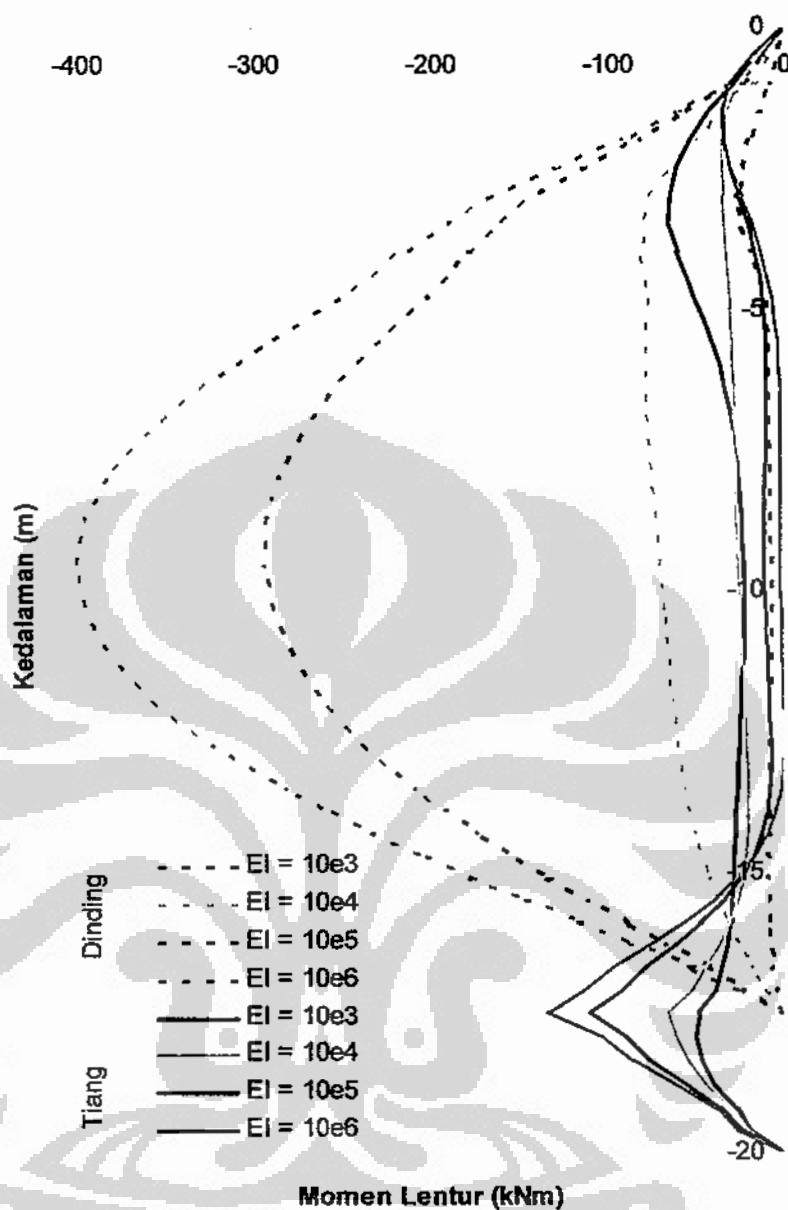
Gambar 5-13 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah Homogen, $L=20$ m



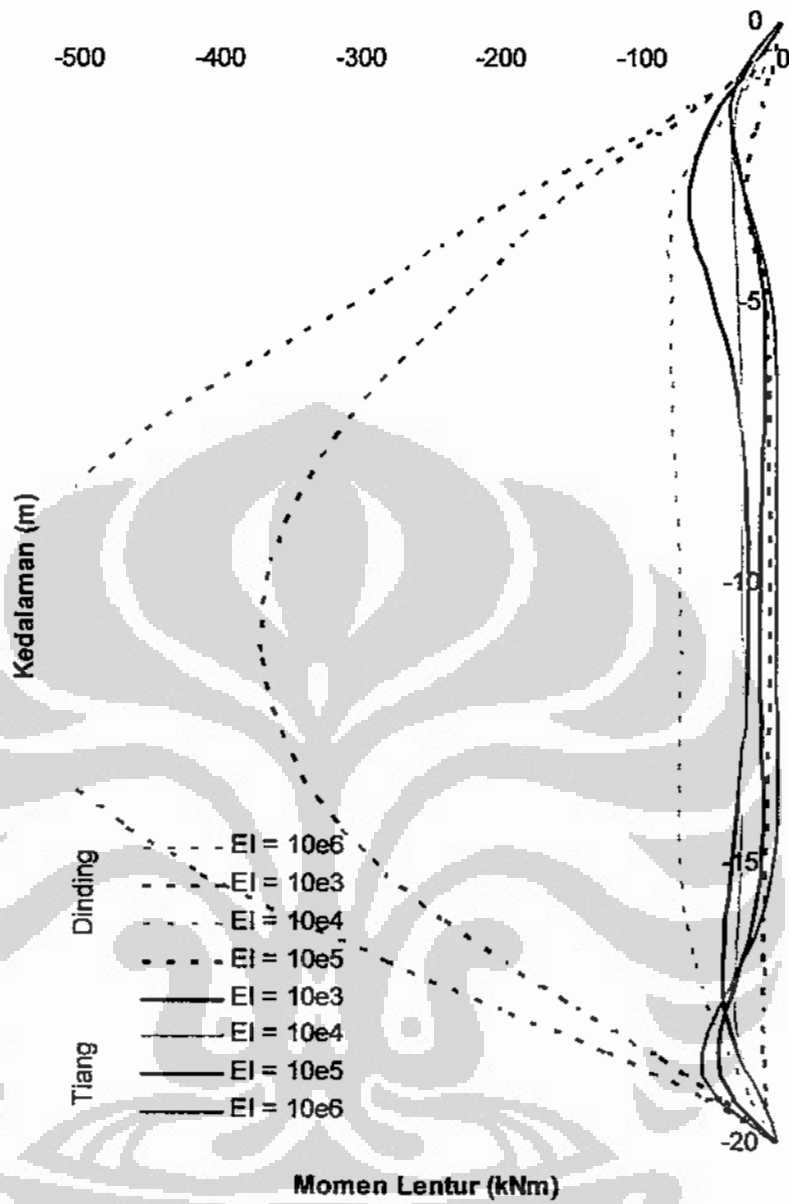
Gambar 5-14 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah Homogen, $L=20$ m



Gambar 5-15 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah Homogen, $L=20$ m



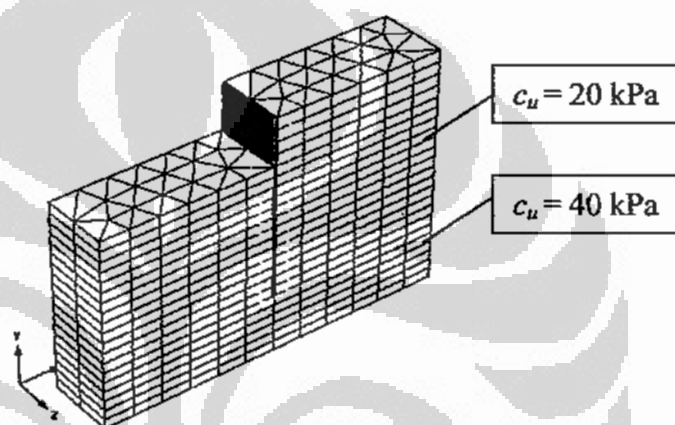
Gambar 5-16 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah Homogen, $L=20$ m



Gambar 5-17 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah Homogen, $L=20$ m

5.3.2 Tiang Pada Galian yang Menembus Dua Lapis Tanah Lunak dan Tanah Keras

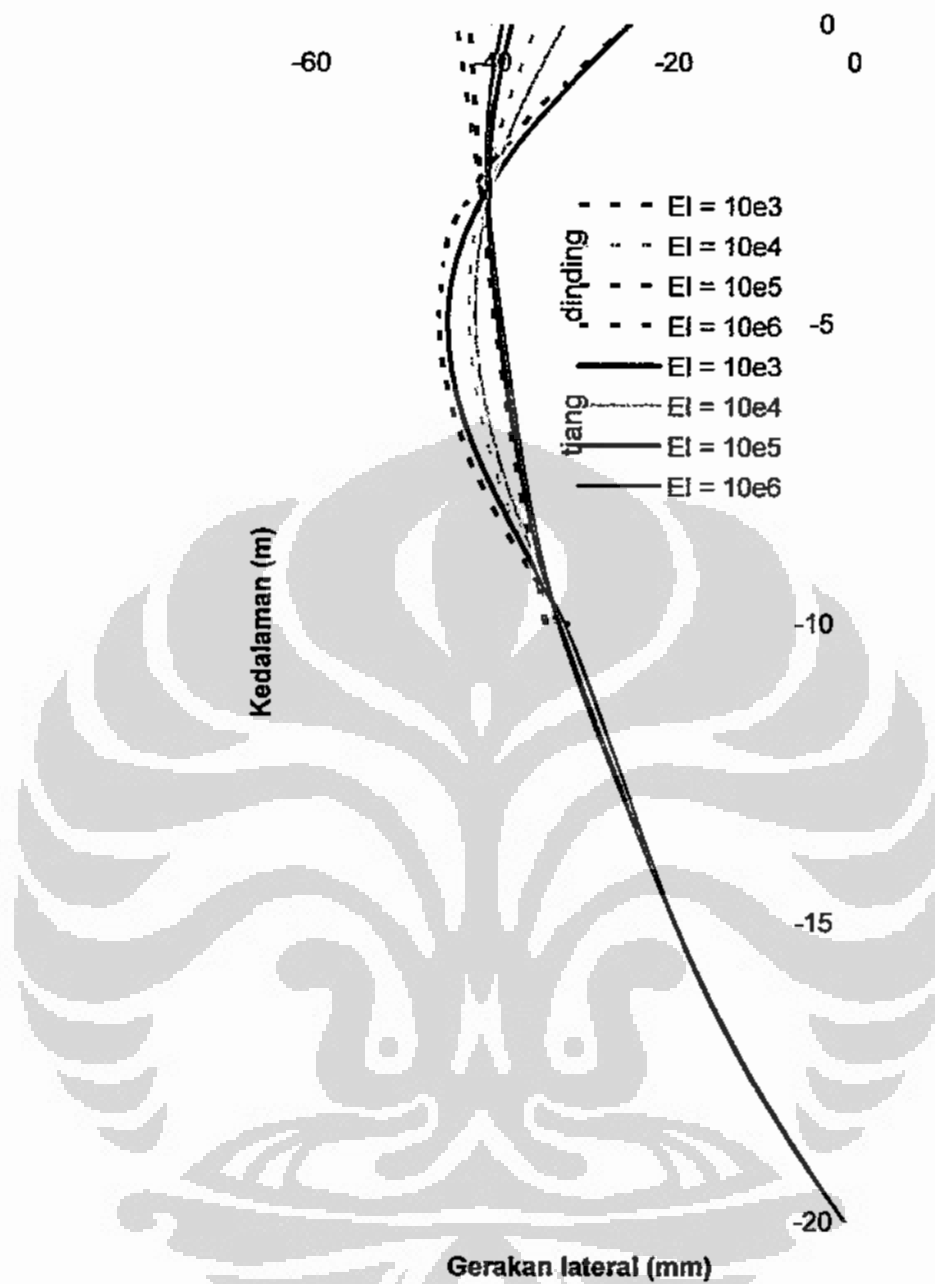
Karakteristik utama dalam simulasi ini adalah tanah dimana model berada adalah dua lapis tanah keras dan lunak sehingga deformasi tanah yang terjadi tidak seragam dan terpusat pada tanah lunak, selain itu dengan adanya tanah keras maka dinding penahan tanah dan tiang akan memiliki jepitan di dasar. Dalam simulasi ini tanah lunak yang digunakan memiliki $c_u = 20$ kPa dan tanah kerasnya memiliki $c_u = 40$ kPa.



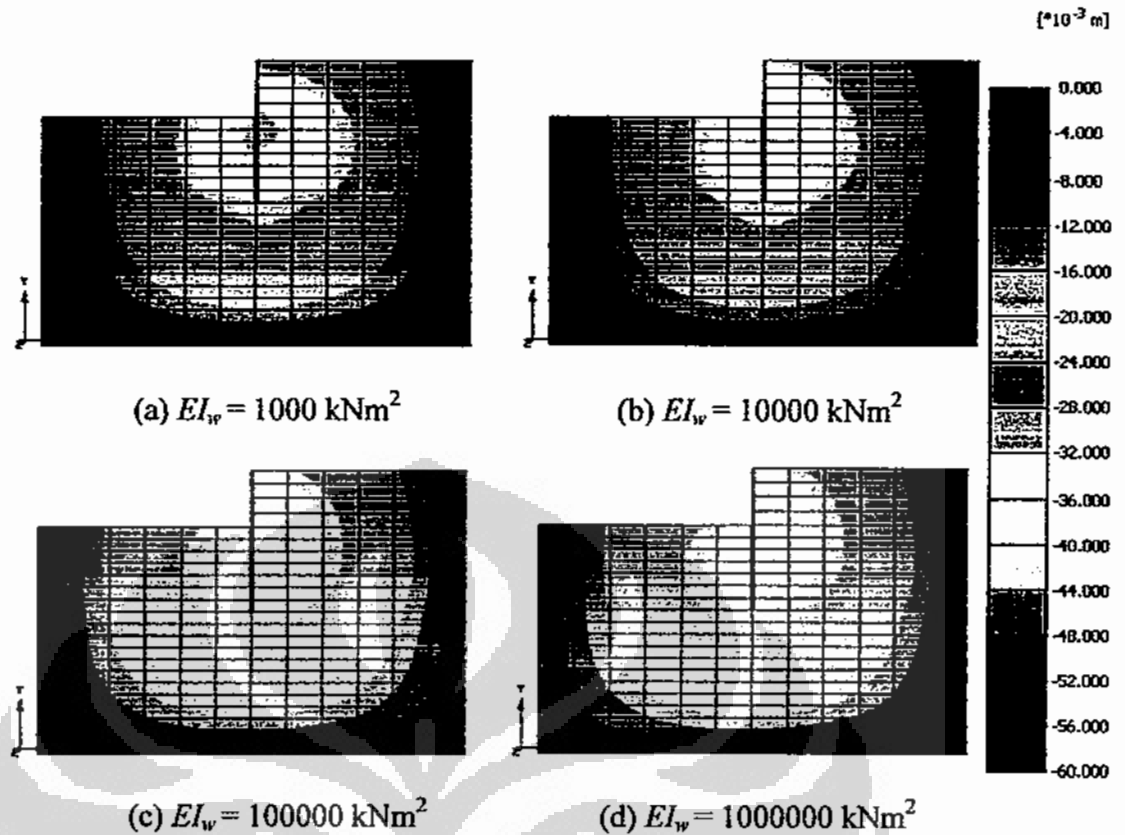
Gambar 5-18 Model Simulasi Tiang Tunggal Dengan Dua Lapis Tanah

5.3.2.1 Deformasi

Gambar 5-19 menunjukkan profil gerakan lateral tiang dan tanah pada tanah dua lapis dimana dinding penahan tanah sepanjang 10 m. Terjadi pengurangan deformasi yang cukup besar akibat bertambahnya kekakuan tanah. Selain itu dinding penahan tanah sudah berotasi ke arah galian sehingga defleksi maksimal berada di atas tiang. Hal ini jelas terlihat pada Gambar 5-20.

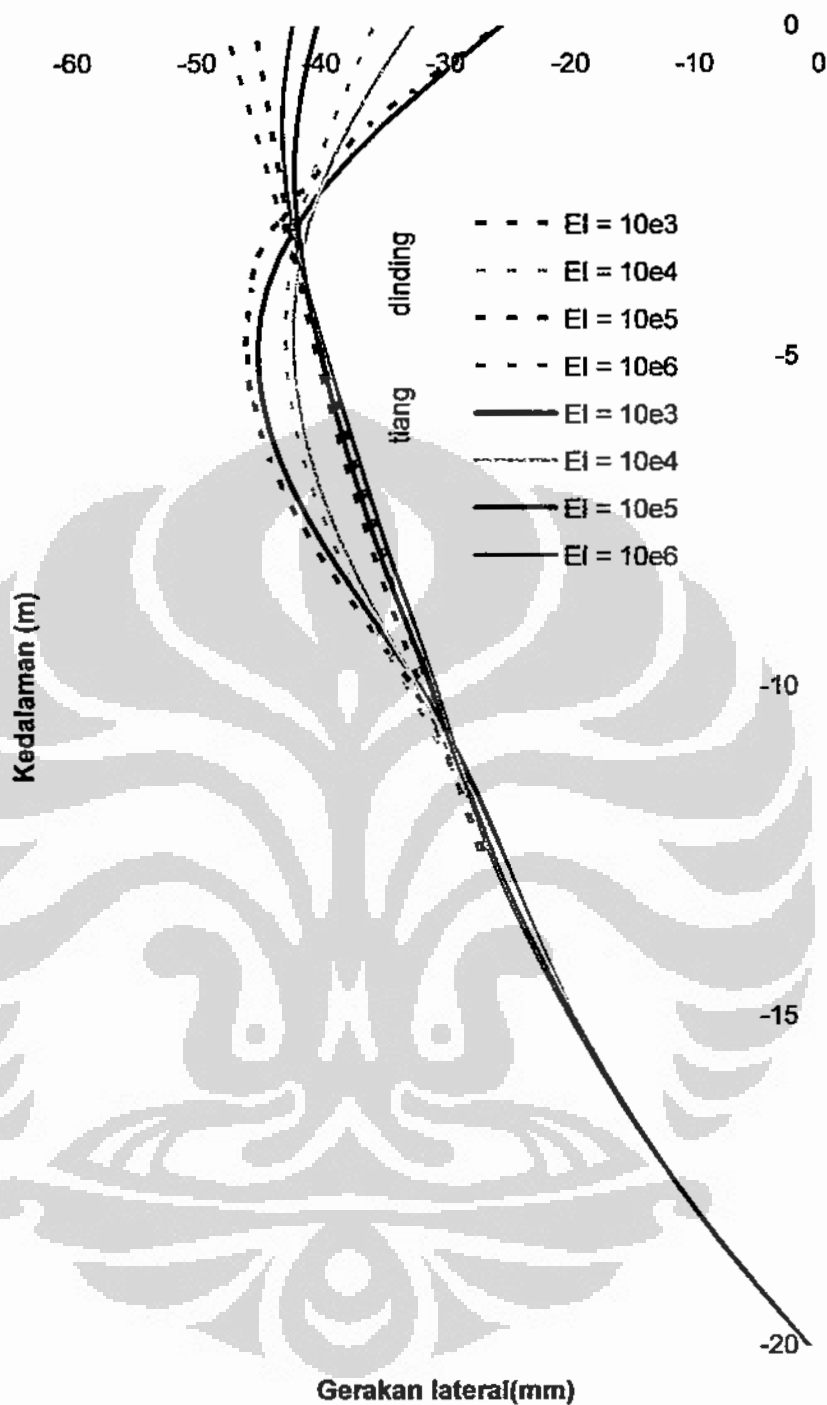


Gambar 5-19 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis,
 $L=20$ m



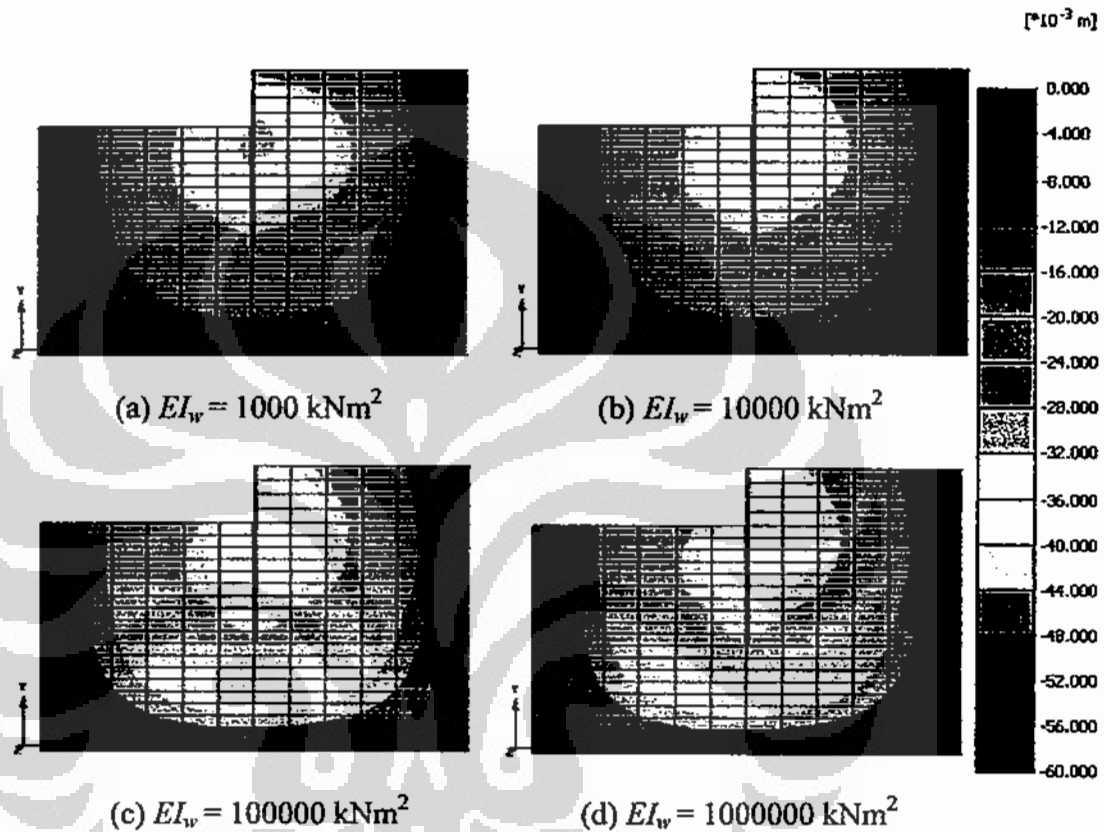
Gambar 5-20 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m

Gambar 5-21 menunjukkan profil gerakan tiang pada tanah 2 lapis dengan dinding penahan tanah sedalam 12,5 m. Terlihat adanya perubahan perilaku yang drastis apabila tanah memiliki 2 lapis lunak dan kaku. Pada dinding fleksibel maka deformasi dinding melentur yang merupakan perilaku dasarnya namun menjadi terkekang di bawah. Untuk dinding kaku, kekangan di bawah membuat dinding berotasi ke arah dimana ketidakseimbangan akibat galian mengarah. Selain itu perilakunya mirip dengan perilaku deformasi pada tanah homogen.



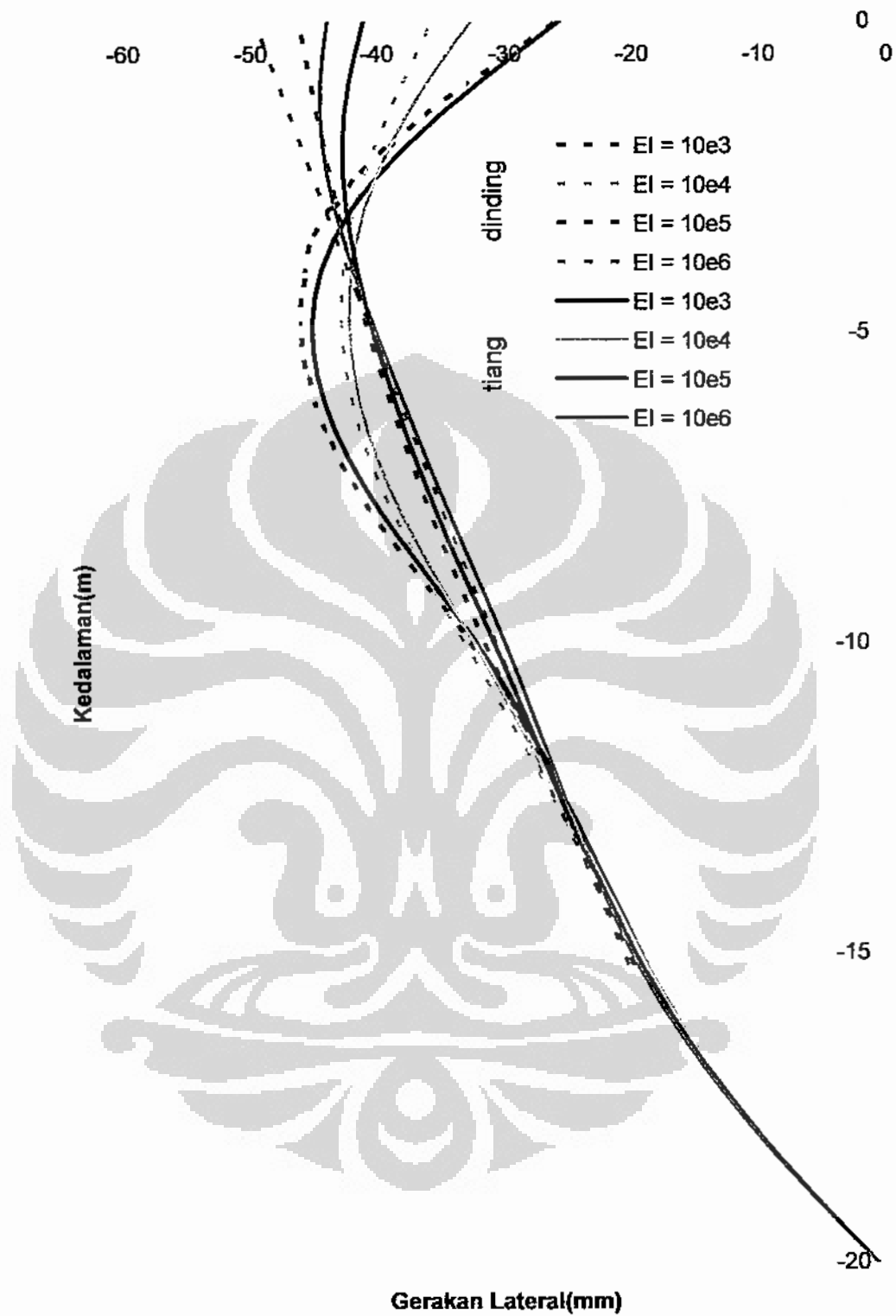
Gambar 5-21 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m

Distribusi gerakan tanah menunjukkan pada Gambar 5-22 berikut menunjukkan dengan sedikit jepitan pada dinding penahan tanah maka pada dinding kaku, distribusi gerakan tanah akan terdistribusi ke atas dimana tanah lunak berada, membuat dinding berotasi di bagian bawah.

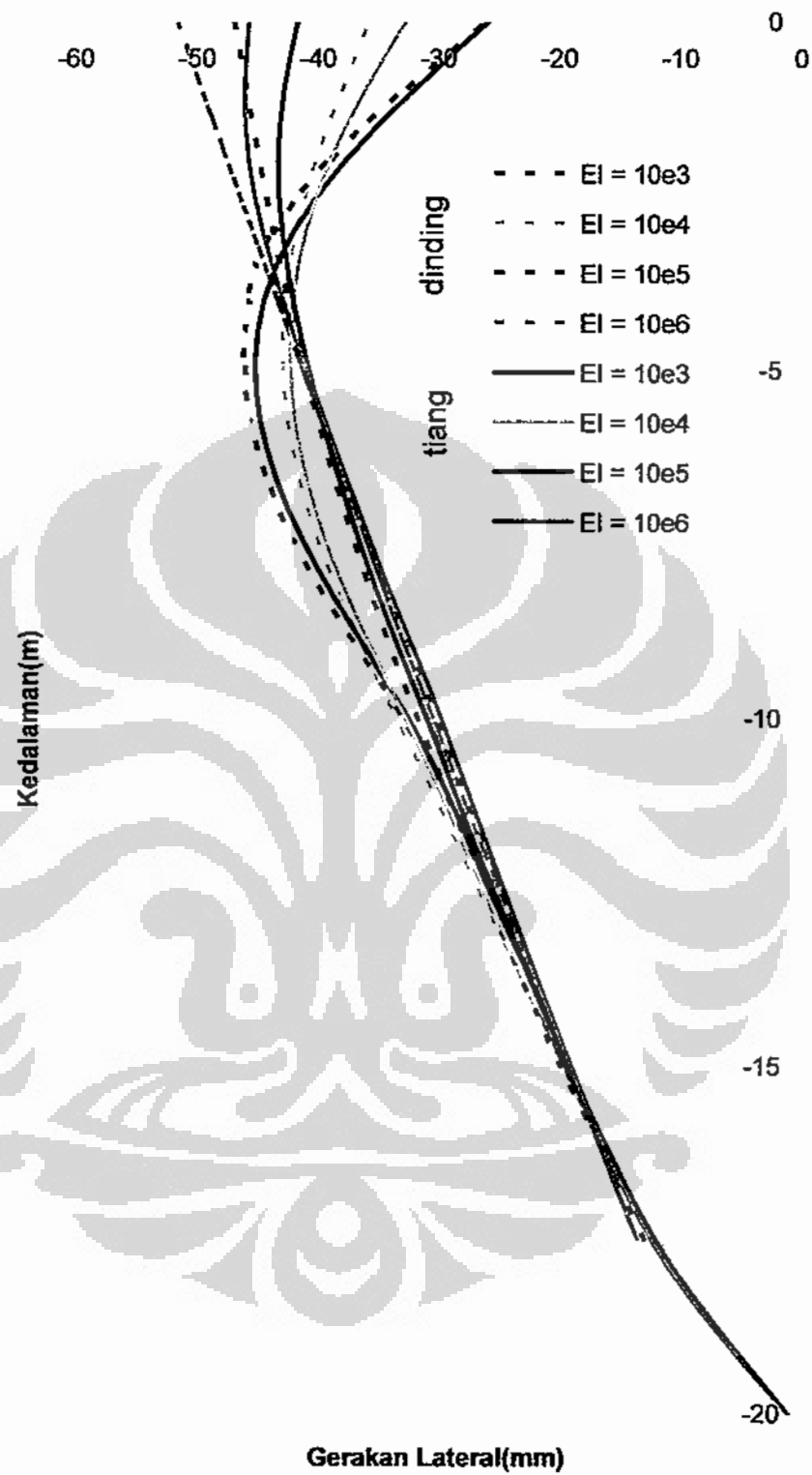


Gambar 5-22 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$
m

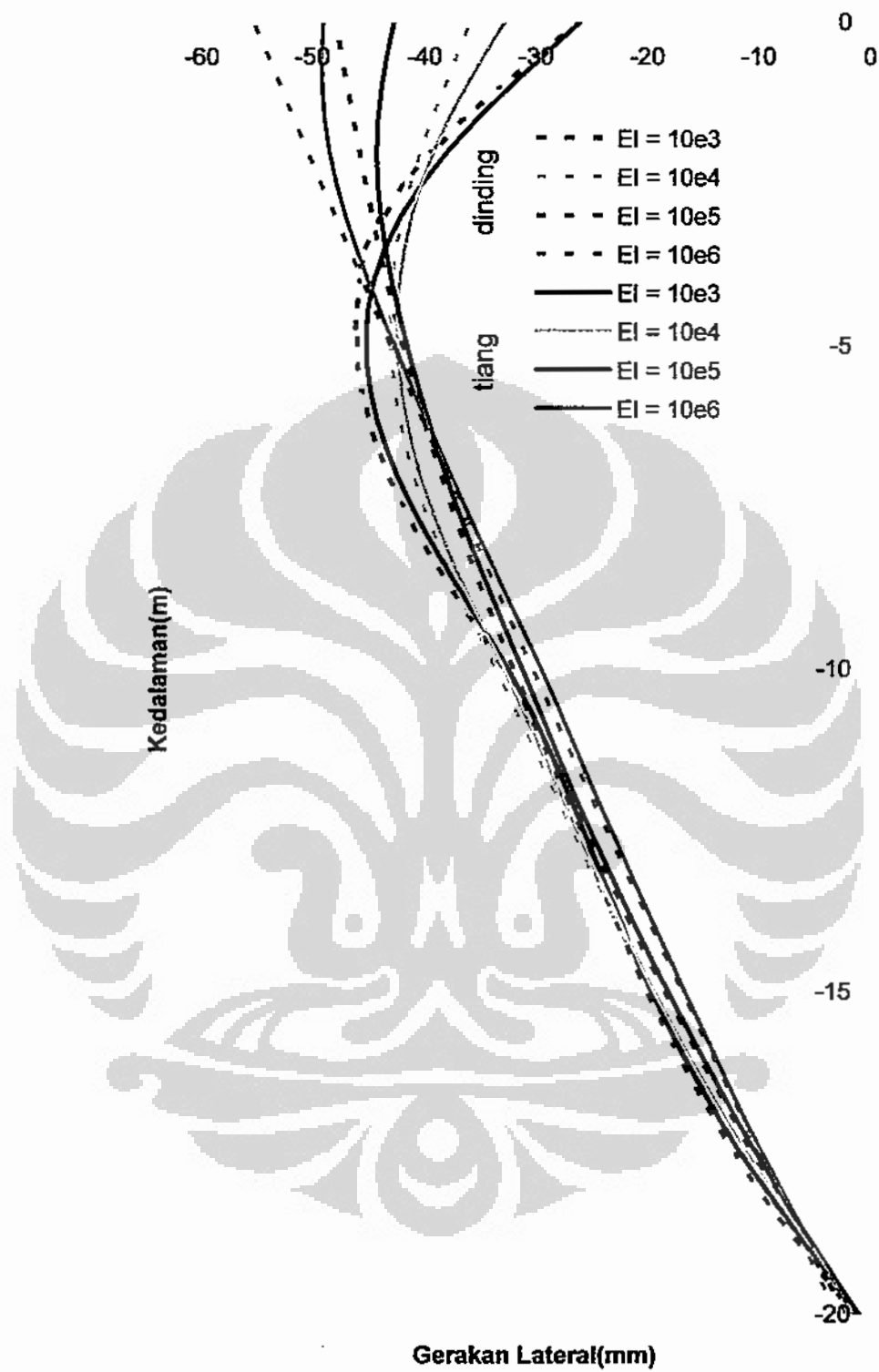
Simulasi-simulasi berikutnya menunjukkan perilaku yang sama seperti yang bisa dilihat pada Gambar 5-21, Gambar 5-23, Gambar 5-24 dan Gambar 5-25. Defleksi dinding fleksibel tidak terlalu bervariasi dengan bertambahnya panjang dinding. Selain itu pada dinding kaku rotasi bertambah sehingga defleksi di puncak dinding dan tiang semakin besar seiring bertambahnya panjang dinding penahan tanah.



Gambar 5-23 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis,
L=20 m

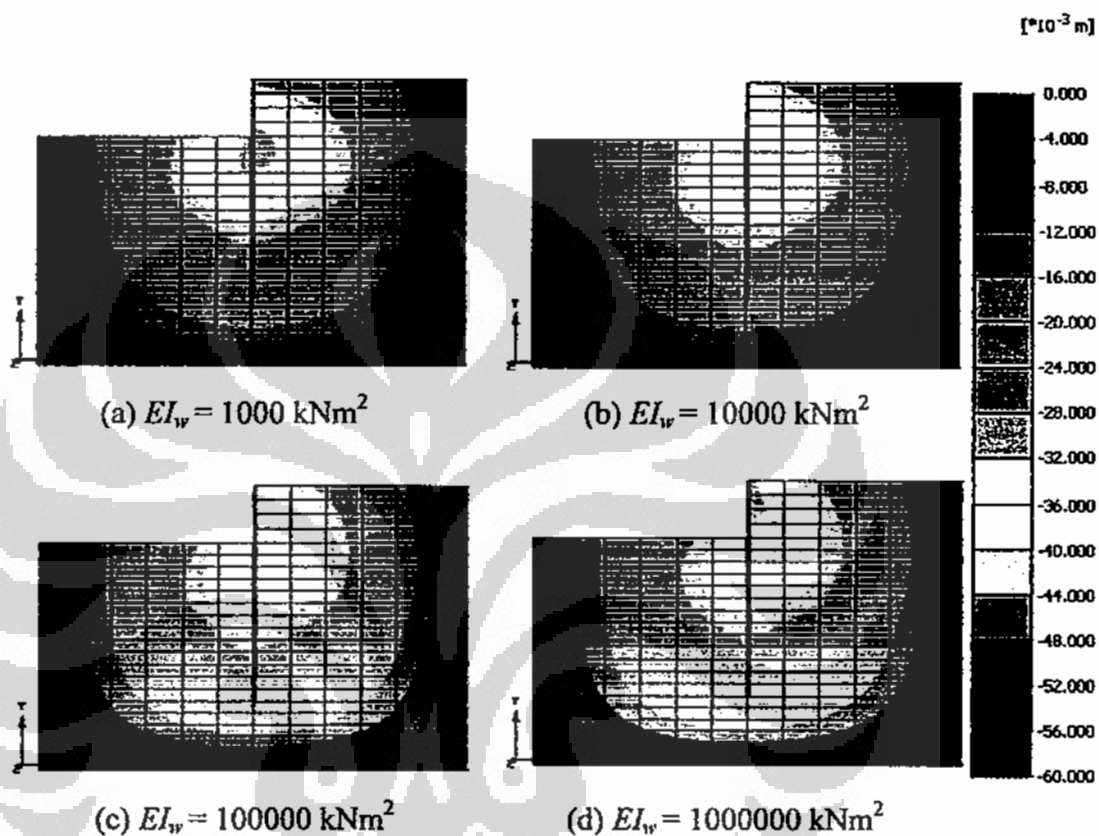


Gambar 5-24 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m

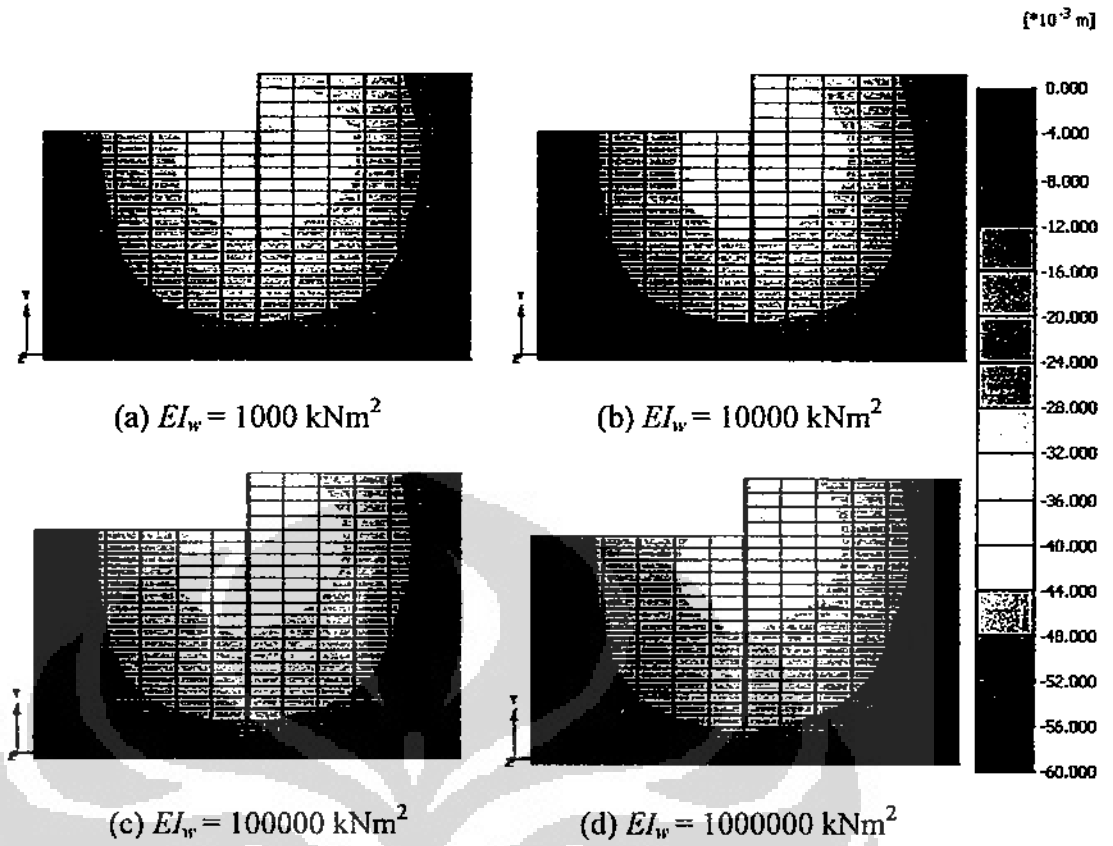


Gambar 5-25 Profil Gerakan Lateral Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis,
L=20 m

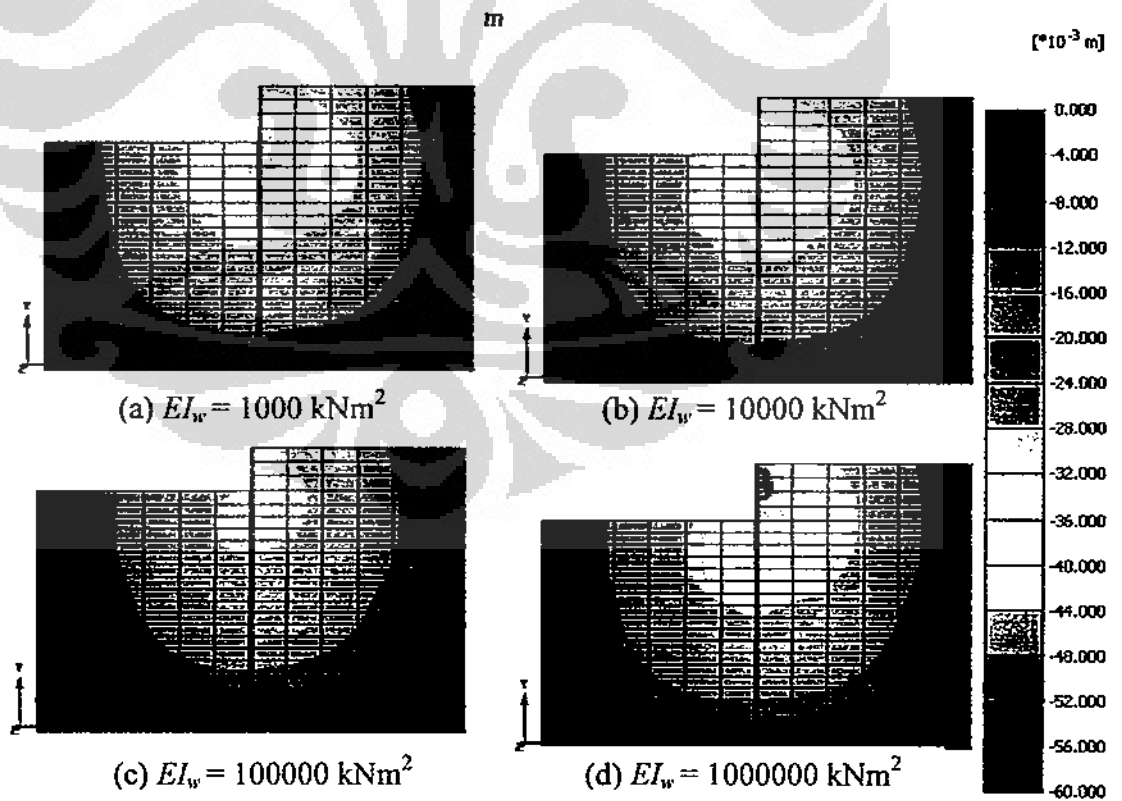
Distribusi gerakan tanah pada Gambar 5-26, Gambar 5-27 dan Gambar 5-28 berikut menunjukkan fenomena jepitan itu dan dengan semakin dalamnya dinding, rotasi semakin besar, semakin banyak gerakan lateral tanah yang terdistribusi ke atas di bagian tanah lunak. Hal itu terlihat dengan semakin besar pemusatan gerakan lateral ke atas dengan semakin bertambahnya panjang dinding.



Gambar 5-26 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m



Gambar 5-27 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, L=20



Gambar 5-28 Distribusi Gerakan Tanah Lateral Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis, L=20 m

5.3.2.2 Momen Lentur

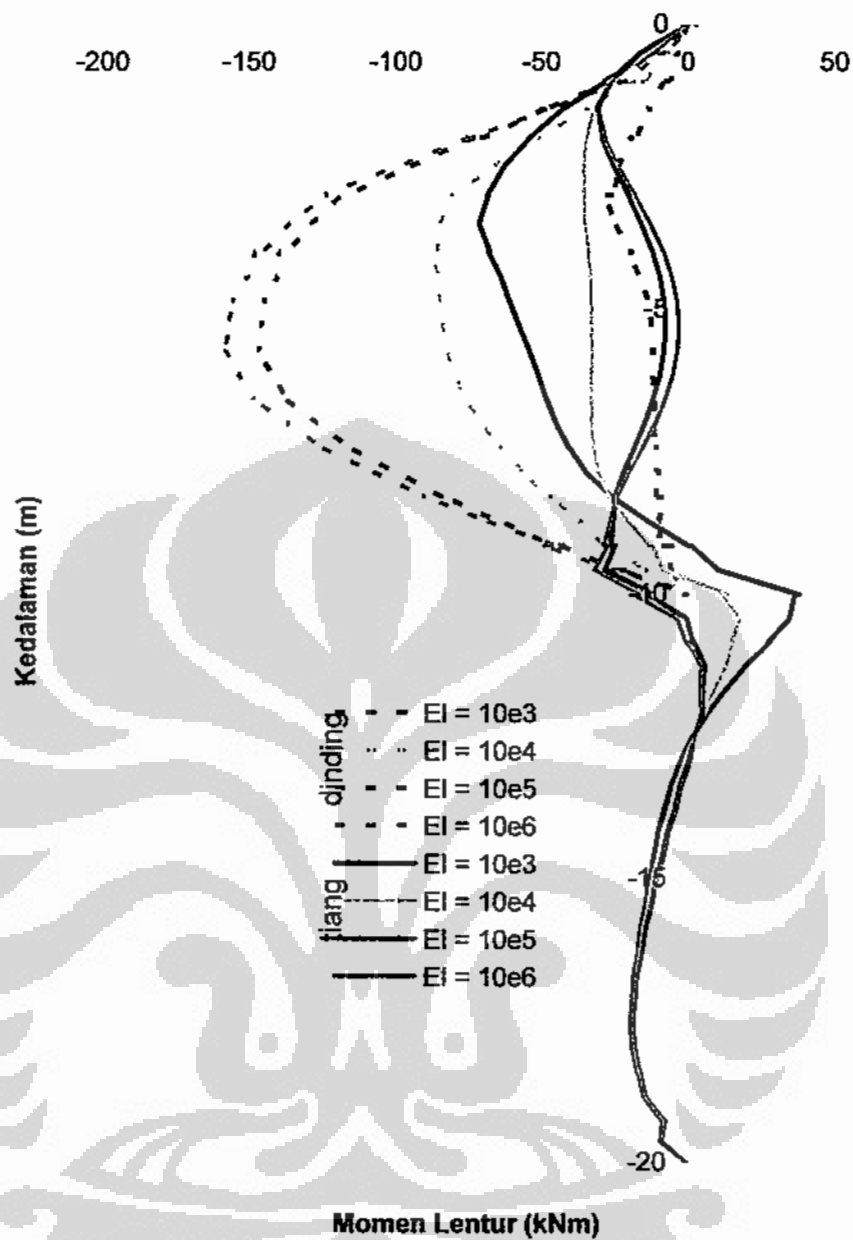
Gambar 5-29 ditunjukkan diagram momen lentur pada dinding yang memiliki panjang 10 m. Terlihat bahwa dengan adanya jepitan pada tiang maka akan terbentuk momen negatif pada tiang.

Pada Gambar 5-30 ditunjukkan diagram momen lentur pada dinding dan tiang dengan panjang dinding 12,5 m. Pada simulasi ini dinding sudah menembus lapisan tanah yang lebih kaku sejauh 2,5 m. Adanya jepitan ini membuat perilaku momen lentur tiang pancang berubah. Pada perbatasan antara kedua lapisan tanah momen lentur yang terjadi negatif, berbalik arah hal ini karena adanya jepitan dari tanah yang lebih keras di bagian bawah.

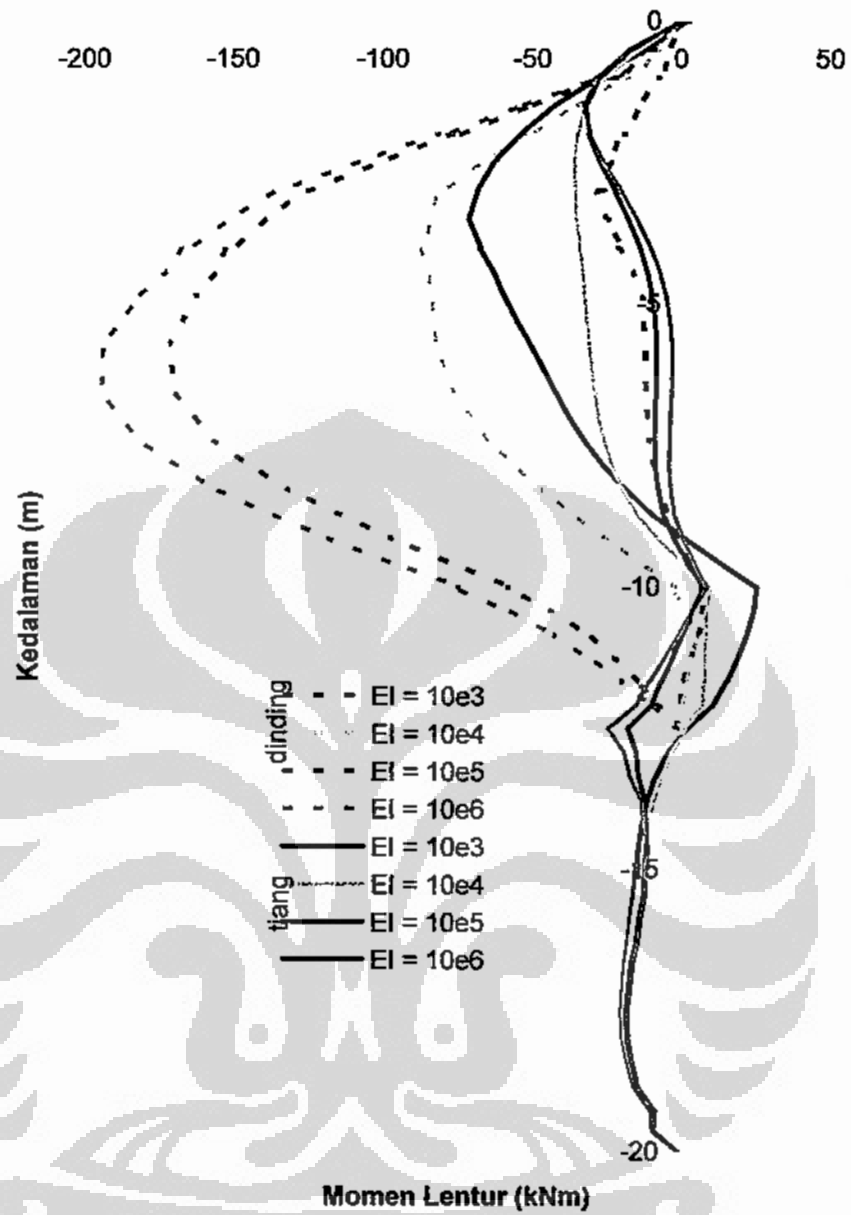
Dari Gambar 5-31 dan Gambar 5-32, bisa besaran dan letak momen lentur terbesar di bagian atas (lokasi galian) tidak berubah dengan bertambah panjangnya dinding ke dalam tanah keras. Sementara momen di bagian bawah tiang (bagian tanah keras) melentur dan berbalik menjadi momen positif. Dengan semakin dalamnya dinding penahan maka momen di bagian bawah tiang tersebut sedikit membesar, begitu pula jika dinding ditambah kekakuannya.

Pada Gambar 5-33 ditunjukkan diagram momen lentur pada dinding dan tiang dengan panjang dinding 20 m. Pada simulasi ini didapatkan bahwa momen lentur di bagian bawah dinding berkurang bahkan menghilang. Hal ini diakibatkan dinding yang sudah sama panjang dengan tiang sehingga gerakan tanah terjadi seluruhnya pada tiang sehingga secara relatif terhadap tiang itu sendiri deformasinya kecil, membuat momen lentur kecil.

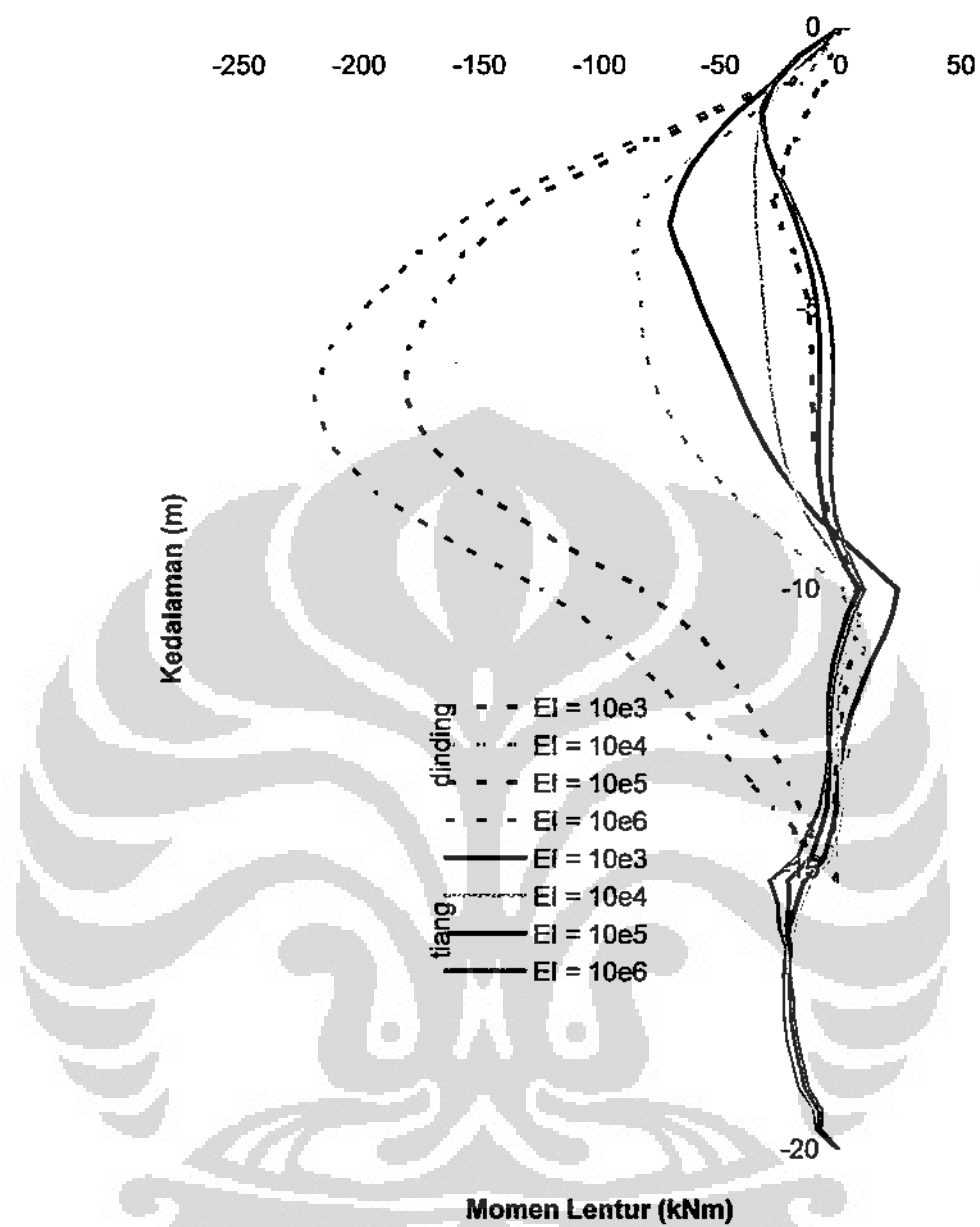
Pada simulasi dengan tanah 2 lapis ini momen lentur terbesar selalu berada di daerah tanah lunak untuk dinding fleksibel dan momen lentur terbesar berada di daerah momen negatif atau di dasar dinding pada dinding kaku.



