



ITS

Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

✓ 91468 / H / 10



RSS

624.5

WIC

5.1
2010

TUGAS AKHIR (RC09 - 1380)

STUDI PENGARUH PEMBEBANAN DINAMIS TERHADAP PONDASI BUIS BETON

LUTHFI AMRI WICAKSONO
NRP 3106 100 021

FAJAR KURNIAWAN
NRP 3106 100 111

Dosen Pembimbing
Dr.Ir.RIA ASIH ARYANI SOEMITRO, M.Eng.
Ir.MOESDARJONO SOETOJO, M.Sc.
TRIHANINDYO RENDY, ST.MT

PERPUSTAKAAN I T S	
Tgl Terima	H - 8 - 2010
Terima Dari	H
No Agenda Prp.	—

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2010



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT (RC09 - 1380)

DYNAMIC LOADING EFFECT ON “*BUIS BETON*” FOUNDATION (LABORATORY MODEL TEST)

LUTHFI AMRI WICAKSONO
NRP 3106 100 021

FAJAR KURNIAWAN
NRP 3106 100 111

Supervisor :
Dr.Ir.RIA ASIH ARYANI SOEMITRO, M.Eng.
Ir.MOESDARJONO SOETOJO, M.Sc.
TRIHANINDYO RENDY, ST.MT

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2010

STUDI PENGARUH PEMBEBANAN DINAMIS TERHADAP PONDASI BUIS BETON

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Geoteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

LUTHFI AMRI WICAKSONO

NRP. 3106 100 021

FAJAR KURNIAWAN

NRP. 3106 100 111

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

Dr.Ir.RIA ASIH ARYANI SOEMITRO, M.Eng.

Pembimbing II :

Ir.MOESDARJONO SOETOJO, M.Sc.

Pembimbing II :

TRIHANINDYO RENDY, ST.MT

SURABAYA, JULI 2010

STUDI PENGARUH PEMBEBANAN DINAMIS TERHADAP PONDASI BUIS BETON

Nama Mahasiswa : Luthfi Amri Wicaksono
NRP : 3106 100 021
Nama Mahasiswa : Fajar Kurniawan
NRP : 3106 100 111
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Pembimbing : Dr.Ir. Ria Asih Aryani S, M.Eng.
Ir.Moesdarjono Soetojo, M.Sc.
Trihanindyo Rendy, ST.MT

ABSTRAK

Bencana gempa sering terjadi di Negara Indonesia dikarenakan Indonesia merupakan daerah yang tinggi gempa sehingga menyebabkan keruntuhan struktur karena pondasi yang mengalami penurunan setempat.

Teknologi telah berkembang dengan pesat, tak terkecuali dengan perkembangan pondasi, walaupun pondasi telah berkembang tetapi banyak masyarakat yang masih menggunakan pondasi tradisional, salah satunya yaitu pondasi buis beton yang biasa dikenal dengan "buis sumuran".

Penggunaan pondasi buis beton untuk bangunan rendah (kurang dari 3 lantai) sangat efektif karena pondasi buis beton dapat menahan geseran akibat gempa sehingga tidak terjadi penurunan yang mengakibatkan keruntuhan bangunan. Gaya geser yang terjadi akibat gempa bumi tidak dapat dipikul oleh pondasi dangkal. Sehingga rumah atau bangunan rendah (kurang dari 3 lantai) yang menggunakan pondasi dangkal banyak mengalami keruntuhan sedangkan rumah atau bangunan rendah (kurang dari 3 lantai) yang menggunakan pondasi buis beton strukturnya masih dapat dikatakan kuat.

Sampai saat ini pengembangan analisa tentang pengaruh beban dinamis pada pondasi buis beton kurang berkembang. Hal tersebut yang menjadikan dasar dilakukannya penelitian ini. Penelitian ini untuk mengetahui pengaruh beban dinamis terhadap penurunan pondasi buis beton.

Pada penelitian kali ini akan digunakan tanah pasir berlanau dimana sampel tanah yang diuji merupakan campuran dari pasir, bentonite dan air yang menghasilkan variasi Indeks Kecairan tanah yaitu $LI = -0,159$, $LI = 0,522$ dan, $LI = 1,205$ sebagai tanah dasar, sehingga mendapatkan angka keamanan tertentu.

Kata kunci : Pondasi, Buis beton, Beban dinamis.

DYNAMIC LOADING EFFECT ON “BUIS BETON” FOUNDATION (LABORATORY MODEL TEST)

Name : Luthfi Amri Wicaksono
NRP : 3106 100 021
Name : Fajar Kurniawan
NRP : 3106 100 111
Departement : Civil Engineering FTSP - ITS
Supervisor : Dr.Ir. Ria Asih Aryani S, M.Eng.
Ir.Moesdarjono Soetojo, M.Sc.
Trihanindyo Rendy, ST.MT

ABSTRACT

Earthquakes often occur in the State of Indonesia because Indonesia is a potential area experienced an earthquake. Earthquake can cause the collapse of structures due to decreased local foundation.

Technology has grown rapidly, as well as the development foundation. Although the foundation has grown but many people who are still using traditional foundation, one of which is the foundation of concrete buis commonly known as "bis sumuran".

The use of concrete foundations for buildings buis low (less than three floors) are very effective because buis concrete foundation can hold shift caused by the earthquake did not cause a decrease that resulted failure buildings. Shear forces caused by earthquakes can not be borne by the shallow foundation. So the house or building is low (less than 3 floors) which uses a lot of shallow foundation can failure while building a house or low (less than 3 floors) which uses buis concrete foundation structure still can be said strongly.

Until recently the development of analysis on the influence of dynamic loads on the concrete foundation buis underdeveloped. This is what makes the basis of this study. Study is to examine the influence of dynamic loads on the decrease buis concrete foundation.

In this research will be used for stiffy sand Liquidity Index with variations in LI of land that is $LI = -0.159$, $LI = 0.522$ and $LI = 1.205$ as a subgrade, thus gaining numbers particular security.

Keyword : Foundation, Concrete Buis, Dynamic load.

KATA PENGANTAR

Puji syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan anugerah-Nya yang telah diberikan sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik dan tepat waktu. Mengingat pentingnya tugas akhir ini, maka saya telah berusaha mengerjakan tugas akhir ini dengan sebaik-baiknya.

Harapan saya dengan adanya tugas akhir ini, saya dapat memahami dan mengetahui lebih dalam mengenai pengerjaan tugas akhir saya nantinya. Dalam penyelesaian tugas akhir ini, tidak dapat dipungkiri bahwa saya sering menemui beberapa kendala dalam pengerjaannya. Namun berkat bantuan beberapa pihak, akhirnya saya dapat menyelesaikan tugas ini dengan baik.

Pada kesempatan ini tak lupa saya mengucapkan terima kasih kepada:

1. Tuhan Y.M.E yang telah memberikan kesempatan dan kelancaran dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Ibunda dan Ayahanda tercinta yang selalu memberikan dukungan dalam mengerjakan Tugas Akhir.
3. Ibu Dr. Ir. Ria Asih A. S., M. Eng., Ir. Moesdarjono S, MSc, Trihanindy Rendy, ST.MT selaku dosen pembimbing selama pengerjaan proposal tugas akhir ini.
4. Bapak Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc., Ph.D, Ibu Prof. Ir. Noor Endah, MSc., Ph.D, Bapak Dr. Tech. Pujo Aji, ST, MT, dan Ibu Dr. Ir. Ria Asih A. S., M. Eng. selaku dosen pengajar mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah.
5. PT. Madu Lingga Perkasa yang telah memberikan beberapa data dalam menyelesaikan Tugas Akhir.