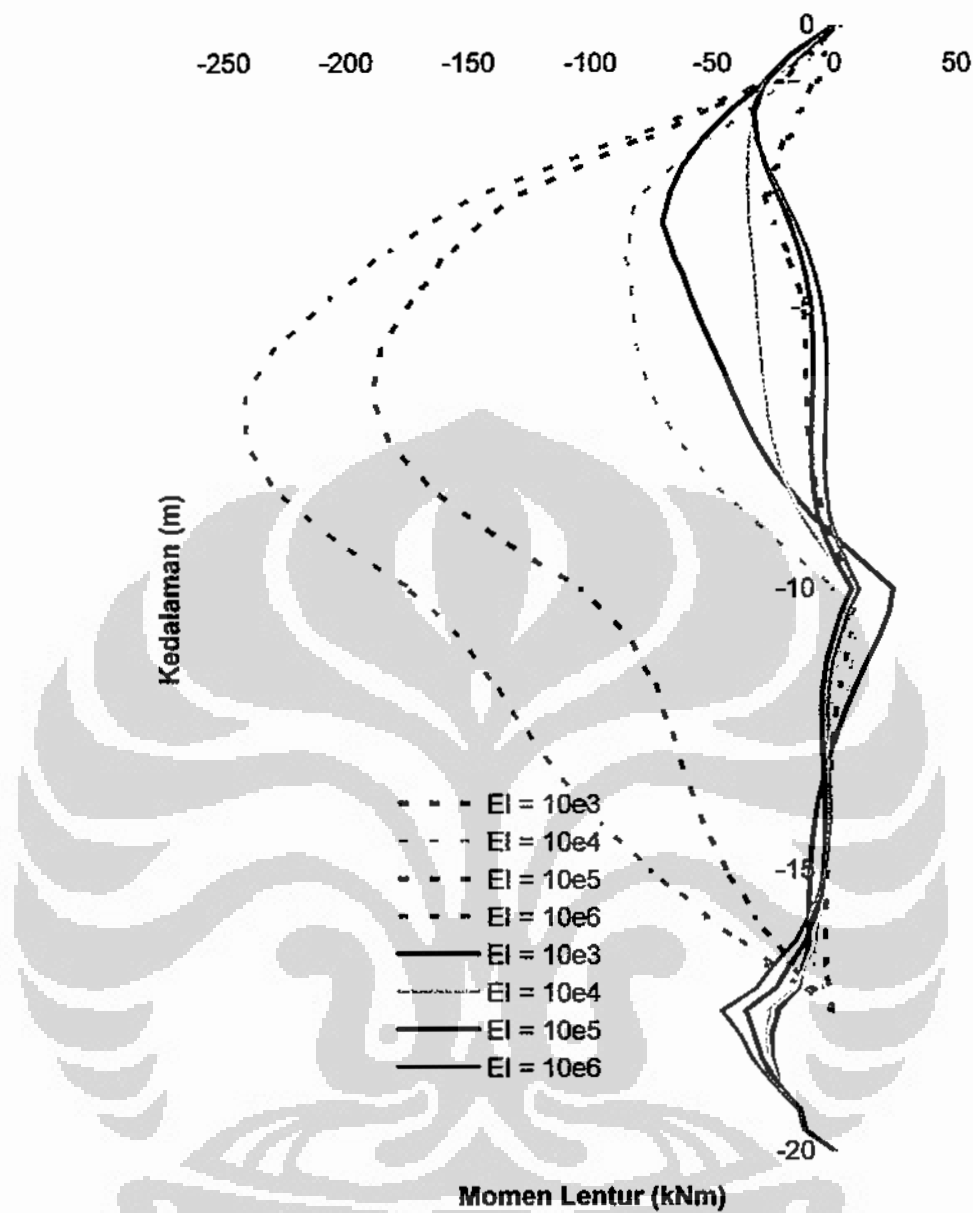
Gambar 5-29 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 10 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m



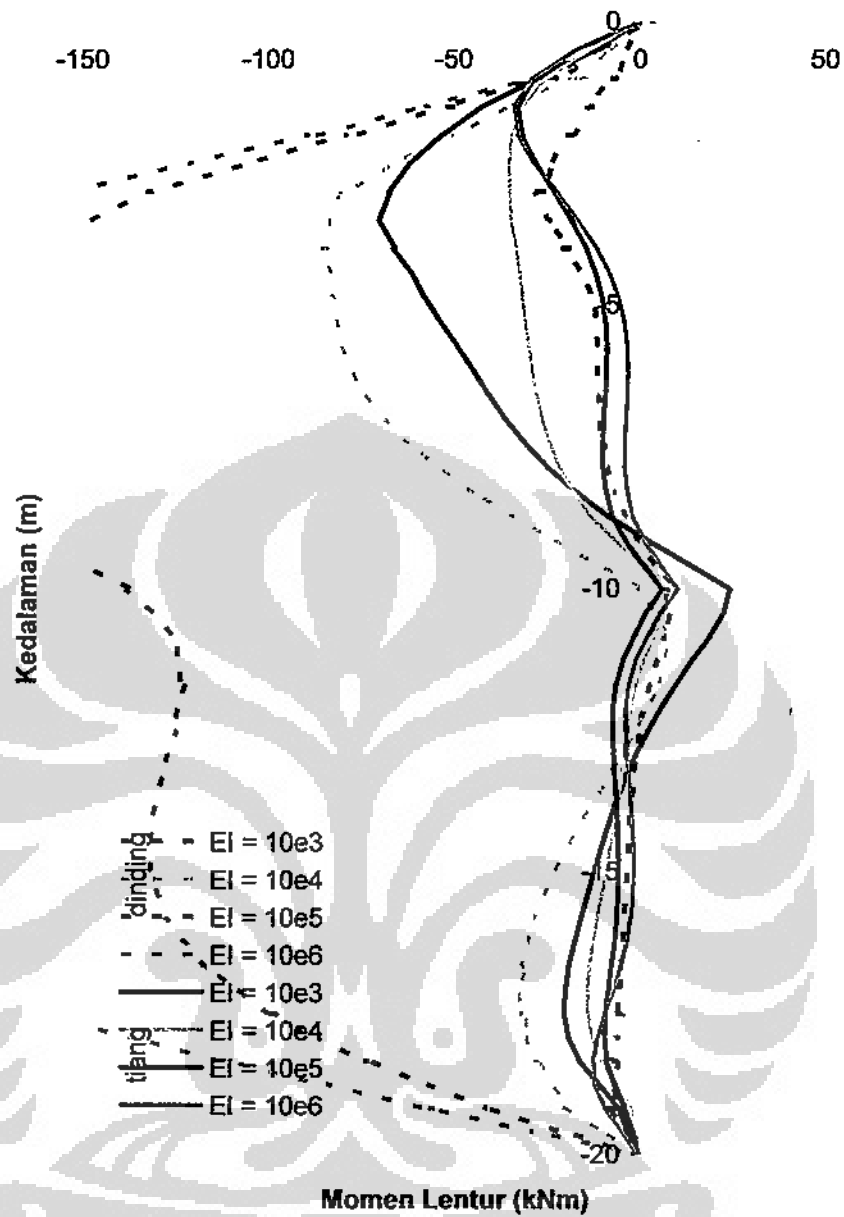
Gambar 5-30 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 12,5 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m



Gambar 5-31 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 15 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m



Gambar 5-32 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 17,5 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m



Gambar 5-33 Profil Momen Lentur Pada Tiang dan Dinding Pada Dinding 20 m, Tanah 2 Lapis, $L=20$ m

5.4 Pembahasan

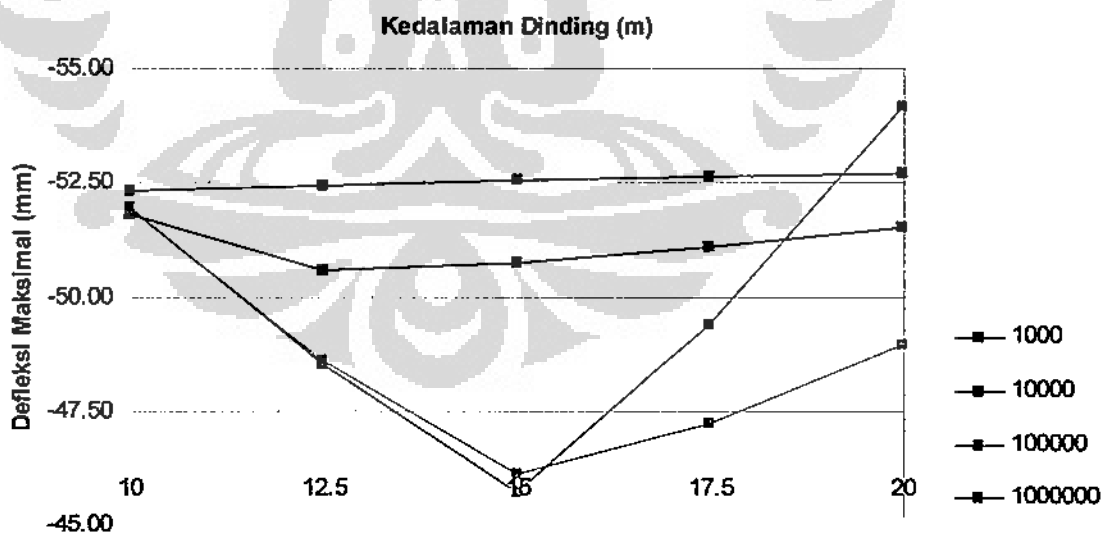
5.4.1 Deformasi

Hal utama yang mempengaruhi perilaku tiang yang mengalami gerakan tanah lateral adalah bentuk gerakan tanah lateral yang disebabkan oleh galian itu sendiri.

Gerakan tanah disebabkan oleh galian dan dipengaruhi oleh:

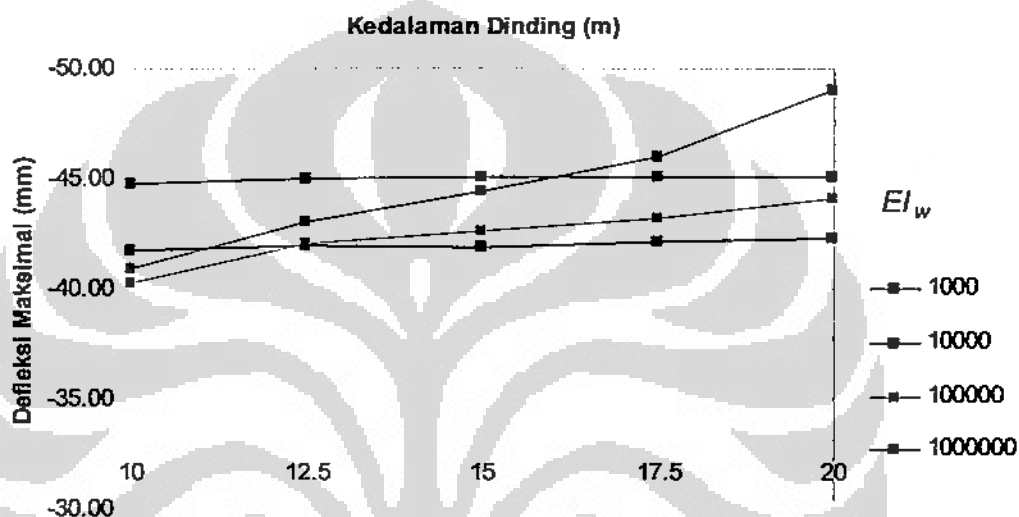
1. Kekakuan dinding
2. Panjang Dinding
3. Kedalaman Galian
4. Kekakuan tanah
5. Parameter tanah

Untuk sebuah galian 4 m di tanah lempung homogen dengan $c_u = 20$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m³, kekakuan dan kedalaman dinding penahan tanah memegang peranan penting, Gambar 5-34 berikut menunjukkan variasi defleksi maksimal dengan kedalaman dinding penahan tanah untuk defleksi maksimal pada bagian tengah dinding.



Gambar 5-34 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Maksimal Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m³ Homogen, Kedalaman Galian 4 m

Dapat dilihat bahwa untuk dinding dengan kekakuan rendah maka relatif untuk berbagai kedalaman dinding tidak terjadi perubahan yang berarti karena gerakan tanah lebih ditentukan oleh keleturan dinding sendiri di daerah bukaan galian. Untuk dinding yang lebih kaku, semakin dalam dinding maka defleksi di tengah tiang berkurang karena gerakan tanah berangsur menuju ke atas sampai akhirnya defleksi maksimal di tengah tiang berpindah ke atas.

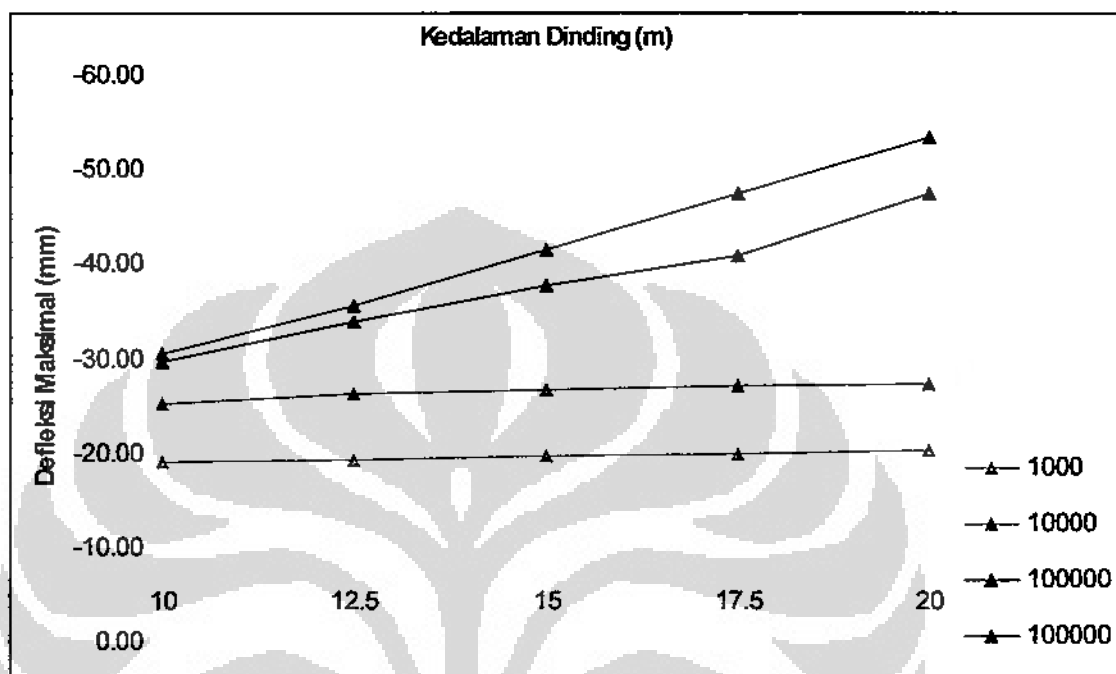


Gambar 5-35 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Maksimal Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa dua lapis, $\gamma = 16$ kN/m³, Kedalaman Galian 4 m

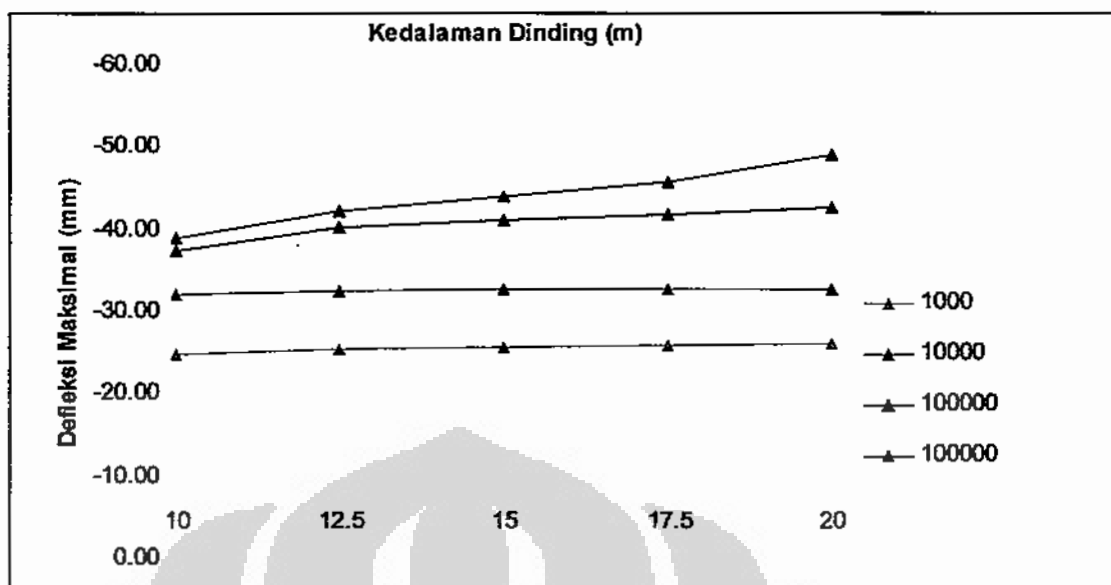
Pada Gambar 5-35 diatas dibandingkan variabel yang sama namun pada tanah dua lapis dengan lapis bawah lebih kuat daripada lapis atasnya. Untuk dinding lentur, penambahan kedalaman tidak terlalu berpengaruh pada defleksi maksimal. Untuk dinding-dinding yang kaku, defleksi tiang akan meningkat seiring bertambahnya kedalaman dinding karena dengan semakin dalamnya dinding, rotasi semakin besar, defleksi maksimal berpindah ke atas.

Pada dua grafik berikut Gambar 5-36 dan Gambar 5-37 dibuktikan bahwa bertambahnya kedalaman dinding, mode gerakan tanah yang terjadi adalah pemusatan gerakan lateral di bagian atas. Semakin dalam dinding maka defleksi di puncak tiang akan bertambah, terutama untuk tiang di tanah dua lapis yang

menembus tanah lebih keras. Hal ini terutama benar pada dinding kaku karena rotasi yang besar membuat gerakan tanah di atas besar sehingga respon deformasi tiang di puncak menjadi besar.



Gambar 5-36 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Puncak Tiang Untuk Tanah $c_v = 20$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m³, Kedalaman Galian 4 m



Gambar 5-37 Kedalaman Dinding Dibandingkan Dengan Defleksi Puncak Tiang Untuk Tanah $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa dua lapis, $\gamma = 16$ kN/m³, Kedalaman Galian 4 m

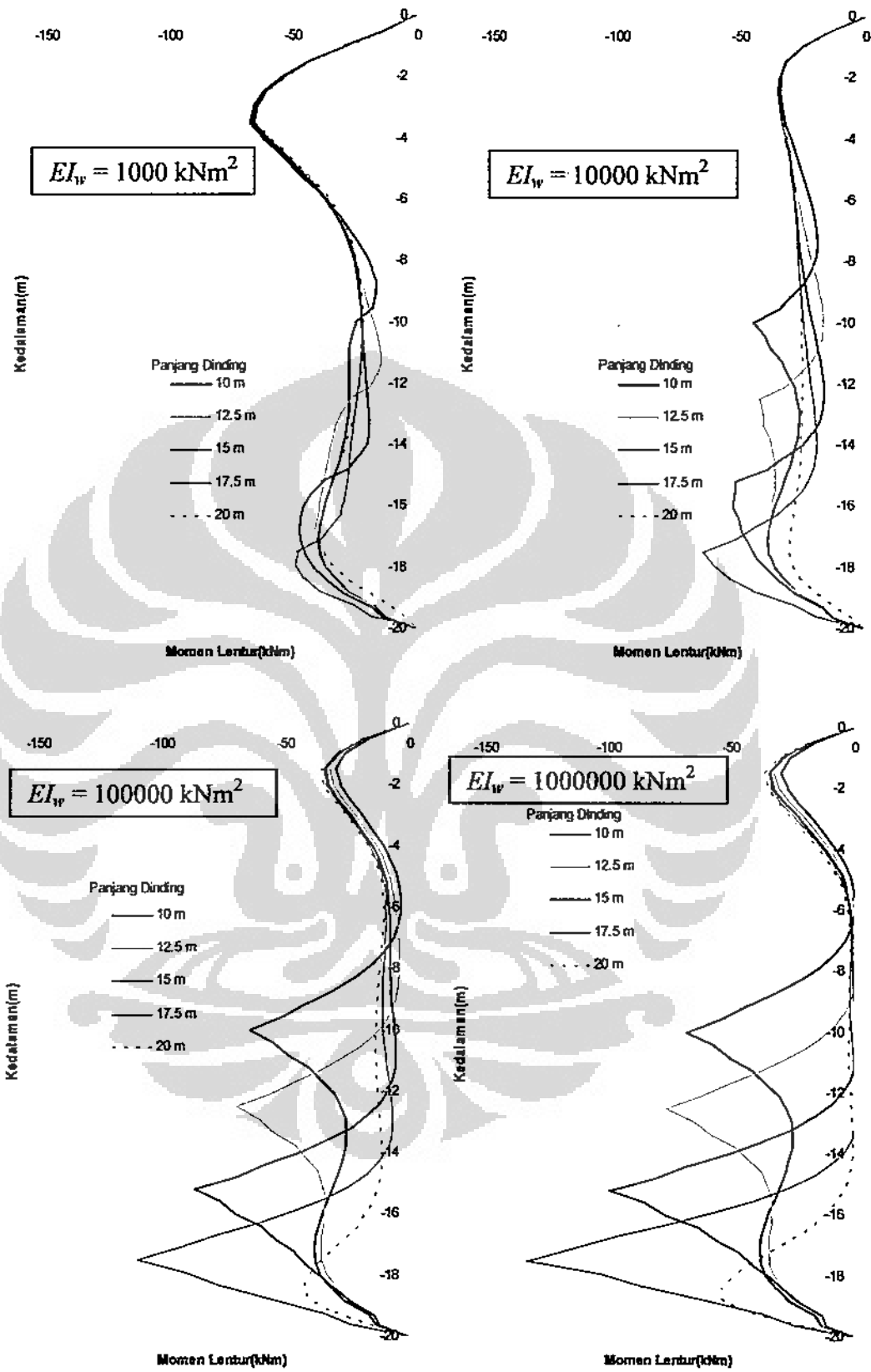
Dari penjelasan diatas dapat disimpulkan bahwa pada galian dengan dinding dengan kekakuan rendah maka deformasi tiang yang terjadi akan dipengaruhi oleh kelenturan dinding sehingga deformasi berpusat di bagian tengah dinding. Untuk dinding kaku ($EI_w > 10^4$ kNm²) maka perilaku deformasi berubah, kelenturan dinding berubah sehingga deformasi pada tengah dinding berkurang dan terjadi rotasi yang menjadi semakin besar seiring bertambahnya panjang dinding.

Untuk tanah homogen untuk mengurangi deformasi maksimal pada tiang, digunakan dinding dengan kekakuan tinggi dengan panjang dinding tidak terlalu besar hingga 15 m. Setelah itu penambahan panjang dinding pada dinding kaku hanya akan menambah deformasi. Untuk tanah dua lapis dengan tanah lebih keras, untuk mengurangi deformasi maksimal untuk segala jenis dinding sebaiknya dinding menembusi sedikit ke lapisan tanah keras, penambahan panjang dinding tidak akan berguna.

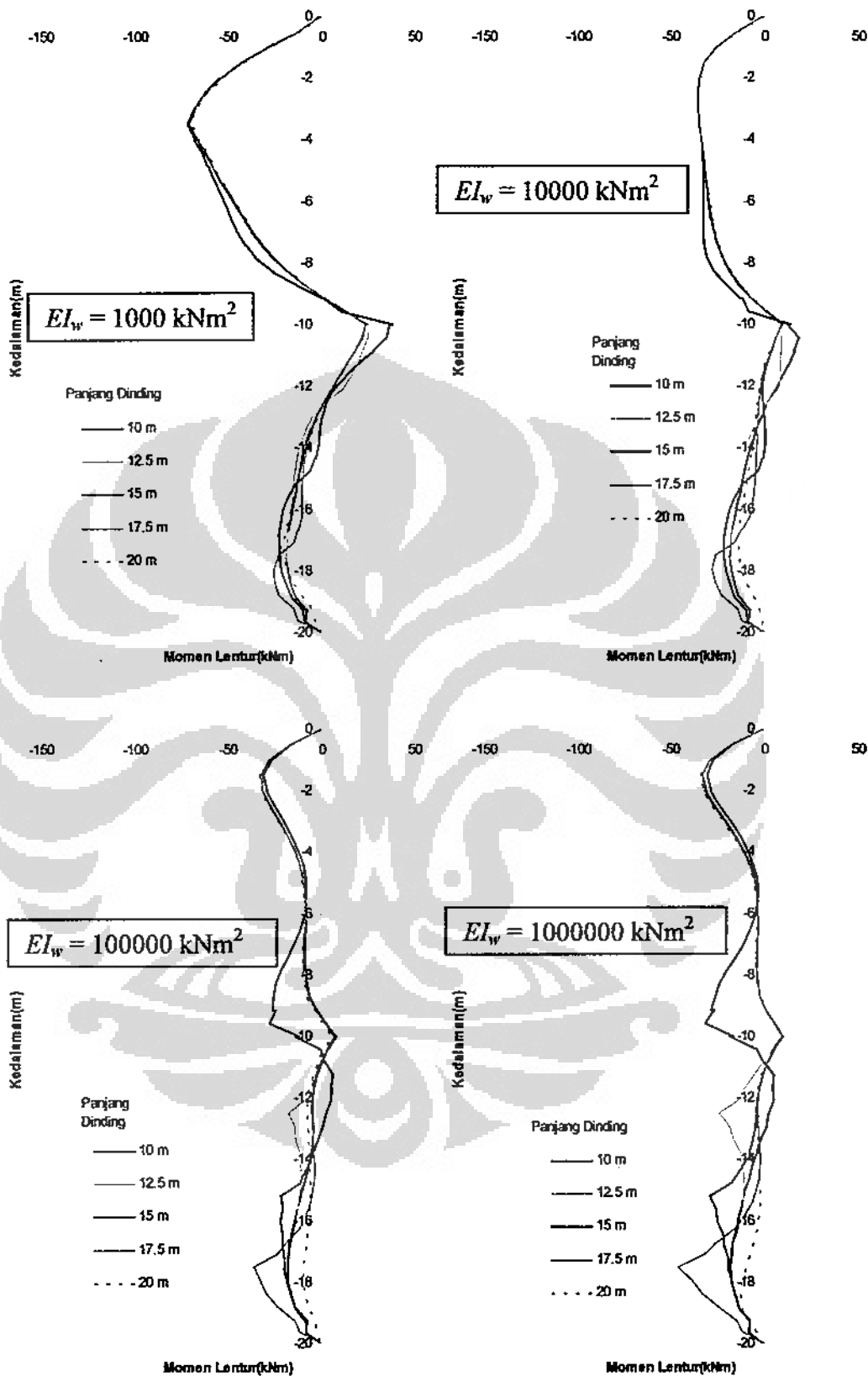
5.4.2 Momen

Perilaku tiang terhadap gerakan tanah akibat galian dalam hal momen lentur yang ditimbulkan bergantung pada bentuk gerakan tanah yang terjadi dan hubungannya terhadap geometri tiang pancang. Pada empat grafik (Gambar 5-38 dan Gambar 5-39) berikut ditampilkan variasi momen lentur yang terjadi pada tiang terhadap bentuk gerakan tanah yang terjadi pada tiang (ditentukan oleh kedalaman dan kelenturan dinding penahan tanah) pada tanah homogen Tanah $c_u = 20$ kPa. Dapat disimpulkan dari grafik-grafik tersebut bahwa:

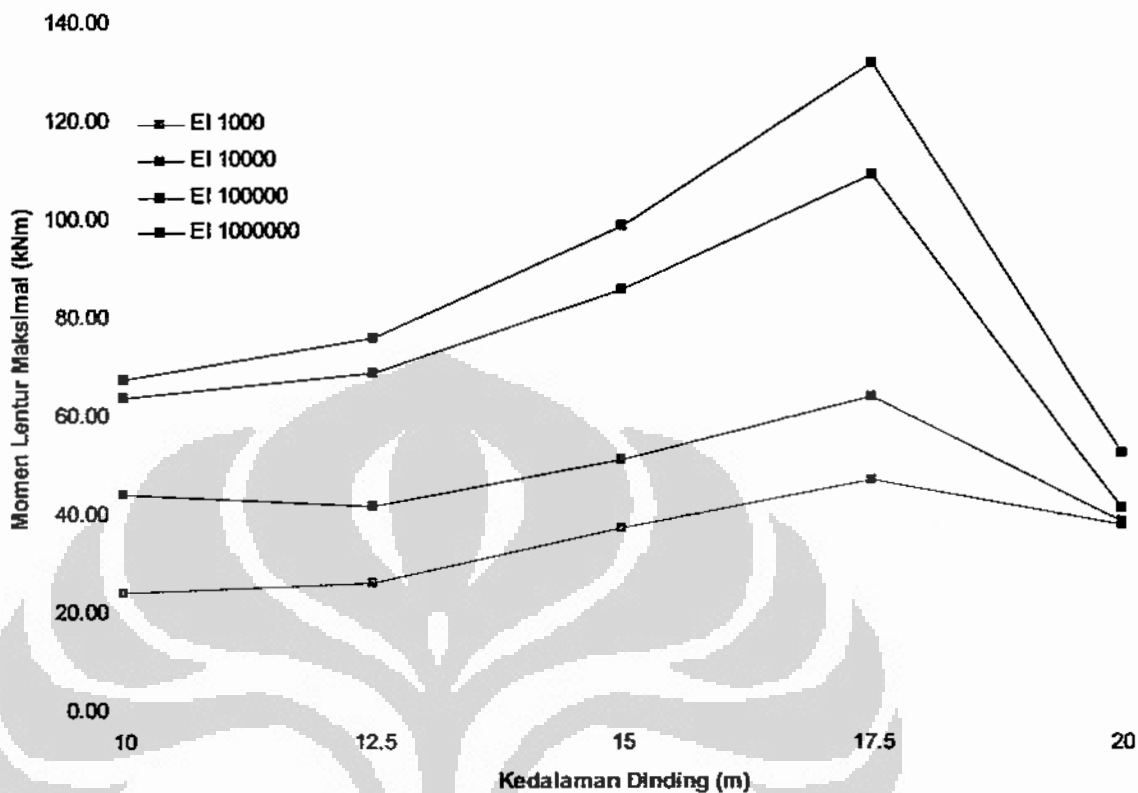
1. Pada dinding lentur maka momen tiang maksimal berada di daerah puncak tiang, hal ini disebabkan gerakan tanah yang berpusat di atas berbentuk kurva seperti lenturan dinding. Pada dinding kaku, momen di daerah puncak tiang cenderung kecil dibanding momen di bagian bawah karena dinding kaku menyebabkan gerakan tanah seragam sehingga pada tiang relatif tidak ada perubahan sudut.
2. Pada dinding kaku, momen lentur di bagian bawah tiang yaitu di elevasi dasar dinding penahan menjadi yang terbesar. Hal ini disebabkan karena adanya perbedaan besar deformasi di bagian atas tiang dan bagian bawah tiang yang menyebabkan perubahan sudut tiang. Seiring bertambahnya panjang dinding semakin besar momen lentur yang dihasilkan pada tiang karena profil gerakan tanah yang terjadi semakin besar.
3. Pada kedalaman 20 m, dimana panjang dinding sudah menyamai panjang tiang, maka momen lentur di dasar tiang berkurang secara drastis, hal ini disebabkan karena seluruh tiang sudah berada pada area gerakan tanah sehingga secara relatif sedikit terjadi perubahan sudut penampang tiang.
4. Pada tiang yang ditanam pada tanah yang lebih keras, profil momen yang terjadi menjadi lebih kecil dibandingkan pada tiang yang seluruhnya berada di tanah yang lunak. Momen yang besar dikonversi menjadi momen negatif pada batas antara kedua jenis tanah. Pada kondisi semacam ini momen maksimal bisa terjadi di puncak tiang atau di bagian bawah tiang di elevasi dasar dinding penahan tergantung profil gerakan tanah yang terjadi (kekakuan dinding)



Gambar 5-38 Profil Momen Tiang Untuk Berbagai Kedalaman dinding, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$

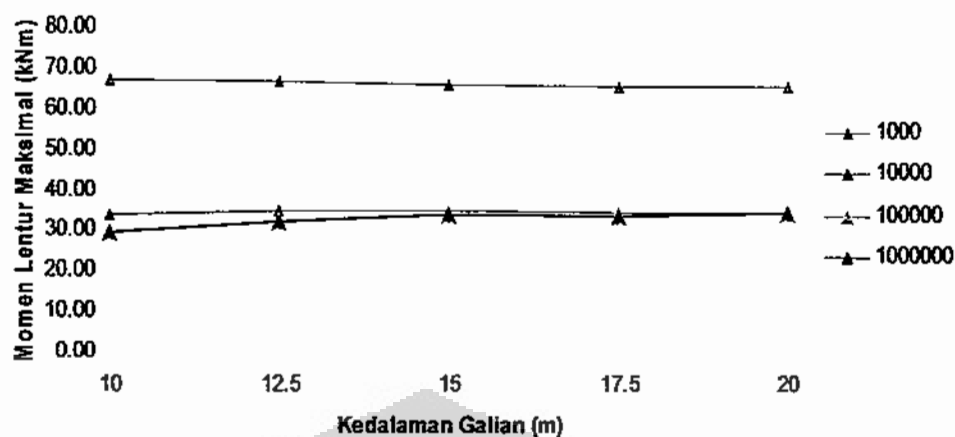


Gambar 5-39 Profil Momen Tiang Untuk Berbagai Kedalaman dinding, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_v = 40 \text{ kPa}$



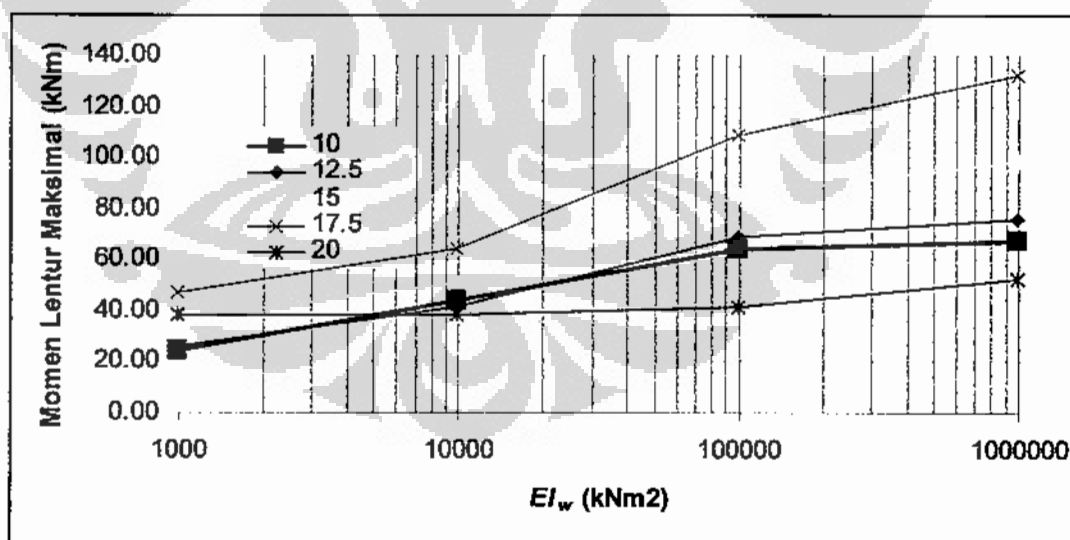
Gambar 5-40 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Dasar Dinding Penahan, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa

Pada Gambar 5-40 ditampilkan momen maksimal di elevasi dasar dinding penahan digambarkan terhadap kedalaman dinding. Seperti telah dijelaskan di atas, seiring bertambahnya kedalaman dinding, momen di bagian bawah tiang akan bertambah hingga akhirnya panjang dinding menyamai panjang tiang, menyebabkan deformasi tiang secara relatif kecil.

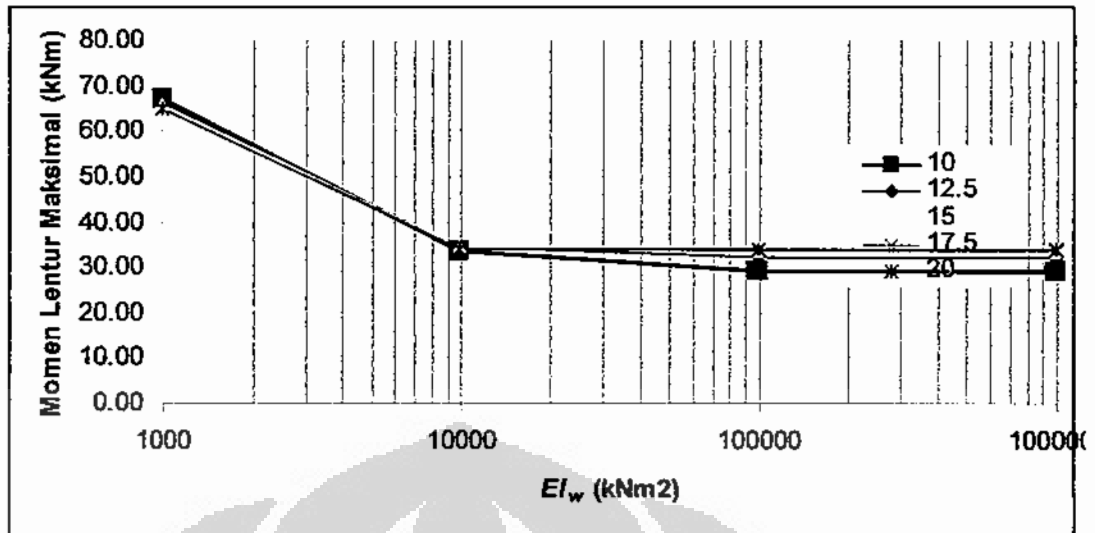


Gambar 5-41 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa

Grafik pada Gambar 5-41 menunjukkan bahwa untuk semua jenis dinding profil momen lentur yang terjadi di bagian atas tiang tidak dipengaruhi oleh kedalaman dinding namun lebih pada kekakuannya.

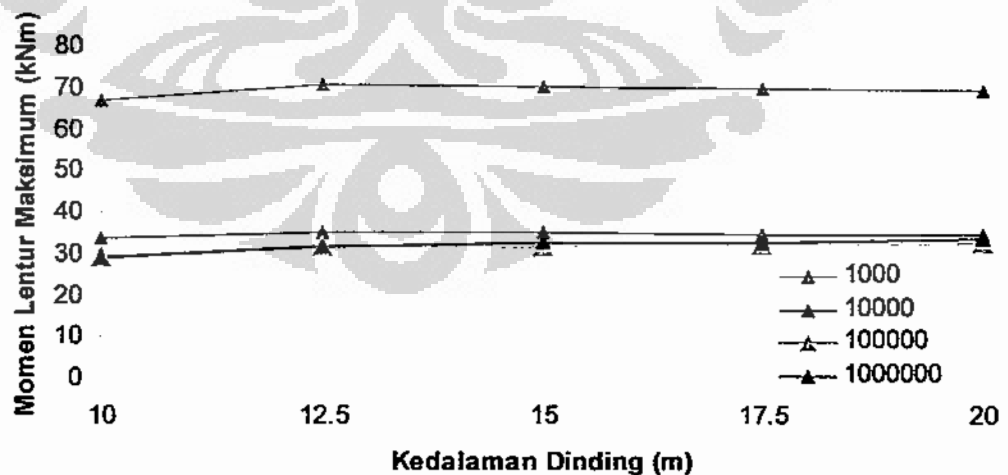


Gambar 5-42 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Dasar Dinding Penahan, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding

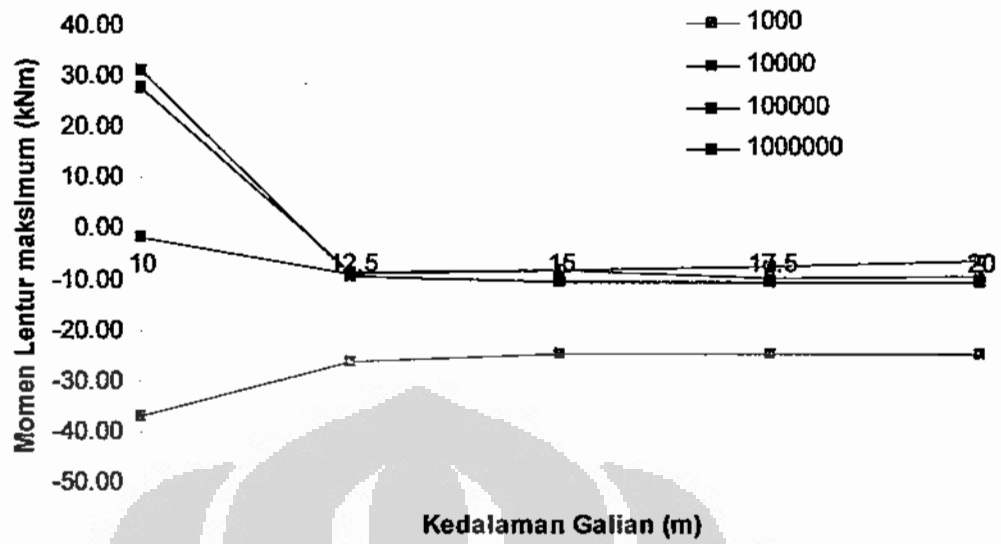


Gambar 5-43 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding

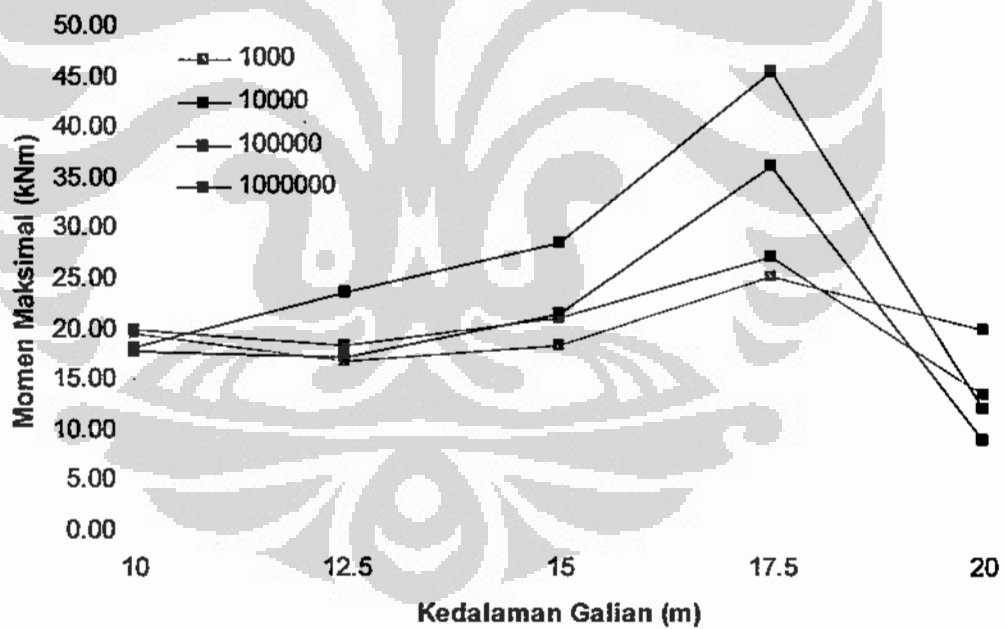
Pada Gambar 5-42 dan Gambar 5-43 diatas ditunjukkan bahwa dengan bertambahnya kekakuan dinding hanya momen tiang di elevasi dasar galianlah yang mengalami peningkatan. Untuk momen di bagian atas tiang, kekakuan kecil ($EI_w < 10000$ kNm²) cenderung menghasilkan momen yang lebih besar karena tiang mengalami gerakan tanah yang besar. Untuk kekakuan dinding yang lebih besar, nilai momen yang terjadi relatif tetap.



Gambar 5-44 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa

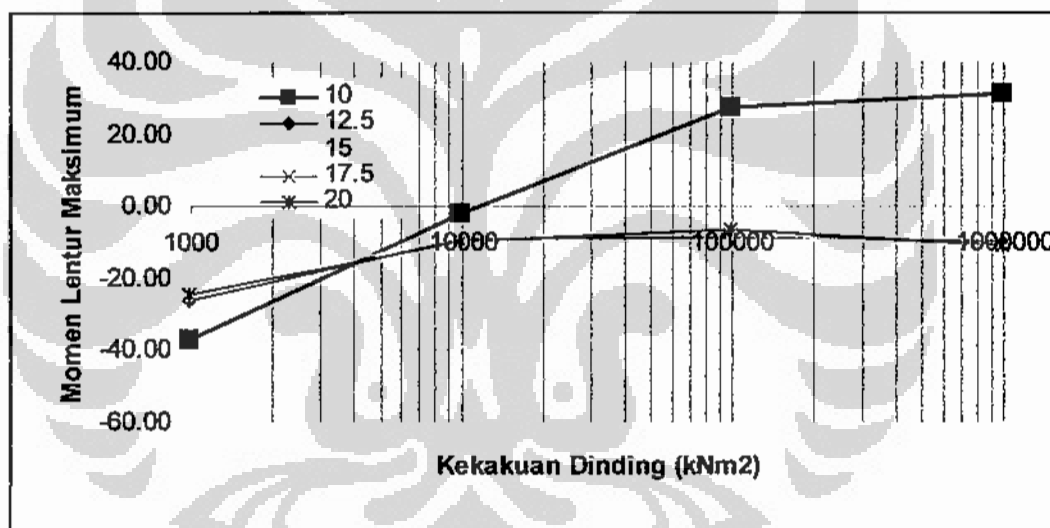


Gambar 5-45 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Peralihan Jenis Tanah, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa

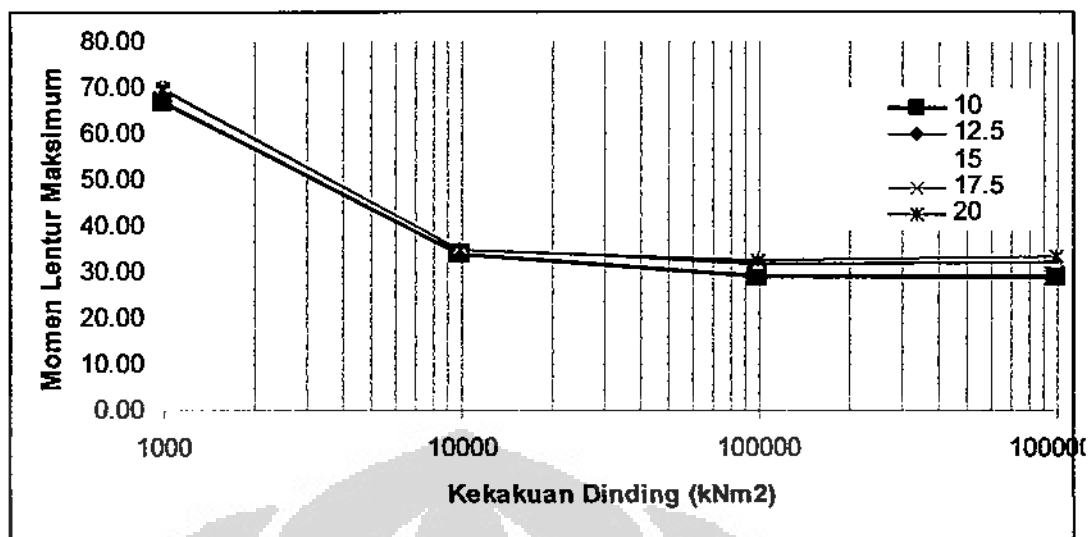


Gambar 5-46 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Bawah Galian, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa

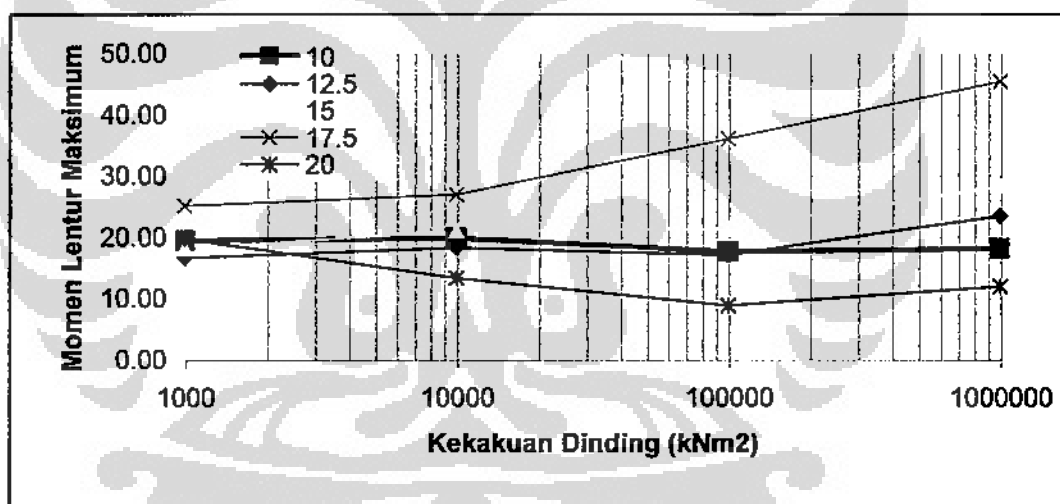
Untuk tanah di dua lapis, kedalaman galian mempengaruhi perilaku momen yang terjadi. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 5-44, Gambar 5-45, Gambar 5-46. Seperti pada tanah homogen, perilaku momen di bagian atas tiang tidak dipengaruhi oleh kedalaman galian, hanya kekakuan dinding penahan tanah. Pada tanah di dua lapis, dengan adanya dua lapis maka di elevasi peralihan antara kedua jenis tanah terjadi perbedaan deformasi tanah yang cukup signifikan, hal ini menyebabkan terjadinya momen negatif begitu dinding penahan tanah menembus lapisan keras. Sedangkan untuk momen pada bagian bawah tiang, dengan bertambahnya panjang dinding maka medan deformasi tanah semakin besar, menyebabkan momen yang dihasilkan meningkat sampai panjang dinding penahan sama atau melebihi panjang tiang.



Gambar 5-47 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Elevasi Peralihan Jenis Tanah, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding



Gambar 5-48 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Atas Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding



Gambar 5-49 Momen Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang di Bagian Bawah Tiang, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Terhadap Kekakuan Dinding

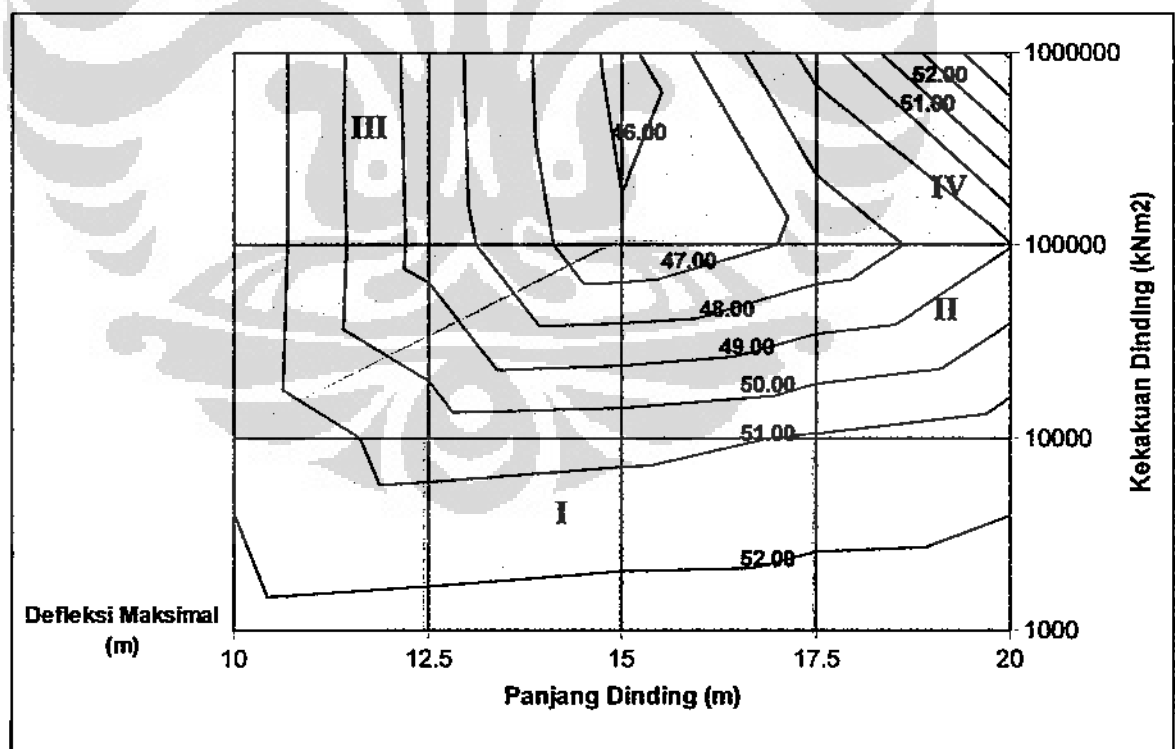
Dari Gambar 5-47 dapat dilihat bahwa momen negatif yang terjadi pada tiang pada tanah dua lapis ini tidak dipengaruhi kekakuan dinding dan panjang dinding penahan. Perbedaan hanya terjadi pada tiang di dinding yang belum menembus tanah yang lebih keras, karena perilaku timbulnya momen positif di dinding kaku lebih dominan daripada momen negatifnya.