6. Teman-teman satu angkatan (Mahasiswa Teknik Sipil-S49 FTSP-ITS) yang telah memberika saran-saran dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
7. Bellinda Arneta Muhammad selaku kekasih tercinta yang selalu memberikan dukungan dan kasih sayang kepada Fajar Kurniawan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Yohana Natalia selaku kekasih tercinta yang selalu memberikan dukungan dan kasih sayang kepada Luthfi Amri Wicaksono dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Angger, Cinta, Tasrul, Arya, Aji Adil, Pandu yang telah menemani dan membantu dalam praktikum penelitian ini.
10. Para anggota Laboratorium Mekanika Tanah Tiknik Sipik ITS yang telah banyak membantu dalam praktikum penelitian ini.
11. Rekan-rekan sekalian yang tidak dapat disebutkan satu-persatu serta semua pihak yang telah banyak membantu.

Dengan segenap kerendahan hati, saya menyadari sepenuhnya bahwa tugas ini masih jauh dari sempurna. Sehingga, besar harapan adanya koreksi maupun masukan dari semua pihak untuk kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata, saya berharap semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak.

Surabaya, 24 Juni 2010

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
ABSTRAK.....	v
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xxxi
 BAB I : PENDAHULUAN.....	 1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan.....	4
1.5 Manfaat	6
 BAB II : TINJAUAN PUSTAKA.....	 7
2.1 Pasir.....	7
2.2 <i>Bentonite</i>	8
2.3 Daya Dukung Tanah Lempung.....	8
2.4 Mekanisme Keruntuhan Pondasi Dangkal.....	11
2.4.1 Mekanisme keruntuhan kondisi <i>Drained</i>	11

2.4.2	Mekanisme keruntuhan kondisi <i>Undrained</i>	15
2.5	Peraturan SNI 03-1726-2002: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.....	20
2.5.1	Jenis tanah dan perambatan gelombang gempa.....	20
2.5.2	Spektrum respon dan pembagian wilayah gempa.....	23
2.6	Uji Geser Langsung.....	26
2.6.1	Uji geser langsung kondisi air teralirkan (<i>drained</i>) pada pasir dan lempung jenuh Air.....	30
2.7	Pondasi Tiang.....	32
2.7.1	Pondasi tiang bor.....	32
2.7.2	Perhitungan tiang bor.....	34
2.8	Plaxis Dinamik	36
BAB III : METODOLOGI.....		39
3.1	Persiapan Material.....	39
3.1.1	Pasir.....	39
3.1.2	<i>Bentonite</i>	39
3.1.3	Bak pemodelan.....	39
3.1.4	Model pondasi buis beton.....	40
3.2	Identifikasi Sifat-sifat Material dan Uji Konsistensi Material.....	40
3.3	Pembuatan Tanah Uji.....	41

3.4	Identifikasi Parameter Dasar Campuran Tanah Sebelum Dibebani.....	41
3.5	Melakukan Pengujian Beban dan Pengamatan Pada Model Pondasi.....	42
3.6	Identifikasi Parameter Dasar Campuran Tanah Setelah Dibebani.....	42
BAB IV : ANALISA PERCOBAAN.....		47
4.1	Pembuatan Alat Permodelan.....	47
4.1.1	Dasar teori.....	47
4.1.2	Permodelan percepatan zona gempa 3 dan 4.....	53
4.1.3	Pengenalan bagian-bagian alat permodelan.	57
4.1.4	Fungsi bagian-bagian alat permodelan.....	63
4.1.5	Persiapan sebelum menggunakan alat.....	64
4.1.6	Cara pengoperasian sistem motor dan komputer.....	65
4.1.7	Perawatan dan pemeliharaan alat Permodelan.....	73
4.2	Analisa Perbandingan Komposisi Pasir dan Bentonite Pada Tanah Uji.....	75
4.2.1	Hasil pengujian sifat-sifat fisik <i>Bentonite</i> ...	75
4.2.2	Hasil pengujian sifat-sifat fisik tanah Uji....	77
4.3	Analisa Mekanisme Keruntuhan Tanah Uji Hasil Percobaan.....	78
4.3.1	Variasi percobaan pembebanan tanah uji di laboratorium.....	78