Gambar 5-48 menunjukkan bahwa momen lentur di bagian atas tiang memiliki perilaku yang sama dengan perilaku momen di bagian atas tiang pada tanah homogen (Gambar 5-43). Adanya tanah dua lapis tidak berpengaruh terhadap respon apabila galian tanah tidak menembus lapisan ini, sehingga perilaku momen di bagian atas sepenuhnya ditentukan oleh kekakuan tanah di atas tiang saja. Pada Gambar 5-49 ditunjukkan perilaku momen yang terjadi pada bagian bawah tiang. Seperti pada tiang di tanah homogen, adanya penambahan panjang dinding dan kekakuan dinding akan meningkatkan momen di bagian bawah tiang.

5.4.3 Perilaku Umum

5.4.3.1 Kekakuan

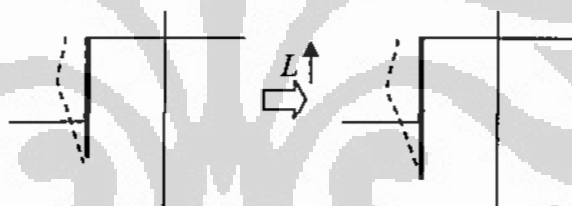
Pada gambar Gambar 5-50 berikut ditampilkan grafik kontur defleksi maksimal yang terjadi terhadap kekakuan dinding dan panjang dinding untuk tanah homogen.



Gambar 5-50 Grafik Kontur Defleksi Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa

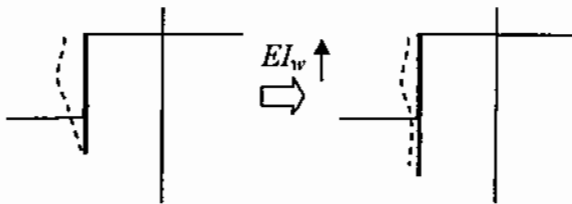
Dengan mempergunakan grafik tersebut perilaku defleksi sebuah tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian 4 m pada tanah lunak homogen $c_u = 20$ kPa dapat dengan sederhana ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Defleksi tiang sangat dipengaruhi oleh kekakuan dan panjang dinding, yang menyebabkan gerakan tanah
2. Pada daerah I, dinding dengan kekakuan rendah ($\leq 10000 \text{ kNm}^2$) pada panjang dinding apapun cenderung memiliki defleksi yang besar dan tidak bervariasi terhadap panjang dinding karena mekanisme yang berlaku adalah lenturan dinding di daerah galian, bukan rotasinya. Dibutuhkan penambahan kekakuan yang besar apabila ingin mengurangi defleksi secara signifikan (daerah II). Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-51.



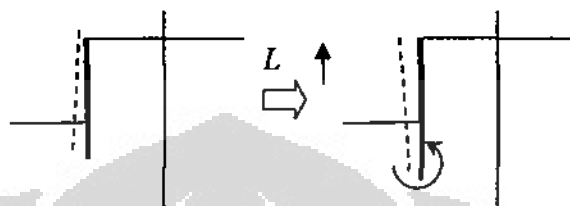
Gambar 5-51 Ilustrasi Tiang Pada Daerah I

3. Daerah II merupakan daerah variasi kekakuan dan panjang dinding yang memiliki perilaku dengan bertambahnya kekakuan dinding maka defleksi akan berkurang, namun penambahan panjang dinding tidak akan memiliki banyak pengaruh karena pengurangan kelenturan terjadi di posisi galian dan dinding belum terlalu kaku untuk berotasi. Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-52.



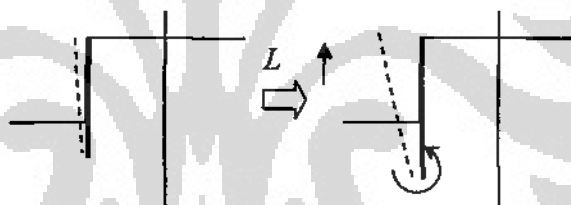
Gambar 5-52 Ilustrasi Tiang Pada Daerah II

4. Daerah III merupakan daerah dimana kekakuan dinding yang tinggi dikombinasi dengan dinding yang pendek membuat kelenturan berkurang dan tidak menambah defleksi karena rotasi dinding akan membuat perlawanan arah dengan arah defleksi. Penambahan kekakuan akan mengurangi defleksi. Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-53.



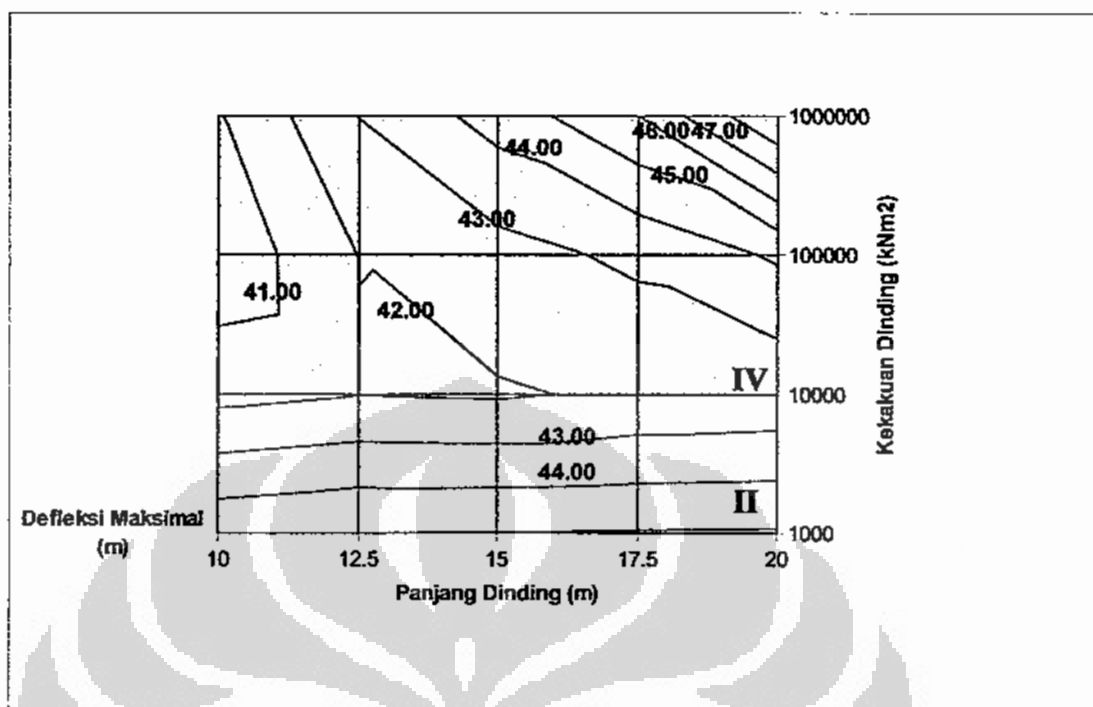
Gambar 5-53 Ilustrasi Tiang Pada Daerah III

5. Daerah IV adalah daerah dimana kekakuan dinding besar dan panjang membuat dinding berotasi, membuat defleksi meningkat di bagian atas. Peningkatan Kekakuan maupun panjang dinding akan meningkatkan defleksi. Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-54



Gambar 5-54 Ilustrasi Tiang Pada Daerah IV

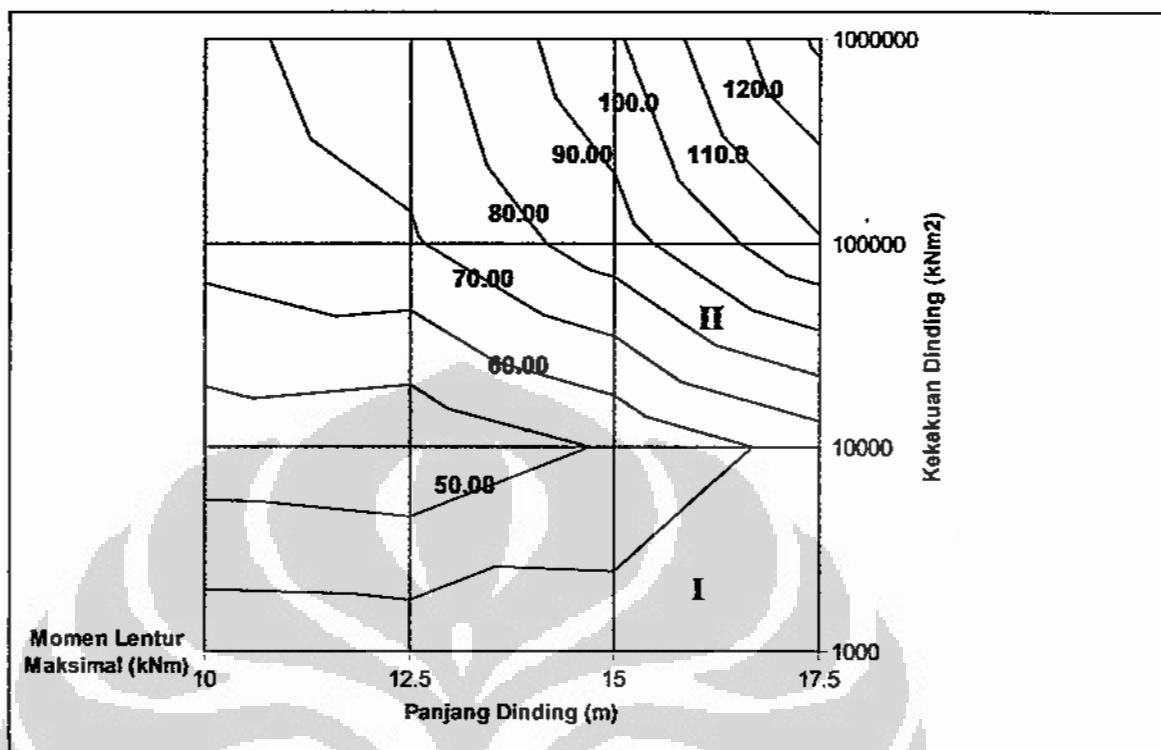
6. Adanya sebuah titik yang menjadi titik defleksi terendah, pada simulasi ini ada pada kekakuan paling tinggi sebesar $1 \times 10^6 \text{ kNm}^2$ dan panjang dinding 15 m. Parameter tanah dan material lain tidak memungkinkan adanya defleksi yang lebih rendah lagi.



Gambar 5-55 Grafik Kontur Defleksi Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa

Pada Gambar 5-55 diatas ditunjukkan grafik kontur defleksi maksimal yang terjadi terhadap kekakuan dinding dan panjang dinding untuk tanah dua lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa. Pada grafik tersebut hanya ditemukan perilaku daerah II dan daerah IV (mengacu pada Gambar 5-50). Hal ini bisa dijelaskan dengan fakta bahwa dengan adanya lapisan kaku di bagian bawah tanah maka tiang sudah memiliki kekangan kuat di bagian bawah sehingga tiang hanya bergerak di bagian atas, berotasi searah gerakan tanah maka daerah III tidak mungkin terjadi. Pada umumnya jika terdapat tanah yang lebih keras seluruh defleksi akan menjadi lebih rendah daripada tanah lunak homogen.

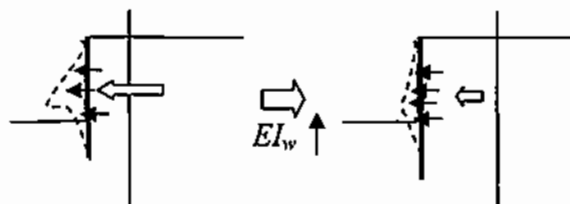
5.4.3.2 Momen Lentur



Gambar 5-56 Grafik Kontur Momen Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa

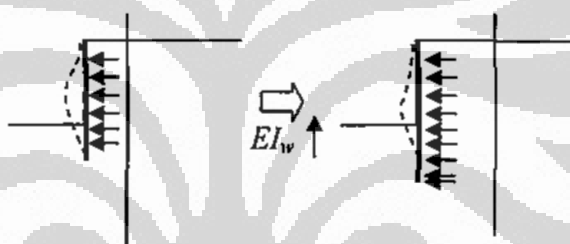
Pada Gambar 5-56 diatas ditampilkan grafik kontur dari Momen maksimal tiang terhadap panjang dinding dan kekakuan dinding pada galian 4m tanah lunak homogen $c_u = 20$ kPa. Dapat disimpulkan beberapa hal mengenai perilaku umum momen lentur tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian 4 m:

1. Di daerah I, penambahan kekakuan dinding akan mengurangi momen lentur pada tiang pada segala jenis panjang dinding. Hal ini terjadi karena dengan penambahan kekakuan dinding maka defleksi dinding berkurang maka gerakan tanah berkurang, mengurangi beban yang diterima tiang (lihat daerah I, Gambar 5-50). Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-57.



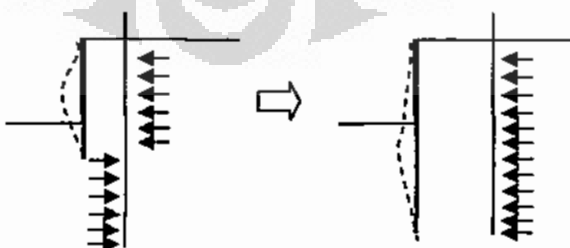
Gambar 5-57 Ilustrasi Tiang Pada Daerah I

2. Di daerah II, penambahan kekakuan dinding atau panjang dinding akan menambah momen lentur maksimal yang diderita tiang. Penambahan panjang dinding akan menambah massa tanah yang bergerak, membuat beban yang diterima tiang semakin berat, sementara itu penambahan kekakuan akan membuat gerakan tanah di atas elevasi dinding merata, sehingga membuat tiang di bagian atas berotasi tidak melentur, sedangkan di bagian bawah tiang menahan rotasi itu. Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-58.

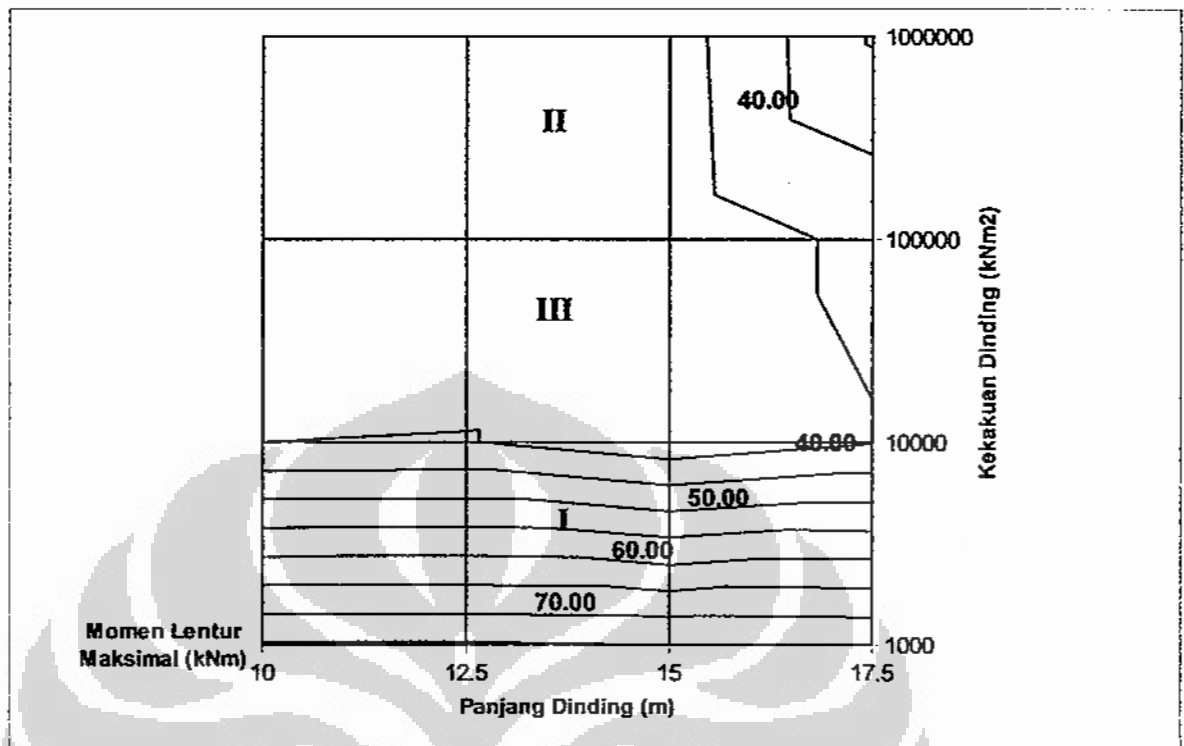


Gambar 5-58 Ilustrasi Tiang Pada Daerah II

3. Untuk dinding yang sama panjang dengan tiang, momen lentur yang terjadi akan kembali berkurang dan ditentukan oleh kekakuan dinding. Hal ini terjadi karena tiang sudah berada sepenuhnya dalam medan gerakan tanah yang diakibatkan dinding sehingga tidak ada lagi perlawanan terhadap gerakan tanah. Fenomena ini diilustrasikan pada Gambar 5-59.



Gambar 5-59 Ilustrasi Tiang Pada Panjang Dinding = Panjang Tiang



Gambar 5-60 Grafik Kontur Momen Maksimal Tiang Terhadap Panjang Dinding dan Kekakuan Dinding, Galian 4m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa

Pada gambar diatas ditampilkan kontur momen yang sama untuk tanah dengan dua lapis. Dapat terlihat bahwa momen yang terjadi jauh berkurang dibandingkan dengan momen pada tanah lunak homogen. Pada grafik tidak ditampilkan nilai untuk panjang dinding 20 m karena perilaku yang berbeda.

Pada kondisi tanah jenis ini daerah I dan II seperti pada Gambar 5-59 masih berlaku namun pada daerah I, peningkatan kekakuan sangat drastis mengurangi momen lentur, sedangkan di daerah II penambahan momen sangat lambat. Adanya daerah III yaitu daerah dimana antara momen di dasar tiang dan di bagian atas tiang saling bergantian menjadi maksimal, tidak ada perilaku yang jelas.

5.4.3.3 Umum

Kombinasi kekakuan dan panjang dinding inilah yang akan membentuk grafik unik seperti di atas. Kekakuan tanah yang berbeda akan membuat bentuk grafik yang berbeda namun perilaku umumnya akan mengikuti daerah-daerah di atas. Dengan melakukan simulasi lagi pada kekakuan tanah yang berbeda dan panjang galian yang berbeda dapat dibentuk grafik-grafik lain dan perilaku umum yang lebih luas.

5.5 Kesimpulan

Dari pembahasan bab ini dapat diambil beberapa kesimpulan:

1. Respon tiang terhadap gerakan tanah sangat dipengaruhi bentuk gerakan tanah itu sendiri. Gerakan tanah dipengaruhi oleh kekakuan dan/atau panjang dinding penahan tanah itu sendiri, dengan kata lain kekakuan dinding sangat mempengaruhi respon tiang.
2. Untuk permasalahan dengan banyak parameter yang mempengaruhi hasil, analisa dapat dilakukan dengan grafik kontur. Hasil yang didapatkan menunjukkan perilaku-perilaku umum untuk berbagai kondisi parameter pada model.



BAB. 6

STUDI PARAMETRIK 2 : TINJAUAN JARAK TIANG DARI DINDING

6.1 Pendahuluan

Setelah mengetahui perilaku yang ditampilkan oleh tiang yang dipengaruhi parameter dinding penahan tanah maka pada bab ini akan diteliti mengenai perilaku tiang yang mengalami gerakan tanah dengan variasi parameter jarak tiang dari dinding. Seperti dijelaskan pada bab sebelumnya, respon tiang sangat bergantung pada kekakuan dinding penahan. Dinding penahan yang kaku akan menyebabkan gerakan tanah maksimum pada bagian atas dinding, sedangkan dinding penahan yang lentur akan menyebabkan gerakan tanah maksimum di bagian tengah dinding atau bagian bawah.

Dalam tinjauan kali ini akan dilihat efek dari dua jenis kekakuan dinding dan kedalaman dinding terhadap variasi jarak tiang dari dinding. Pertanyaan yang akan dijawab adalah bagaimanakah perilaku tiang terhadap perubahan jarak dari dinding terhadap variasi kekakuan dan kedalaman dinding tersebut. Untuk mencapai hal tersebut akan dipilih parameter yang menggambarkan dengan baik sekelompok parameter lain sehingga jumlah simulasi yang dilakukan bisa dikurangi.

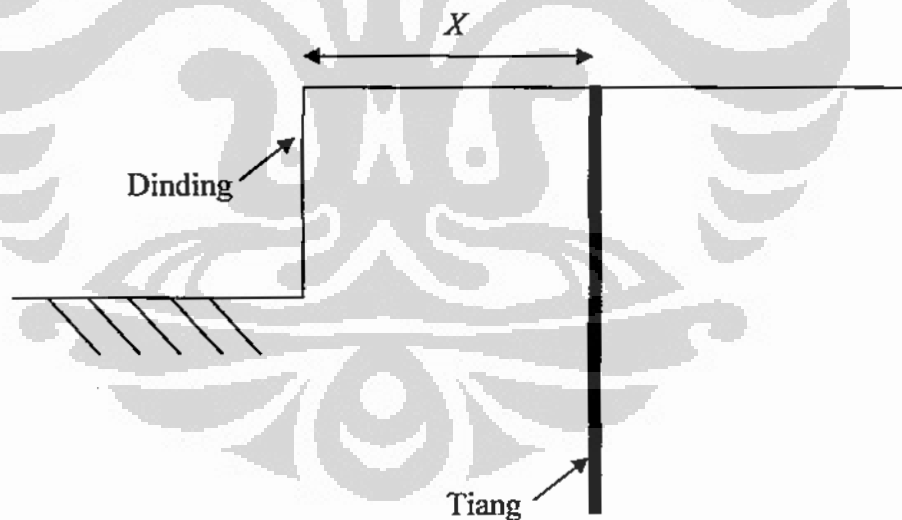
Bab ini akan berusaha menjelaskan beberapa hal berikut:

1. Menjabarkan hasil simulasi yang telah dilaksanakan dan memperlihatkan perilaku yang nampak dalam kasus-kasus simulasi tersebut
2. Mengambil kesimpulan dan menjabarkan perilaku dasar yang menentukan respon tiang terhadap gerakan lateral tanah akibat galian pada tiang tunggal.

6.2 Modelisasi Kasus

Pemodelan kasus yang dilakukan masih menggunakan prinsip yang sama dengan bab sebelumnya, perubahan yang akan dilakukan hanya mengubah posisi embedded pile pada PLAXIS 3D v2.0. Model dasar akan diambil dari model pada bab sebelumnya dan perubahan dilakukan dengan mengeser titik tiang tersebut. Pada setiap simulasi tiang akan digeser sehingga setiap simulasi hanya ada satu tiang pada model.

Berdasarkan hasil penelitian dari Leung et al (2003) maka respon dinding berupa defleksi maksimum akan berkurang secara eksponensial terhadap jarak dari dinding. Untuk mengevaluasi respon tiang maka akan ditentukan variasi jarak dari dinding sebanyak 4 buah variasi untuk mendapatkan hubungan hasil respon yang berbentuk eksponensial, maka dipilihlah jarak X yaitu 1,2,4 dan 9 m. Gambar 6-1 menunjukkan prinsip jarak X dari dinding dalam model.



Gambar 6-1 Jarak Tiang dari Dinding (X)

Karena pada prinsipnya perilaku tiang sangat dipengaruhi kedalaman tiang dan kekakuan dinding maka parameter tersebut juga akan divariasikan namun dikurangi karena perilaku umum sudah diketahui dari bab sebelumnya. Variasi kedalaman

akan diambil 3 panjang dinding: 10 meter untuk nilai awal, 15 m sebagai nilai tengah dan 20 m sebagai nilai akhir yang panjangnya sama dengan panjang tiang. Variasi kekakuan akan diambil dua jenis EI_w , yaitu 1000 kNm^2 dan 10000 kNm^2 masing-masing mewakili dinding lentur dan dinding kaku.

Hasil Leung diatas didapatkan pada tiang di dalam tanah homogen. Untuk menguji hasil pada tanah dua lapis maka akan diuji beberapa variabel jarak tiang dalam tanah dua lapis sebagai berikut:

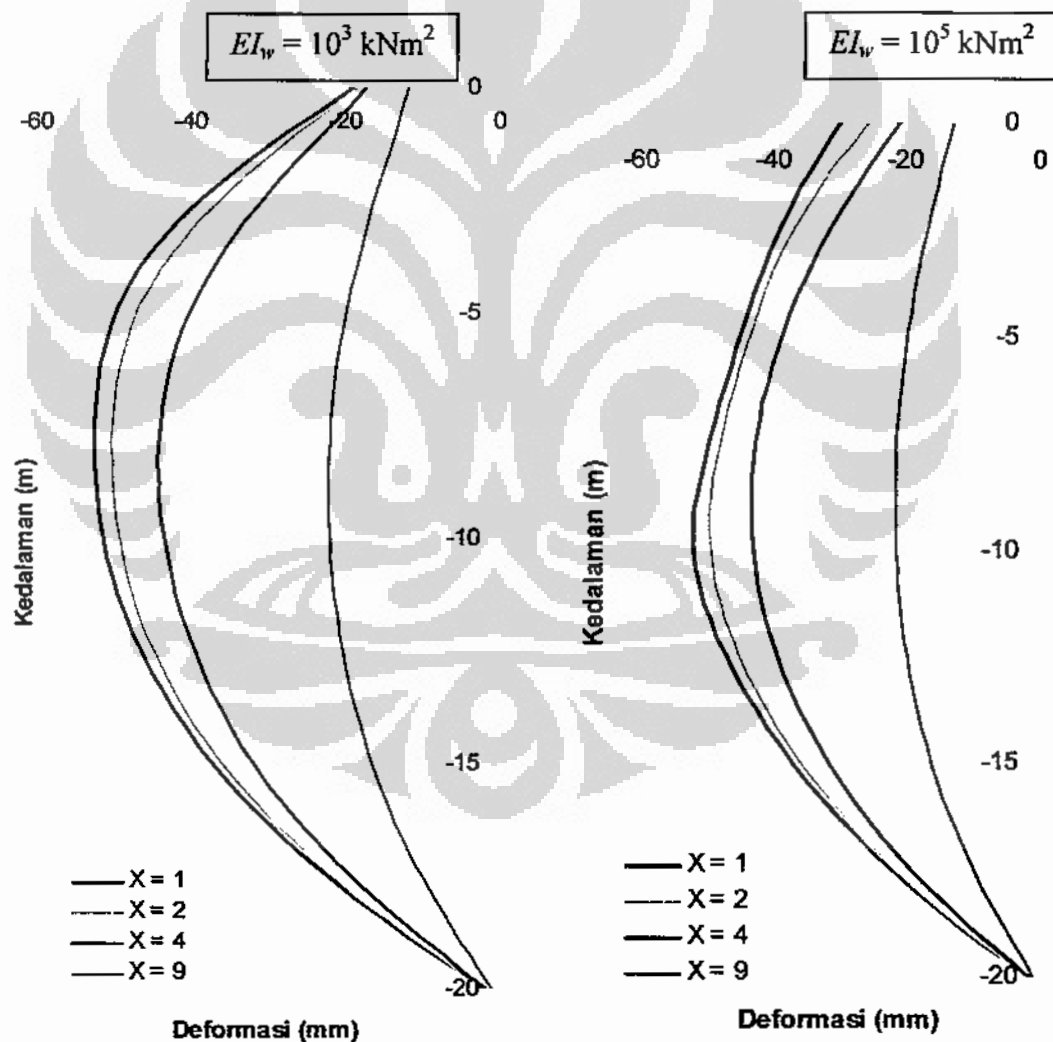
Tabel 6-1 Variasi Simulasi Tinjauan Jarak Tiang Terhadap Dinding Pada Model Tiang Tunggal

No	Variasi Jarak dari Dinding	No	Variasi Kekakuan Dinding	No	Variasi Kedalaman Dinding
	X		EI_w		L
	(m)		(kNm^2)		(m)
1	1	1	1.00E+03	1	10
2	2	2	1.00E+05	2	15
3	4			3	20
4	9				

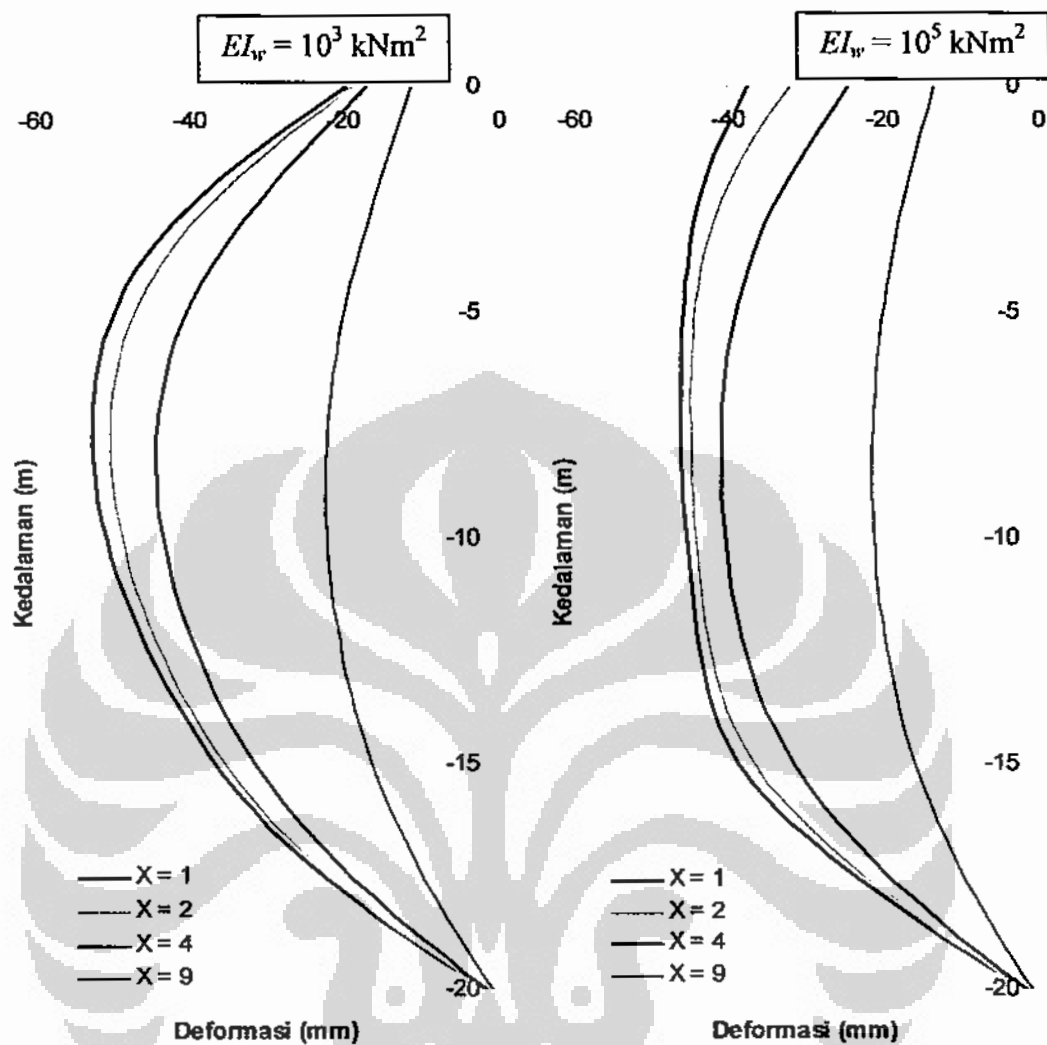
6.3 Hasil Simulasi

6.3.1 Tiang Pada Galian di Lapisan Tanah Homogen

Seperti telah dibahas pada bab sebelumnya, perbedaan respon tiang pada dinding lentur dan dinding kaku adalah letak gerakan tanah maksimumnya. Pada dinding lentur di bagian tengah tiang sedangkan pada dinding kaku di bagian atas tiang. Perilaku tersebut ditampilkan pada perilaku deformasi tiang yang divariasi jarak dari dindingnya seperti bisa dilihat pada grafik-grafik berikut.



Gambar 6-2 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

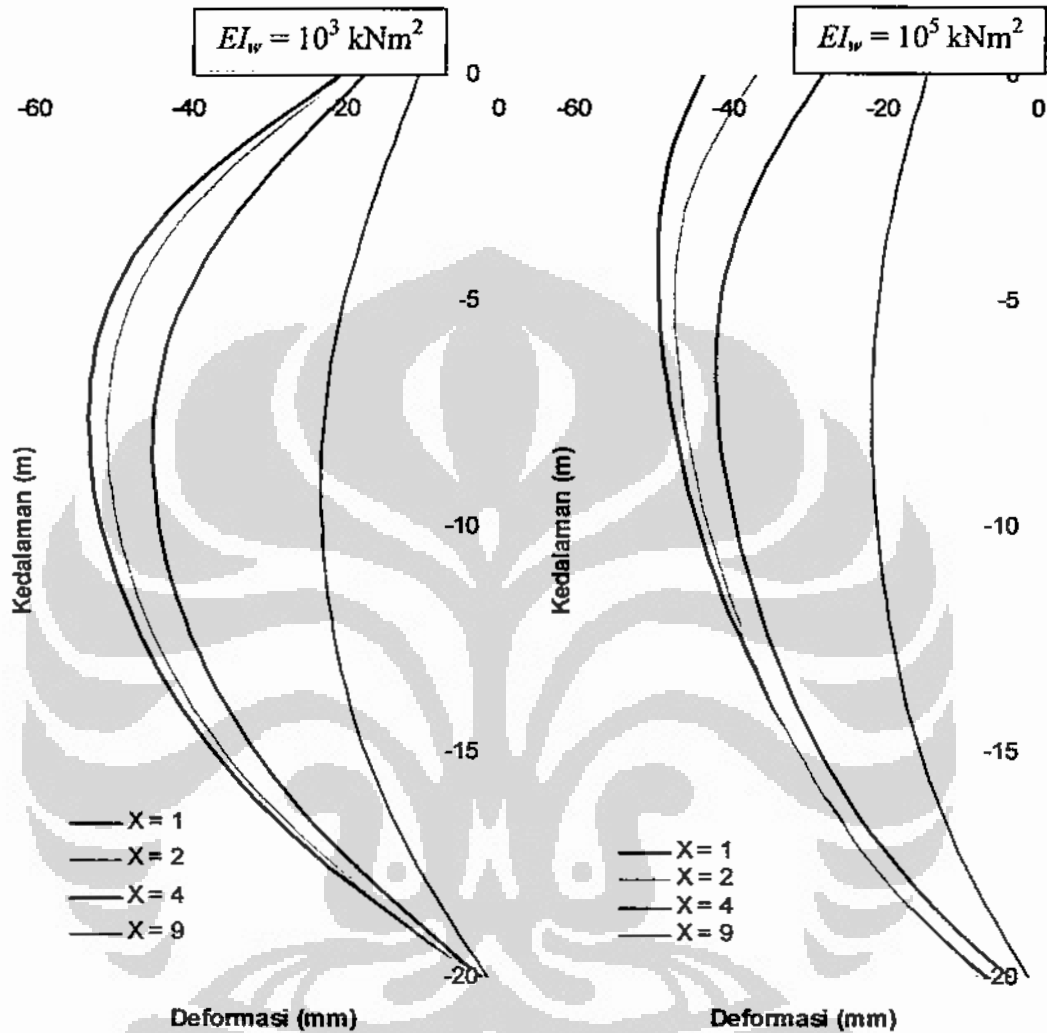


Gambar 6-3 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

Gambar 6-2, Gambar 6-3 dan Gambar 6-4 menunjukkan profil deformasi tiang pada jarak 1, 2, 4, dan 9 m dari dinding penahan tanah. Grafik menunjukkan perilaku tiang yang semakin jauh dari dinding respon tiang semakin berkurang. Bentuk profil deformasi juga memberikan gambaran bahwa berkurangnya respon tiang memiliki pola yang teratur sehingga dapat dibandingkan satu sama lain.

Bentuk profil deformasi sesuai dengan perilaku yang telah dibahas pada bab sebelumnya, maka dapat disimpulkan bahwa deformasi yang terjadi di tiang

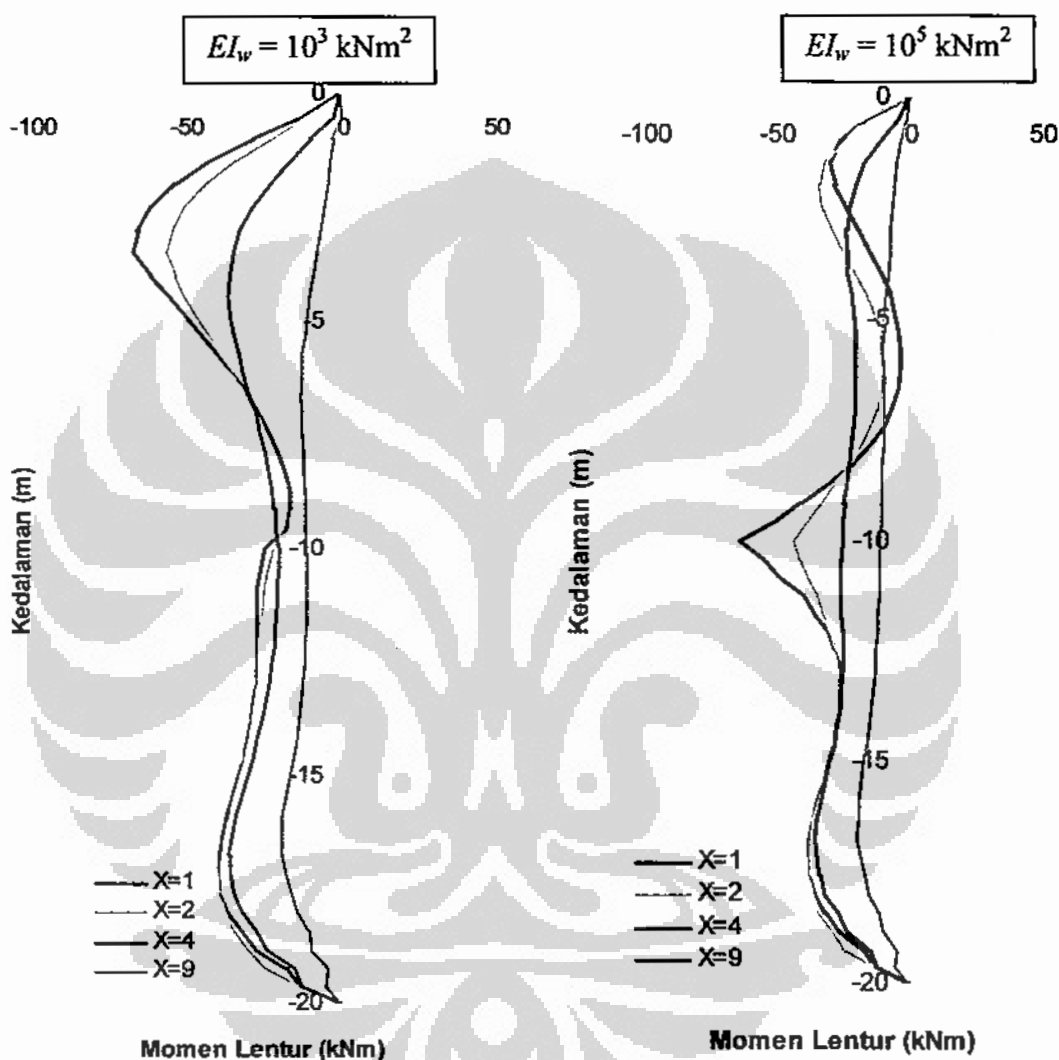
belakang masih terpengaruh parameter dinding penahan. Selain itu dapat dipastikan bahwa tiang terdepan ($X = 1$) memiliki profil deformasi yang nilainya paling besar.



Gambar 6-4 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_v = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

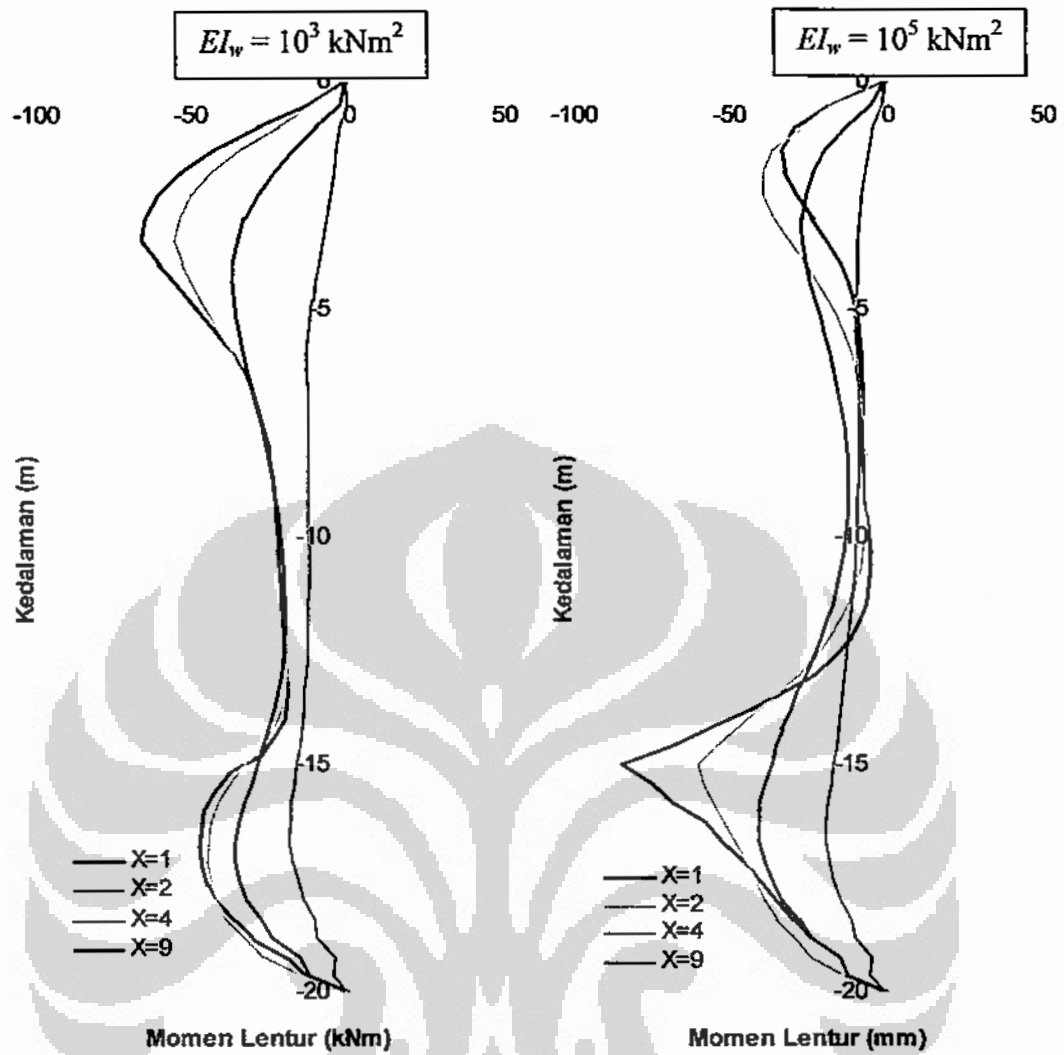
Pada Gambar 6-5, Gambar 6-6 dan Gambar 6-7 ditunjukkan profil momen lentur pada jarak 1, 2, 4, dan 9 m dari dinding penahan tanah. Profil momen lentur yang ditunjukkan perilakunya lebih kompleks dibandingkan dengan profil deformasi namun masih ada pola umum yang dapat dilihat. Secara umum profilnya masih sama, hanya saja pengurangan momen lentur hanya terjadi di dua bagian maksimal yaitu bagian atas tiang (letak galian) dan bagian bawah/tengah tiang

(letak kedalaman dinding penahan tanah), hal ini sesuai dengan temuan pada bab sebelumnya karena di kedua bagian tersebut momen lentur terbesar terjadi oleh sebab-sebab yang telah dijelaskan pada bab sebelumnya.

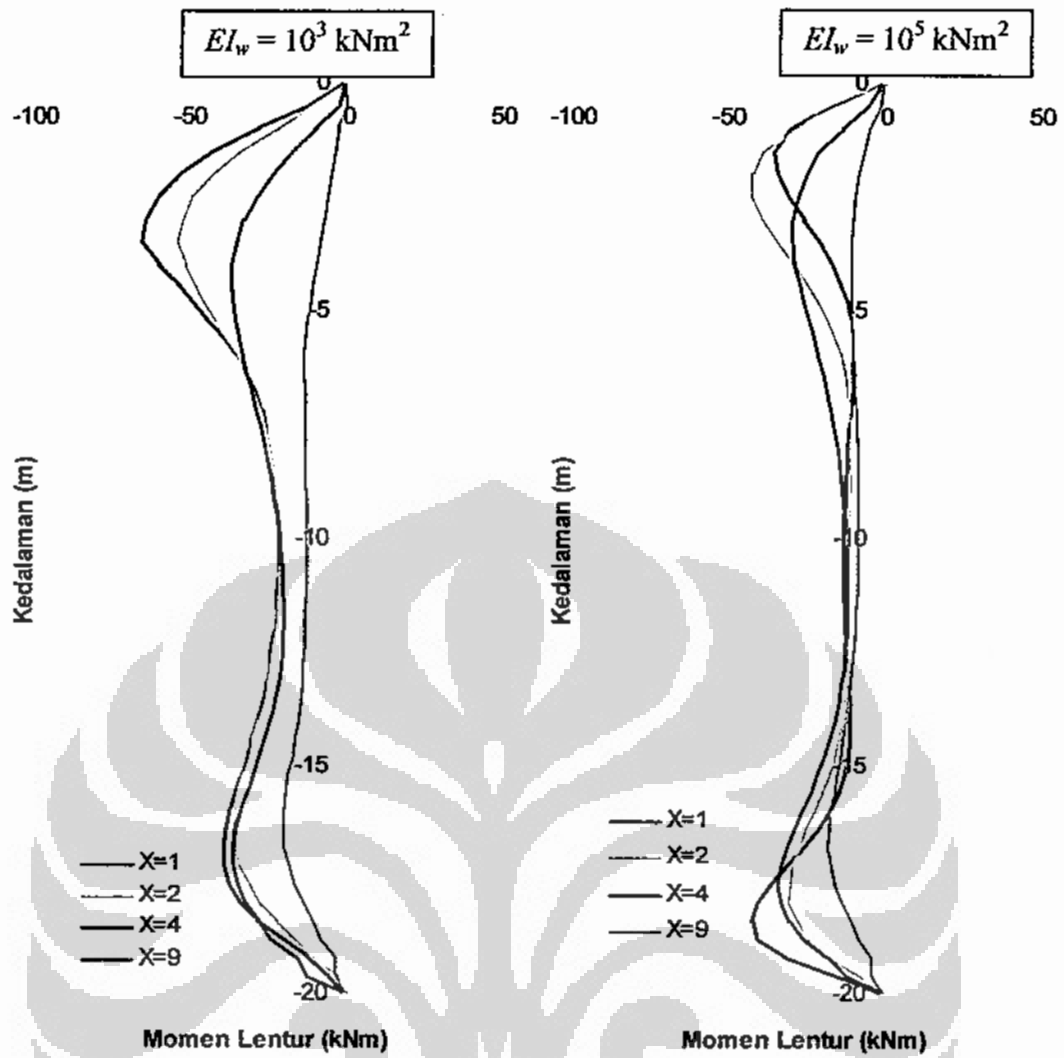


Gambar 6-5 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

Bagian yang memiliki momen lentur yang tidak berubah (khusus untuk $X = 1, 2$ dan 4) menunjukkan bahwa sampai jarak tertentu dari dinding, gerakan tanah masih memiliki besaran gerakan tanah yang sama, hanya saja letak dan besar momen maksimal yang terjadi yang berbeda.



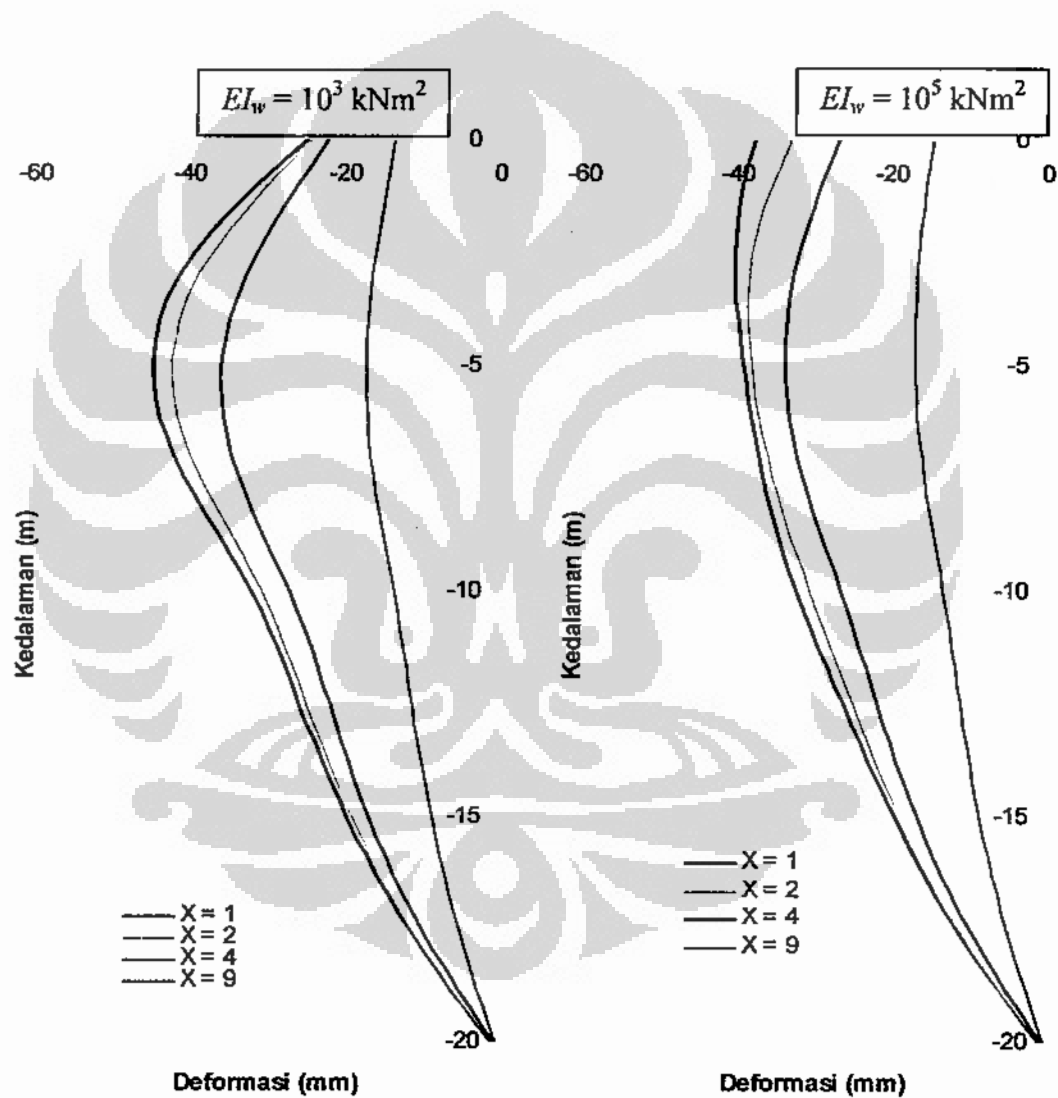
Gambar 6-6 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_v = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m



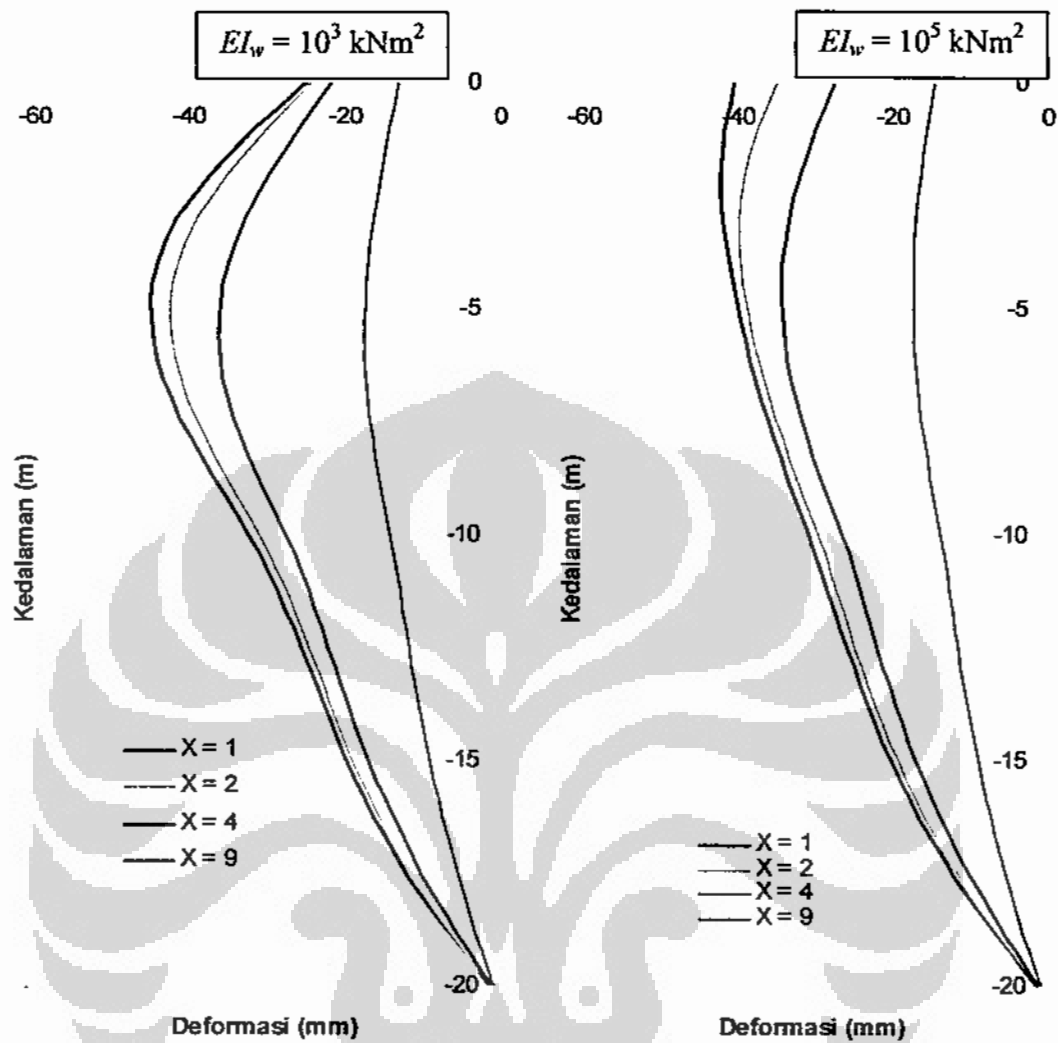
Gambar 6-7 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_v = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

6.3.2 Tiang Pada Galian yang Menembus Dua Lapis Tanah Lunak dan Tanah Keras

Pada tanah dua lapis perilaku yang menonjol adalah berkurangnya deformasi di bagian bawah tiang sehingga gerakan tanah akan berpusat di tanah lunak di bagian atas. Hal ini menyebabkan rotasi pada dinding kaku dan momen negatif tiang pada peralihan kedua jenis tanah akibat adanya efek jepitan yang terjadi.

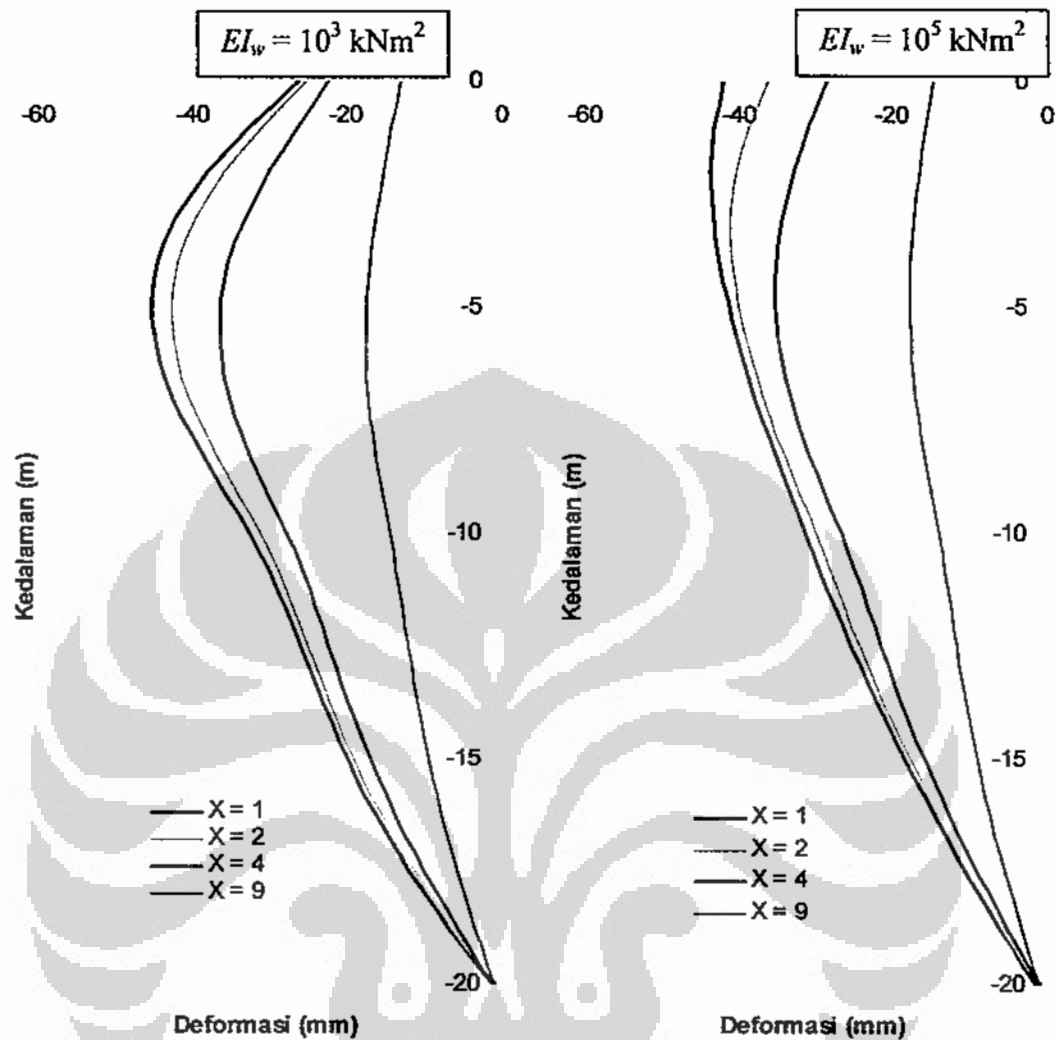


Gambar 6-8 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X=1, 2, 4,$ dan 9 m



Gambar 6-9 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X=1, 2, 4,$ dan 9 m

Gambar 6-8, Gambar 6-9 dan Gambar 6-10 menunjukkan profil deformasi yang terjadi pada jarak $X = 1, 2, 4$ dan 9 m dari dinding penahan. Pada tanah dua lapis pun, masih terlihat pola yang jelas mengikuti penurunan deformasi dengan semakin jauhnya jarak tiang dari dinding. Letak deformasi maksimal pada tiap tiang masih memiliki posisi yang tidak jauh berbeda.

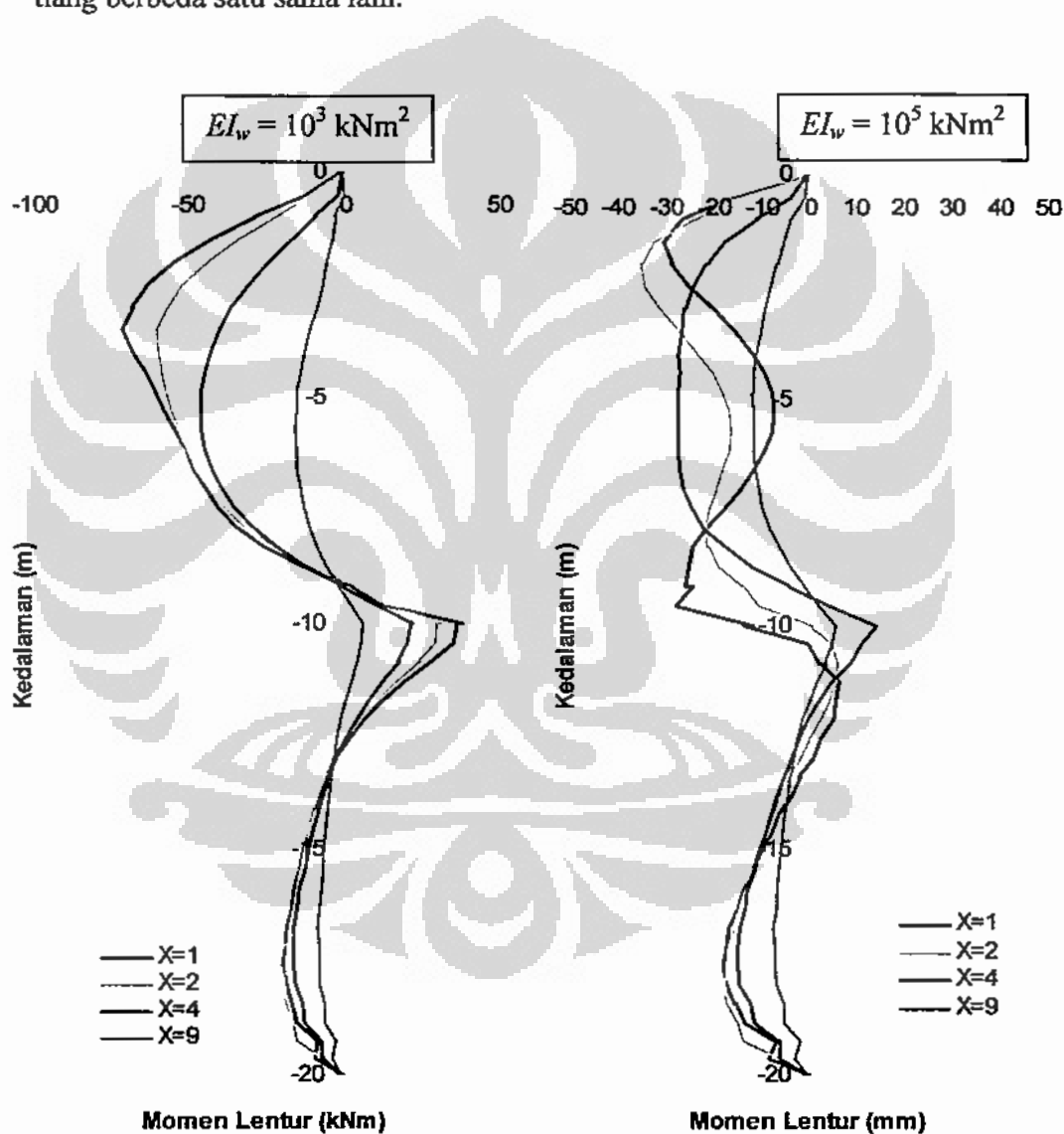


Gambar 6-10 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

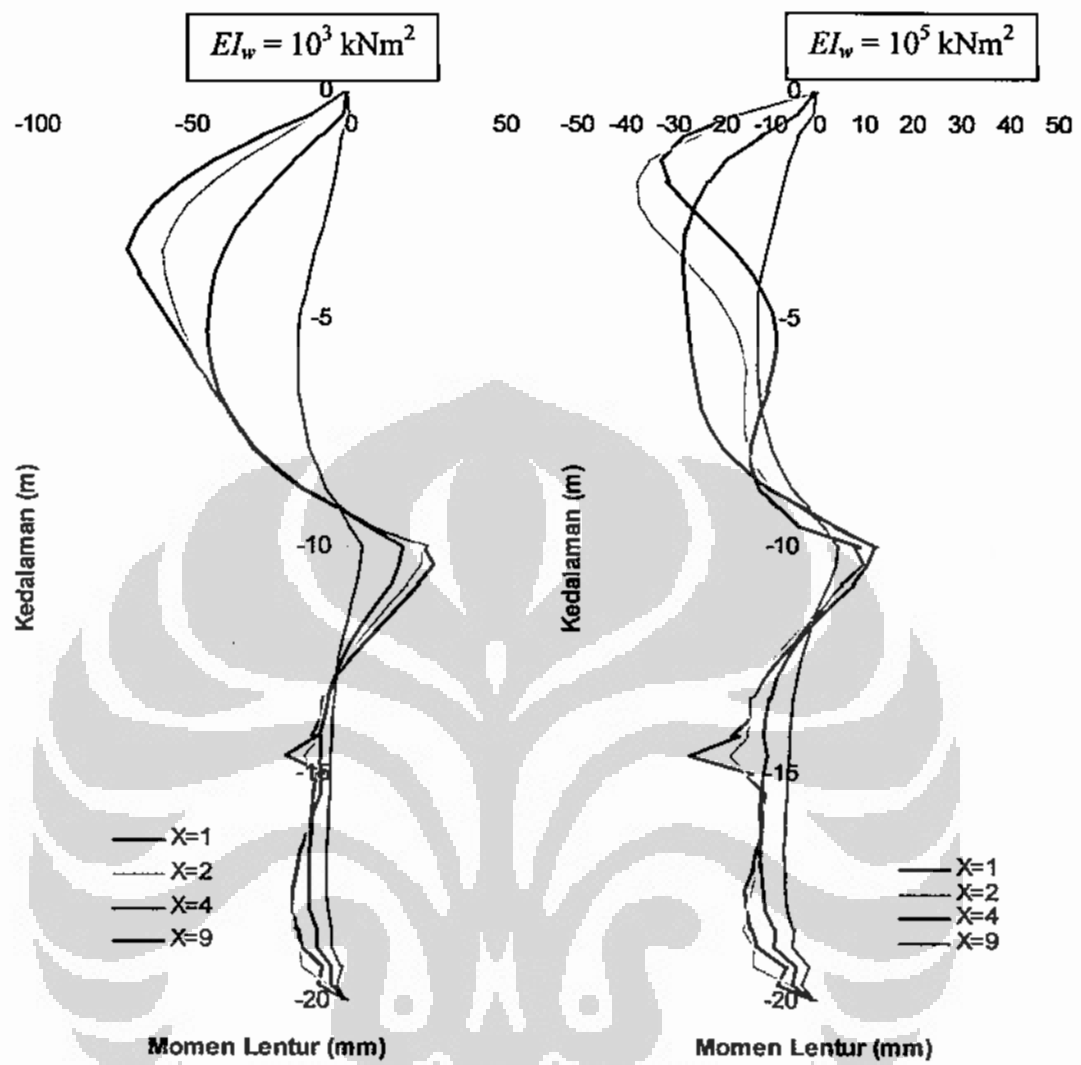
Gambar 6-11, Gambar 6-12 dan Gambar 6-13 menunjukkan profil momen lentur yang terjadi pada jarak $X = 1, 2, 4$ dan 9 m dari dinding penahan. Untuk dinding lentur perilaku yang ditampilkan mudah untuk dilihat polanya, bentuk profil momennya sangat mirip dan semakin jauh dari dinding momen lentur yang terjadi akan berkurang. Lain halnya untuk dinding kaku.

Untuk dinding kaku, untuk jarak dari dinding dapat dibedakan menjadi dua jenis perilaku. Untuk tiang yang berjarak 1-2 m dari dinding perilaku momen lentur di

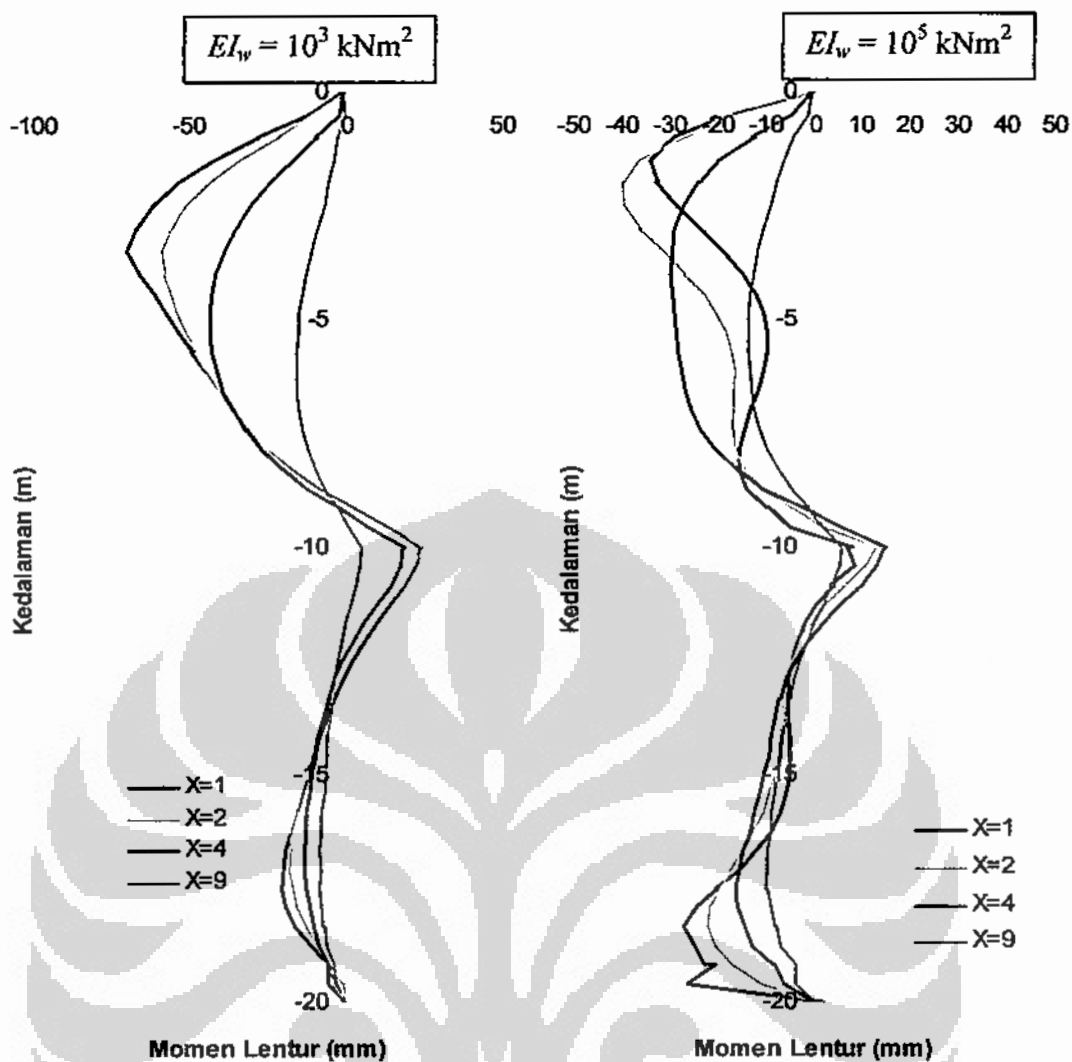
bagian atasnya berbeda dengan tiang yang berjarak lebih dari 2 m. Momen maksimal untuk tiang 1-2 m dari dinding memiliki momen maksimal di bagian atas (lokasi galian di tanah lunak) dan di elevasi peralihan jenis tanah. Sedangkan tiang yang berjarak lebih dari 2 m memiliki momen maksimal yang cukup seragam di sebagian besar bagian tanah lunak ($c_u = 20$ kPa). Sedangkan untuk bagian tiang di tanah keras momen lenturnya relatif teratur. Hal di atas menunjukkan bahwa jarak dari dinding juga bisa membuat perilaku momen lentur tiang berbeda satu sama lain.



Gambar 6-11 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X=1, 2, 4,$ dan 9 m



Gambar 6-12 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m



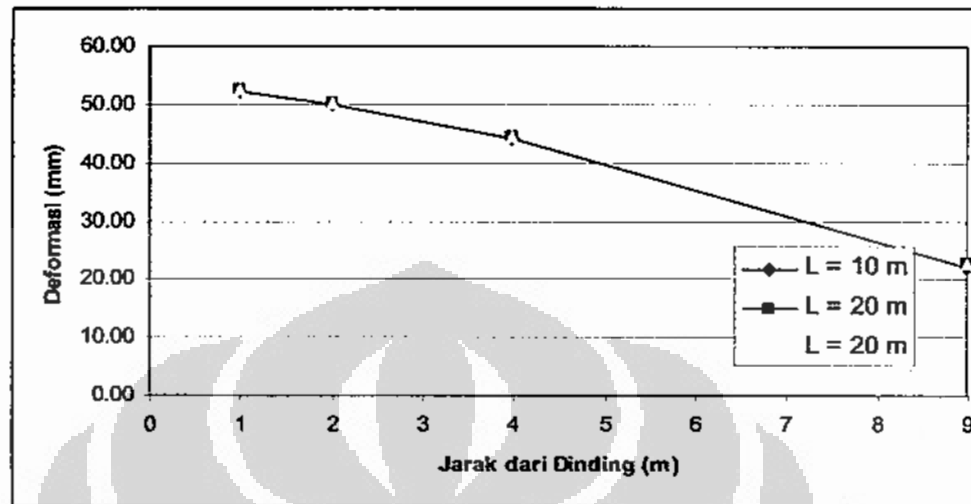
Gambar 6-13 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 2, 4,$ dan 9 m

6.4 Pembahasan

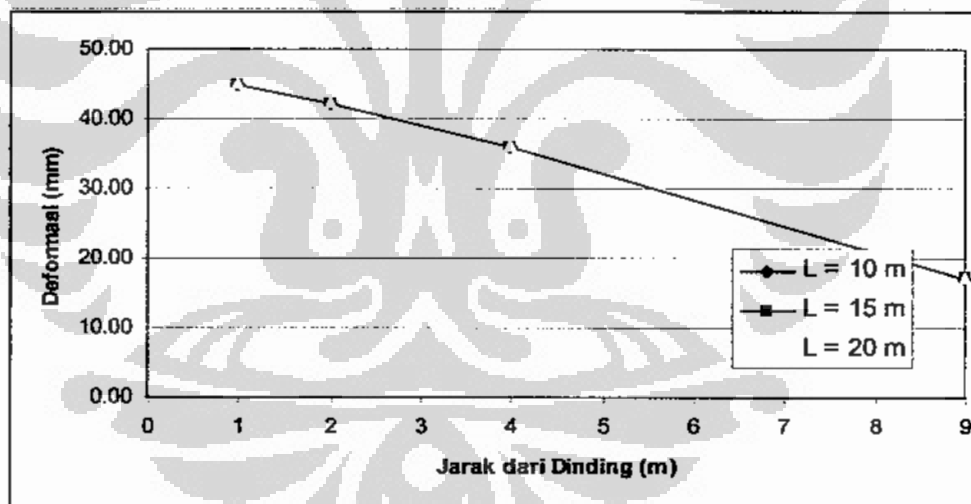
6.4.1 Deformasi

Perilaku deformasi untuk tiang pada tanah yang mengalami gerakan tanah akibat galian dengan dinding penahan tanah pada jarak berapapun dari dinding penahan tanah memiliki perilaku yang sama. Kesimpulan itu dapat diambil setelah melakukan beberapa kali simulasi yang hasilnya telah dipaparkan di atas. Bentuk profil deformasi untuk sebuah tiang pada galian 4 m dengan kekakuan dan

panjang dinding penahan tanah tertentu memiliki profil yang sangat mirip pada jarak 1,2,4 dan 9 m. Bentuk profilnya dan karakteristiknya sama hanya saja magnitudonya berbeda.



Gambar 6-14 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm², Tanah Homogen

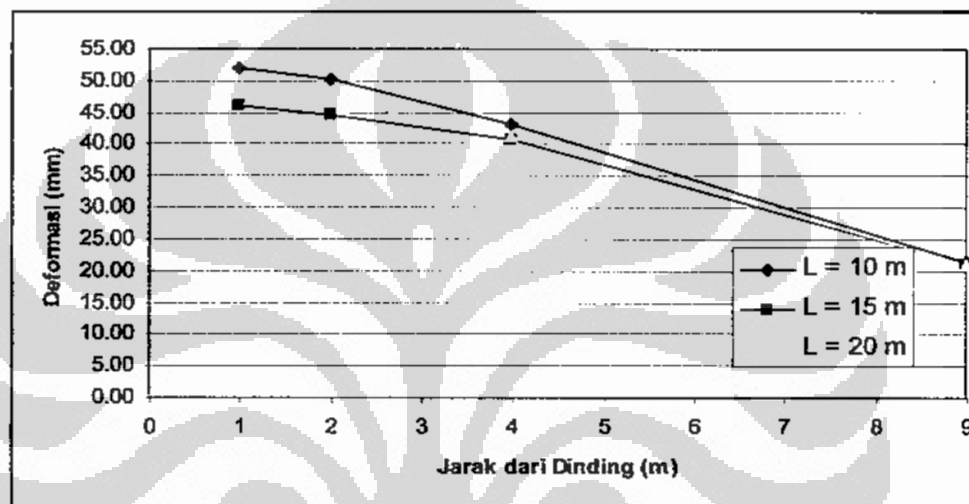


Gambar 6-15 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^3$ kNm², Tanah 2 Lapis

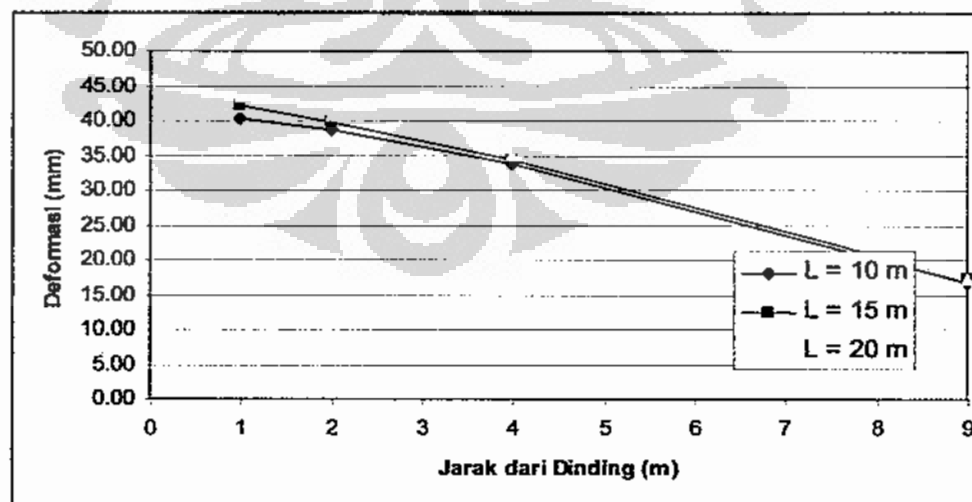
Gambar 6-14 dan Gambar 6-15 di atas menunjukkan deformasi maksimal tiang untuk tiang pada dinding lentur. Dapat dilihat bahwa panjang dinding tidak ada pengaruh yang signifikan terhadap perilaku deformasi tiang, untuk tiap panjang

dinding garis deformasi maksimal untuk tiang pada jarak tertentu memiliki pola yang sama.

Seiring dengan bertambahnya jarak, deformasi maksimal yang terjadi berkurang juga. Dari grafik ditunjukkan bahwa hubungan jarak dan deformasi lebih cenderung ke arah suatu hubungan yang linear dan bukan suatu hubungan yang eksponensial berbeda dengan kesimpulan Leung et al (2003).



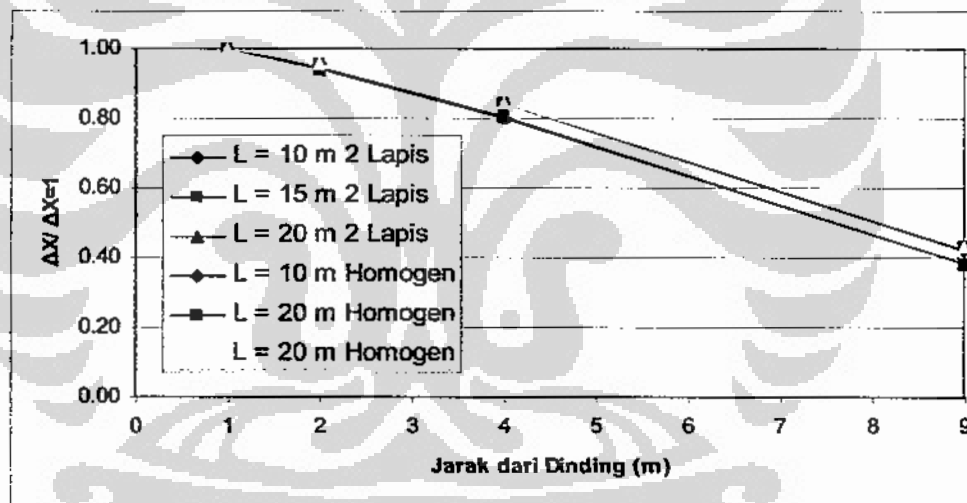
Gambar 6-16 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5$ kNm², Tanah Homogen



Gambar 6-17 Deformasi Maksimal Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5$ kNm², Tanah 2 Lapis

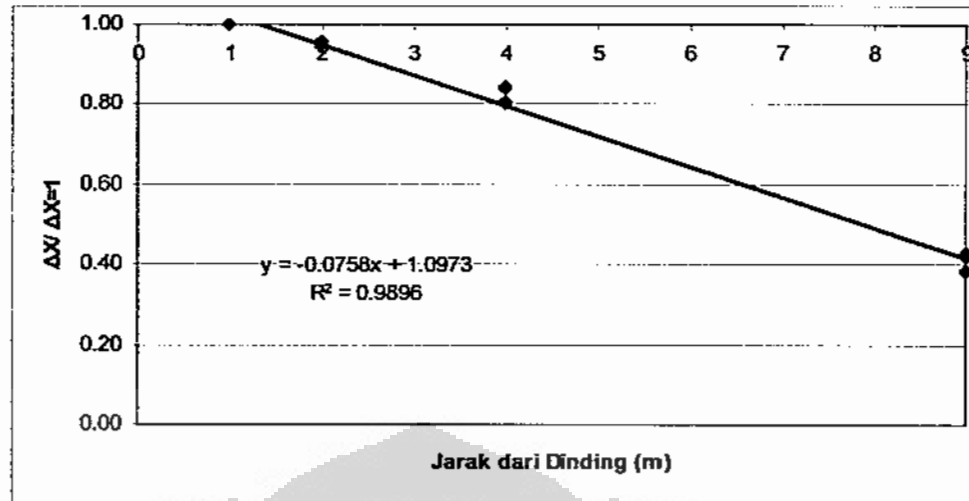
Gambar 6-16 dan Gambar 6-17 diatas menampilkan deformasi maksimal untuk berbagai jarak tiang pada dinding kaku baik pada tanah homogen maupun pada tanah dua lapis. Pada dinding kaku ini penambahan panjang dinding akan membuat perbedaan pada deformasi maksimal yang terjadi. Namun untuk setiap garis deformasi maksimal tiang pada jarak tertentu dari dinding bentuk kurvanya masih mirip. Selain itu bentuk kurva yang didapatkan relatif berbentuk linear.

Untuk mengetahui hubungan umum antara jarak tiang ke dinding dan deformasi maksimal maka akan dibuat grafik yang menunjukkan jarak tiang ke dinding dibandingkan dengan $\Delta_x/\Delta_{x=1}$ dimana Δ_x adalah deformasi maksimal pada tiang berjarak X dari dinding penahan tanah.



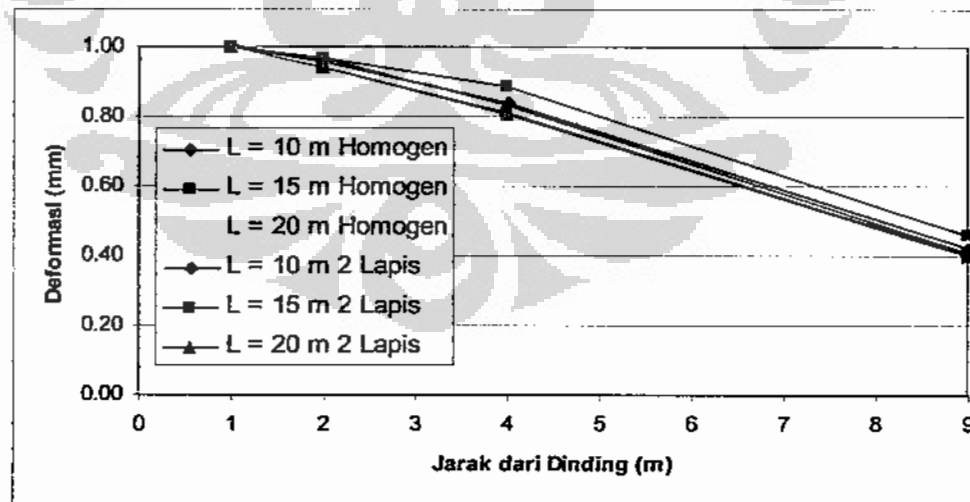
Gambar 6-18 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding,
 $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$

Gambar 6-18 diatas menunjukkan $\Delta_x/\Delta_{x=1}$ terhadap jarak tiang pada dinding lentur. Dengan menggabungkan data dari problem tanah homogen dan tanah dua lapis kita dapat melihat bahwa untuk dinding lentur, adanya perbedaan jenis tanah tidak terlalu berpengaruh karena yang melentur adalah bagian atas tiang, sehingga hubungannya menjadi sama. Sekilas terlihat bahwa hubungan tersebut linear.

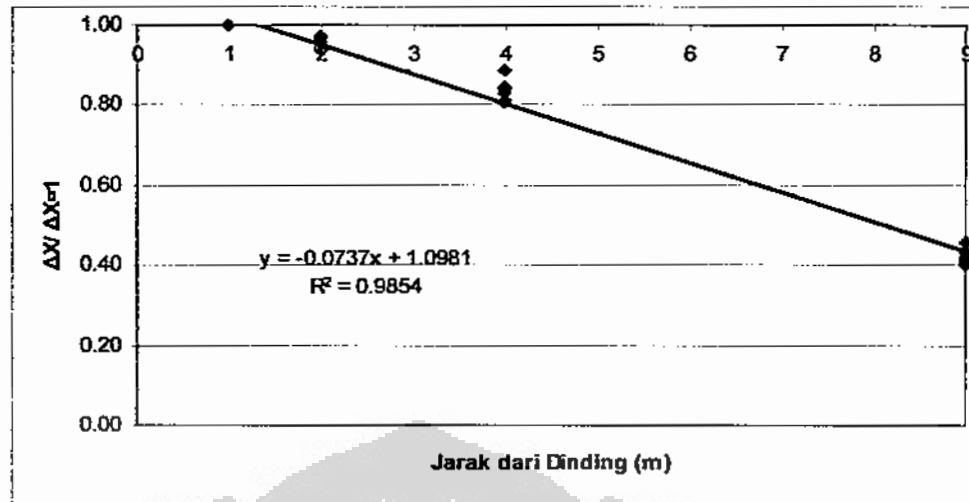


Gambar 6-19 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding,
 $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ (regresi linear)

Gambar 6-19 menunjukkan apabila dibentuk suatu regresi linear maka nilai R-squarenya sangat tinggi sebesar 0.9896 sehingga dapat disimpulkan bentuk grafiknya linear dengan hubungan antara jarak dari dinding dengan $\Delta_x / \Delta_{x=1}$ adalah $y = -0.0758x + 1.0973$. $\Delta_x / \Delta_{x=1}$ dapat kita sebut sebagai Deformasi Maksimal Ternormalisasi.

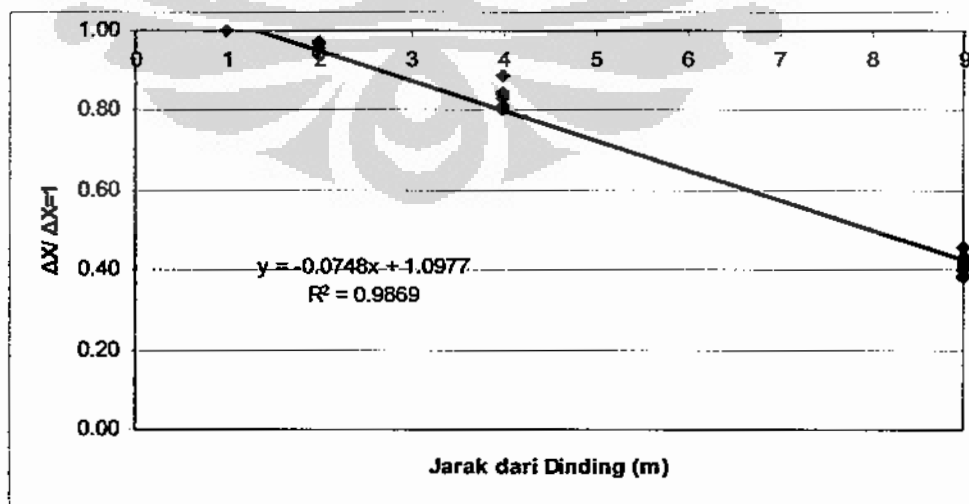


Gambar 6-20 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding,
 $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$



Gambar 6-21 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ (regresi linear)

Gambar 6-21 diatas menunjukkan $\Delta_x / \Delta_{x=1}$ terhadap jarak tiang pada dinding kaku. Ternyata data pada tanah homogen dan tanah dua lapis memiliki bentuk deformasi maksimal ternormalisasi yang hampir sama dengan bentuk yang juga linear. Untuk regresi linear juga didapatkan nilai R-square yang sangat tinggi sebesar 0.9854. sehingga dapat disimpulkan bentuk grafiknya linear dengan hubungan antara jarak dari dinding dengan $\Delta_x / \Delta_{x=1}$ adalah $y = -0.0737x + 1.0981$.



Gambar 6-22 Deformasi Maksimal Ternormalisasi Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding, Seluruh Kekakuan, Tanah homogen maupun 2 Lapis (regresi linear)

Sebuah perilaku yang mengejutkan ditampilkan pada Gambar 6-22 yang menunjukkan seluruh data deformasi maksimal ternormalisasi diplot terhadap jarak dari dinding. Grafik diatas menunjukkan bahwa seluruh data yang didapat baik dinding lentur maupun kaku, tanah homogen maupun berlapis dan panjang dinding penahan tanah apapun dikontrol oleh sebuah perilaku yang sama, hubungan Linear .R-square yang didapatkan sangat tinggi yaitu 0.9869 dengan hubungan Linear $y = -0.0748x + 1.0977$.

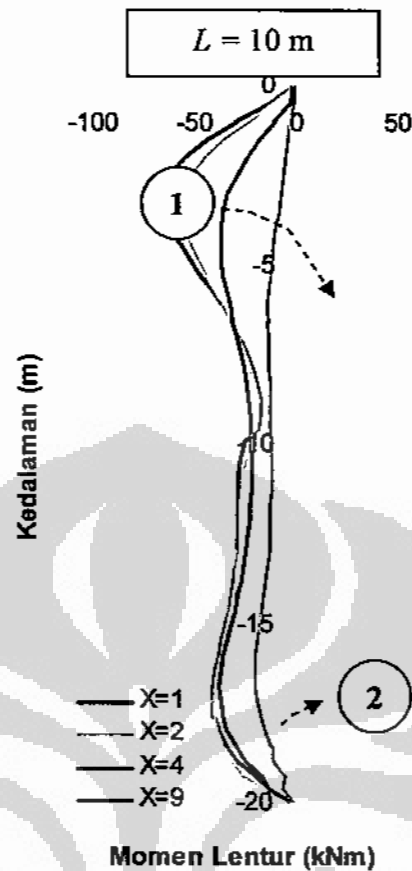
Dari hasil simulasi ini untuk set parameter yang dilakukan dalam thesis ini maka dapat disimpulkan bahwa perilaku deformasi maksimal ternormalisasi dalam hal jarak dari tiang hanya dipengaruhi oleh faktor lain selain set percobaan yang dilakukan, bisa berupa kedalaman galian, kekakuan tanah maupun kekakuan tiang.

6.4.2 Momen

Perilaku momen lentur dari sebuah tiang dalam hubungannya dengan jarak dari dinding penahan lebih kompleks daripada perilaku deformasinya. Untuk memahami perilaku momen lentur pada jarak tertentu perlu diketahui perilaku momen yang ditimbulkan oleh tiap-tiap jenis kekakuan dan kedalaman dinding penahan.

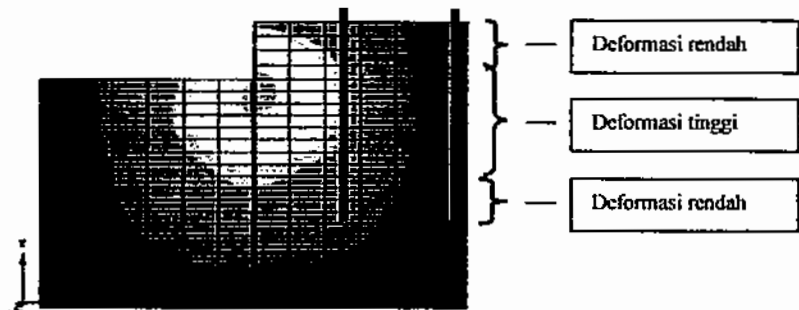
Dinding Lentur

Untuk dinding lentur pada tanah homogen, ada dua lokasi momen maksimal yang harus diperhatikan yaitu pada bagian elevasi galian dan pada dasar tiang. Simulasi menunjukkan profil momen yang memiliki pola yang sama untuk berbagai jarak tiang.



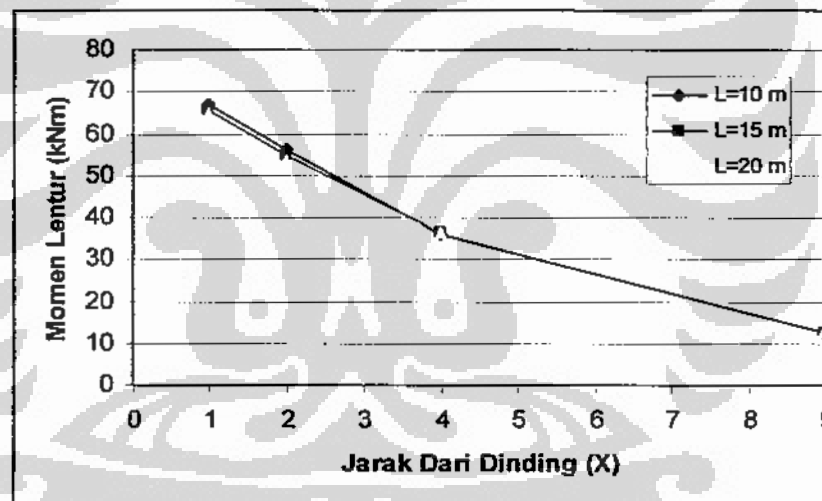
Gambar 6-23 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4$, dan 9 m

Pada bagian atas tiang (lokasi galian), ditunjukkan dengan nomor 1 pada Gambar 6-23 penurunan momen maksimal diikuti dengan perpindahan letak momen maksimal. Hal ini dapat dipahami bahwa dengan semakin jauhnya lokasi tiang dari dinding maka bagian atas tiang akan mengalami gerakan tanah yang lebih kecil daripada bagian tengah tiang, sehingga titik lenturan berubah posisi ke bawah. Hal ini bisa dijelaskan melalui bentuk kontur deformasi yang terjadi berbentuk seperti lingkaran, untuk lebih jelasnya bisa dilihat Gambar 6-24 berikut.



Gambar 6-24 Ilustrasi Bentuk Kontur Deformasi Tanah dan Efeknya Terhadap Tiang Pada Jarak Tertentu Dari Dinding.

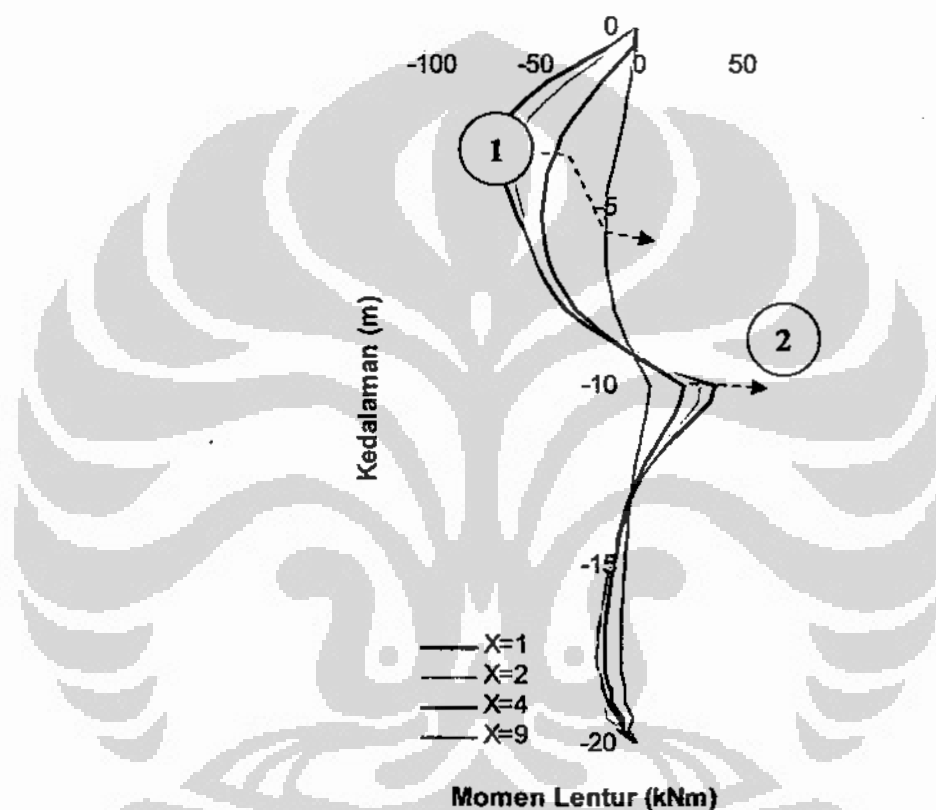
Untuk momen di bawah (dasar tiang) ditunjukkan dengan angka 2 pada Gambar 6-23. Momen di dasar ini relatif teratur dengan letak momen maksimal yang tetap dan besaran momen yang mengecil dengan jelas.



Gambar 6-25 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Bagian Atas Tiang Pada Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$

Gambar 6-25 menunjukkan perbandingan antara momen-momen maksimal yang terjadi di bagian atas tiang terhadap jarak dari dinding untuk tiang pada dinding lentur, tanah homogen. Ketiga variasi kedalaman dinding menunjukkan momen lentur maksimal dengan kurva yang hampir berimpit. Bentuk kurva tersebut cenderung ke arah sebuah kurva yang berkurang secara polinomial daripada sebuah kurva linear.

Untuk tiang pada galian dengan dinding penahan tanah yang lentur di tanah dua lapis perilakunya dapat diketahui dengan melihat dua jenis momen maksimal yang terjadi. Yaitu momen di bagian atas tiang (letak galian), ditunjukkan dengan angka 1 pada Gambar 6-26, dan momen negatif di elevasi peralihan antara tanah lunak dan tanah keras, ditunjukkan dengan angka 2 pada Gambar 6-26.

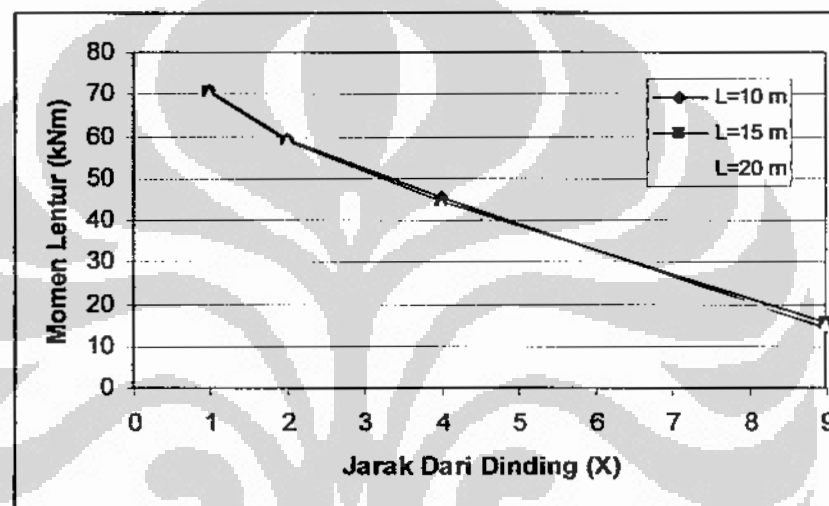


Gambar 6-26 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & Lapis $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 2, 4$, dan 9 m

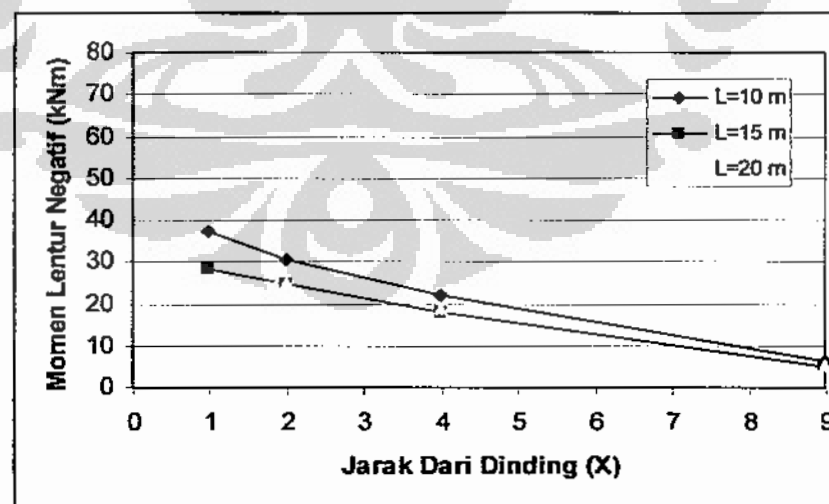
Pada tanah dua lapis, momen di bagian atas tiang menjadi semakin besar karena gerakan tanah berpusat di lapisan tanah yang lebih lunak di bagian atas sehingga lenturan tiang yang terkena gerakan tanah semakin besar. Seperti pada dinding lentur pada tanah homogen, momen lentur maksimal berkurang seiring dengan bertambahnya jarak tiang dari dinding dan juga posisi momen maksimalnya

berpindah. Perpindahan letak momen maskimal ini dapat dijelaskan dengan prinsip yang sama dengan pada tanah homogen, adanya kontur deformasi tanah yang berbentuk lingkaran.

Sementara itu pada elevasi peralihan jenis tanah, tiang mengalami momen negatif. Semakin jauh jarak tiang dari dinding semakin berkurang pula momen negatif yang terjadi. Hal ini terjadi karena gerakan tanah yang terjadi juga berkurang. Momen negatif ini tidak pernah beralih menjadi momen positif.



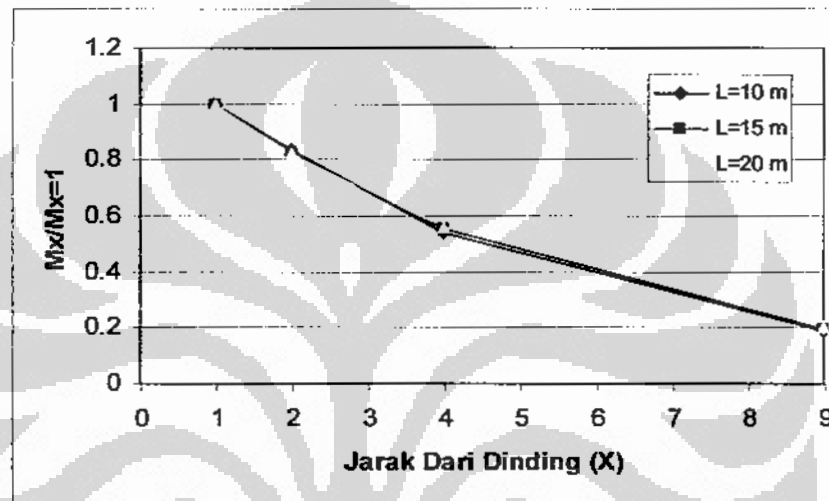
(a) Momen Atas



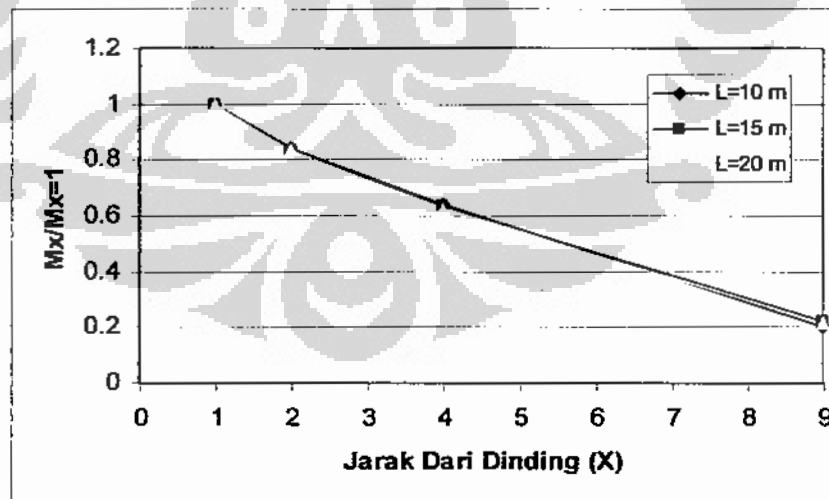
(b) Momen Elevasi Peralihan

Gambar 6-27 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Maksimal Yang Terjadi Pada Tiang, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$

Gambar 6-27 menunjukkan perbandingan momen lentur maksimal yang terjadi pada tiang terhadap jarak dari dinding. Kurva yang menunjukkan momen maksimal di bagian atas tiang relatif berimpit dan berbentuk linear. Kurva yang menunjukkan momen negatif di bagian peralihan kedua jenis tanah memiliki perbedaan untuk setiap panjang dinding namun relatif rapat dan cenderung berbentuk linear.



(a) Momen Atas

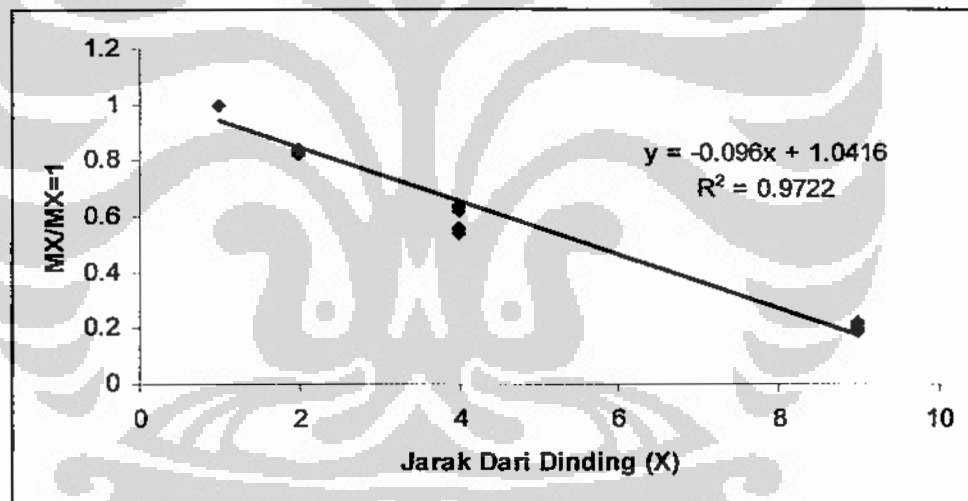


(b) Momen Elevasi Peralihan

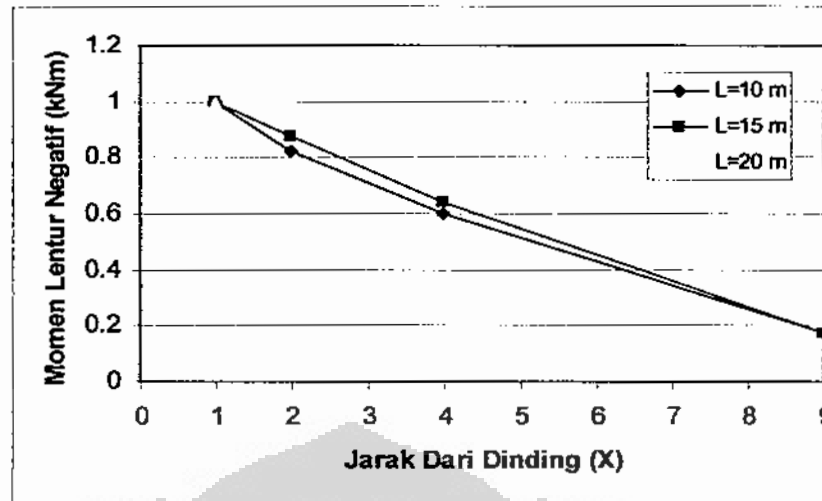
Gambar 6-28 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$, Bagian Atas Tiang

Untuk meneliti efek jarak terhadap momen lentur maka sebuah besaran akan diambil yaitu Momen Maksimal Ternormalisasi yang adalah $M_x/M_{x=1}$ dimana M_x adalah momen maksimal di suatu tiang pada jarak tertentu X dari dinding penahan tanah untuk konteks momen tertentu.

Gambar 6-28 menunjukkan momen lentur ternormalisasi untuk dinding lentur, keduanya memiliki bentuk kurva yang linear sehingga dapat disimpulkan bahwa penurunan momen lentur di bagian atas linear terhadap suatu nilai tertentu. Pada gambar Gambar 6-29 ditunjukkan regresi terbaik untuk data yang dikumpulkan yaitu regresi linear jika kedua grafik di atas digabung. Dengan nilai R-square 0.9722 yang cukup tinggi menunjukkan bahwa untuk bagian atas tiang benar bahwa bentuk kurva hubungannya dengan jarak adalah menurun linear.

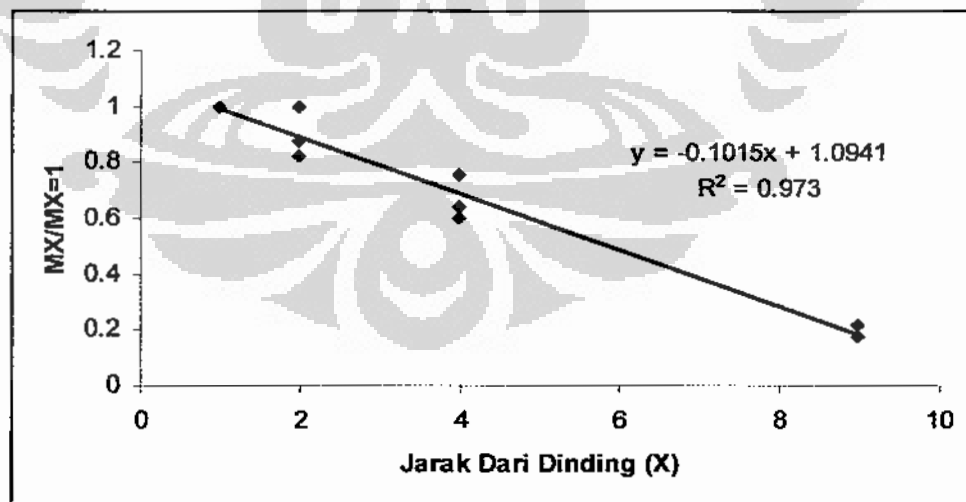


Gambar 6-29 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2 , $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Bagian Atas Tiang (regresi linear)

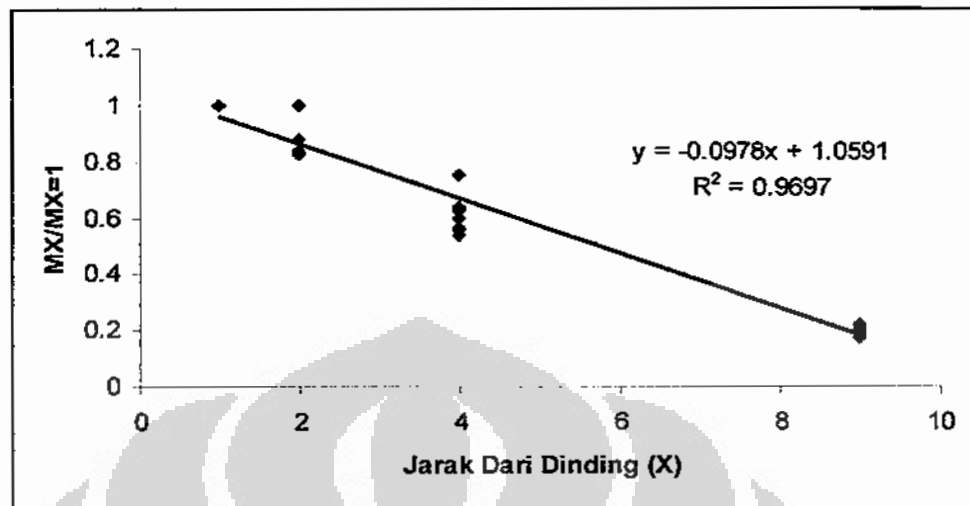


Gambar 6-30 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2 , $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Bagian Peralihan Jenis Tanah

Gambar 6-30 diatas menggambarkan momen lentur negatif yang ternormalisasi untuk menunjukkan penurunan momen negatif yang terjadi seiring bertambahnya jarak dinding, meski agak terpenjar, kurva hubungannya masih terlihat linear menurun. Hal ini dibuktikan dengan regresi linear di bawah. Nilai R-square yang didapat masih tinggi yaitu 0.973.



Gambar 6-31 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2 , Bagian Peralihan Jenis Tanah (regresi linear)



Gambar 6-32 Perbandingan Momen Lentur Maksimal Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^3$ kNm^2 (regresi linear)

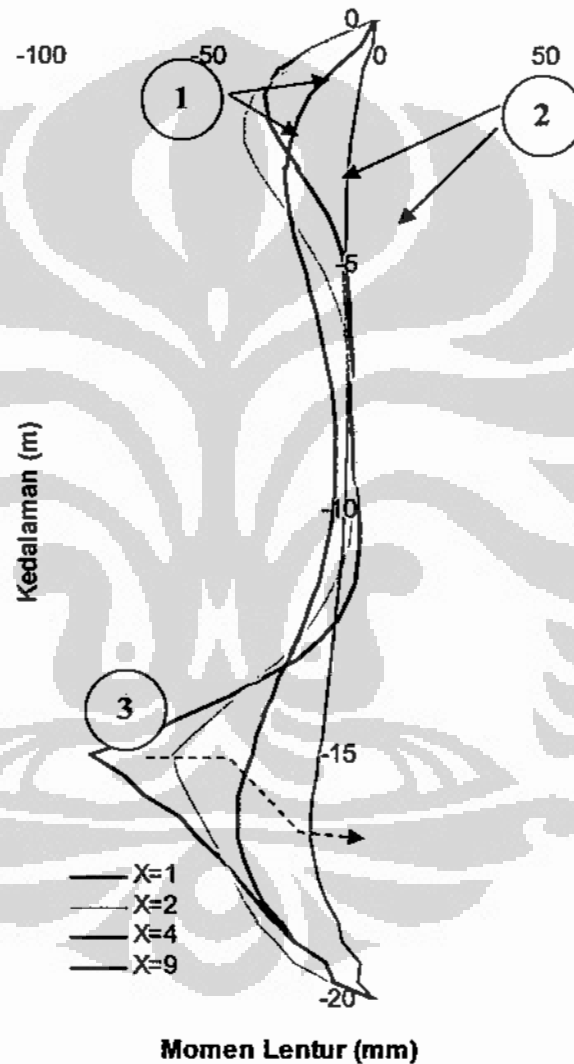
Pada Gambar 6-32 di atas seluruh data momen maksimal ternormalisasi pada dinding lentur digabung dan diplot terhadap jarak dari dinding. Dari regresi linear yang dibentuk nilai R-square 0.9697 masih cukup tinggi, sehingga dapat disimpulkan bahwa untuk seluruh kasus dinding lentur, perubahan momen lentur maksimal terhadap jarak dari dinding hubungannya linear dan menurun.

Dinding Kaku

Untuk bentuk hubungan antara momen lentur dan jarak dari dinding pada tiang di galian yang dindingnya kaku hubungannya menjadi lebih rumit. Nampaknya hubungan itu tidak seragam dalam beberapa kelompok jarak dari tiang. Pada tanah homogen, ditemukan perbedaan respon momen pada tiang yang berjarak 1 dan 2 m dari dinding dibandingkan dengan berjarak 4 dan 9 m dari dinding.

Untuk tiang pada tanah homogen dengan dinding kaku, ada dua lokasi momen maksimal yang bisa diteliti. Lokasi pertama adalah lokasi bagian atas tiang (ditampilkan dengan angka 1 dan 2 pada Gambar 6-33). Momen ini timbul akibat

gerakan tanah pada bagian atas tiang. Momen pada jarak 1 m dan 2 m dari tiang memiliki nilai maksimal yang lebih besar daripada jarak 4 dan 9 m karena lokasinya yang dekat dengan tiang sehingga gerakan tanahnya paling besar. Nilai momen maksimal pada jarak 2 m lebih besar daripada pada jarak 1 m dapat dijelaskan dengan melihat kekakuan dinding, pada lokasi dekat dinding gerakan tanah relatif seragam sedangkan semakin jauh dari dinding gerakan tanah tidak seragam membentuk lenturan dan menyebabkan momen yang lebih besar.

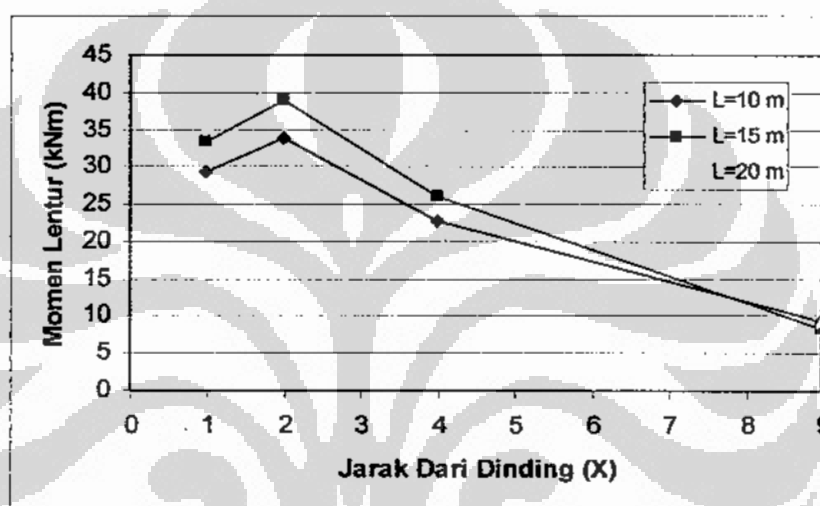


Gambar 6-33 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding $L = 15$ m, $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4,$ dan 9 m

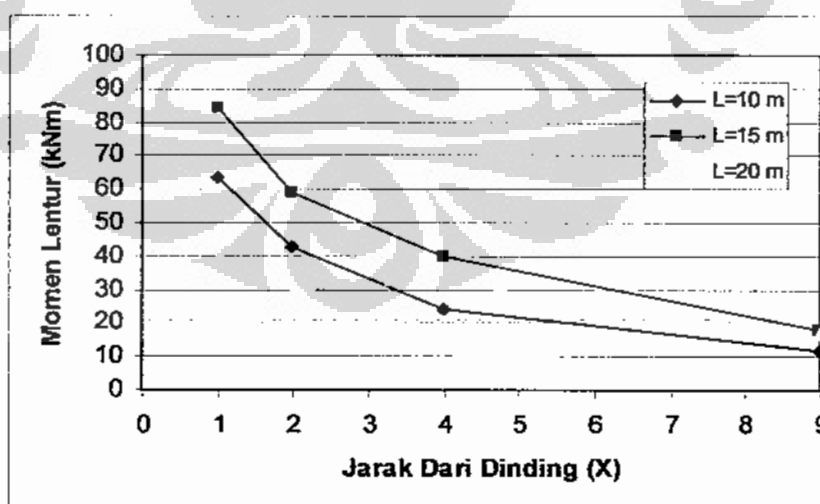
Untuk momen lentur di bagian bawah (ditunjukkan dengan nomor 3 pada gambar di atas) berada di elevasi dasar dinding penahan tanah. Hal ini menyebabkan

perbedaan deformasi yang besar antara di atas elevasi itu dan di bawah elevasi itu, menginduksi momen lentur yang besar. Pola yang jelas dapat terlihat dengan berkurangnya momen lentur seiringnya bertambah jarak dari dinding.

Pada Gambar 6-34 dibandingkan antara momen lentur maksimal di dua bagian dan jarak tiangnya dari dinding. Untuk momen di bagian atas, untuk ketiga jenis panjang dinding sebuah pola yang sama ditemukan. Momen lentur pada jarak 2 m dari dinding lebih besar daripada jarak 1 m dari dinding, setelah itu nampaknya momen lentur turun secara linear.



(a) Momen Atas



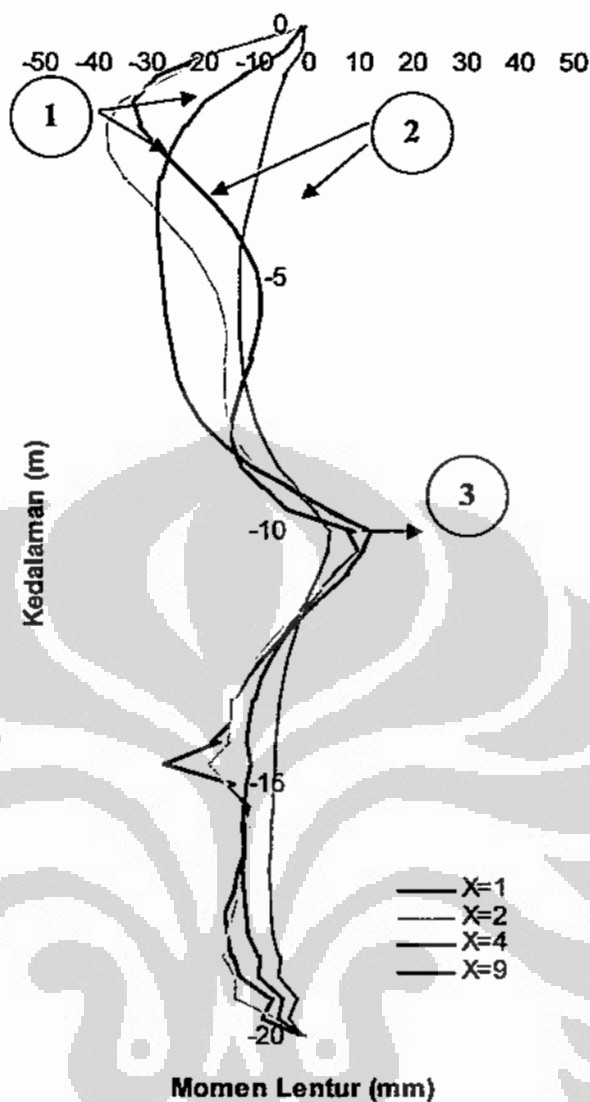
(b) Momen Elevasi Dasar Dinding

Gambar 6-34 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$

Momen di elevasi dasar dinding memiliki pola yang lebih sederhana. Terlihat sebuah kurva polinomial atau logaritmik yang turun seiring dengan bertambahnya jarak dari dinding. Untuk kurva momen maksimal yang terjadi pada kedalaman dinding 20 m seharusnya nilainya 0 karena berada di dasar tiang, namun terlihat efek yang sama dengan model-model lain pada elevasi sedikit di atas dasar tiang. Oleh karena itu perilakunya tampak sangat berbeda dan hampir linear karena sifatnya yang sudah dijelaskan pada bab sebelumnya yaitu panjangnya yang sama dengan panjang tiang.

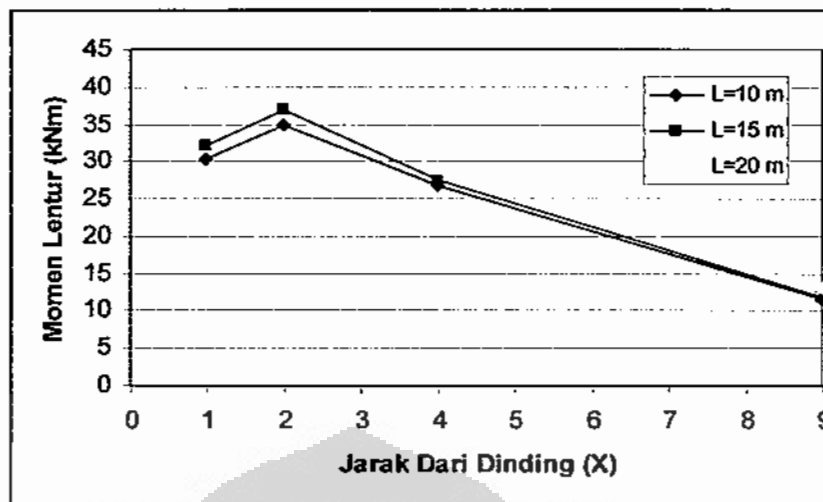
Untuk perilaku pada tanah dua lapis, momen lentur yang terjadi mirip dengan pada tanah homogen namun dengan adanya penambahan momen lentur di elevasi peralihan dua jenis tanah. Untuk perilaku di bagian atas, dimana terletak tanah lunak, perilakunya mirip dengan tiang pada tanah homogen.

Pada bagian atas tiang, pada tiang di jarak 1 dan 2 m dari dinding perilakunya sama dengan pada tanah homogen. Momen pada jarak 2 m lebih besar daripada momen tiang pada jarak 1 m (nomor 1 pada Gambar 6-35 di bawah). Hal ini penjelasannya sama bahwa pada jarak 1 m tiang dekat dinding menahan tanah sehingga deformasi tanah di sekitar tiang lebih seragam sehingga momen lenturnya lebih kecil.

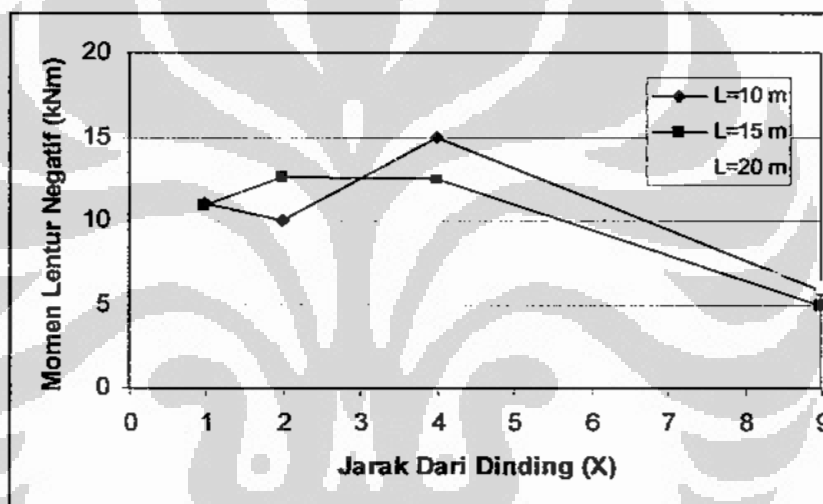


Gambar 6-35 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 2, 4$, dan 9 m

Pada tanah dua lapis, momen pada tiang yang berjarak $X = 4$ dan 9 m cenderung besar dan seragam (nomor 2 pada Gambar 6-35 di atas). Hal ini menunjukkan bahwa adanya deformasi besar pada jarak yang jauh dari dinding. Hal ini dapat dipahami sebagai berikut: dengan adanya lapisan tanah keras di bawah, yang akan lebih banyak bergerak akibat galian di tanah lunak adalah lapisan tanah lunak di atas. Hal ini menyebabkan tiang-tiang di belakang pun masih terkena deformasi yang besar.



(a) Momen Atas

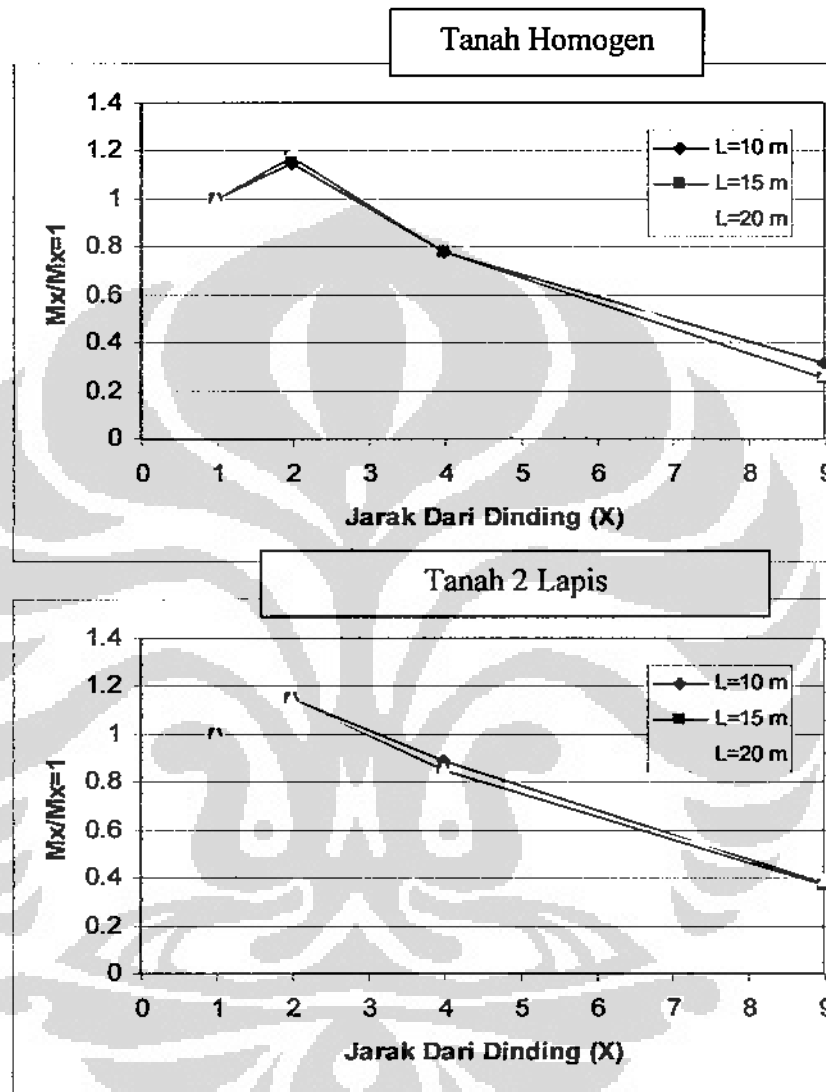


(b) Momen Elevasi Peralihan Tanah

Gambar 6-36 Perbandingan Jarak Dari Dinding Terhadap Momen Lentur Yang Terjadi Pada Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$

Gambar 6-36 menunjukkan perbandingan antara momen lentur yang terjadi di dua elevasi pada tiang terhadap jaraknya dari dinding. Pada momen di bagian atas, perilakunya mirip dengan pada tanah homogen, dimana bentuk kurva naik di $X = 2 \text{ m}$ kemudian turun secara linear seiring bertambahnya jarak tiang. Ketiga kurva hampir berimpit sehingga pola yang ditunjukkan sama.

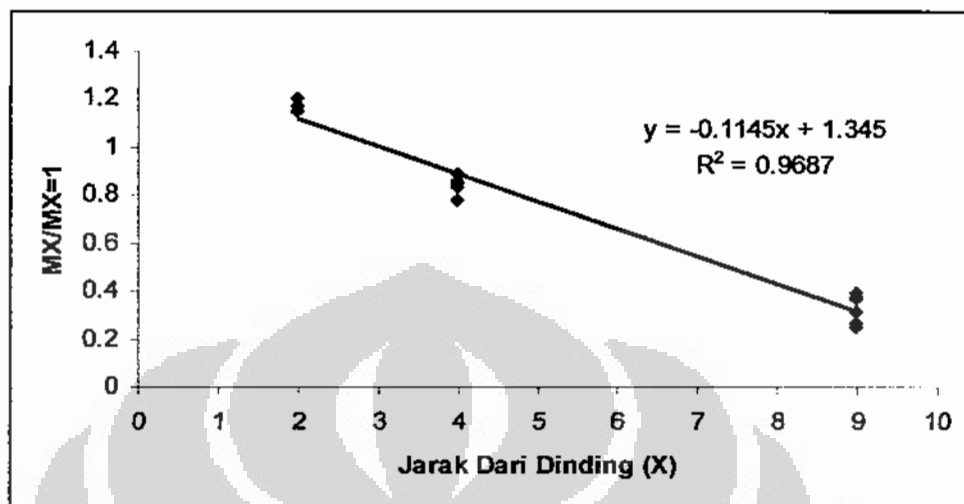
Kurva yang menunjukkan momen lentur negatif cenderung tidak beraturan di awal namun setelah $X = 4$ m menjadi linear seiring bertambahnya jarak dari dinding penahan. Secara umum bentuk kurva terwakili oleh kurva $L = 15$ m yang bentuknya eksponensial menurun.



Gambar 6-37 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^5$, Bagian Atas Tiang

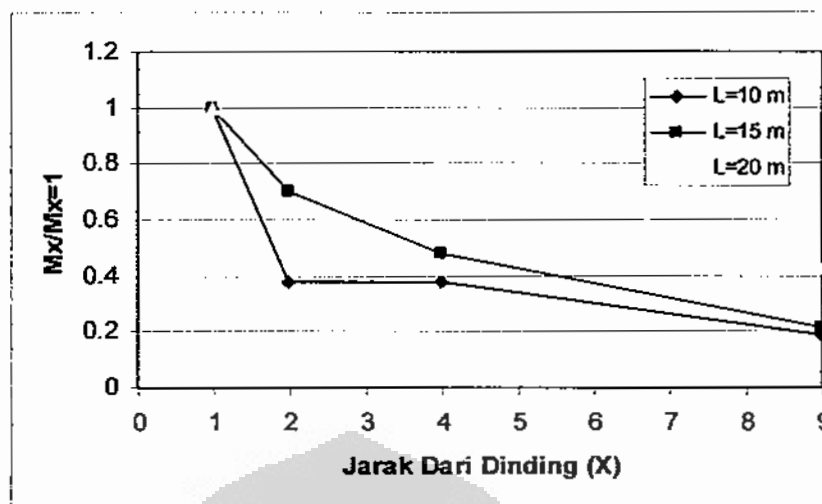
Gambar 6-37 menunjukkan momen lentur ternormalisasi tiang pada dinding kaku untuk bagian atas tiang. Dapat disimpulkan bahwa hubungan antara jarak dinding dan momen lentur ternormalisasi adalah linear kecuali untuk bagian yang paling dekat dengan tiang seperti pada $X = 1$ m. Namun karena nilai momen lentur ternormalisasi $X = 1$ m adalah 1 yang merupakan patokan perbandingan maka

nilainya diketahui. Untuk itu dalam mencari hubungan dengan jarak dari dinding nilai itu bisa diabaikan.

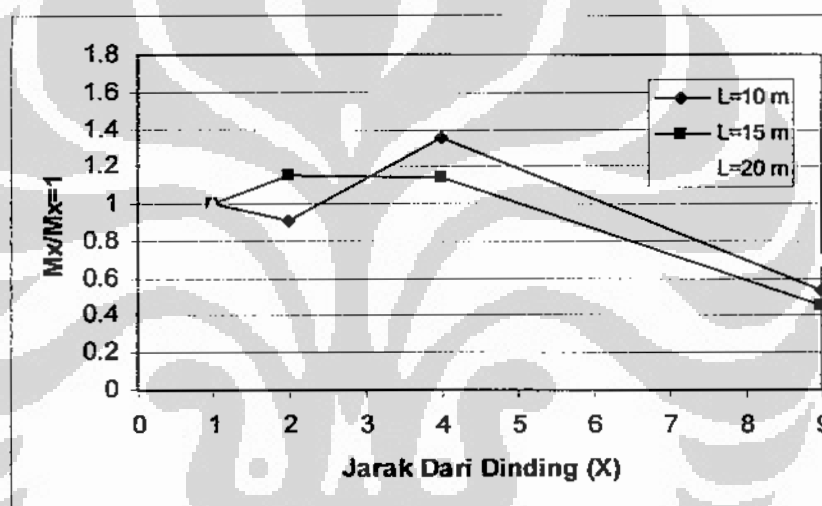


Gambar 6-38 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^5$, Bagian Atas Tiang (regresi linear)

Gambar 6-38 di atas menunjukkan regresi linear dari momen lentur ternormalisasi terhadap jarak dari dinding kaku. Data dari tanah homogen dan tanah linear digabung karena sangat mirip. Nilai R-square yang didapatkan sebesar 0.9687 menunjukkan bahwa kurva yang didapat linear.



(a) Tanah Homogen



(b) Tanah 2 Lapis

Gambar 6-39 Perbandingan Momen Lentur Ternormalisasi, Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^5$, bagian bawah

Gambar 6-39 di atas menunjukkan kurva momen maksimal ternormalisasi terhadap jarak dari dinding untuk momen di bagian bawah tiang. Pada tanah homogen momen maksimal terjadi di elevasi ujung dinding. Bentuk yang didapatkan tidak teratur namun dapat diwakili dengan kurva $L = 15 \text{ m}$ yang bentuknya logaritmik menurun. Pada tanah dua lapis momen maksimal terjadi di elevasi peralihan jenis tanah. Bentuk kurvanya mirip dengan kurva pada bagian atas dimana pada tiang dekat dengan dinding nilainya lebih kecil daripada momen pada $X = 2 \text{ m}$. Setelah itu bentuk kurva menurun secara linear.

6.5 Kesimpulan

Dari pembahasan bab ini dapat diambil beberapa kesimpulan:

1. Pada umumnya semakin jauh tiang dari dinding penahan maka responnya akan semakin berkurang dengan hubungan yang kurang lebih linear.
2. Perilaku deformasi tiang pada galian di tanah berkurang secara linear seiring dengan bertambahnya jarak dari dinding penahan tanah. Hubungan antara deformasi maksimal ternormalisasi terhadap deformasi pada tiang berjarak 1 m dari dinding linier dan tidak dipengaruhi kekakuan dinding, pelapisan tanah maupun kedalaman dinding. Untuk model pada simulasi memiliki perilaku umum deformasi maksimal ternormalisasi terhadap jarak dari dinding yaitu $y = -0.0748x + 1.0977$
3. Pada tiang di tanah dengan dinding lentur, hubungan antara momen lentur maksimal dan jarak tiang memiliki hubungan yang linear menurun. Untuk momen lentur maksimal ternormalisasi terhadap momen lentur maksimal pada jarak 1 m dari dinding maka hubungannya tidak terpengaruh oleh kedalaman dinding, lokasinya pada tiang, pelapisan tanah.
4. Pada tiang di tanah dengan dinding kaku, hanya momen lentur di bagian atas yang memiliki hubungan yang jelas linear terhadap jarak tiang, momen lentur di bagian bawah agak tidak teratur namun juga mengarah ke hubungan linear menurun.



BAB. 7

STUDI PARAMETRIK 3 : TINJAUAN KEKANGAN PUNCAK TIANG

7.1 Pendahuluan

Setelah mengetahui perilaku tiang tunggal yang mengalami gerakan lateral tanah akibat galian maka diketahui perilaku umum tiang dalam gerakan tanah akibat galian. Langkah berikutnya adalah memahami perilaku kelompok tiang dalam gerakan lateral tanah. Untuk memahami kelompok tiang, hal yang cukup mempengaruhi adalah kekangan puncak tiang. Maka penelitian selanjutnya akan berfokus pada kekangan puncak ini. Kekangan puncak dapat berupa tiang bebas, atau tiang yang diikat tie beam, atau juga tiang yang diikat pile cap.

Dalam penelitian terdahulu, Leung et al (2003) telah meneliti efek dari kekangan puncak tiang. Adanya tie beam mentransfer deformasi namun tidak mentransfer momen seperti pile cap. Untuk mencari efek ini akan diuji berbagai penelitian yang menguji efek kekangan tiang tersebut. Pada tahap pertama akan diuji kelompok tiang yang berjajar ke belakang tegak lurus tiang, pada tahap berikutnya akan diuji kelompok tiang 3x3. Kelompok tiang sejajar tiang tidak akan diuji karena pada kondisi analisis yang plane strain maka respon tiang tidak akan jauh berbeda.

Dalam Bab ini akan diambil kesimpulan dan dijelaskan perilaku dasar yang menentukan respon tiang dalam kelompok tiang terhadap gerakan lateral tanah akibat galian pada tiang tunggal.

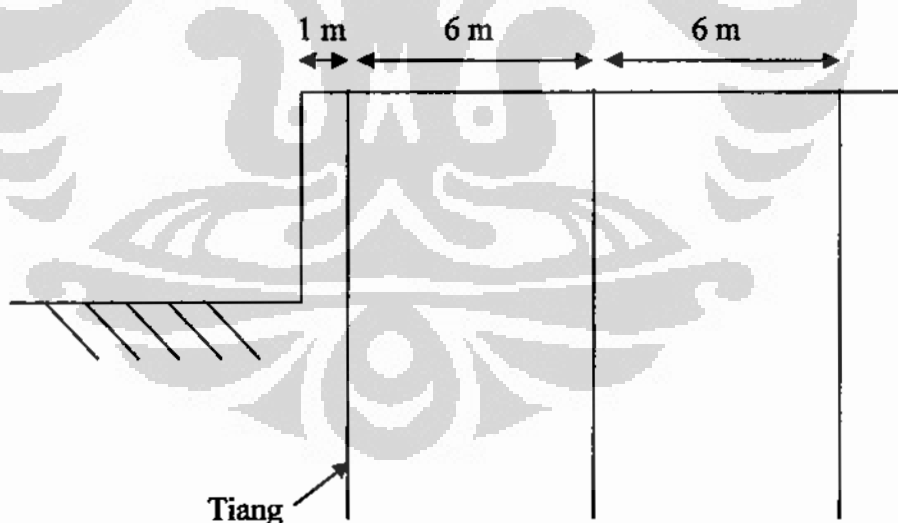
7.2 Modelisasi Kasus

Model yang digunakan untuk kasus kelompok tiang masih menggunakan model yang digunakan pada bab sebelumnya (lihat Gambar 5-1). Semua jenis elemen yang digunakan masih sama, hal yang berbeda adalah penambahan kekangan di puncak tiang. Elemen yang digunakan untuk mengekang puncak tiang harus

berfungsi hanya sebagai pengekang dan tidak memiliki efek lain yang mampu mempengaruhi gerakan tanah.

Untuk mencapai efek itu maka pengekang baik itu tie beam maupun pelat akan ditempatkan 0.5 meter diatas permukaan tanah untuk mencegah terjadinya interaksi antara elemen pengekang dengan tanah. Sela setinggi itu ditentukan agar terjadi pemisahan dan agar tidak terlalu tinggi penambahan tinggi tiang yang harus dilakukan. Tinggi tiang akan ditambah 0.5 meter diatas permukaan tanah.

Untuk memodelkan kekangan lentur akan digunakan tie beam kecil dengan ukuran 0.3 m x 0.2 m sehingga luas penampangnya 0.06 m². Dengan modulus elastisitas beton diambil $E_c = 2.5 \times 10^7$ kN/m² sehingga EI balok yang digunakan adalah 11250 kNm². Untuk memodelkan kekangan kaku akan digunakan elemen lantai pada PLAXIS dengan tebal $d = 0.5$ m dan $E_c = 2.5 \times 10^7$ kN/m² sehingga EI lantai yang digunakan adalah 260416.67 kNm². Untuk keduanya digunakan poisson ratio beton sebesar 0.2.



Gambar 7-1 Jarak Antara Tiang Dalam Pemodelan Kasus

Kekakuan dinding akan divariasikan untuk mendapatkan beberapa profil gerakan tanah. Berdasarkan pembahasan hasil simulasi untuk tiang tunggal didapatkan

bahwa perilaku tiang bergantung pada kekakuan dinding. Perilaku tersebut dapat dibedakan menjadi dua jenis, untuk dinding lentur dan dinding kaku, berdasarkan pemahaman tersebut maka akan digunakan hanya dua variasi kekakuan dinding yang mewakili masing-masing jenis dinding.

Jarak antar tiang akan diatur sejauh enam meter dengan tiga buah tiang disusun ke belakang dinding penahan tanah. Jarak ini dibuat untuk mensimulasikan keadaan sebenarnya dimana jarak antara tiang cukup besar. Di Tabel 7-1 di bawah ini ditampilkan variasi yang akan dilakukan pada simulasi:

Tabel 7-1 Variasi Pada Model Tiang Dalam Kelompok

Kekakuan Dinding	Kekangan	Panjang Dinding
EI_w		L
(kNm ²)		(m)
1.00E+03	Bebas	10
1.00E+05	Tie Beam	15
	Pile Cap	20

7.3 Hasil Simulasi

36 kali simulasi dilakukan untuk memahami perilaku kekangan pada kelompok tiang yang disusun ke belakang. Dari hasil yang didapatkan digambarkan profil deformasi tiang yang terjadi akibat gerakan tanah. Dari semua hasil, profil tiang yang disusun ke belakang sesuai dengan hasil simulasi untuk tiang yang divariasi jarak dari dindingnya.

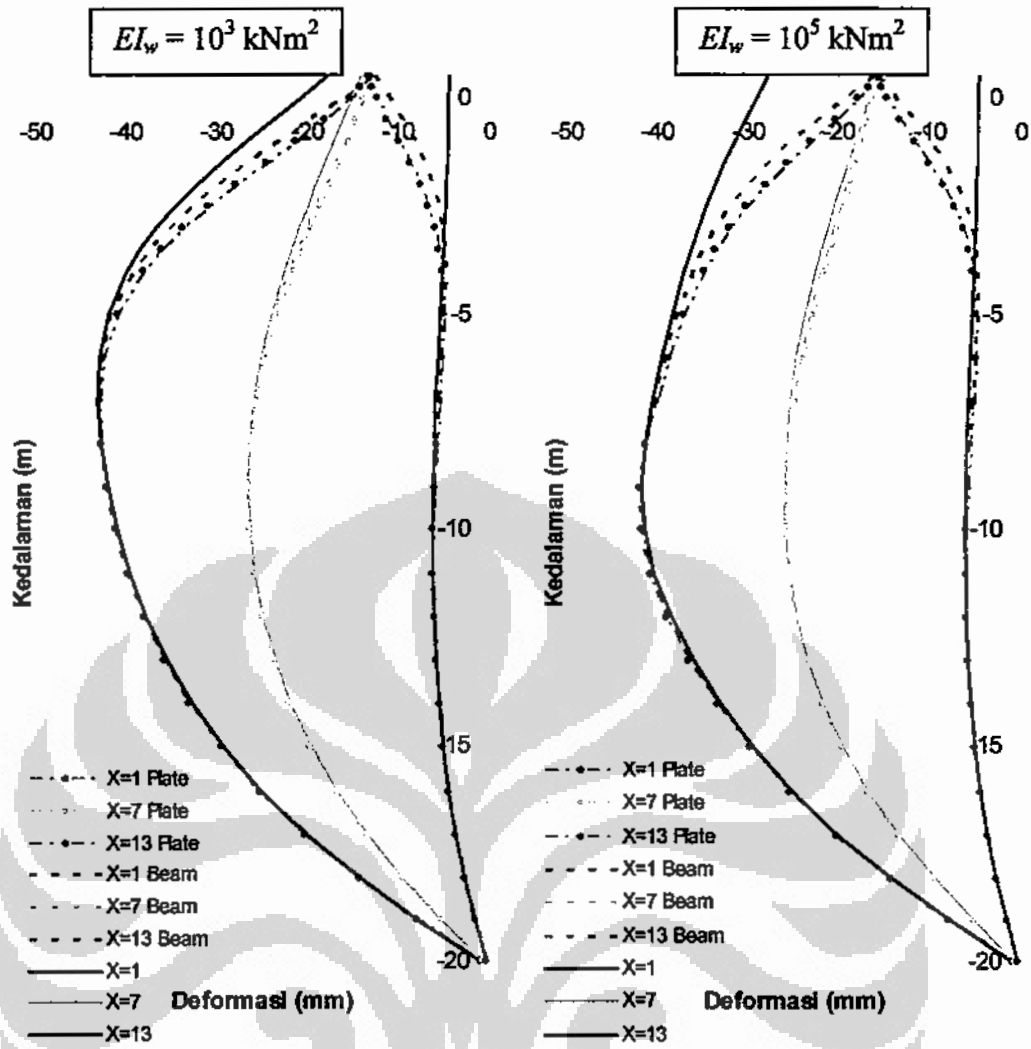
7.3.1 Panjang Dinding 10 m

Pada Gambar 7-2 ditampilkan profil deformasi untuk tiang yang berjarak 1, 7 dan 13 m dari dinding dengan kekakuan dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ dan $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, tanah homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ dengan panjang dinding 10 m. Dapat dilihat bahwa dengan adanya penambahan kekangan di puncak deformasi puncak tiang akan berkurang untuk tiang-tiang yang berada di depan dan bertambah untuk tiang yang berada jauh dari dinding. Sedangkan untuk tiang yang berada di tengah kedua tiang, relatif tidak terjadi banyak perubahan.

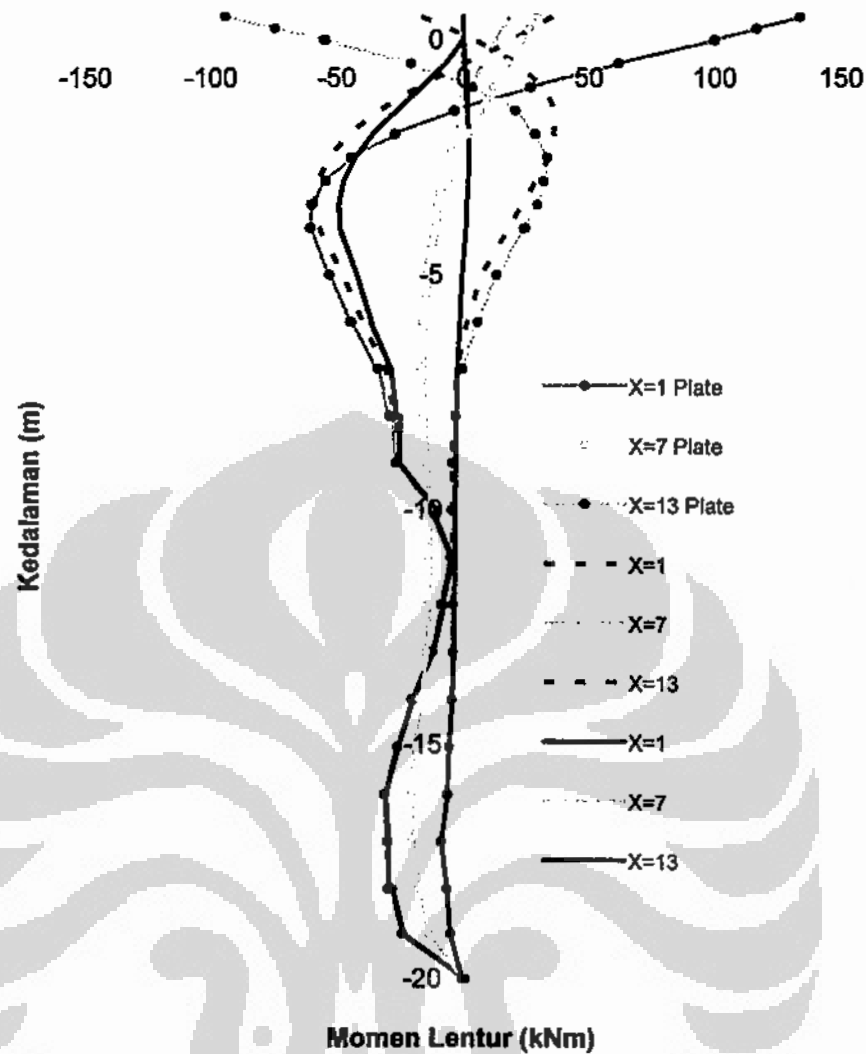
Pengurangan deformasi puncak yang terjadi pada tiang di jarak $X = 1$ mengalami perubahan yang lebih besar pada kasus dinding kaku daripada dinding lentur. Hal ini terjadi karena pada kasus dinding lentur, gerakan maksimal tanah terjadi di tengah panjang dinding sehingga deformasi puncak menjadi kecil sedangkan pada dinding kaku deformasi tanah lebih merata sehingga deformasi puncaknya juga besar. Hal ini dapat dilihat juga pada kasus-kasus berikutnya.

Dari kasus ini kita dapat melihat bahwa dengan adanya kekangan puncak yang cukup kaku, puncak-puncak tiang dibawa deformasinya pada satu deformasi yang sama, dalam kasus pada Gambar 7-2 terlihat bahwa deformasi dibawa menuju deformasi tiang di $X = 7 \text{ m}$. Nampaknya dengan berada di tengah-tengah antara kedua tiang memberikan semacam keseimbangan terhadap tarikan dari tiang pertama dan tarikan dari tiang paling belakang.

Hal lain yang bisa dilihat adalah perubahan deformasi yang terjadi hanyalah pada sebagian kecil panjang tiang di bagian atas. Nampaknya hal ini dipengaruhi oleh kelenturan tiang itu sendiri dan fakta bahwa di bagian bawah tiang dimana gerakan tanah relatif kecil, tiang juga terkekang.



Gambar 7-2 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

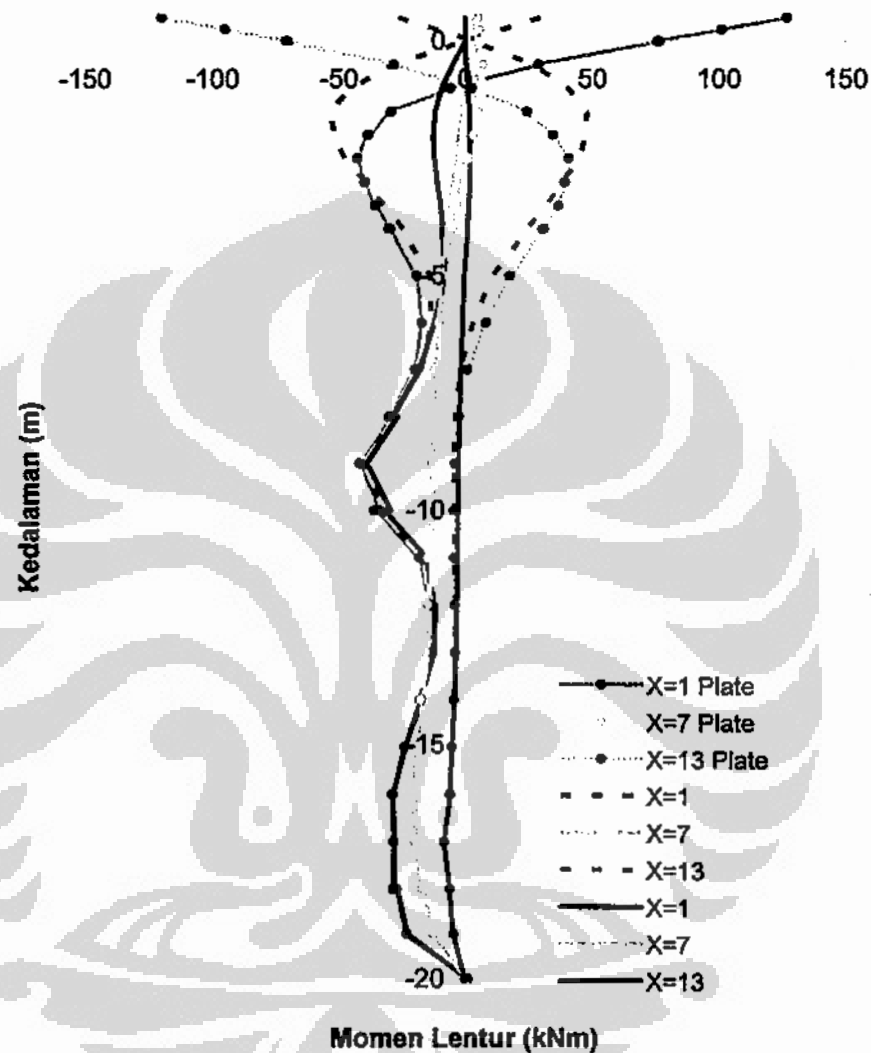


Gambar 7-3 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

Pada Gambar 7-3 dan Gambar 7-4 ditampilkan profil momen lentur untuk model yang sama. Penambahan kekangan membuat perubahan yang dominan pada momen lentur yang terjadi di bagian atas tiang. Perubahan yang besar pada momen lentur di bagian atas tiang hanya terjadi pada tiang depan dan belakang.

Kekangan pada tiang pancang dengan pile cap menginduksi momen yang lebih besar daripada momen saat tiang bebas tanpa kekangan puncak. Momen yang terinduksi pada tiang pada dinding lunak cenderung lebih kecil daripada pada

dinding kaku karena perubahan deformasi yang lebih kecil pada dinding lunak daripada pada dinding kaku. Momen yang timbul pada dinding kaku cenderung menjadi besar melebihi momen maksimal pada tiang bebas.

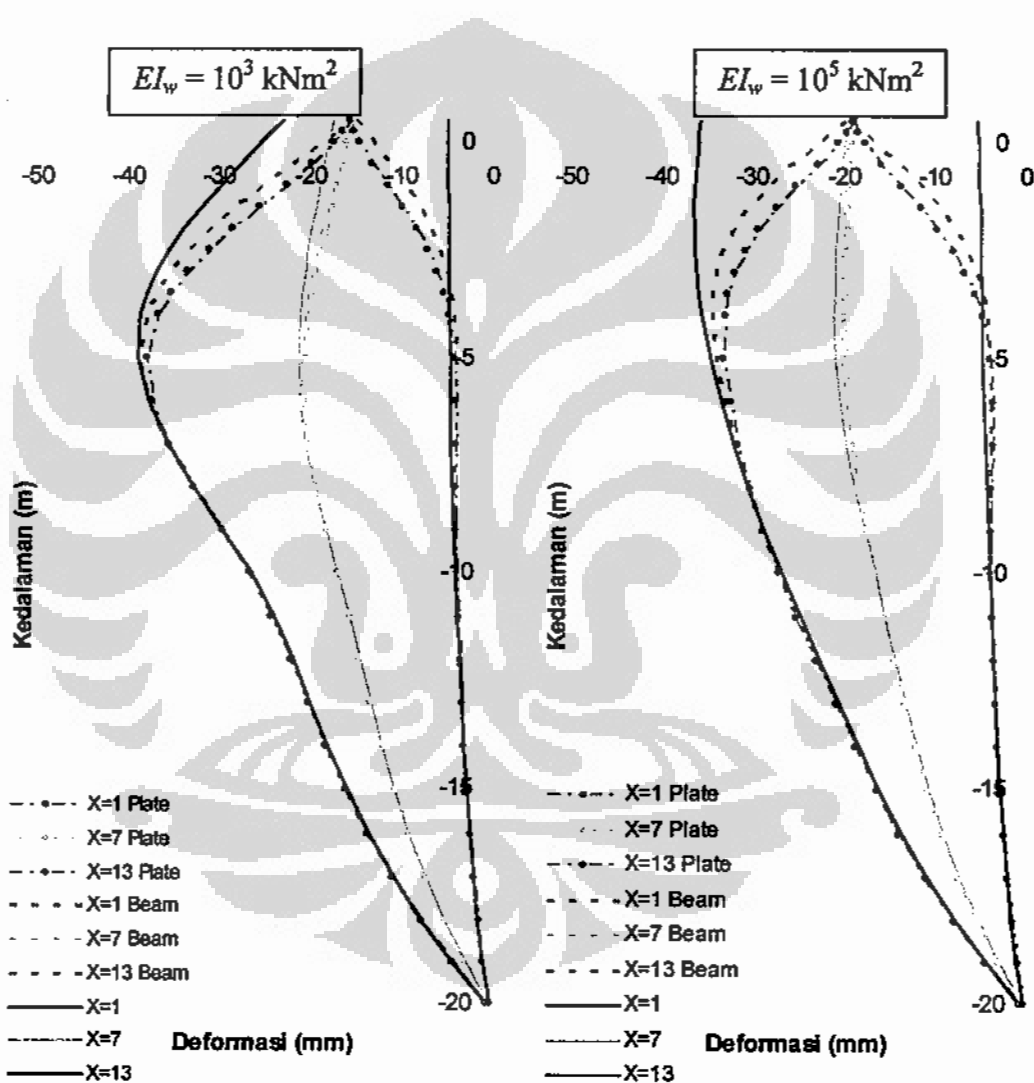


Gambar 7-4 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

Gambar 7-5 menunjukkan ditampilkan profil deformasi yang terjadi pada panjang dinding yang sama yaitu 10 m namun pada tanah dua lapis. Seperti diketahui pada tanah dua lapis dengan lapis lebih keras di bawah, dinding akan terkekang

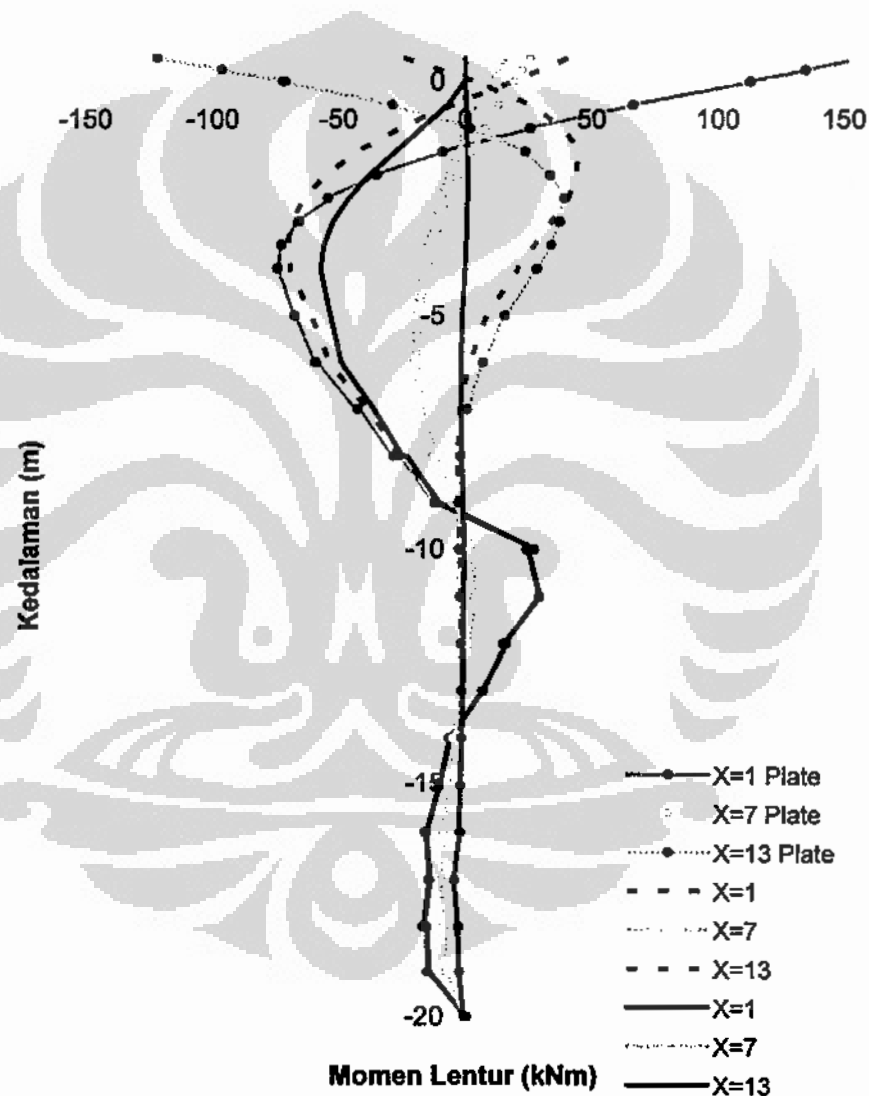
sehingga gerakan tanah akan lebih banyak di bagian atas tanah. Hal ini yang juga nampak dalam simulasi di bawah ini.

Untuk tiang pada dinding lentur, relatif tidak banyak perbedaan dengan pada model tanah homogen, hal ini juga dikarenakan dinding belum menembus tanah keras. Sebaliknya untuk model dinding kaku perbedaan signifikan terjadi pada profil deformasi.



Gambar 7-5 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

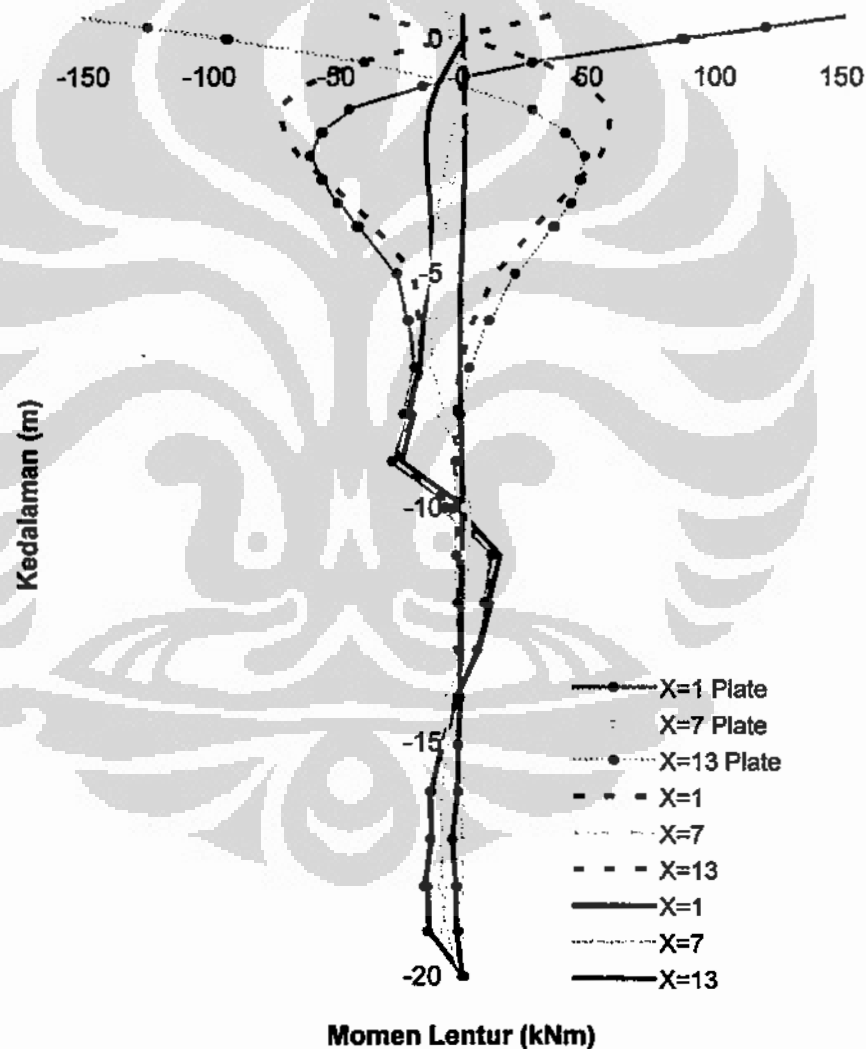
Untuk kondisi tanah dua lapis pada panjang dinding 10 m, deformasi ketiga tiang untuk jenis-jenis kekangan yang berbeda memiliki perilaku yang sama dengan model sebelumnya tanah homogen. Yang membedakan adalah bahwa karena gerakan tanah lebih banyak terjadi di puncak tiang maka adanya kekangan sangat mempengaruhi deformasi maksimal yang berada di puncak tiang tersebut. Dapat disimpulkan bahwa adanya kekangan lebi memiliki dampak pada respon pada tanah-tanah dimana deformasinya lebih banyak di bagian puncak tiang/atas tanah.



Gambar 7-6 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

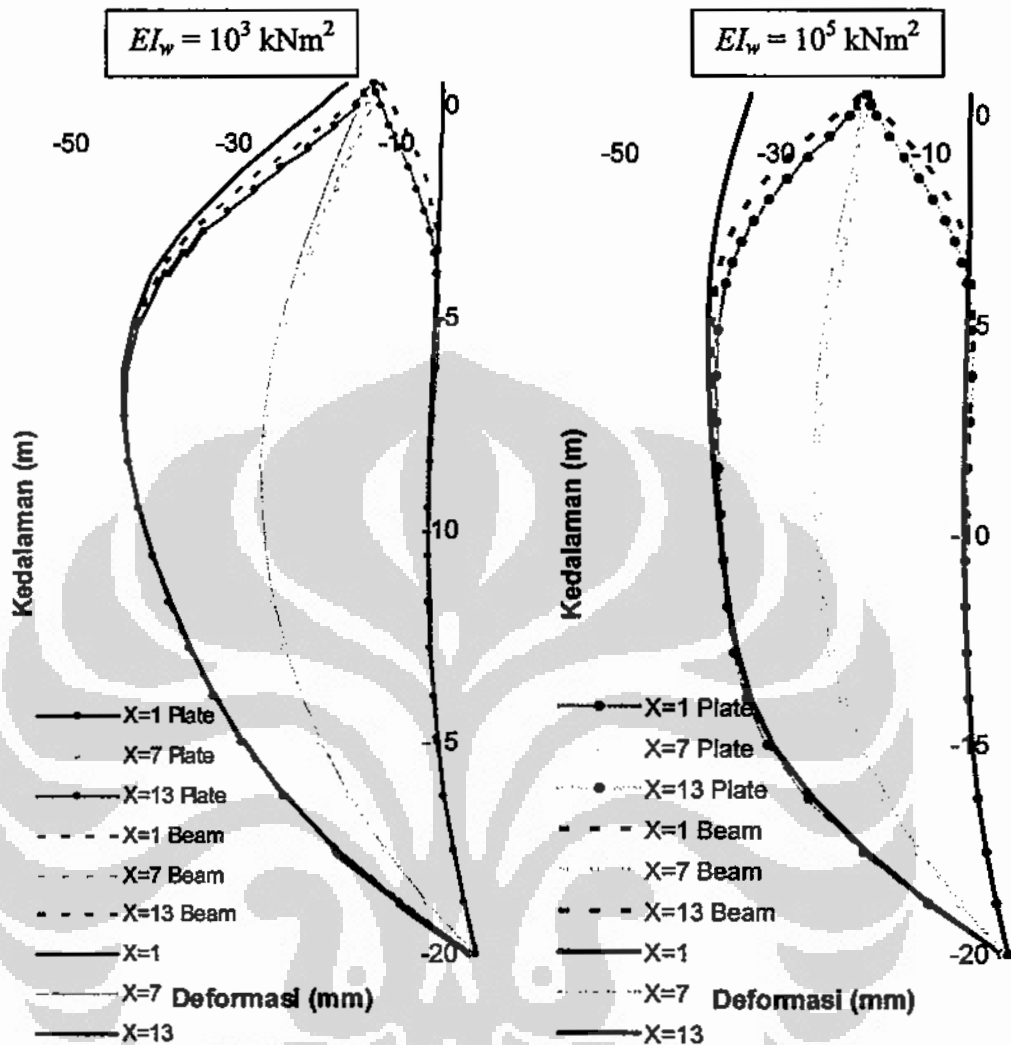
Pada Gambar 7-6 diatas ditampilkan profil momen lentur untuk kasus dua lapis di atas, untuk kekakuan dinding 10^3 kNm^2 . Profil momen yang terjadi tidak jauh berbeda dengan kasus pada tanah homogen.

Sedangkan pada gambar Gambar 7-7 ditampilkan profil momen lentur untuk kekakuan dinding 10^5 kNm^2 . Perbedaan dengan profil untuk tiang pada tanah homogen terdapat pada besar momen yang bertambah untuk semua jenis kekangan. Hal ini dapat dipahami sebagai efek dari semakin banyaknya tanah yang bergerak di bagian atas.



Gambar 7-7 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 10 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_s = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 7$ dan 13 m

7.3.2 Panjang Dinding 15 m

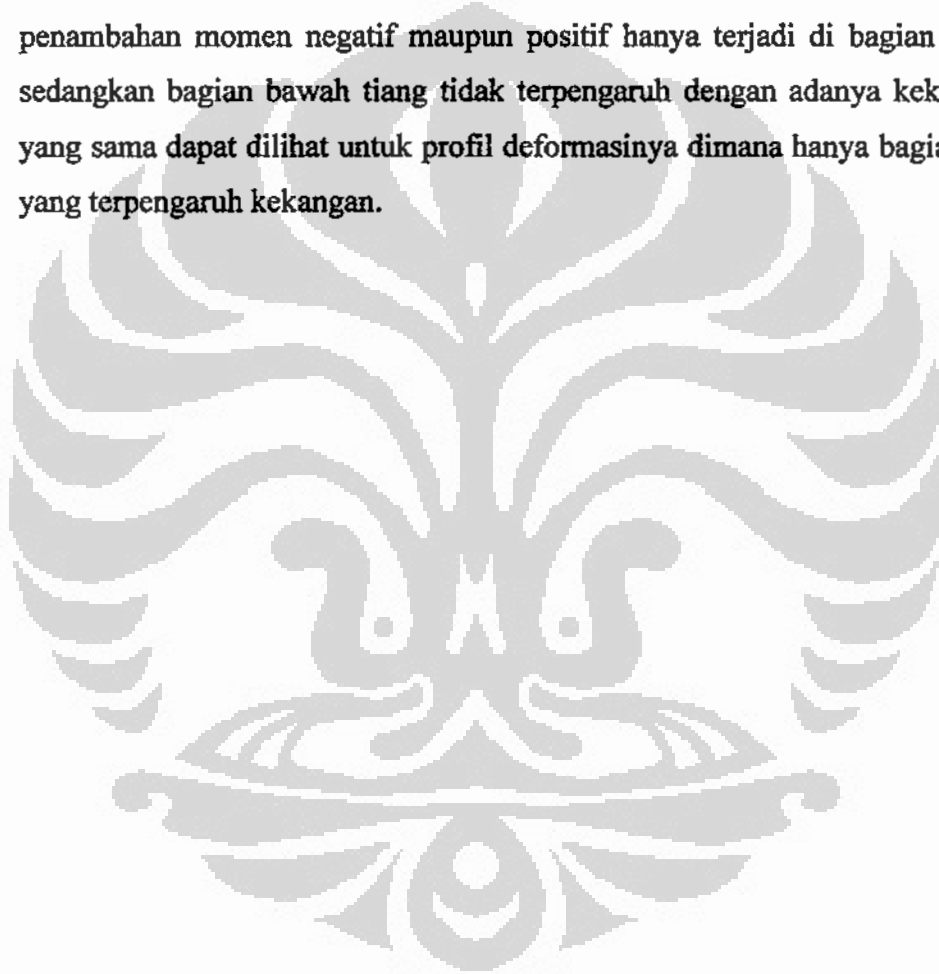


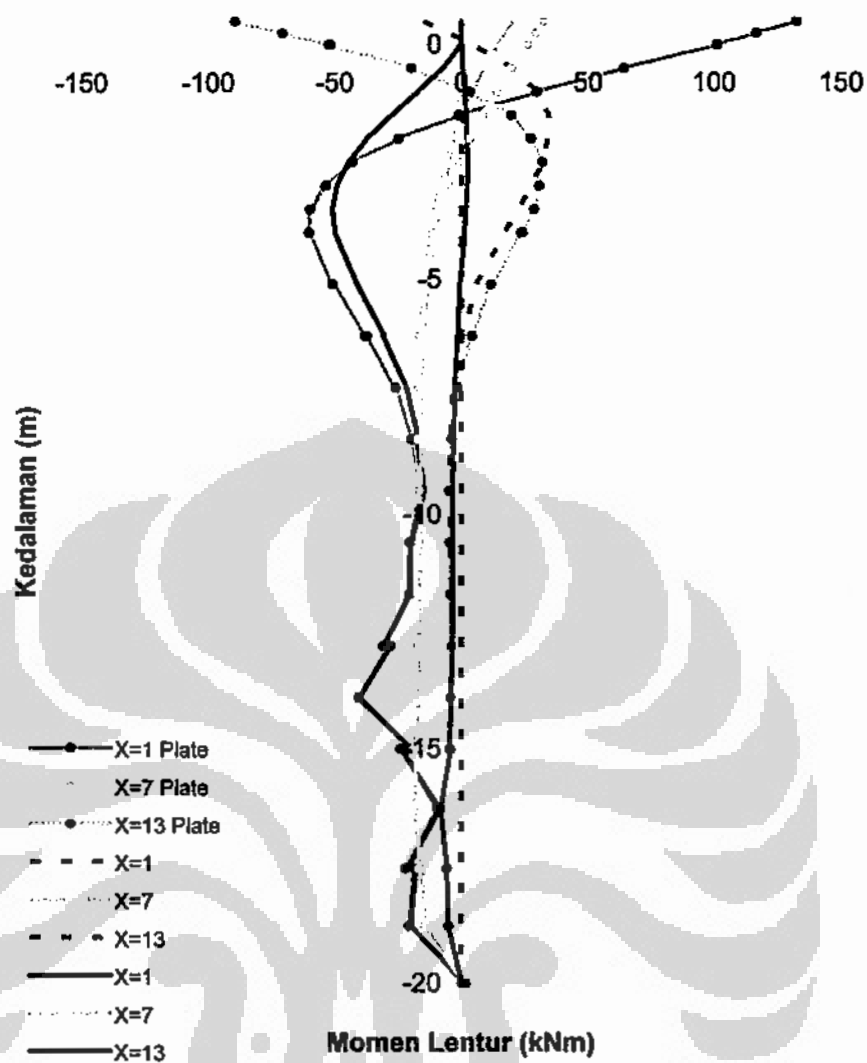
Gambar 7-8 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

Pada Gambar 7-8 ditampilkan profil deformasi untuk tiang yang berjarak 1, 7 dan 13 m dari dinding dengan kekakuan dinding $EI_w = 10^3$ kNm² dan $EI_w = 10^5$ kNm², tanah homogen $c_u = 20$ kPa dengan panjang dinding 15 m. Deformasi kedua model masih menampilkan perilaku yang sama dengan simulasi sebelumnya dengan panjang dinding 10 m. Pengekangan deformasi masih sangat terpengaruh dengan lokasi deformasi maksimal, dalam hal ini untuk dinding lentur di pertengahan panjang dinding dan untuk dinding kaku di bagian atas dinding. Dengan semakin dalamnya dinding maka pengurangan deformasi akibat kekangan

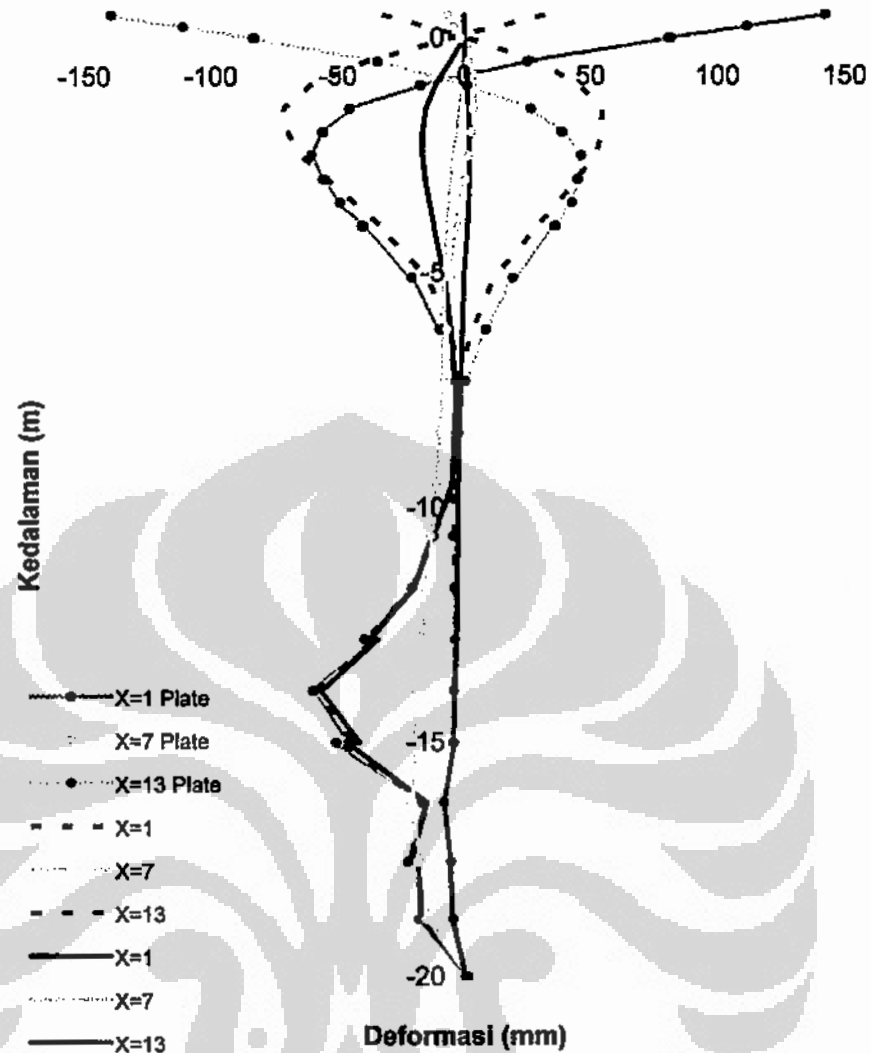
untuk dinding lentur semakin tidak dominan sedangkan kebalikannya dengan semakin dalamnya dinding kaku maka rotasi dinding terjadi. Hal ini menyebabkan deformasi maksimal terjadi di puncak tiang, membuat kekangan menjadi mendominasi.

Sedangkan untuk momen lentur yang terjadi (Gambar 7-9), perubahan momen lentur tidak banyak memiliki perbedaan dengan model pada dinding sepanjang 10 m. Dari hal ini dapat terlihat bahwa dengan adanya kekangan, perubahan baik penambahan momen negatif maupun positif hanya terjadi di bagian atas tiang, sedangkan bagian bawah tiang tidak terpengaruh dengan adanya kekangan. Hal yang sama dapat dilihat untuk profil deformasinya dimana hanya bagian atas saja yang terpengaruh kekangan.



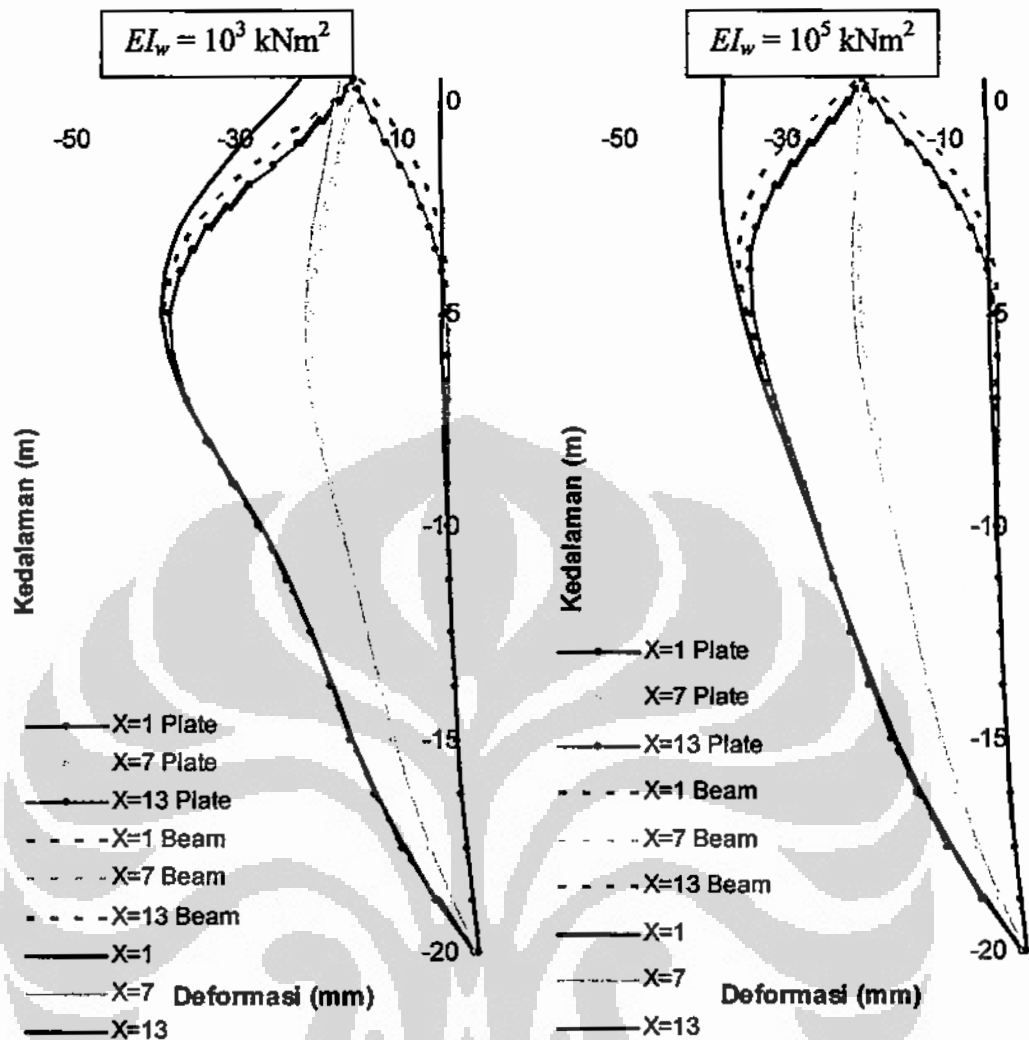


Gambar 7-9 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m



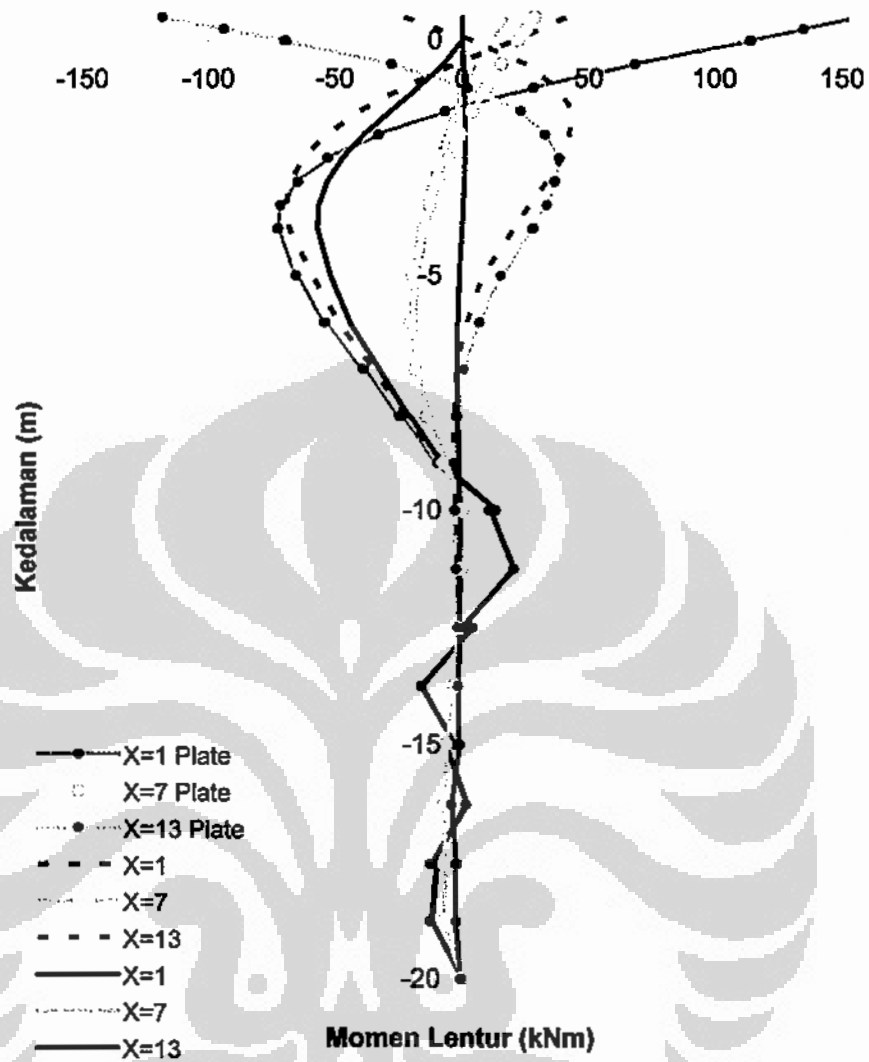
Gambar 7-10 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

Pada gambar Gambar 7-10 ditampilkan kasus yang sama namun untuk tanah pada dua lapis. Seperti pada kedalaman dinding sebelumnya pada 10 m, adanya lapisan tanah yang lebih keras akan membuat tanah di bagian atas lebih banyak bergerak daripada di lapisan bawah. Hal ini membuat deformasi lebih banyak di bagian atas sehingga kekangan lebih berguna daripada pada tanah homogen.

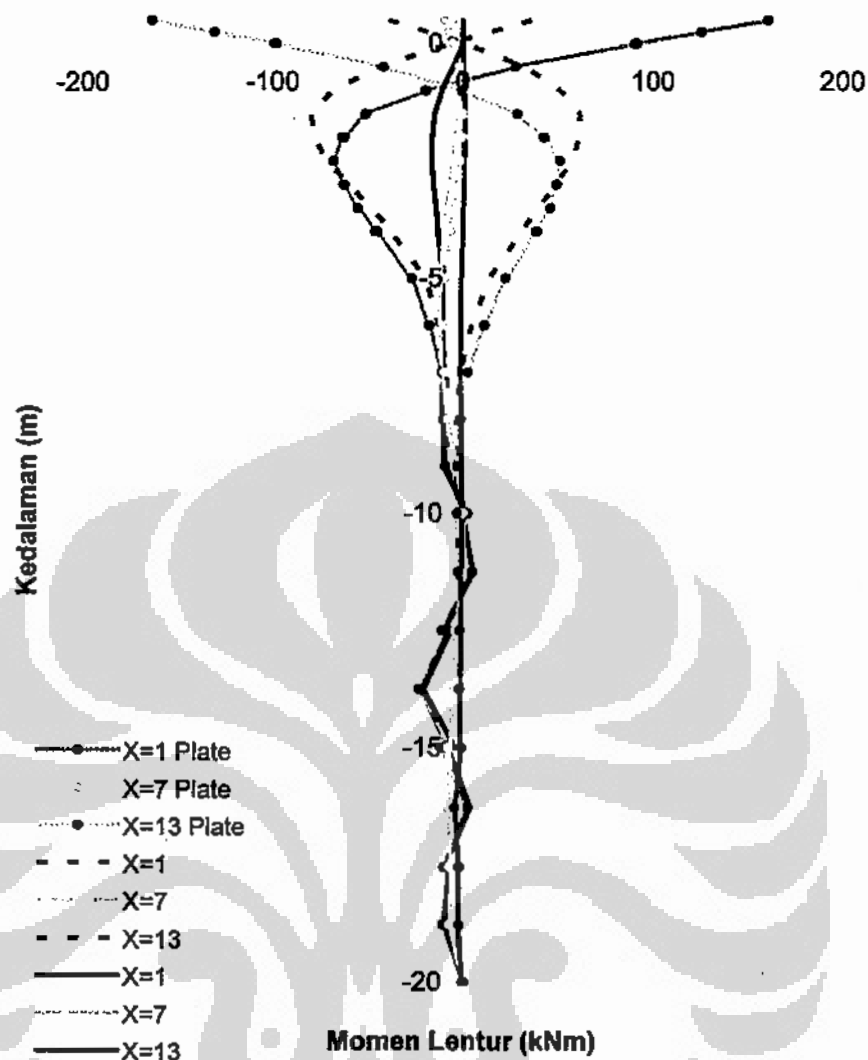


Gambar 7-11 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Tanah Dua Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

Pada Gambar 7-12 dan Gambar 7-13 berikut ditampilkan profil momen untuk kasus yang sama. Dapat dilihat pada diagram momen untuk tiang pada dinding lunak mengalami penambahan momen lentur yang signifikan apabila ada kekangan, hal ini dapat dijelaskan dengan adanya penambahan beda rotasi akibat tertariknya tiang.



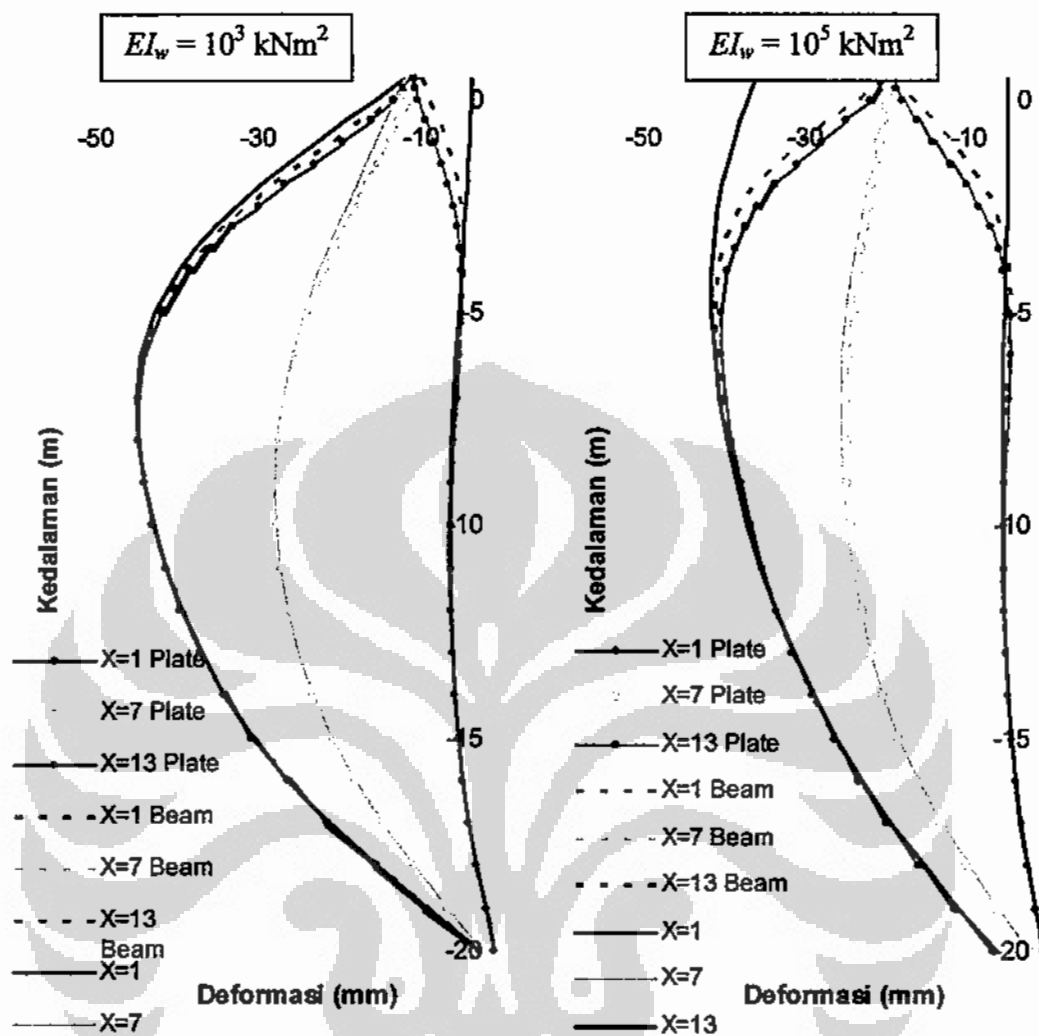
Gambar 7-12 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m



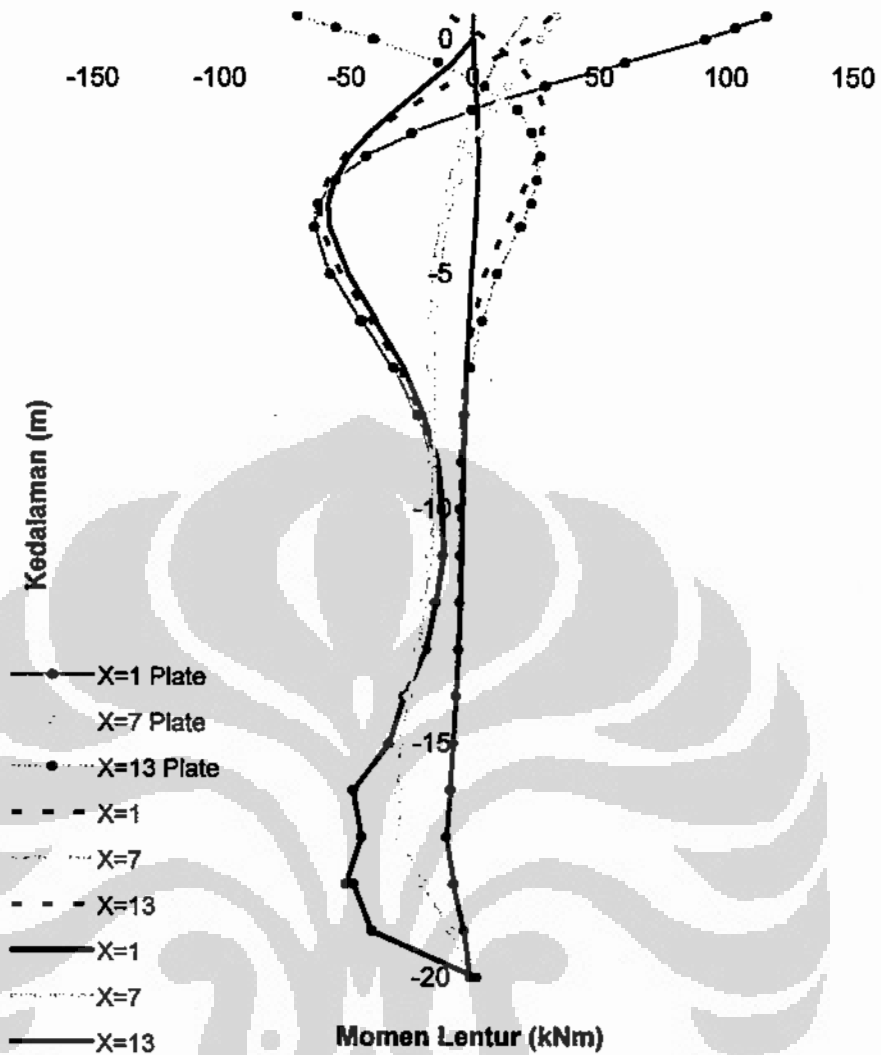
Gambar 7-13 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 15 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

7.3.3 Panjang Dinding 20 m

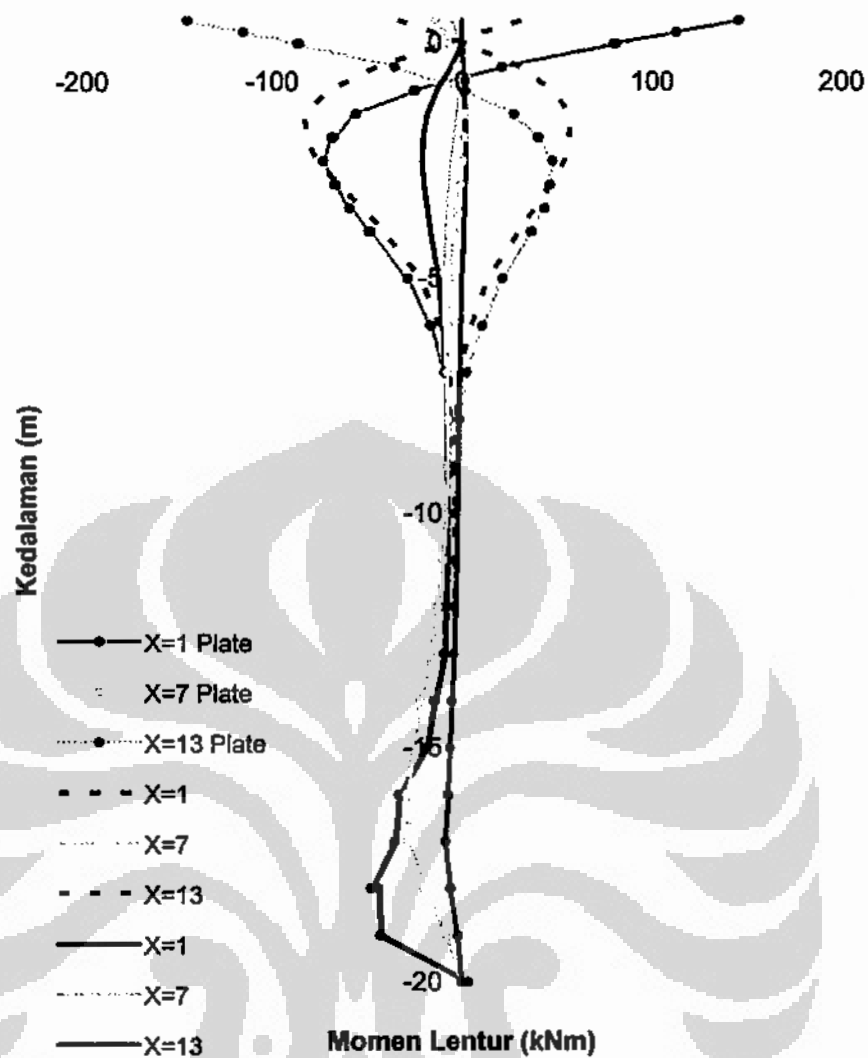
Pada Gambar 7-14 sampai Gambar 7-19 dibawah ditampilkan profil deformasi untuk tiang yang berjarak 1, 7 dan 13 m dari dinding dengan kekakuan dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ dan $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$, tanah homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ dengan panjang dinding 20 m. Perilaku yang ditunjukkan oleh tiang masih sama dengan perilaku pada tiang-tiang sebelumnya. Semua perilaku masih sama baik pada tanah homogen maupun dua lapis.



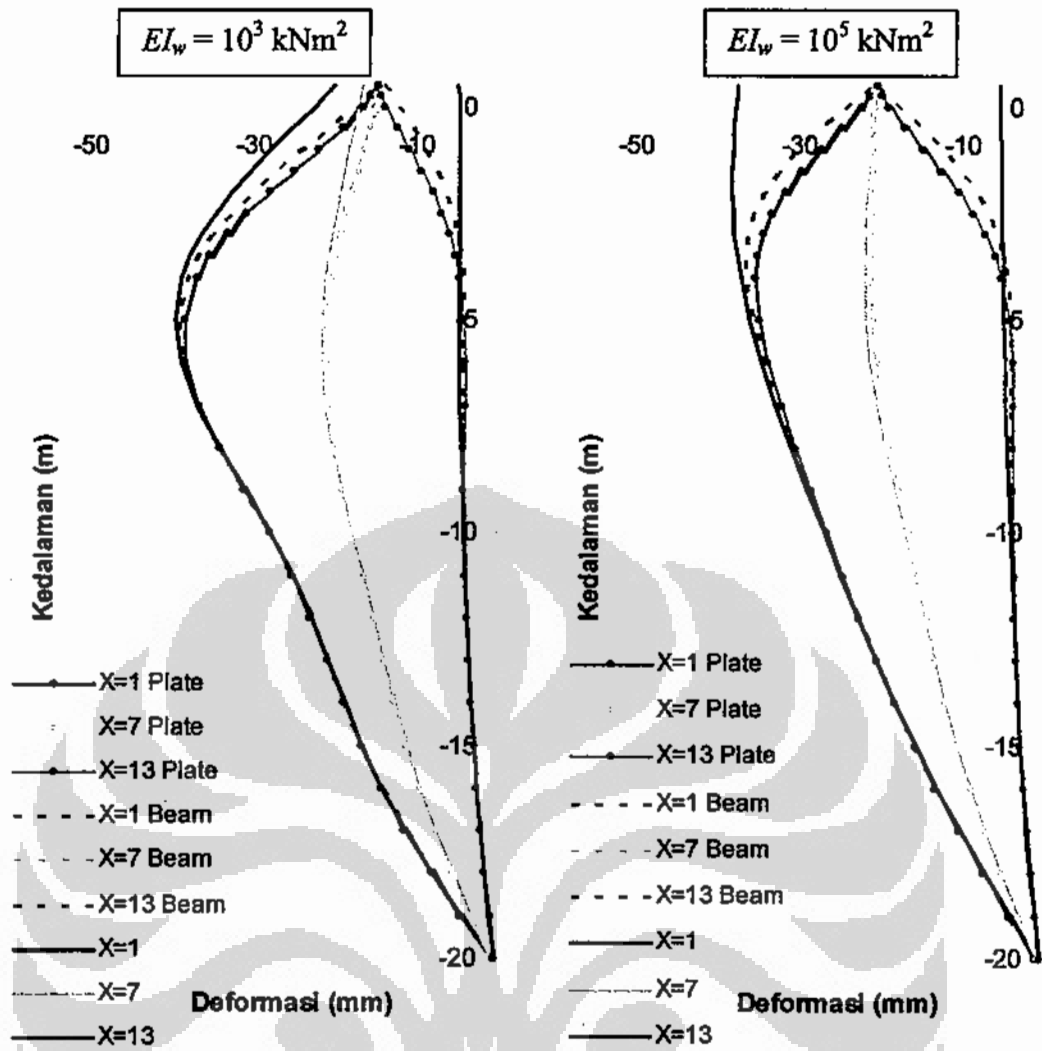
Gambar 7-14 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m



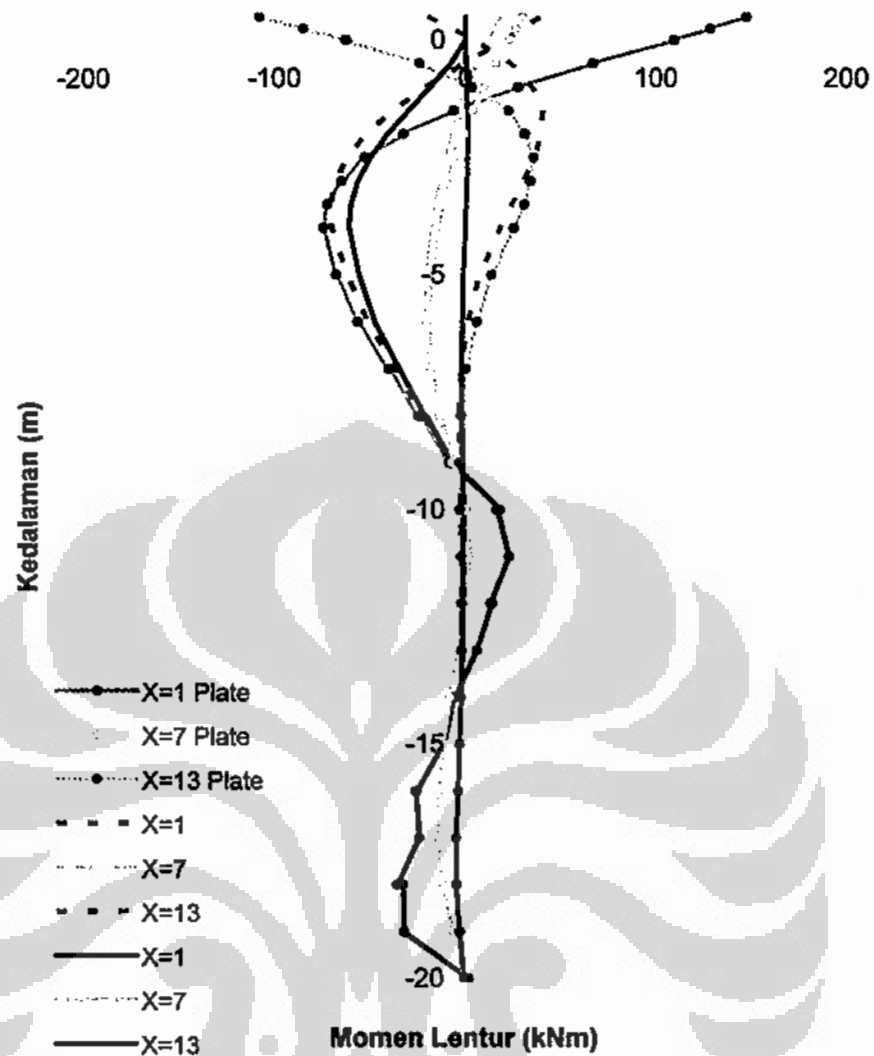
Gambar 7-15 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 7$ dan 13 m



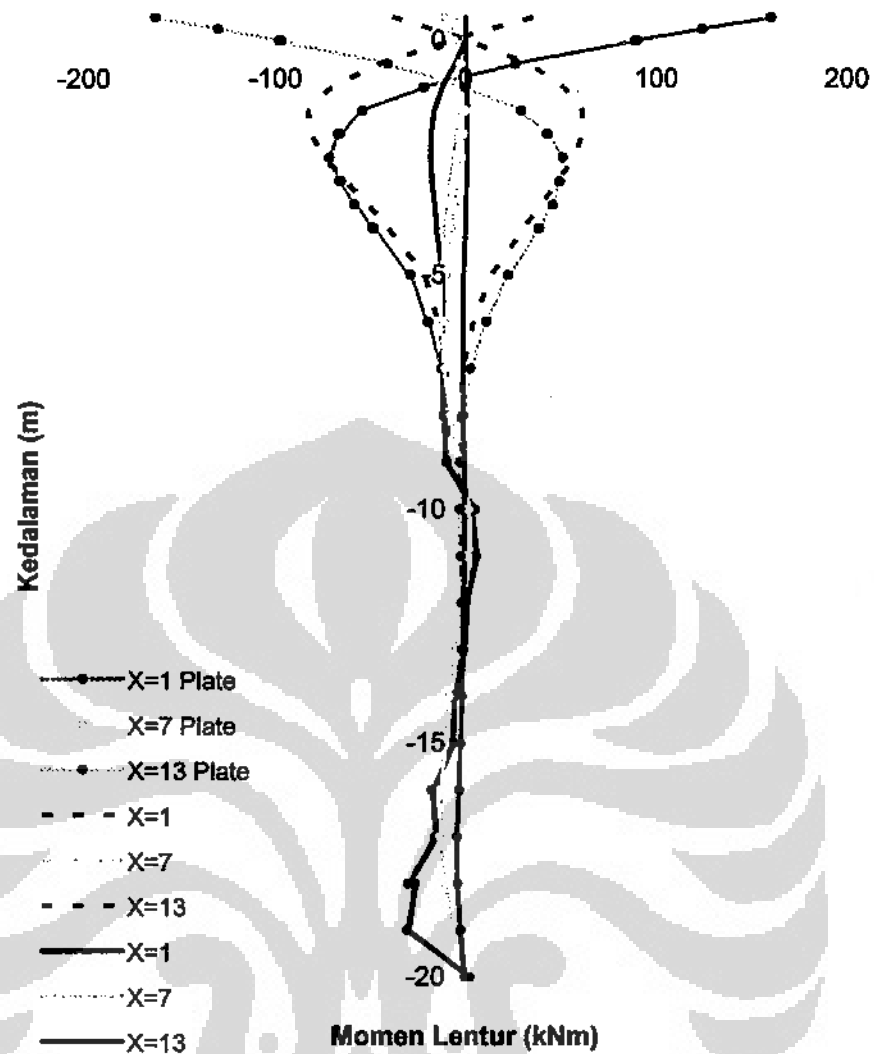
Gambar 7-16 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 7$ dan 13 m



Gambar 7-17 Profil Deformasi Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m



Gambar 7-18 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X=1, 7$ dan 13 m



Gambar 7-19 Profil Momen Lentur Tiang, Kedalaman Galian 4 m, Panjang Dinding Penahan 20 m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Tanah Dua Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ dan $c_u = 40 \text{ kPa}$, Tiang Pada Jarak $X = 1, 7$ dan 13 m

7.4 Pembahasan

Seperti telah dilihat di atas, beberapa hal dapat dilihat pada perilaku tiang yang dikekang di puncaknya pada tanah yang mengalami gerakan akibat galian:

1. Adanya kekangan akan mengurangi deformasi puncak pada tiang terdepan, menambah deformasi puncak pada tiang terbelakang dan pada tiang tengah akan relatif tidak bergerak

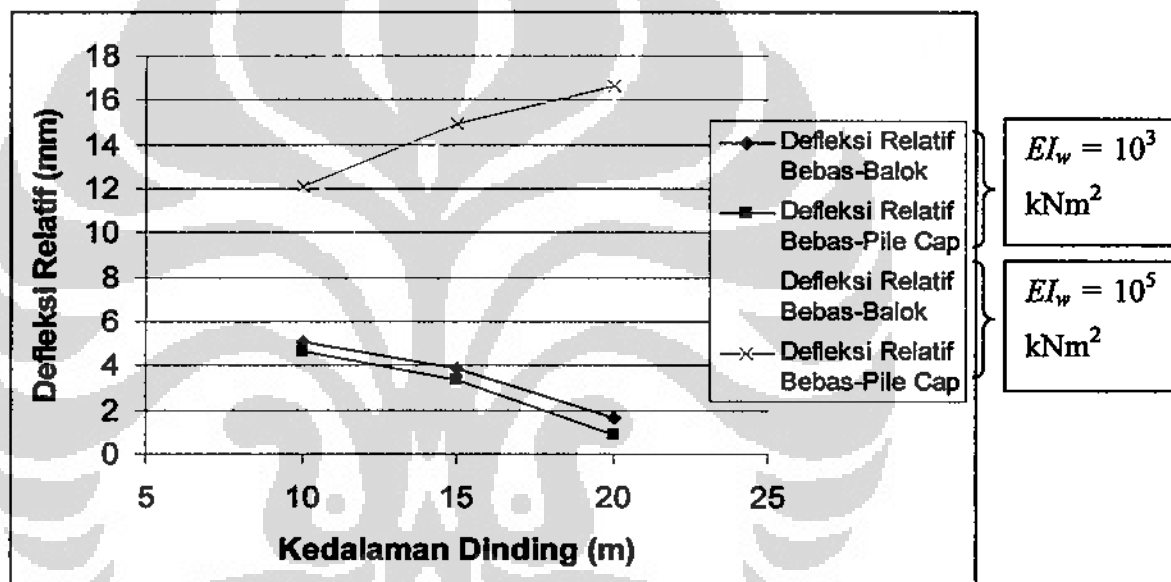
2. Karena yang diikat oleh kekangan adalah puncak tiang maka pada kasus-kasus dimana deformasi terbesar ada pada bagian tengah tiang, atau akibat lenturan bukan akibat rotasi dinding maka adanya kekangan tidak akan mengurangi deformasi maksimal. Sebaliknya juga deformasi maksimal berada di puncak maka adanya kekangan akan mengurangi deformasi maksimal tiang.
3. Adanya kekangan akan menginduksi momen pada puncak tiang. Pada tiang yang dikekang dengan balok maka induksi momen terjadi karena terjadi lenturan di bagian atas tiang sehingga terjadi momen lentur, namun di ujung atas tiang tidak terjadi momen karena sambungan antara balok dan tiang tidak kaku. Sedangkan untuk tiang yang dikekang dengan pile cap, tiang akan mengalami momen negatif akibat kekangan kaku yang berada pada pertemuan tiang dan pile cap.
4. Dari berbagai percobaan yang dilakukan, adanya kekangan pada tiang hanya akan mempengaruhi deformasi tiang sampai ke titik tertentu dimana perubahan deformasinya tidak signifikan lagi. Seakan-akan tiang memiliki sebuah titik tertentu yang menjadi titik jepit. Konsekuensinya adalah hanya bagian atas tiang yang mengalami perubahan akibat kekangan.

7.4.1 Deformasi

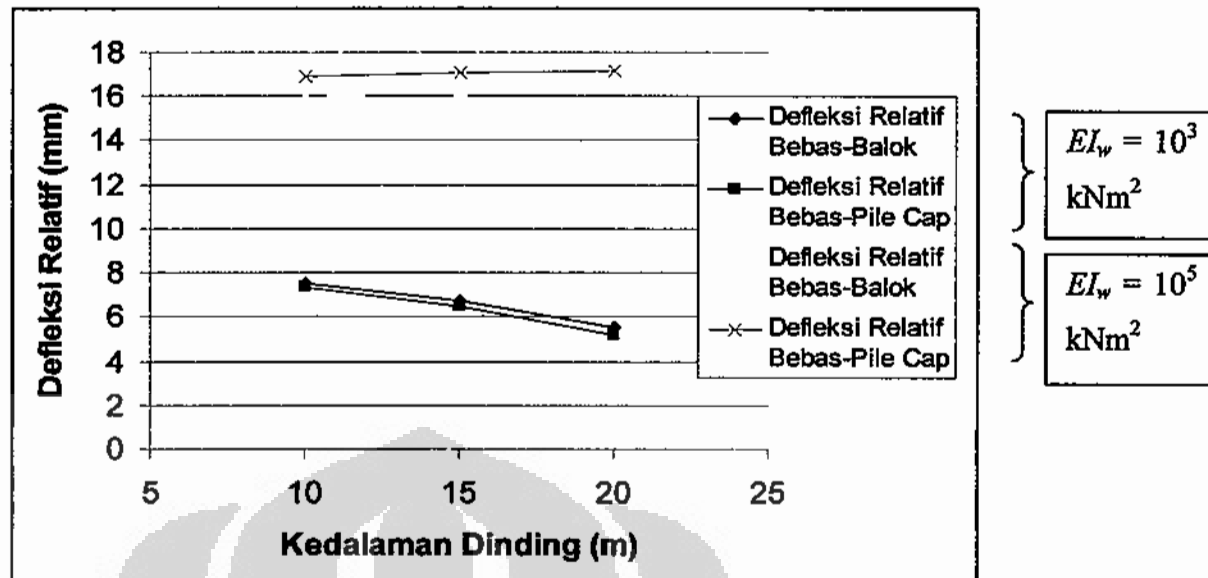
Gambar 7-20 di bawah menunjukkan perbandingan kedalaman dinding dan defleksi relatif puncak tiang untuk tiang depan. Defleksi relatif menunjukkan perbedaan antara defleksi puncak tiang bebas dan defleksi relatif puncak tiang terkekang. Dapat terlihat bahwa penggunaan kekangan lebih mengurangi defleksi pada tiang di tanah dengan dinding penahan yang kaku karena adanya rotasi pada dinding kaku membuat deformasi puncak tiang besar. Seiring dengan bertambahnya panjang dinding rotasi dinding kaku akan bertambah besar sehingga defleksi yang dikekang juga semakin besar. Sebaliknya pada dinding lentur, deformasi terbesar terjadi di tengah-tengah tiang dan puncak tiang tidak menjadi deformasi yang paling besar sehingga kekangan kurang efektif

mengurangi defleksi. Selain itu seiring dengan penambahan panjang dinding maka letak defleksi tiang maksimal akan semakin menurun dan defleksi puncak semakin kecil sehingga defleksi yang dikekang semakin kecil.

Gambar 7-21 menunjukkan kasus yang sama tetapi pada tanah dua lapis. Perilaku yang ditunjukkan sama dengan pada tanah homogen namun yang perlu diperhatikan adalah tidak bervariasinya defleksi relatif tiang pada dinding kaku terhadap kedalaman dinding. Hal ini lebih disebabkan tidak bervariasinya juga defleksi tiang terhadap kedalaman dinding.

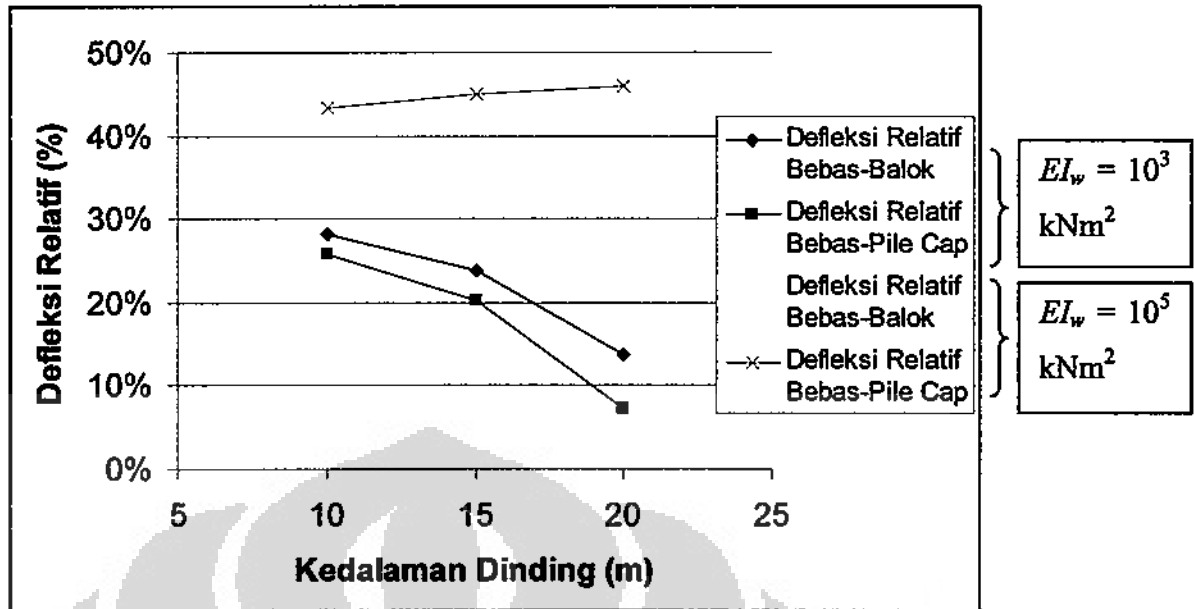


Gambar 7-20 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 1 (Tiang Depan) Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa

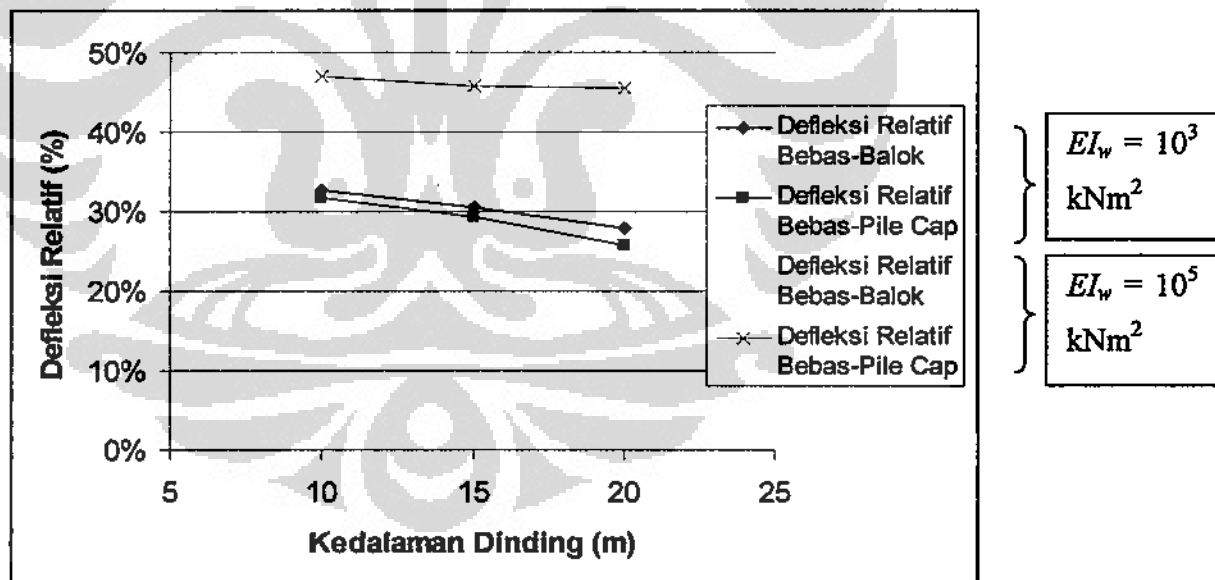


Gambar 7-21 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 1 (Tiang Depan) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$

Gambar 7-22 dan Gambar 7-23 di bawah menggambarkan defleksi relatif yang sama namun dengan menggunakan persentase dari defleksi relatif terhadap defleksi puncak tiang yang tidak terkekang. Pada dinding kaku, defleksi yang terkekang mencapai 40 – 50 % dari nilai bebasnya, baik bagi tanah homogen maupun dua lapis, pada kedalaman dinding manapun. Nampaknya nilai 40 – 50 % merupakan nilai yang maksimal bagi tiang untuk dapat tertarik ke belakang, sehingga nilainya relatif konstan pada berbagai variasi. Sedangkan pada dinding lentur dimana defleksi maksimal tidak berada di puncak tiang, defleksi tersebut berfluktuasi.



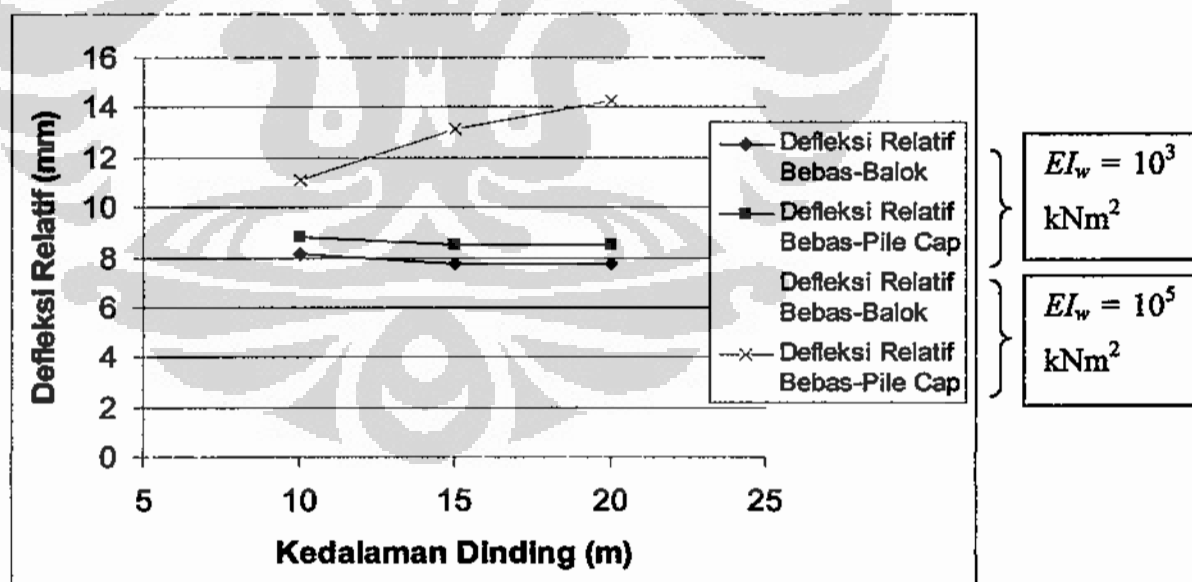
Gambar 7-22 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 1 (Tiang Depan) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)



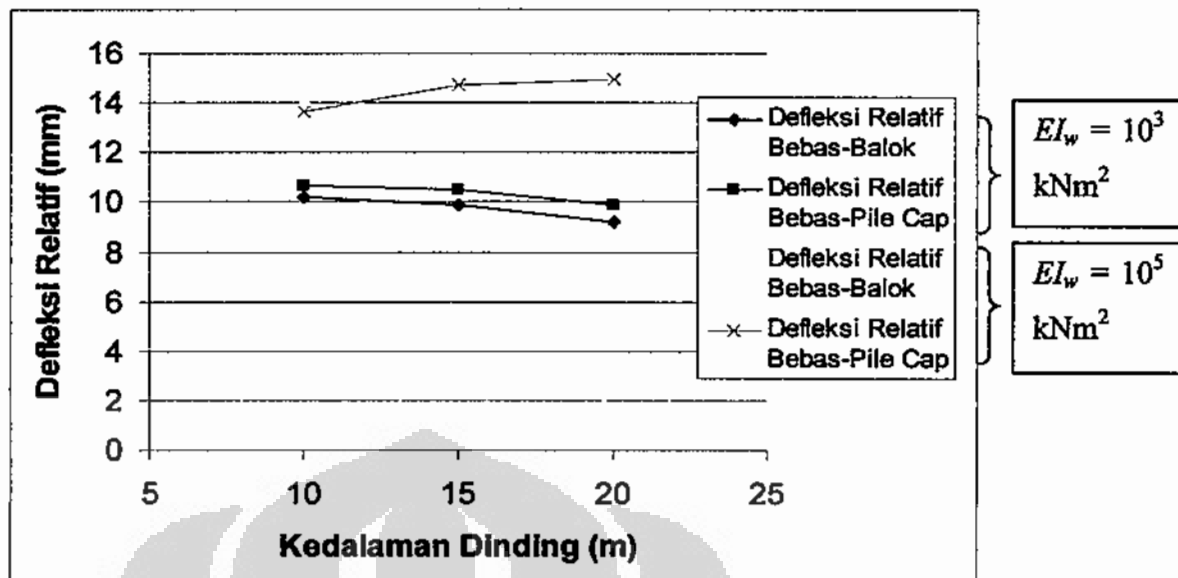
Gambar 7-23 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 1 (Tiang Depan) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)

Gambar 7-24 menunjukkan defleksi relatif puncak tiang terhadap kedalaman dinding untuk tiang pada tanah homogen untuk tiang belakang. Seperti sudah dibahas di atas, tiang belakang memiliki defleksi yang rendah namun dengan penambahan kekangan defleksinya akan bertambah karena bereaksi kaku dengan defleksi tiang-tiang di depannya. Dari gambar dibawah kita dapat melihat bahwa defleksi relatif tiang belakang memiliki tren meningkat seiring bertambahnya kedalaman dinding, hal ini benar untuk tiang pada dinding kaku mengikuti perilaku kekangan pada tiang depan. Untuk tiang pada dinding fleksibel tidak ada perubahan defleksi relatif yang berarti.

Gambar 7-25 menunjukkan perbandingan yang sama namun untuk tiang pada tanah dua lapis. Dengan adanya tanah yang lebih kaku di bagian bawah kerja pengekangan tiang belakang akan lebih efektif sehingga dapat dilihat bahwa defleksi relatifnya pada umumnya lebih besar daripada tiang pada tanah homogen. Perilakunya terhadap kedalaman dinding sama dengan perilaku pada tanah homogen.

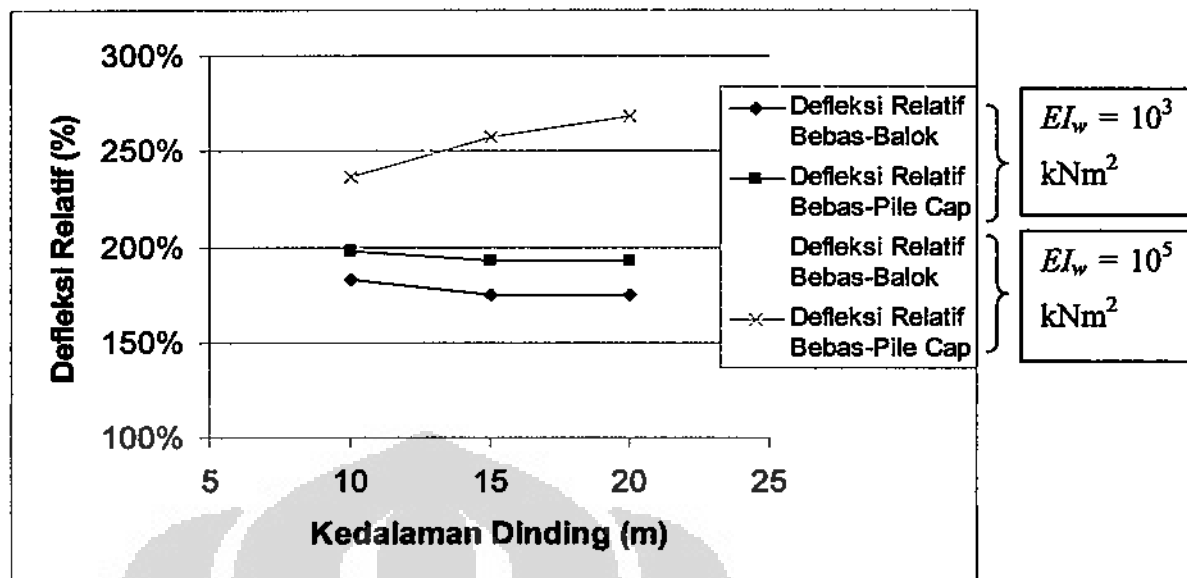


Gambar 7-24 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 13 (Tiang Belakang) Tanah Homogen $c_x = 20$ kPa

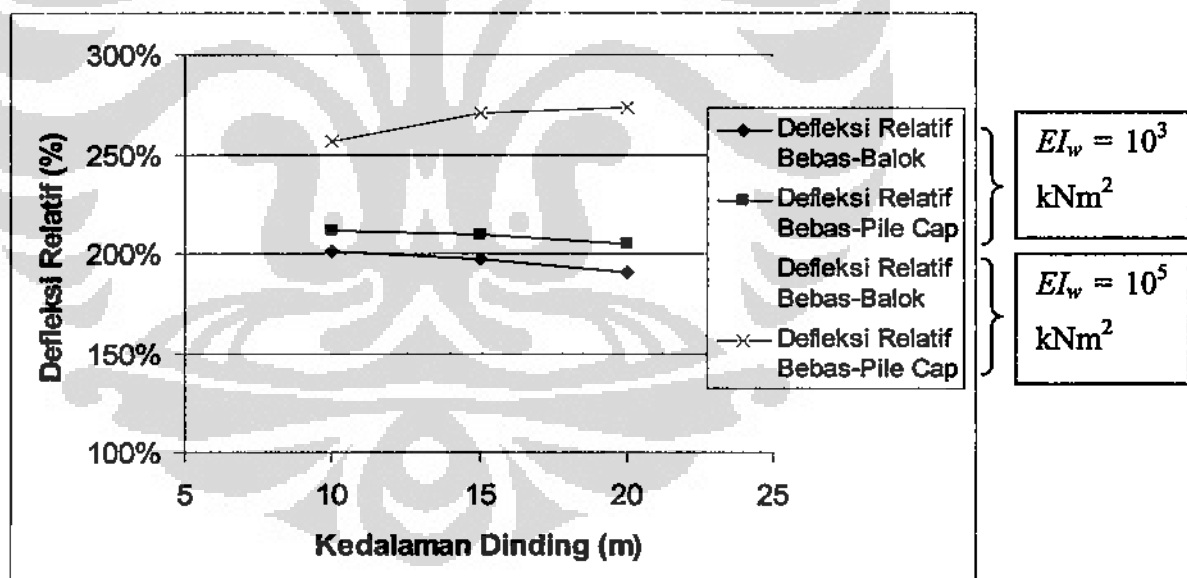


Gambar 7-25 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 13 (Tiang Belakang) Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa

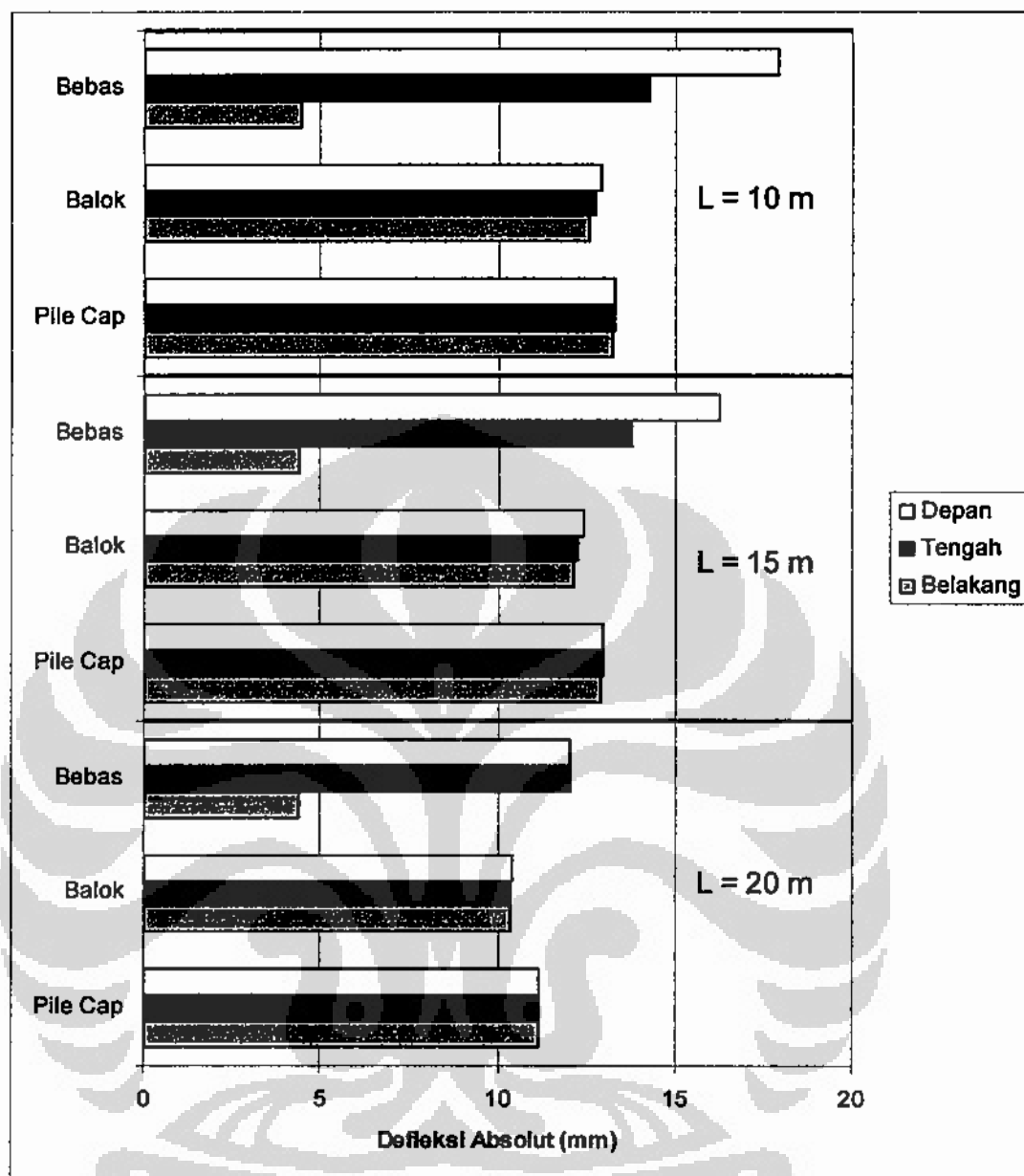
Gambar 7-26 dan Gambar 7-27 menunjukkan perbandingan yang sama untuk tiang belakang namun dalam persentase terhadap defleksi tiang bebas. Untuk tanah homogen dinding fleksibel, penambahan kekangan meningkatkan defleksi hingga 1,5 – 2 kali lipat sedangkan untuk dinding kaku peningkatannya mencapai 2,5 kali lipat. Pada tanah dua lapis, penambahan kekangan akan meningkatkan defleksi hingga 2 kali lipat untuk dinding fleksibel dan 2,5 – 3 kali lipat untuk dinding kaku.



Gambar 7-26 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 13 (Tiang Belakang) Tanah Homogen $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)



Gambar 7-27 Perbandingan Kedalaman Dinding dan Defleksi Relatif Puncak Tiang Untuk Tiang X = 13 (Tiang Belakang) Tanah 2 Lapis $c_u = 20 \text{ kPa}$ & $c_u = 40 \text{ kPa}$ (Dalam Persen Terhadap Defleksi Puncak Tiang Bebas)



Gambar 7-28 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²

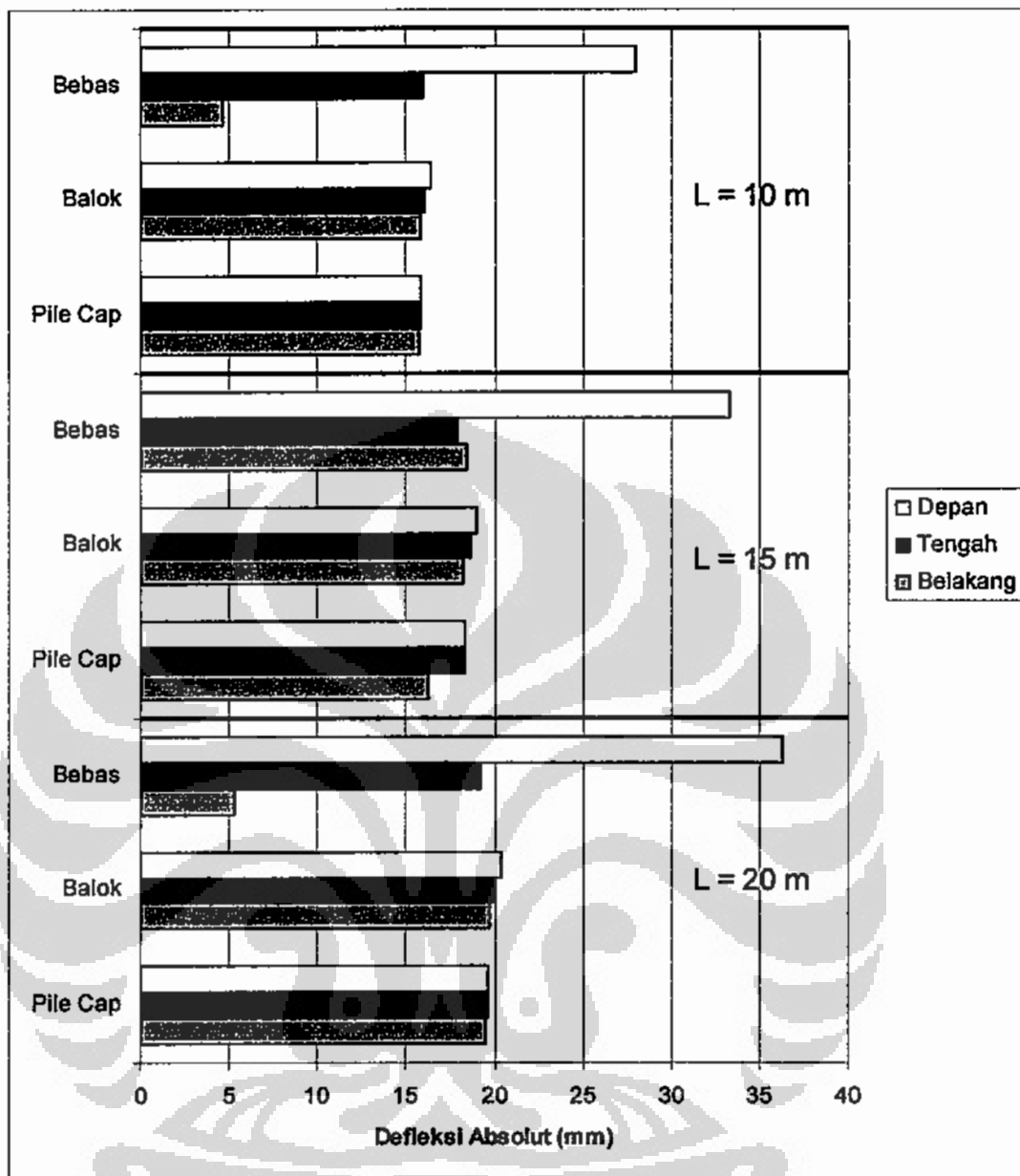
Gambar 7-28 berikut ini menggambarkan defleksi absolut yang terjadi pada tiang-tiang pada berbagai kondisi pengekangan pada pada tanah homogen $c_u = 20$ kPa dan kekakuan dinding $EI_w = 10^3$ kNm². Grafik tersebut menunjukkan bahwa dengan adanya kekangan defleksi ketiga tiang dibawa pada defleksi yang sama, atau dalam kata lain ketiga tiang bergerak bersama-sama. Gerakan ini membuat tiang depan berkurang defleksinya, tiang belakang bertambah defleksinya dan

tiang tengah relatif sedikit perubahannya. Defleksi dari tiang tengah yang relatif sedikit perubahannya dapat menjadi indikator awal hasil dari pengekangan.

Selain itu variasi defleksi antar tiang pada tiang-tiang yang dikekang pada pile cap relatif tidak ada dibandingkan dengan pada tiang yang dikekang dengan balok. Hal ini menunjukkan bahwa balok yang digunakan kurang kaku dibandingkan dengan pile cap yang digunakan sehingga masih ada variasi defleksi yang terjadi.

Dari gambar di atas juga dibuktikan bahwa pengekangan berkurang keefektifannya dengan semakin dalamnya dinding untuk dinding yang fleksibel. Dari segi efektifitas, kekangan balok dan pile cap relatif tidak banyak perbedaan.

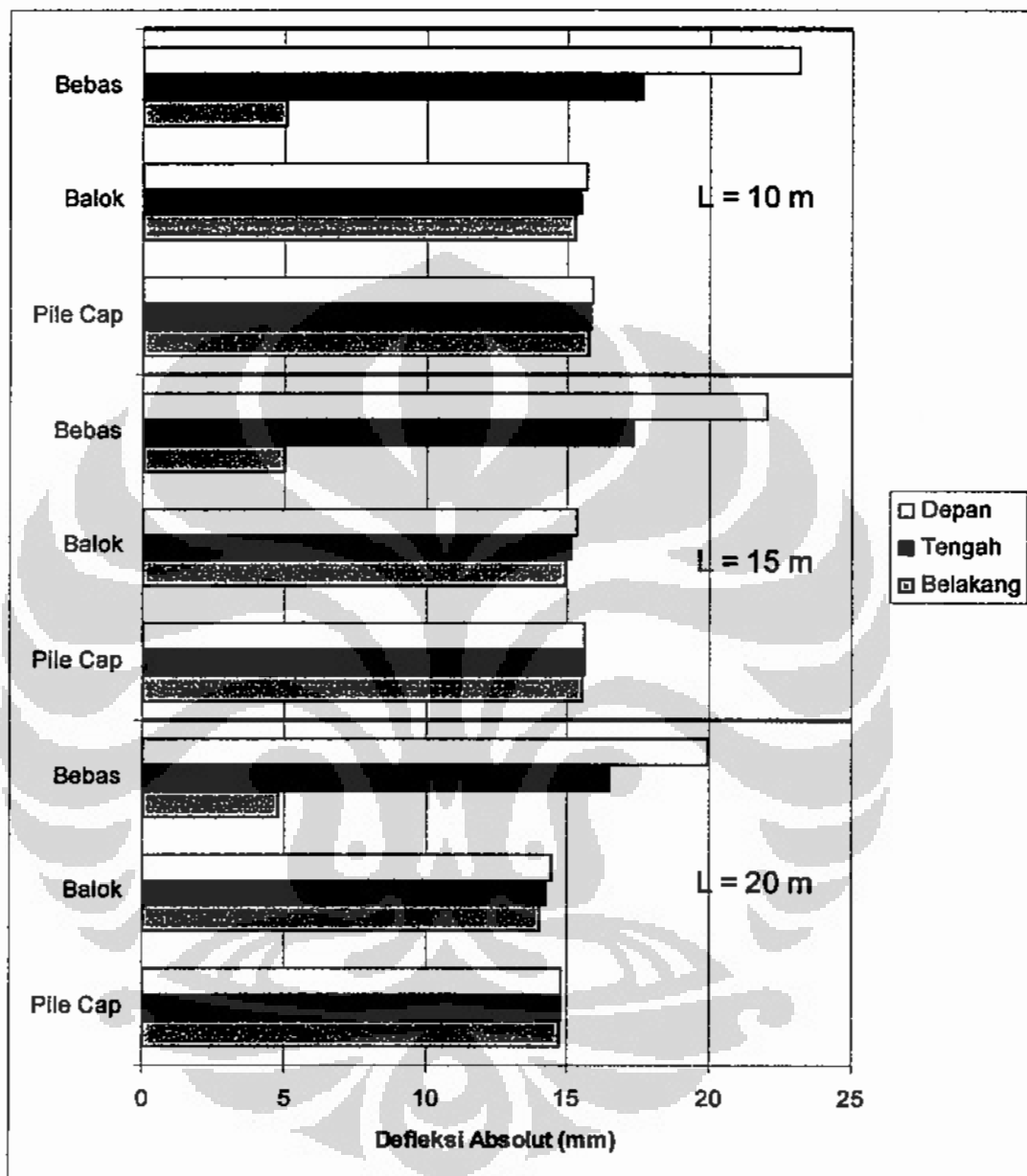
Gambar 7-29 berikut ini menggambarkan defleksi absolut yang terjadi pada tiang-tiang pada berbagai kondisi pengekangan pada pada tanah homogen $c_u = 20$ kPa dan kekakuan dinding $EI_w = 10^5$ kNm². Pada simulasi dengan dinding kaku terlihat bahwa pemberian kekangan mengurangi defleksi tiang depan secara drastis. Penggunaan kekangan pada kasus gerakan tanah akibat dinding kaku menjadi efektif. Selain itu penggunaan tiang tengah sebagai indikator defleksi bersama yang akan terjadi masih terpenuhi dengan baik.



Gambar 7-29 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm²

Gambar 7-30 berikut menunjukkan defleksi absolut yang terjadi pada tiang-tiang pada berbagai kondisi pengekangan pada pada tanah dua lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan kekakuan dinding $EI_w = 10^3$ kNm². Perilaku yang sama dengan pada tanah homogen ditunjukkan pada grafik untuk tanah dua lapis ini untuk dinding fleksibel. Yang menjadi perhatian adalah bahwa pada dinding-dinding fleksibel tiang tengah mengalami perubahan defleksi yang relatif lebih besar dibandingkan

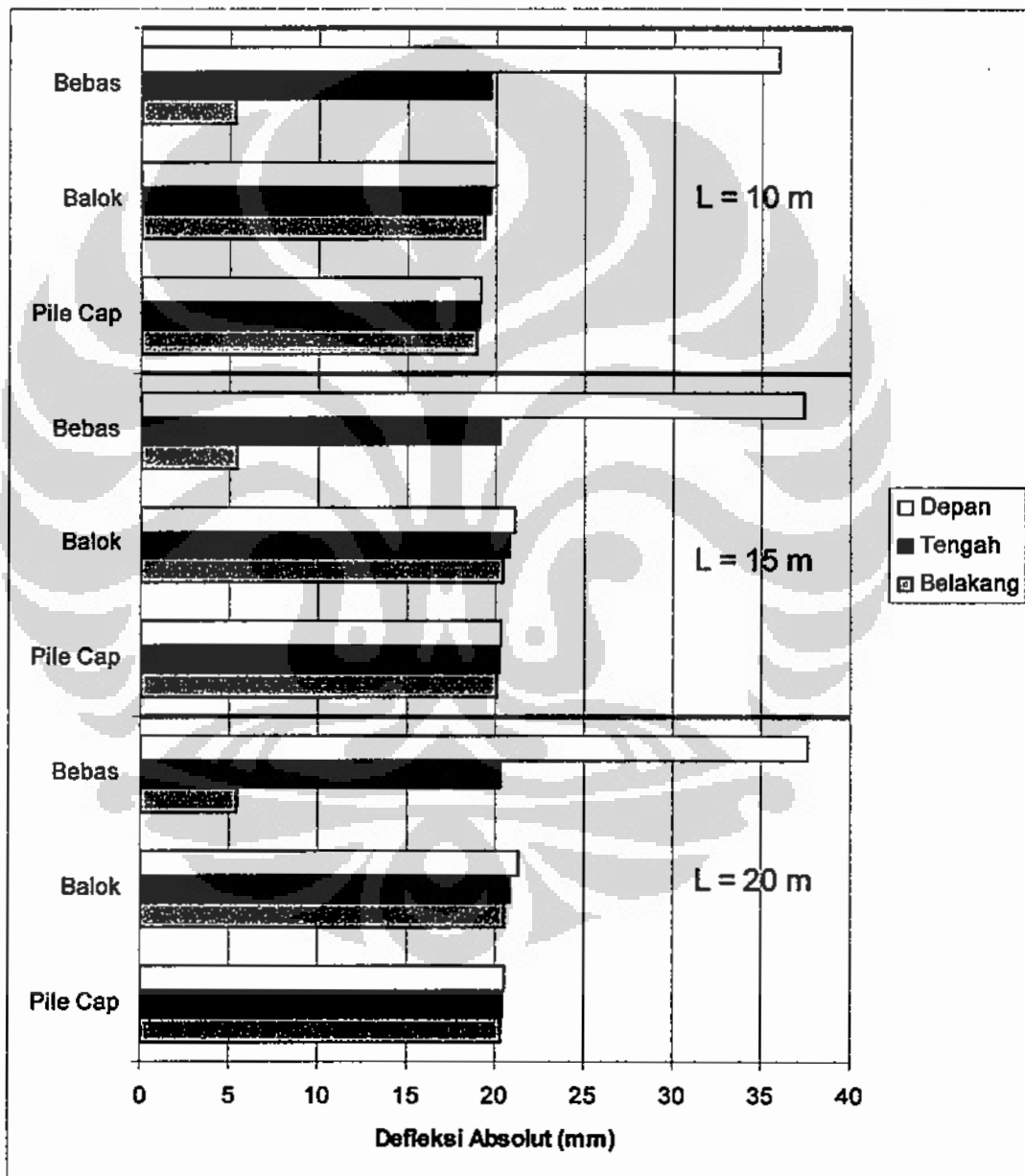
dengan tiang tengah pada dinding kaku. Hal ini nampaknya disebabkan oleh letak gerakan tanah maksimal yang berada di bagian tengah tiang, bukan di bagian atas tiang.



Gambar 7-30 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²

Gambar 7-31 berikut menunjukkan defleksi absolut yang terjadi pada tiang-tiang pada berbagai kondisi pengekangan pada pada tanah dua lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan kekakuan dinding $EI_w = 10^5$ kNm². Penggunaan kekangan pada tiang

yang mengalami gerakan tanah pada dinding kaku sekali lagi menunjukkan keefektifan yang tinggi. Pengekangan bahkan mengurangi defleksi tiang depan hingga hampir setengah dari nilai awalnya. Pada tiang-tiang di dinding kaku, relatif tidak ada pergerakan tiang tengah setelah dikekang. Melihat hal ini tiang tengah dapat dijadikan indikator defleksi setelah pengekangan yang baik pada tanah dinding kaku.



Gambar 7-31 Perbandingan Defleksi Absolut Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa & $c_u = 40$ kPa dan Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm²

Penggunaan defleksi absolut tiang tengah sebagai indikator defleksi yang akan dicapai nampaknya bergantung pada banyak hal terutama letak tiang tengah. Letak tiang tengah yang berada persis di tengah-tengah antara tiang depan dan belakang pada simulasi ini nampaknya menjadi penentu. Lokasi tiang tengah ini seakan-akan menjadi rata-rata antara tiang depan dan belakang. Tentu saja apabila susunan tiang berubah misalnya dua tiang, atau segitiga atau tiga tiang pada jarak yang tidak seragam maka tiang tengah tidak dapat dijadikan indikator. Namun pada tiang tengah yang berjarak sama ke tiang depan dan tiang belakang defleksinya secara konsisten pada simulasi-simulasi dapat menjadi indikator defleksi setelah pengeangan.

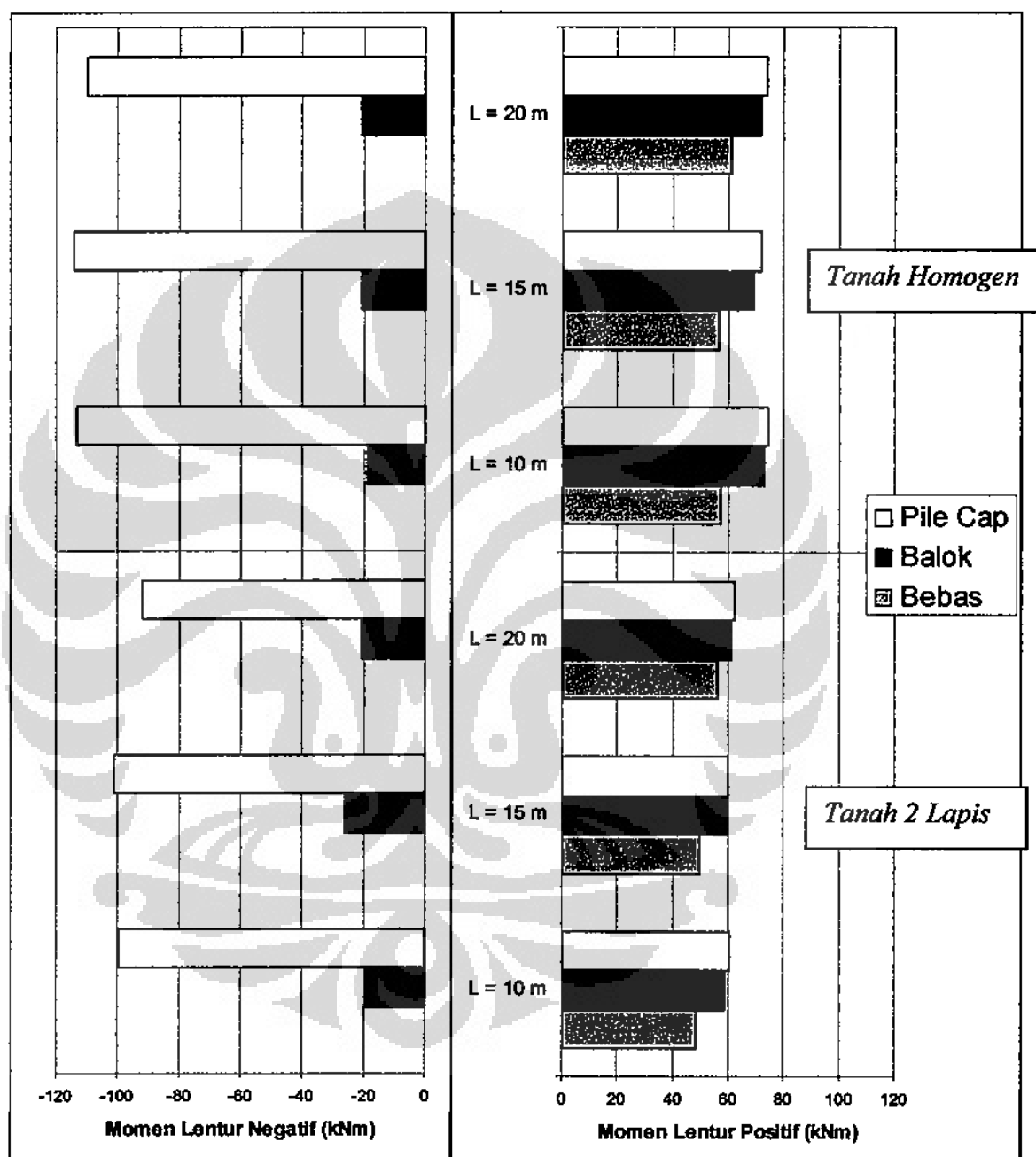
7.4.2 Momen Lentur

Pada pembahasan hasil simulasi telah diketahui bahwa penambahan kekangan menginduksi momen lentur. Pada penambahan balok akan terjadi penambahan momen positif akibat “tarikan” dari balok. Pada penambahan pile cap akan terjadi penambahan momen positif dan timbulnya momen negatif akibat keakakuan sambungan tiang dan pile cap. Momen-momen tersebut timbul di bagian atas tiang dan tidak mempengaruhi momen di bagian bawah dan tengah tiang.

Dari hasil simulasi kita dapat membedakan antara dua jenis kasus. Pada kasus pertama dinding penahan tanahnya fleksibel sehingga gerakan tanah maksimal berada di tengah tiang. Pada kasus kedua dinding penahan tanahnya kaku sehingga gerakan tanah maksimal akan berada di puncak tiang.

Gambar 7-32 menunjukkan momen maksimal yang ditimbulkan oleh kekangan pada dinding fleksibel pada tiang depan. Grafik tersebut hanya menampilkan momen yang timbul di bagian atas tiang, bukan momen maksimal yang timbul di seluruh badan tiang. Seperti telah dijelaskan pada bab sebelumnya bahwa momen maksimal pada tiang dalam dinding fleksibel berada di bagian tengah dinding,

dimana kelenturan dinding menyebabkan gerakan tanah yang besar di bagian tengah dinding.

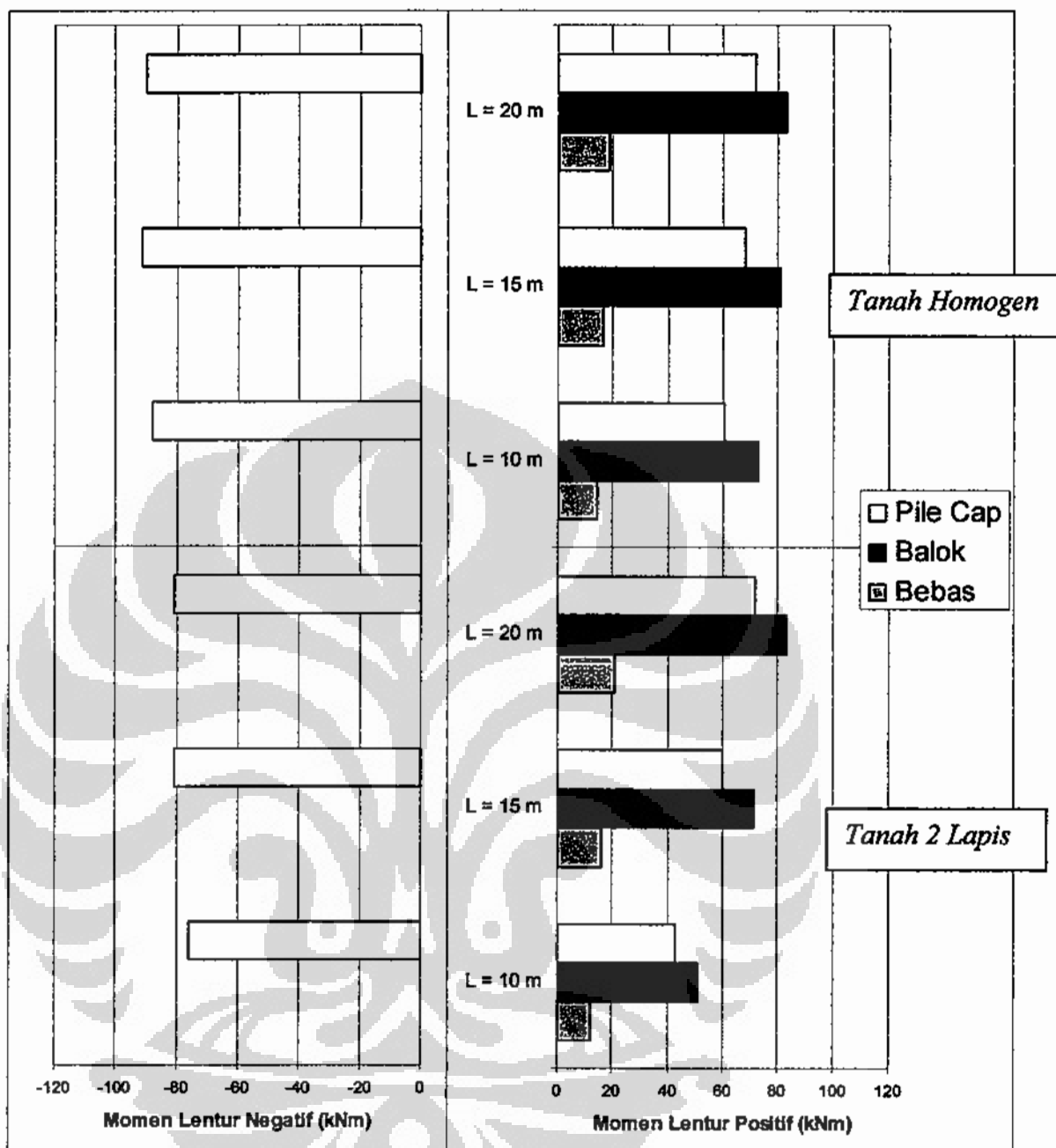


Gambar 7-32 Perbandingan Momen Lentur Negatif dan Positif Maksimum di Bagian Atas Tiang Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$ Untuk Tiang Depan

Pada dinding fleksibel, kekangan mengamplifikasi momen maksimal yang terjadi pada bagian atas tiang. Balok dan pile cap memperbesar momen tersebut namun pile cap menjadi kekangan yang paling besar dalam peningkatan momen positif tersebut. Di lain pihak pada dinding fleksibel kedua jenis kekangan sama-sama membentuk momen negatif di puncak tiang. Pile cap memberikan momen negatif yang jauh lebih besar karena sifatnya yang membentuk sambungan kaku dengan tiang, sedangkan balok menimbulkan momen negatif yang kecil, karena kekakuannya jauh lebih kecil dari pile cap.

Gambar 7-33 menunjukkan momen maksimal yang ditimbulkan oleh kekangan pada dinding kaku pada tiang depan. Pada dinding kaku gerakan tanah berpusat di bagian atas tiang dan momen maksimal berada di bagian bawah dinding. Hal ini menyebabkan momen di bagian atas tiang kecil. Karena adanya kekangan pada puncak tiang maka momen lentur yang ditimbulkan menjadi jauh lebih besar dibandingkan dengan momen lentur bila puncak tiang bebas.

Pada dinding kaku, momen negatif yang besar hanya ditimbulkan oleh kekangan pile cap, nilainya pun lebih kecil dibandingkan dengan momen negatif yang timbul pada dinding fleksibel. Pada dinding kaku momen maksimal tidak berada di bagian puncak tiang sehingga apabila dikekang ke arah yang berlawanan tidak menimbulkan momen negatif yang besar.



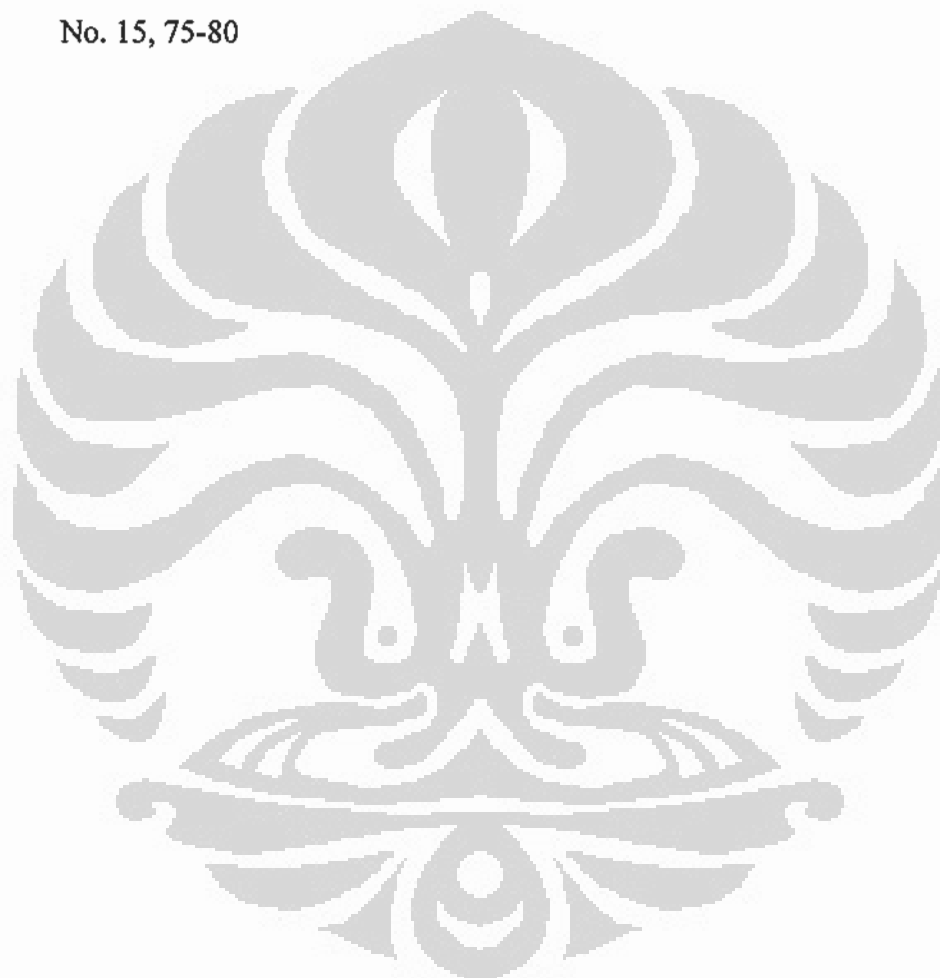
Gambar 7-33 Perbandingan Momen Lentur Negatif dan Positif Maksimum di Bagian Atas Tiang Dari Berbagai Kondisi Pengekangan Tiang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$ Untuk Tiang Depan

Perilaku berikutnya yang ditinjau adalah timbulnya momen pada tiang belakang. Timbulnya momen pada tiang belakang merupakan konsekuensi logis karena deformasinya bertambah dengan adanya kekangan. Dari hasil pengamatan momen

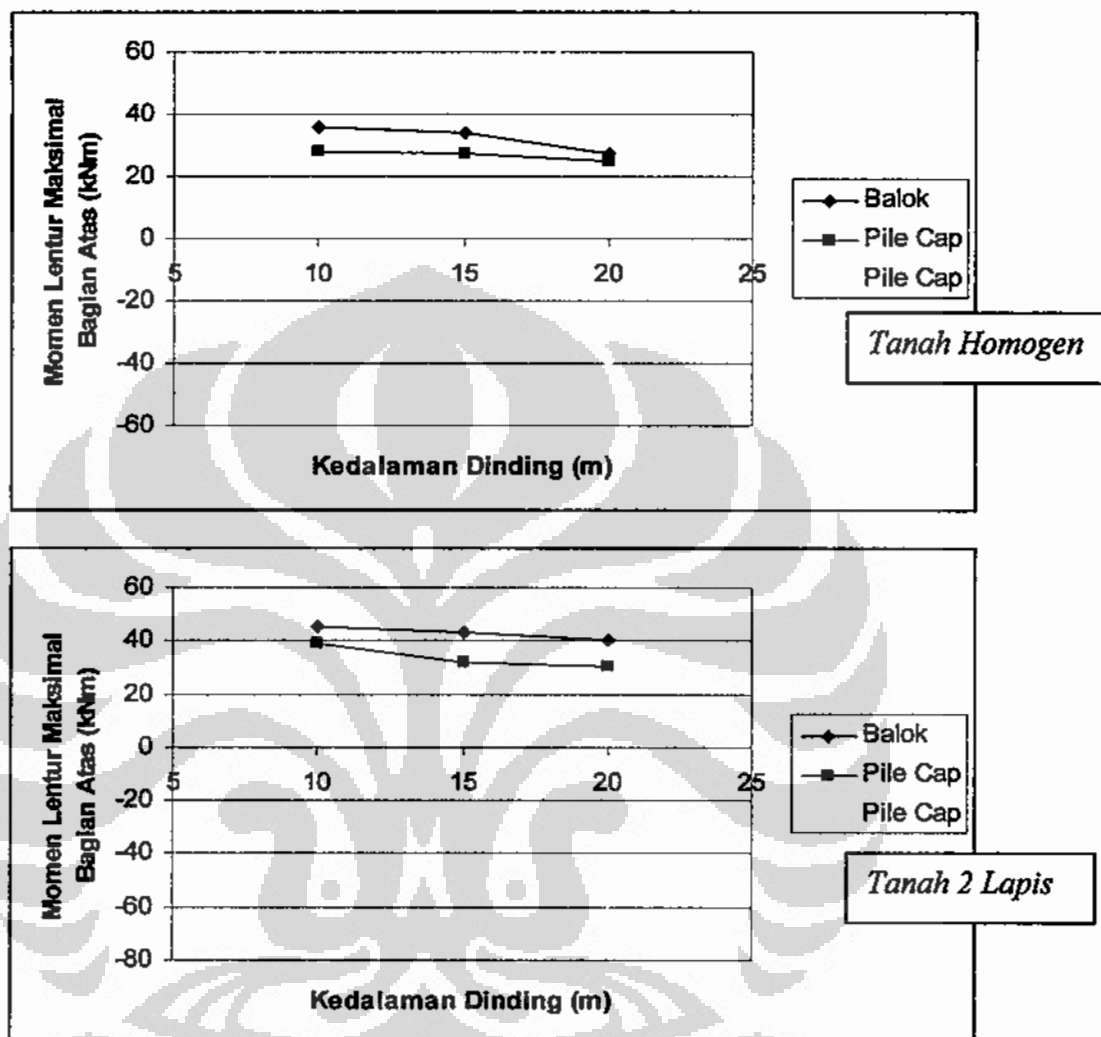
- Ishihara, K., Cubrinovski, M. "Soil-Pile Interaction in Liquified Deposits Undergoing Lateral Spreading". *Proceedings of the XI Danube-European Conference: Croatia*; May, 1998.
- Kok, S.T., Huat, B.K. Bujang. "Numerical Modelling of Laterally Loaded Piles" *American Journal of Applied Sciences*, Vol.5 (10) (2008), 1403-1408
- Kung, G.T.C., Juang, C.H., Hsiao, E.C.L., Hashash, Y.M.A. "Simplified Model for Wall Deflection and Ground Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.133 (2007), No. 6, 731-747
- Leung, C.F., Chow, Y.K., Shen, R.F. "Behaviour of Pile Subject to Excavation Induced Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.126 (2000), No. 11, 947-954
- Leung, C.F., Chow, Y.K., Shen, R.F. "Closure of "Behavior of Pile Subject to Excavation-Induced Soil Movement" by C. F. Leung, Y. K. Chow, and R. F. Shen" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (Maret 2002), 279-281
- Leung, C.F., Lim, J.K., Shen, R.F., Chow, Y.K. "Behaviour of Pile Groups Subject to Excavation Induced Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.129 (2003), No. 1, 58-65
- Leung, C.F., Ong, D.E.L., Chow, Y.K. "Pile Behaviour Due to Excavation Induced Soil Movement in Clay. II: Collapsed Wall" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132 (2006), No. 1, 45-53
- Leung, E.H.Y., Ng, Charles W.W., "Wall and Ground Movements Associated with Deep Excavations Supported by Cast in Situ Wall in Mixed Ground Conditions" *Journal of and Geoenvironmental Geotechnical Engineering, ASCE*, (February 2002), 129-143
- Long, M., "Database for Retaining Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (February 2002), 129-143
- Madhumathi, R.K., Ilamparuthi, K. "Effect of Ground Movement on The Performance of Pile Foundation". *Indian Geotechnical Society Chennai Chapter Student Paper Competition*, 2009

- Maugeri, M., Castelli, F. "Discussion of 'Piles Subjected to Lateral Soil Movements' by Chen, L.T. and Poulos, H.G." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (June 1999), 539-541
- Ong, D.E.L., Leung, C.F., Chow, Y.K. "Pile Behaviour Due to Excavation Induced Soil Movement in Clay. I: Stable Wall" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132 (2006), No. 1, 36-44
- Pan, J.L., Goh, A.T.C., Wong, K.S., Selby, A.R. "Three-dimensional Analysis of Single Pile Response to Lateral Soil Movements" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, (2002), No. 26, 747-758
- Poulos, H.G., Chen, L.T. "Pile Response Due to Excavation-Induced Lateral Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123 (1997), No. 2, 94-99
- Poulos, H.G., Chen, L.T. "Pile Response Due to Unsupported Excavation-Induced Lateral Soil Movement" *Canadian Geotech. Journal*, (1996), No. 33, 670-677
- Poulos, H.G., Davis, E.H. *Pile Foundation Analysis and Design*. New Jersey: John Wiley & Sons. Inc, 1980
- Potts, D.M., Zdravković, L. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. London: Thomas Telford Publishing, 1999
- Reese, L.C. *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons. Inc, 2006
- Stewart, D.P. "Discussion of 'Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements' by Goh, A.T.C., Teh C.I., Wong K.S." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (May 1999), 425-426
- Thasnanipan, N., Maung, A.W., Tanseng, P. "Damages to Piles Associated With Excavation Works in Bangkok Soft Clay". *Proceedings of the VI International Conference on Problems of Pile Foundations Building, Russia*; September, 1998.
- Tschebotarioff, G.P. *Foundations, Retaining and Earth Structures: The Art of Design and Construction and Its Scientific Basis in Soil Mechanics*. New York: Mcgraw-Hill, 1973

- White, D.J., Thompson, M.J., Suleiman, M.T., Schaefer, V.R. "Behaviour of Slender Piles Subject to Free-Field Lateral Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.134 (2008), No. 4, 428-436
- Wood, D.M. *Soil Behaviour and Critical Soil Mechanics*. Melbourne: Cambridge University Press, 1990
- Zhao M.H., Liu D., Zhang L., Jiang C. "3D Finite Element Analysis on Pile -Soil Interaction of Passive Pile Group" *Journal Cent. South Univ. Technol*, (2008) No. 15, 75-80



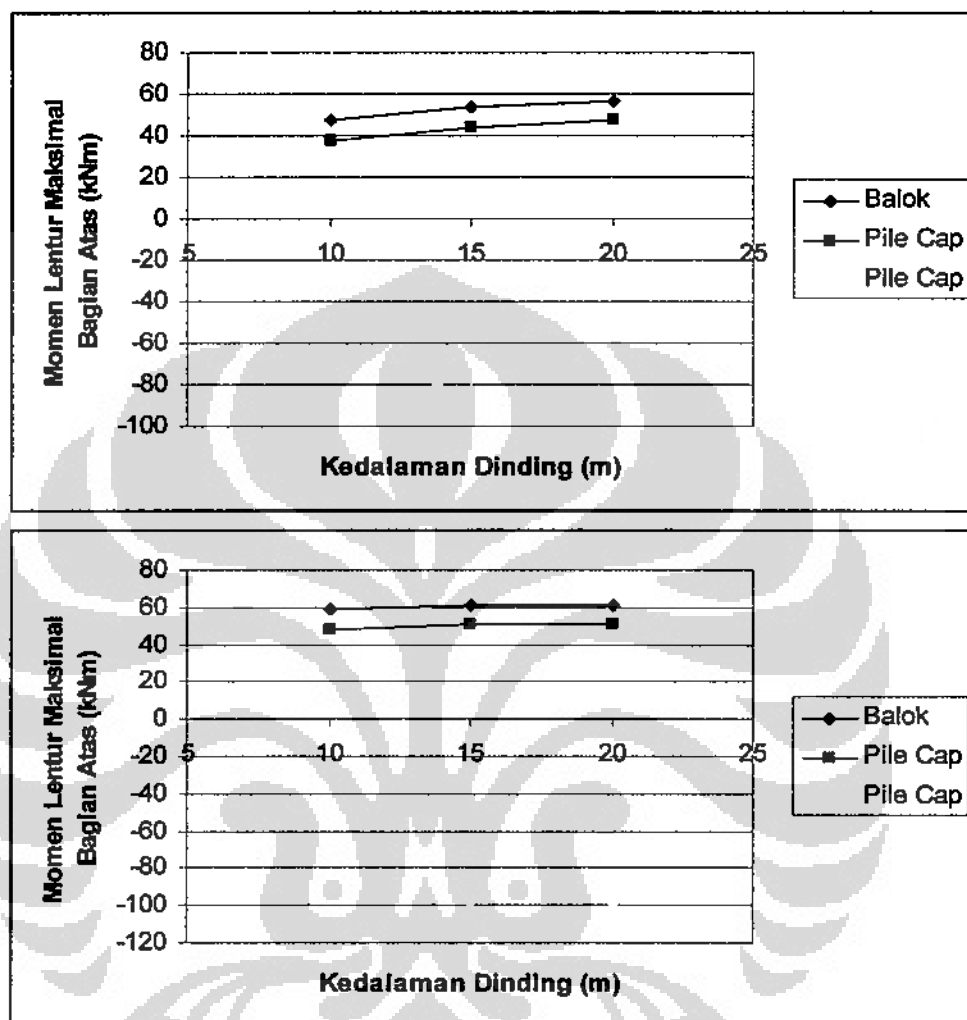
yang timbul tersebut masih lebih kecil dari momen maksimal yang timbul di tiang depan, kecuali untuk momen negatifnya.



Gambar 7-34 Momen Maksimal Yang Timbul Pada Tiang Belakang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3 \text{ kNm}^2$

Gambar 7-34 menunjukkan momen yang timbul pada tiang belakang untuk dinding fleksibel. Pada dinding fleksibel kekangan balok menimbulkan momen positif yang lebih besar daripada pile cap namun tidak menimbulkan momen negatif. Sedangkan kekangan pile cap memberikan momen negatif. Seiring semakin dalamnya dinding maka momen lentur yang ditimbulkan semakin kecil, hal ini seperti telah dijelaskan sebelumnya karena semakin dalamnya letak gerakan tanah maksimal. Momen yang dihasilkan tiang pada tanah dua lapis lebih

besar daripada tanah homogen dikarenakan kekangan tanah yang kuat terhadap tiang belakang.



Gambar 7-35 Momen Maksimal Yang Timbul Pada Tiang Belakang Pada Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5 \text{ kNm}^2$

Gambar 7-35 menunjukkan momen yang timbul pada tiang belakang untuk dinding kaku. Pada dinding kaku, momen yang timbul pada tiang lebih besar daripada pada kasus dinding fleksibel karena gerakan tanah berpusat di bagian atas tanah. Seperti pada dinding fleksibel momen lentur yang ditimbulkan balok lebih besar dari pile cap namun kekangan pile cap menghasilkan momen negatif.

7.5 Kesimpulan

Dari pembahasan bab ini dapat ditarik beberapa kesimpulan:

1. Perilaku utama setelah pemberian kekangan pada puncak tiang adalah puncak ketiga tiang bergerak bersama-sama secara kaku, sedangkan bagian bawah tiang masih bergerak sendiri-sendiri, menimbulkan perilaku yang kompleks.
2. Penggunaan kekangan hanya mempengaruhi deformasi akibat gerakan tanah di bagian atas saja oleh sebab itu penggunaan kekangan hanya efektif pada dinding-dinding kaku. Penggunaan kekangan pada dinding kaku dapat mengurangi defleksi tiang depan hingga 40 – 50 % sedangkan pada dinding fleksibel hanya 20 – 30 %.
3. Untuk tiang yang disusun pada jarak yang konstan, tiang tengah dapat menjadi indikator defleksi akhir setelah pengekangan.
4. Penggunaan kekangan menimbulkan momen lentur yang lebih besar daripada momen lentur pada keadaan tanpa kekangan. Kekangan balok menimbulkan momen sedikit lebih besar daripada pile cap namun tidak menimbulkan momen negatif yang sangat besar.



BAB. 8 **PERILAKU UMUM**

8.1 Perilaku Umum

Setelah melakukan berbagai simulasi untuk kasus sebuah tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian dengan dinding penahan tanah maka dapat disimpulkan sebuah perilaku umum yang menggambarkan respon tiang tersebut. Dalam penelitian ini parameter ditinjau yang dapat mempengaruhi respon tiang adalah:

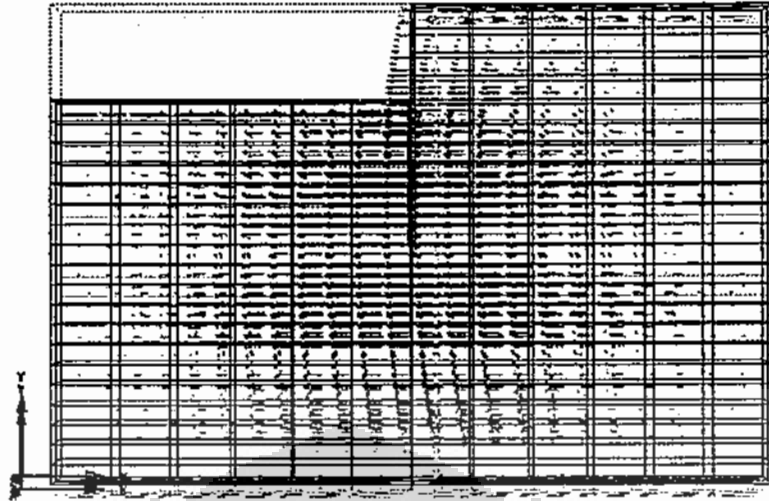
1. Kekakuan dinding penahan tanah
2. Panjang dinding penahan tanah
3. Jarak tiang dari dinding penahan tanah
4. Pelapisan tanah
5. Kekangan Puncak

Parameter di atas mempengaruhi respon tiang karena mempengaruhi gerakan tanah yang mengenai tiang. Bentuk dan magnitudo gerakan tanah inilah yang kemudian akan menyebabkan terjadinya respon pada tiang. Selain itu adanya pelapisan tanah dan kekangan puncak menyebabkan perubahan pada respon tiang. Penggerak atau gaya luar yang menyebabkan respon adalah gerakan tanah dan parameter lain hanya mempengaruhi respon tiang terhadap gerakan tanah namun tidak mempengaruhi gerakan tanah.

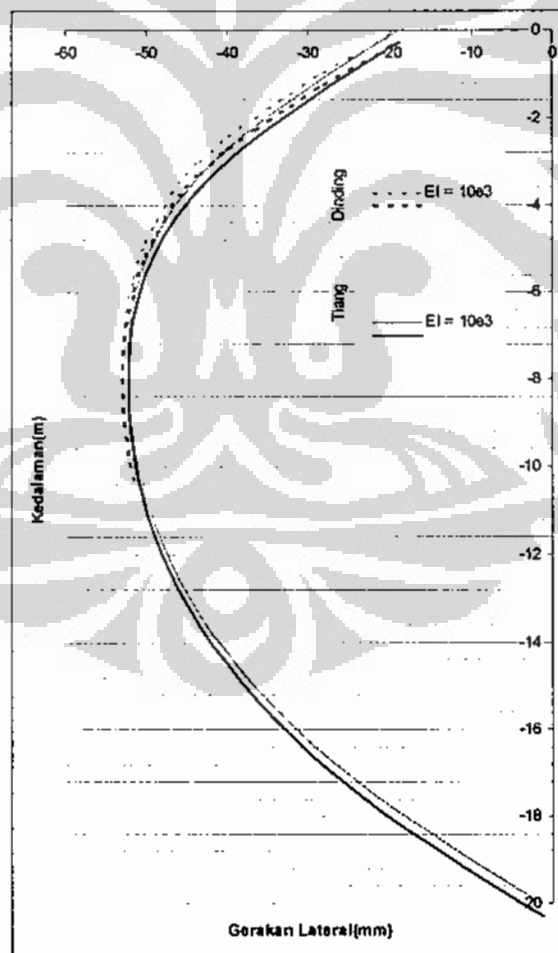
Dua bentuk gerakan tanah utama yang ditemukan dari penelitian ini dipengaruhi oleh kekakuan dinding yang menjadi faktor utama penentu bentuk respon tiang.

Dua bentuk gerakan tanah itu adalah:

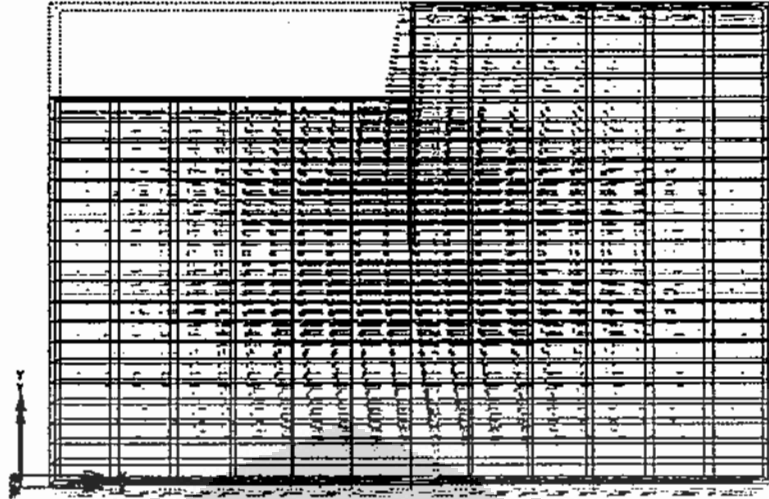
1. Kurva mengikuti bentuk bentuk lendutan dinding lentur
2. Seragam mengikuti gerakan dinding kaku yang seragam



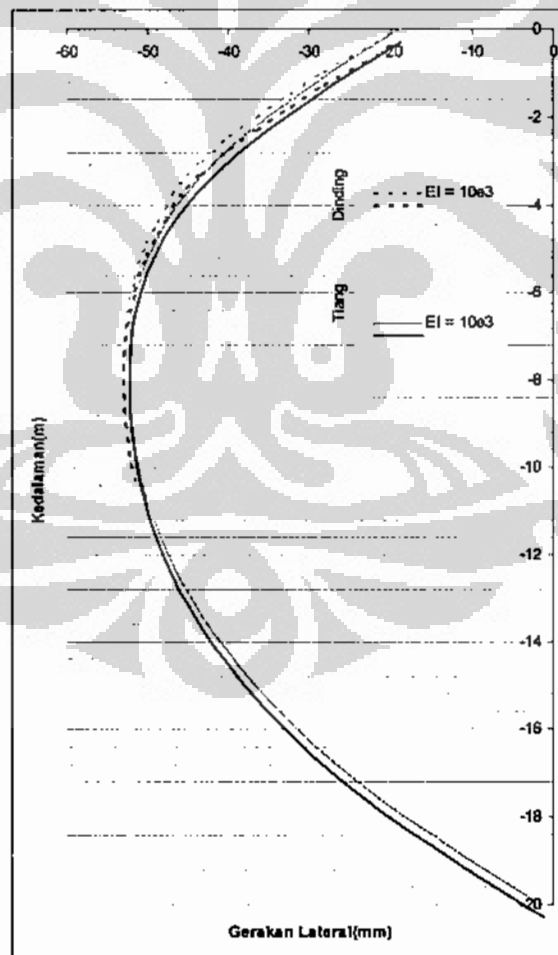
Gambar 8-1 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



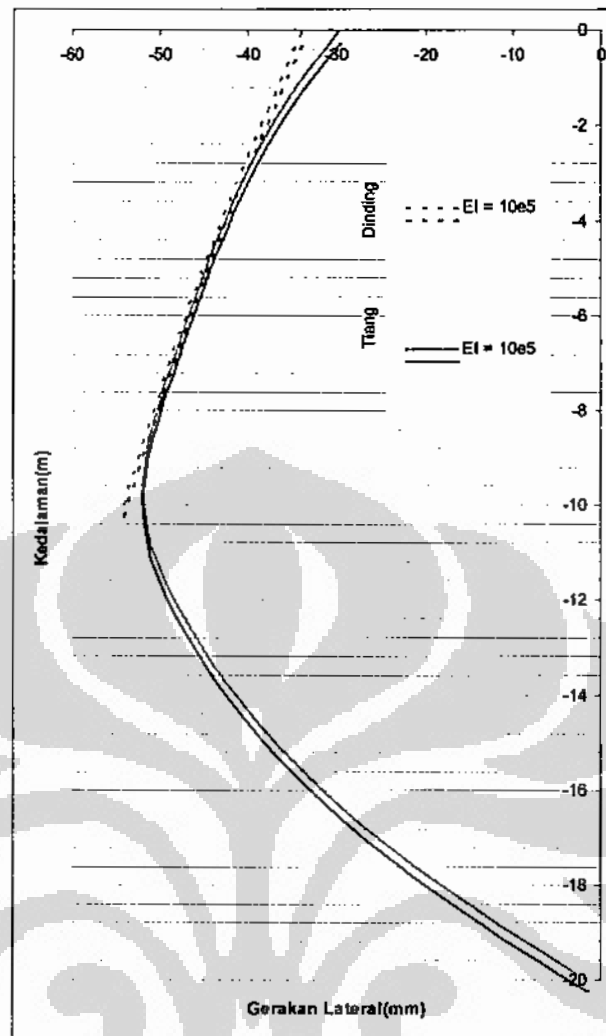
Gambar 8-2 Grafik Deformasi Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



Gambar 8-1 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



Gambar 8-2 Grafik Deformasi Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



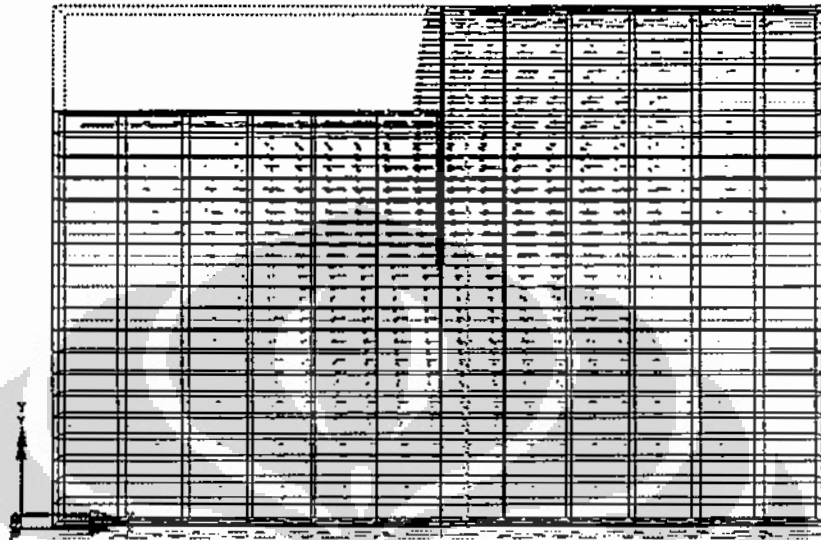
Gambar 8-4 Grafik Deformasi Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm²

Parameter berikutnya adalah pelapisan tanah. Pada kasus normal dimana di lapisan bawah terdapat tanah yang lebih kaku daripada di lapisan atas maka hasil penelitian ini menunjukkan perubahan perilaku tanah. Adanya pelapisan pada tanah membawa dua efek pada respon tiang yaitu:

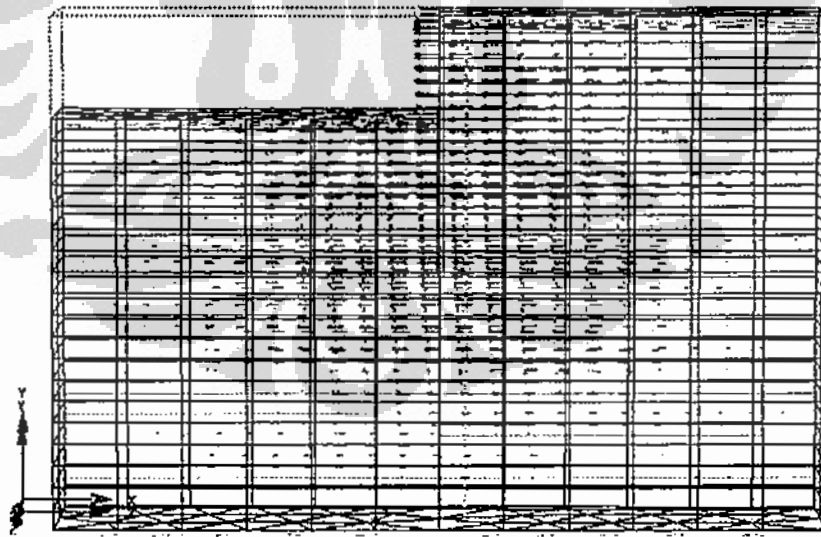
1. Gerakan tanah berpusat pada tanah lunak
2. Kekangan tiang di tanah kaku

Pada Gambar 8-5 di bawah ditampilkan model tanah dengan anak panah mewakili gerakan tanah dan magnitudonya untuk tanah dua lapis, dinding lentur. Pada gambar tersebut kita dapat melihat bahwa kebanyakan gerakan tanah berpusat

pada lapisan atas yang lebih lunak. Dinding yang lentur tidak dapat mentransfer gaya dari gerakan tanah ke bawah. Efeknya adalah respon tiang pun berpusat pada bagian atas di tanah lunak.



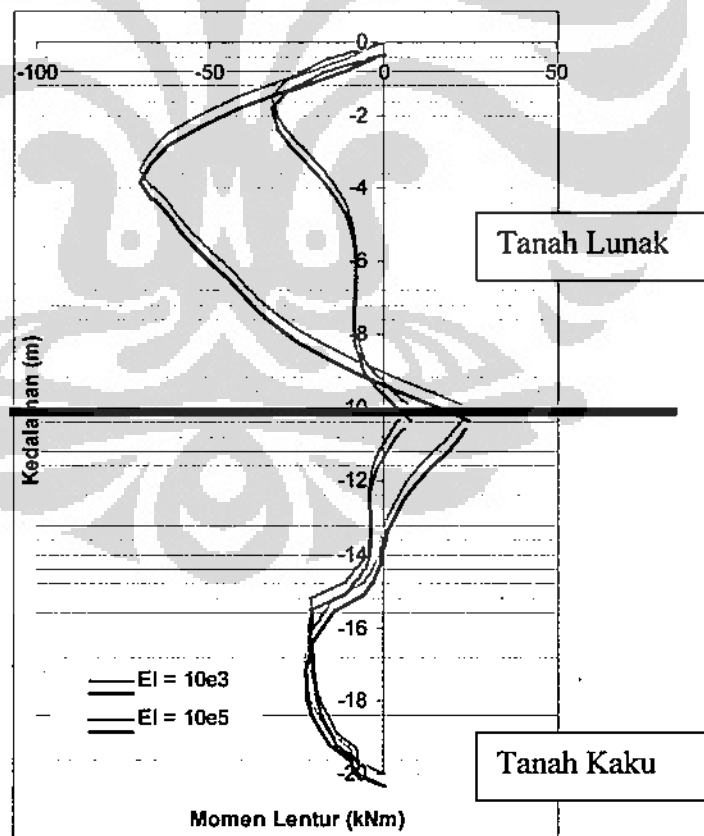
Gambar 8-5 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan 40 kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



Gambar 8-6 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan 40 kPa, Panjang Dinding $L = 10$ m, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm²

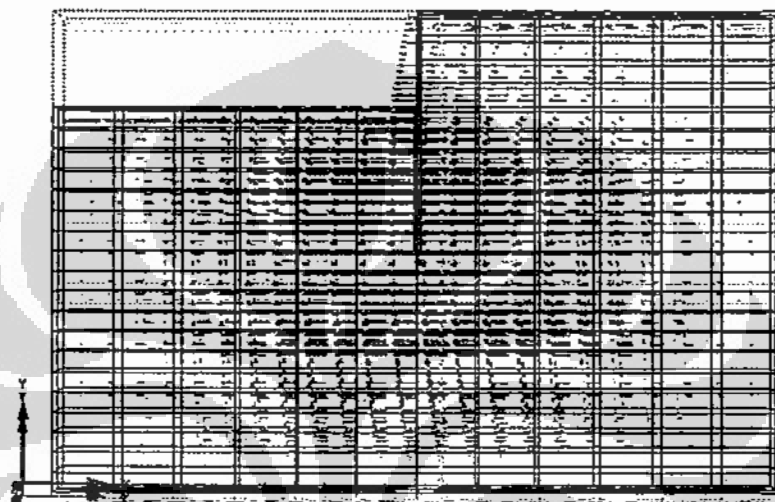
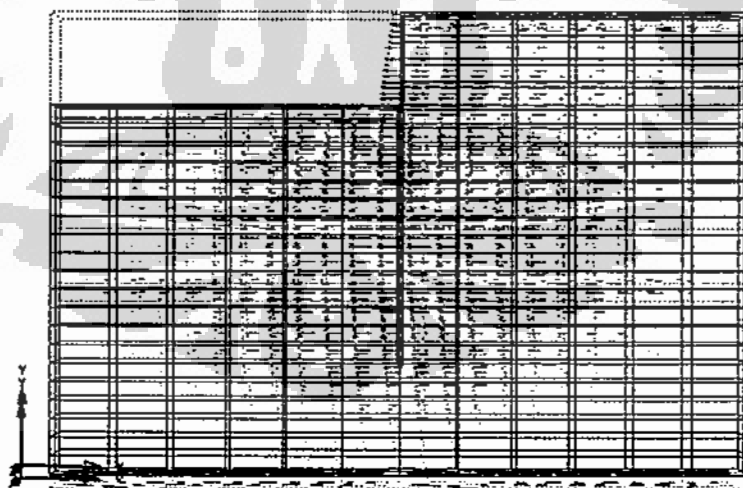
Pada Gambar 8-6 di atas ditampilkan model yang sama namun untuk dinding kaku. Kita masih dapat melihat bahwa gerakan tanah berpusta di bagian atas, gerakannya seragam mengikuti gerakan dinding, namun sebagian gerakan tanah sudah ditransfer ke tanah kaku di bawah oleh dinding yang kaku. Dari hasil simulasi respon tiang berpusat di bagian dekat puncak tiang seperti gerakan tanahnya.

Pelapisan tiang juga menimbulkan kekangan pada tiang sehingga timbul jepitan pada lokasi tanah kaku. Perilaku ini lebih berpengaruh pada momen lentur respon tiang. Sebagai ilustrasi diambil model tanah dua lapis dengan panjang dinding 15 m. Gambar 8-7 menunjukkan model tersebut. Seperti yang bisa dilihat gerakan tanah sangat besar di bagian atas menimbulkan momen lentur yang besar sedangkan di peralihan antara tanah kaku dan lunak timbul momen negatif sebagai efek kekangan tanah kaku.

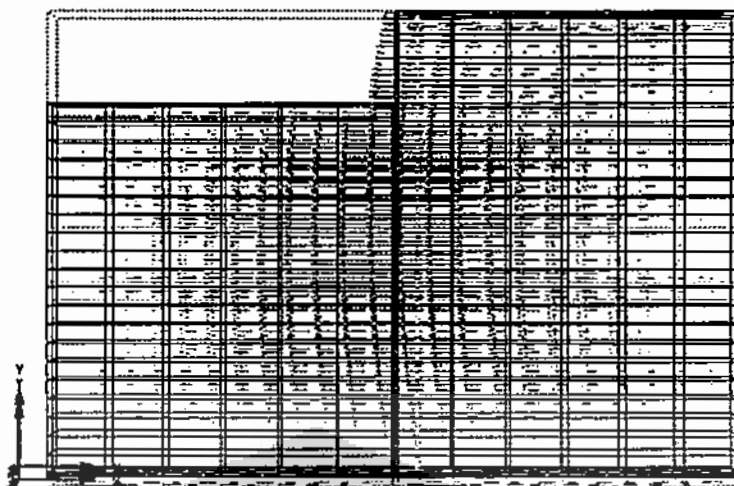


Gambar 8-7 Grafik Mome Lentur Tiang dan Dinding Untuk Model Tanah 2 Lapis $c_u = 20$ kPa dan $c_u = 40$ kPa, Panjang Dinding $L = 15$ m

Panjang dinding penahan tanah juga berpengaruh pada respon tiang yang terjadi. Secara umum dinding penahan tanah bekerja dengan menahan gaya dorong dari tanah yang tidak stabil, dengan gaya dorong tersebut tentunya dinding penahan akan mentransfer gaya dorong yang terjadi ke bagian bawah dinding sehingga gerakan tanah timbul di sepanjang dinding penahan tanah.

(a) $L = 10$ m(b) $L = 15$ m

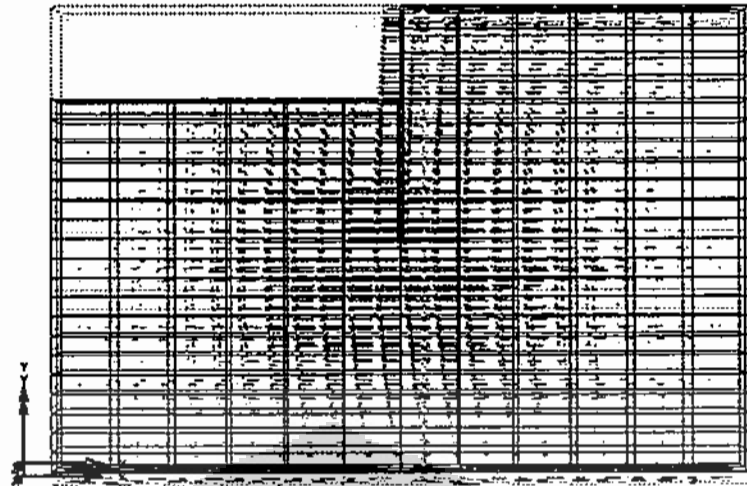
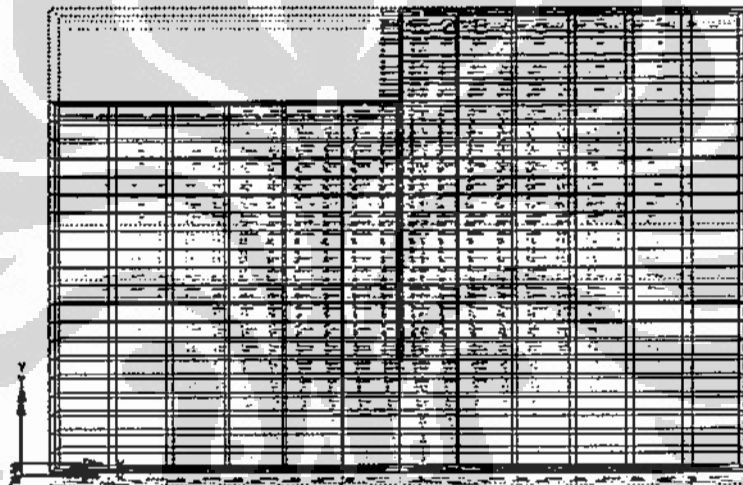
Gambar 8-8 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^3$ kNm²



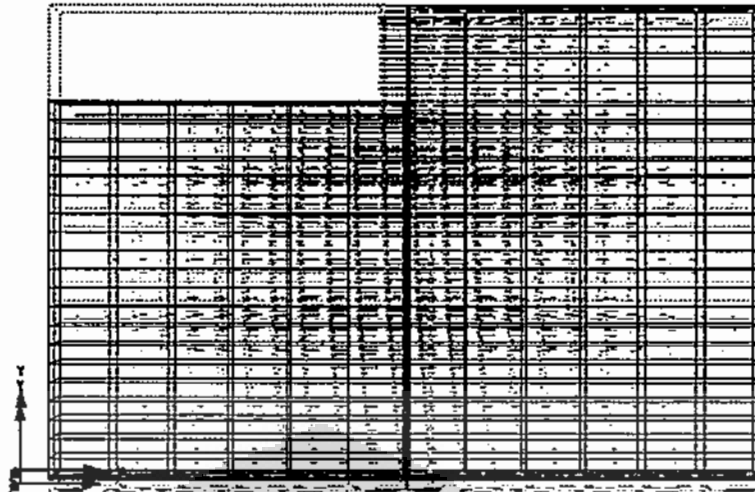
(c) $L = 20 \text{ m}$

Gambar 8-8 (lanjutan)

Gambar 8-8 di atas menunjukkan perubahan yang terjadi pada deformasi tanah seiring peningkatan panjang dinding untuk dinding lentur. Dari ketiga model di atas, panjang dinding tidak banyak berpengaruh terhadap gerakan tanah karena dinding sudah begitu lentur dan tanah homogen sehingga gerakan tanah selalu berbentuk kurva dan berpusat di tengah-tengah model.

(a) $L = 10$ m(b) $L = 15$ m

Gambar 8-9 Gambar Model Dengan Panah Penunjuk Besar Deformasi Elemen Tanah Arah X Untuk Model Tanah Homogen $c_u = 20$ kPa, Kekakuan Dinding $EI_w = 10^5$ kNm²



(c) $L = 20$ m

Gambar 8-9 (lanjutan)

Gambar 8-9 menunjukkan model yang sama namun dindingnya kaku. Seiring dengan bertambahnya panjang dinding, gerakan tanah mengikuti gerakan dinding yang tadinya ujung atas menghadap ke dalam kemudian berotasi sehingga menghadap ke depan searah dengan gerakan tanah. Hal ini juga mempengaruhi letak gerakan tanah maksimal. Dari $L = 10$ m, gerakan tanah maksimal terjadi di dasar dinding, semakin panjang dinding gerakan tanah maksimal akan berpindah ke atas sampai akhirnya di $L = 20$ m, berada di puncak dinding.

Efek dari parameter panjang dinding yang juga menarik adalah pada saat panjang dinding sama dengan panjang tiang maka tiang akan berada seluruhnya pada medan gerakan tanah, sehingga momen yang timbul diperkecil akibat tidak adanya bagian tiang yang terkubur di tanah yang relatif stabil/tidak bergerak.

Seperti telah dijelaskan pada Bab 6, pengaruh jarak dari dinding dapat disimpulkan dengan sederhana yaitu semakin jauh dari dinding respon tiang akan berkurang. Dan secara umum penurunan respon tiang berbanding linear dengan

bertambahnya jarak tiang dari dinding. Meskipun begitu ada beberapa hal yang harus menjadi catatan.

Seperti telah dijelaskan di atas, pada tanah dua lapis, gerakan tanah akan berpusat di bagian atas yaitu bagian tanah lunak. Karena berpusat di tanah lunak, gerakan tanah menjadi lebih besar area efeknya, hingga 4 m ke belakang dinding masih ada efek gerakan tanah yang signifikan. Hal ini berbeda dengan tanah homogen dimana gerakan tanah didistribusi rata sampai ke bawah sehingga area gerakan tanahnya dekat dengan dinding.


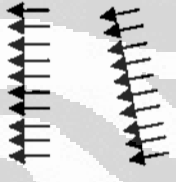
Parameter terakhir yang mempengaruhi respon tiang adalah adanya kekangan puncak. Kekangan di puncak baik kekangan yang kaku maupun kekangan yang lentur sama-sama memberikan efek pada bagian atas tiang, namun perlu diketahui bahwa efek ini hanya mempengaruhi bagian atas tiang dan hanya signifikan sepanjang setengah tiang.

Respon tiang terhadap kekangan puncak sepenuhnya bergantung pada jenis kekangannya. Apabila ada beberapa tiang yang memiliki respon tiang yang berbeda-beda, penambahan kekangan apapun di puncak tiang akan membuat deformasi puncak setiap tiang menjadi sama dan nilainya berada diantara deformasi terbesar dan deformasi terkecil, pada simulasi ini nilainya merupakan nilai rata-rata dari seluruh deformasi puncak.

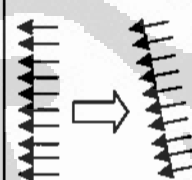
Namun adanya kekangan yang kaku akan menginduksi juga momen lentur negatif di puncak tiang sebagai akibat kekangan yang kuat. Momen negatif ini bisa berbahaya apabila tiang tidak dirancang untuk menahannya. Momen negatif ini timbul tidak merata di seluruh tiang yang terkekang, namun momen terbesar diterima tiang yang respon tiang awalnya besar. Oleh karena itu akan lebih baik memiliki kekangan yang lentur untuk mentransfer gerakan tanah ke belakang.

Maka dari berbagai parameter di atas masing-masing parameter memiliki efeknya yang unik terhadap respon tiang. Tabel 8-1 memberikan rangkuman dari seluruh perilaku tiang yang dipengaruhi oleh parameter di atas.

Tabel 8-1 Rangkuman Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tanah dan Respon Tiang yang Ditimbulkan

Parameter	Jenis Parameter	Efek Terhadap Gerakan Tanah	Efek Terhadap Respon Tiang
	Dinding Lentur $EI_w \leq 10^3 \text{ kNm}^2$	Bentuk gerakan tanah menjadi kurva	 <p>Deformasi maksimal berada di bagian tengah gerakan tanah. Momen maksimal berada di daerah tengah gerakan tanah.</p>
Kekakuan Dinding	Dinding Kaku $EI_w \geq 10^5 \text{ kNm}^2$	Bentuk gerakan tanah menjadi seragam/lurus	 <p>Deformasi maksimal berada di bagian atas/bawah gerakan tanah sesuai gerakan tanah. Momen maksimal berada di elevasi ujung dinding</p>
Pelapisan Tiang	Homogen	Gerakan tanah normal/sesuai efek dari kekakuan dinding	Deformasi maksimal dan momen maksimal berada di bagian yang ditentukan oleh kekakuan dinding

Tabel 8-1 (lanjutan)

Parameter	Jenis Parameter	Efek Terhadap Gerakan Tanah	Efek Terhadap Respon Tiang
	Dua Lapis	Gerakan tanah sebagian besar berpindah ke bagian tanah lunak	Deformasi maksimal berada di bagian tanah lunak. Terbentuk momen negatif pada peralihan tanah dan momen di bagian tanah lunak menjadi besar
	Dinding Lentur $EI_v \leq 10^3 \text{ kNm}^2$	Efek tidak signifikan	
Panjang dinding	Dinding Kaku $EI_v \geq 10^5 \text{ kNm}^2$	Semakin panjang dinding, gerakan tanah akan berotasi semakin miring ke arah galian	 Deformasi maksimal akan berpindah ke atas. Sedangkan momen maksimal mengikuti efek momen yang dipengaruhi kekakuan tiang.
	* Apabila dinding sama panjangnya dengan tiang maka respon momen tiang akan berkurang		
Jarak tiang dari dinding	Tanah homogen	Semakin jauh dari tiang respon tiang akan berkurang secara linear	
	Tanah 2 lapis	Semakin jauh dari tiang respon tiang akan berkurang secara linear. Namun karena gerakan tanah berpusat di tanah lunak maka respon tiang akan lebih tinggi dibandingkan respon tiang pada tanah homogen	

Tabel 8-1 (lanjutan)

Parameter	Jenis Parameter	Efek Terhadap Gerakan Tanah	Efek Terhadap Respon Tiang
Kekangan Puncak	Kekangan lentur (misal: balok kecil)		Mentransfer deformasi sehingga deformasi puncak tiang – puncak tiang menjadi satu nilai yang sama
	Kekakuan kaku (misal: pile cap)		Mentransfer deformasi sehingga deformasi puncak tiang – puncak tiang menjadi satu nilai yang sama. Mentransfer momen sehingga timbul momen negatif di puncak tiang.

Dengan adanya pengetahuan terhadap perilaku umum tiang yang terkena gerakan tanah akibat galian di dekatnya maka perilaku umum di atas dapat menjadi panduan awal untuk mengidentifikasi masalah yang mungkin terjadi pada pondasi tiang sebuah bangunan yang akan ada galian di sampingnya. Pada Tabel 8-2 ditampilkan parameter yang mempengaruhi gerakan tanah dan masalah yang mungkin timbul pada tiang.

Tabel 8-2 Parameter Yang Mempengaruhi Gerakan Tanah dan Masalah Yang Mungkin Timbul Pada Tiang

Parameter	Jenis Parameter	Masalah Yang Timbul Pada Tiang
Kekakuan Dinding	Dinding Lentur $EI_w \leq 10^3 \text{ kNm}^2$	Terjadi deformasi dan momen lentur di bagian tengah tiang.
	Dinding Kaku $EI_w \geq 10^5 \text{ kNm}^2$	Terjadi deformasi di bagian atas tiang dan momen lentur di elevasi dinding penahan tanah.

Tabel 8-2 (lanjutan)

Parameter	Jenis Parameter	Masalah Yang Timbul Pada Tiang
Pelapisan Tiang	Homogen	Sama dengan efek dinding lentur
	Dua Lapis	Deformasi akan berpindah ke bagian tanah lebih lunak sehingga timbul deformasi dan momen besar pada tiang di bagian tanah lunak. Timbul momen negatif
Panjang dinding	Dinding Lentur $EI_w \leq 10^3 \text{ kNm}^2$	Sama dengan efek dinding lentur
	Dinding Kaku $EI_w \geq 10^5 \text{ kNm}^2$	Semakin dalam dinding maka deformasi puncak tiang akan semakin besar
Jarak tiang dari dinding	Tanah homogen	Semakin jauh tiang dari dinding semakin aman tiang tersebut
	Tanah 2 lapis	Semakin jauh tiang dari dinding semakin aman tiang tersebut. Perlu berhati-hati karena deformasi tanah lebih luas efeknya
Kekangan Puncak	Kekangan lentur (misal: balok kecil)	Kekangan yang ideal
	Kekakuan kaku (misal: pile cap)	Mentransfer deformasi namun timbul momen negatif.

8.2 Kondisi Lapangan Dan Tiang Yang Terkena Gerakan Tanah

Dalam penelitian ini telah dipaparkan mengenai perilaku respon tiang yang mengalami gerakan tanah akibat galian dengan dinding penahan tanah, dalam kondisi konfigurasi nyata ada beberapa kondisi galian, dinding dan tiang yang dapat menjadi perhatian dan mengandung perilaku tersebut. Dengan melakukan observasi terhadap beberapa kondisi maka dapat dijabarkan perilaku yang berbahaya tersebut agar menjadi perhatian

1. **Kondisi dinding kaku.** Galian yang ditahan oleh sheetpile beton, secant pile, soldier pile atau dinding diafragma dapat mengalami gerakan yang besar di puncak galian akibat rotasi dinding yang besar. Efek ini dapat menyebabkan deformasi dan momen lentur yang besar pada puncak tiang dan pada bagian tiang yang elevasinya elevasi dasar dinding. Semakin dalam dinding kondisi ini semakin diperparah. Penulangan di bagian atas tiang perlu diperhatikan
2. **Kondisi dinding lentur.** Pada galian dengan dinding lentur deformasi tanah terbesar terjadi pada bagian tengah tiang. Momen dan deformasi tiang yang terjadi berpusat di bagian atas (elevasi galian) sehingga kekuatan tiang di bagian atas perlu diperhatikan.
3. **Kondisi tanah dua lapis dengan lapis atas lunak dan lapis bawah keras.** Kondisi tanah ini dapat menyebabkan momen negatif pada tiang di elevasi peralihan jenis tanah, selain itu pada tanah lunak medan deformasi menjadi lebih besar sehingga tiang-tiang yang relatif jauh dari dinding juga bisa terkena gerakan tanah tersebut.
4. **Kondisi bangunan eksisting dengan tiang yang dihubungkan dengan kekangan kaku.** Dengan adanya kekangan yang kaku maka tiang-tiang pada bangunan meskipun bergerak bersama-sama mengalami momen negatif yang besar dan harus diperhatikan dalam desain tiang tersebut. Alternatif yang lebih baik adalah menyambung tiang-tiang pada bangunan yang sudah ada dengan kekangan lentur seperti balok kecil.



BAB. 9 KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Setelah melakukan penelitian terhadap tiang tunggal yang mengalami gerakan tanah akibat galian yang didukung dinding penahan tanah kantilever maka dapat ditarik beberapa kesimpulan di bawah ini:

1. Respon tiang yang mengalami gerakan tanah sangat ditentukan oleh bentuk gerakan tanah yang terjadi. Pada galian yang didukung dengan dinding penahan tanah kantilever tanpa pendukung lain, gerakan tanah sangat dipengaruhi oleh kekakuan dan panjang dinding. Terjadi fenomena yang membedakan antara gerakan tanah pada dinding kaku dan dinding fleksibel. Pada dinding fleksibel gerakan tanah akan berpusat di tengah-tengah tiang karena dinding melentur, sedangkan pada dinding kaku gerakan tanah akan seragam/lurus karena dinding kaku tidak melentur. Efek panjang tiang membuat dinding kaku berotasi dari deformasi maksimal di bagian bawah dinding sampai ke deformasi di puncak dinding.
2. Pada dinding lentur deformasi puncak tidak besar namun deformasi tanah di tengah dinding besar selain itu terjadi lenturan sehingga terjadi momen lentur yang besar di tengah tiang, untuk dinding kaku deformasi puncaknya besar dan terjadi momen yang besar di tiang di elevasi dasar dinding. Perhatian dalam desain dinding penahan tanah harus melihat dua fenomena tersebut dimana deformasi, momen dan letak kedua respon maksimum tersebut sangat berpengaruh pada keamanan tiang.
3. Selain dindingnya unsur yang menentukan bentuk dan besar gerakan tanah adalah pelapisan tanah. Adanya pelapisan tanah dengan tanah lunak di bagian atas dan tanah keras di bagian bawah membuat gerakan tanah berpusat pada tanah yang lunak sehingga respon tiang juga berpusat di bagian tiang yang tertanam di tanah lunak. Dalam tanah dua lapis,

penggunaan dinding lentur membuat momen lentur dan deformasi tiang yang besar di tengah tiang, menggunakan dinding kaku mengurangi momen namun deformasi puncaknya menjadi sangat besar.

4. Selain faktor di atas faktor yang mempengaruhi respon tiang yang mengalami gerakan tanah pada galian adalah faktor yang berasal dari parameter tiang itu sendiri. Jarak tiang dari dinding mempengaruhi respon dengan mengurangi respon tiang secara linear dengan bertambahnya jarak tiang dari dinding.
5. Kekangan pada puncak tiang juga sangat mempengaruhi respon tiang, namun respon yang dipengaruhi hanyalah respon pada setengah panjang dinding di bagian atas. Kekangan dengan penghubung antar tiang lentur seperti balok kecil mampu mentransfer deformasi antar tiang tanpa menimbulkan momen negatif, sedangkan penghubung antar tiang kaku seperti pile cap dan balok besar mentransfer deformasi antar tiang namun juga menginduksi momen negatif di puncak tiang. Momen negatif akan terinduksi di tiang depan sedangkan tiang belakang akan tertarik dan menimbulkan momen lentur positif dan negatif.
6. Melihat persoalan tiang tunggal yang terkena gerakan tanah akibat galian yang didukung dinding penahan tanah, hasil penelitian ini dapat menjadi indikasi awal untuk mengidentifikasi masalah sesuai dengan kondisi lapangan yang ada.

9.2 Saran

Sebagai sebuah topik yang berada di area baru, topik ini masih memiliki banyak sisi yang bisa diteliti dan disempurnakan. Berikut beberapa saran yang berasal dari pengalaman penelitian ini:

1. Penelitian ini hanya berpusat pada galian dangkal yang tidak menggunakan strutting atau penahan tipe lain, perlu diteliti lebih lanjut efek galian yang lebih dalam terhadap respon tiang dan juga penggunaan support pada gerakan tanah yang terjadi dan akhirnya respon tiang yang terjadi.

2. Dalam kasus kekangan puncak tiang, penggunaan tiang-tiang yang berjarak jauh satu dengan yang lain menghilangkan efek interaksi antara tiang, selain itu penggunaan tiga tiang juga membuat perilakunya sederhana. Perlu dibuat penelitian yang melihat jumlah tiang yang lebih banyak, konfigurasi dan efeknya terhadap respon tiang yang akhirnya dapat memberi pemahaman lebih bagaimana perilaku sebuah sistem kompleks fondasi tiang di dasar sebuah bangunan bereaksi terhadap gerakan tanah.
3. Penelitian ini memiliki keterbatasan waktu dan sumber daya sehingga sebuah grafik desain praktis tidak dapat disintesa untuk penggunaan di lapangan. Penelitian-penelitian lebih lanjut diperlukan untuk memperbanyak titik data untuk membuat grafik desain yang komprehensif dengan memvariasikan parameter galian, parameter tanah, parameter dinding dan parameter tiang.
4. Aspek lain yang dapat ditinjau dari hasil pengembangan penelitian ini adalah efek dari tiang itu sendiri dalam mempengaruhi gerakan tanah yang terjadi. Dalam penelitian ini hal itu tidak terlalu menjadi perhatian, namun sebenarnya tiang dan tanah mempunyai interaksi yang unik yang tidak akan terlihat dengan metode free field biasa.
5. Penelitian ini menemukan kekurangan dalam software PLAXIS 3D v.2.0 yang digunakan dan memberikan saran penambahan fitur-fitur berikut untuk lebih menyempurnakan software tersebut: opsi penambahan kekangan pada titik (point fixity), opsi untuk mengontrol interface antara elemen bukan tanah dan tanah lebih komprehensif bukan hanya nilai R_{inter} , opsi untuk mengekstraksi data numerik secara tabular dalam batch-batch yang lebih baik.
6. Selain itu, penelitian ini juga dapat menjadi masukan untuk pengembangan ilmu bentuk deformasi dinding galian dan penurunan muka tanah akibat galian.

DAFTAR PUSTAKA

- Bransby, M.F., Springman S.M. "3-D Finite Element Modelling of Pile Groups Adjacent to Surcharge Loads" *Computers and Geotechnics*, Vol.19 (1996), No. 4, 301-324
- Brinkgreve, R.B.J et al. *PLAXIS 3D Foundation Version 2*. Delft: Plaxis bv, 2007
- Chen, T.L. *The Effect of Lateral Soil Movements on Pile Foundations. Thesis*. Sydney: University of Sydney, 1994
- Chen, L.T., Poulos, H.G. "Piles Subjected to Lateral Soil Movements" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123 (1997), No. 9, 802-811
- Chen, L.T., Poulos, H.G. "Discussion of "Behavior of Pile Subject to Excavation-Induced Soil Movement" by C. F. Leung, Y. K. Chow, and R. F. Shen" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (Maret 2002), 279-281
- Chen, L.T., Poulos, H.G. "Closure of "Piles Subjected to Lateral Soil Movements' by Chen, L.T. and Poulos, H.G." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (June 1999), 539-541
- Goh, A.T.C., Teh C.I., Wong K.S. "Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123 (1997), No. 9, 792-801
- Goh, A.T.C., Wong K.S., Teh C.I., Wen, D. "Pile Response Adjacent of Braced Excavation" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.129 (2003), No. 4, 383-386
- Ellis, E.A., Springman S.M. "Modelling of soil-structure Interaction For A Piled Bridge Abutment In Plane Strain" *Computers and Geotechnics*, Vol.28 (2001), 79-98
- Hara, T., Yuzhen Yu., Ugai, K. "Behaviour of Piled Bridge Abutments on Soft Ground: A Design Method Proposal Based on 2D Elasto-Plastic Consolidation Coupled FEM" *Computers and Geotechnics*, Vol.31 (2004), 339-355
- Hsieh, P.G., Ou, C.Y. "Shape of Ground Settlement Profiles Caused by Excavation" *Canadian Geotech. Journal*, (1998), No. 35, 1004 - 1017

- Ishihara, K., Cubrinovski, M. "Soil-Pile Interaction in Liquefied Deposits Undergoing Lateral Spreading". *Proceedings of the XI Danube-European Conference: Croatia*; May, 1998.
- Kok, S.T., Huat, B.K. Bujang. "Numerical Modelling of Laterally Loaded Piles" *American Journal of Applied Sciences*, Vol.5 (10) (2008), 1403-1408
- Kung, G.T.C., Juang, C.H., Hsiao, E.C.L., Hashash, Y.M.A. "Simplified Model for Wall Deflection and Ground Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.133 (2007), No. 6, 731-747
- Leung, C.F., Chow, Y.K., Shen, R.F. "Behaviour of Pile Subject to Excavation Induced Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.126 (2000), No. 11, 947-954
- Leung, C.F., Chow, Y.K., Shen, R.F. "Closure of "Behavior of Pile Subject to Excavation-Induced Soil Movement" by C. F. Leung, Y. K. Chow, and R. F. Shen" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (Maret 2002), 279-281
- Leung, C.F., Lim, J.K., Shen, R.F., Chow, Y.K. "Behaviour of Pile Groups Subject to Excavation Induced Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.129 (2003), No. 1, 58-65
- Leung, C.F., Ong, D.E.L., Chow, Y.K. "Pile Behaviour Due to Excavation Induced Soil Movement in Clay. II: Collapsed Wall" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132 (2006), No. 1, 45-53
- Leung, E.H.Y., Ng, Charles W.W., "Wall and Ground Movements Associated with Deep Excavations Supported by Cast in Situ Wall in Mixed Ground Conditions" *Journal of and Geoenvironmental Geotechnical Engineering, ASCE*, (February 2002), 129-143
- Long, M., "Database for Retaining Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (February 2002), 129-143
- Madhumathi, R.K., Ilamparuthi, K. "Effect of Ground Movement on The Performance of Pile Foundation". *Indian Geotechnical Society Chennai Chapter Student Paper Competition*, 2009

- Maugeri, M., Castelli, F. "Discussion of 'Piles Subjected to Lateral Soil Movements' by Chen, L.T. and Poulos, H.G." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (June 1999), 539-541
- Ong, D.E.L., Leung, C.F., Chow, Y.K. "Pile Behaviour Due to Excavation Induced Soil Movement in Clay. I: Stable Wall" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132 (2006), No. 1, 36-44
- Pan, J.L., Goh, A.T.C., Wong, K.S., Selby, A.R. "Three-dimensional Analysis of Single Pile Response to Lateral Soil Movements" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, (2002), No. 26, 747-758
- Poulos, H.G., Chen, L.T. "Pile Response Due to Excavation-Induced Lateral Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123 (1997), No. 2, 94-99
- Poulos, H.G., Chen, L.T. "Pile Response Due to Unsupported Excavation-Induced Lateral Soil Movement" *Canadian Geotech. Journal*, (1996), No. 33, 670-677
- Poulos, H.G., Davis, E.H. *Pile Foundation Analysis and Design*. New Jersey: John Wiley & Sons. Inc, 1980
- Potts, D.M., Zdravković, L. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. London: Thomas Telford Publishing, 1999
- Reese, L.C. *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons. Inc, 2006
- Stewart, D.P. "Discussion of 'Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements' by Goh, A.T.C., Teh C.I., Wong K.S." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, (May 1999), 425-426
- Thasnanipan, N., Maung, A.W., Tanseng, P. "Damages to Piles Associated With Excavation Works in Bangkok Soft Clay". *Proceedings of the VI International Conference on Problems of Pile Foundations Building, Russia*; September, 1998.
- Tschebotarioff, G.P. *Foundations, Retaining and Earth Structures: The Art of Design and Construction and Its Scientific Basis in Soil Mechanics*. New York: Mcgraw-Hill, 1973

- White, D.J., Thompson, M.J., Suleiman, M.T., Schaefer, V.R. "Behaviour of Slender Piles Subject to Free-Field Lateral Soil Movement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.134 (2008), No. 4, 428-436
- Wood, D.M. *Soil Behaviour and Critical Soil Mechanics*. Melbourne: Cambridge University Press, 1990
- Zhao M.H., Liu D., Zhang L., Jiang C. "3D Finite Element Analysis on Pile -Soil Interaction of Passive Pile Group" *Journal Cent. South Univ. Technol.*, (2008) No. 15, 75-80