4.3.2	Hasil pengujian Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah uji di Laboratorium.....	80
4.3.3	Hasil percobaan pembebanan tanah uji di laboratorium.....	93
4.4	Hasil Pengujian sifat-sifat Fisik Tanah Uji.....	125
4.4.1	Hasil pengujian <i>Direct Shear</i> sebelum pembebanan.....	128
4.5	Analisa Daya Dukung Pondasi.....	128
4.6	Analisa Angka Keamanan pada Beban Statis.....	133
4.7	Perbandingan Antara Hasil Percobaan dengan Program PLAXIS v 8.2.....	144
KESIMPULAN DAN SARAN.....		173
DAFTAR PUSTAKA.....		185
LAMPIRAN.....		187

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Keruntuhan pondasi dangkal: (a) keruntuhan geser umum, (b) keruntuhan geser lokal, (c) keruntuhan penetrasi. (Vesic, 1973).....	12
Gambar 2.2	Analisa keruntuhan daya dukung (Terzaghi, 1943).....	14
Gambar 2.3	Penurunan dan keruntuhan pondasi untuk pembebanan kondisi <i>undrained</i>	16
Gambar 2.4	Mekanisme keruntuhan plastis pondasi pada pembebanan <i>undrained</i>	17
Gambar 2.5	Faktor daya dukung N_c	19
Gambar 2.6	Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun.....	24
Gambar 2.7	Diagram tegangan geser versus perubahan tinggi benda uji karena pergerakan menggeser untuk tanah pasir padat dan renggang.....	29
Gambar 2.8	Penentuan parameter kekuatan geser untuk tanah pasir sebagai hasil uji geser langsung.....	29
Gambar 2.9	Hasil uji geser langsung kondisi <i>drained</i> pada sebuah tanah lempung <i>overconsolidated</i>	31

Gambar 2.10	Garis keruntuhan tanah lempung yang didapat dari uji geser langsung kondisi <i>drained</i>	32
Gambar 2.11	Penampang tiang bor.....	34
Gambar 3.1	Model pembebanan.....	38
Gambar 4.1	Bak Permodelan.....	57
Gambar 4.2	Sistem Perletakan Bak Permodelan.....	58
Gambar 4.3	Sambungan stang penggerak dan Sistem Motor.....	58
Gambar 4.4	Sistem motor.....	59
Gambar 4.5	Motor penggerak.....	59
Gambar 4.6	Rangkaian motor dan gear box.....	60
Gambar 4.7	Radial Plate.....	60
Gambar 4.8	Fan Belt.....	60
Gambar 4.9	Sensor Penurunan pondasi.....	61
Gambar 4.10	Sensor Frekuensi dan Percepatannya.....	61
Gambar 4.11	Interface Box.....	62
Gambar 4.12	Panel.....	63
Gambar 4.13	(a) Tanda H, B, K pada panel (b)Sambungan kabel dari motor ke panel....	65
Gambar 4.14	(a) CB pada panel (b) Tanda lampu menyala jika panel aktif.....	66

Gambar 4.15	Switch menunjukkan tanda off.....	66
Gambar 4.16	Sambungan radial plate dengan batang penyodok.....	67
Gambar 4.17	(a) Bagian belakang interface box, (b) Bagian Belakang komputer.....	67
Gambar 4.18	Bagian depan interface box.....	68
Gambar 4.19	Bagian depan interface box.....	68
Gambar 4.20	(a) Sambungan kabel sensor posisi, (b) Sambungan kabel sensor frekuensi.....	69
Gambar 4.21	(a) Sambunngan batang sensor dengan plat pondasi, (b) Perletakan besi silang.....	69
Gambar 4.22	(a) Perletakan besi silang, (b) Penambahan kyau untuk mempertinggi posis.....	70
Gambar 4.23	Grafik hubungan Kadar Bentonite dan LL.....	76
Gambar 4.24	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 5cm.....	81
Gambar 4.25	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 7cm.....	82
Gambar 4.26	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 20cm.....	83

Gambar 4.27	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = -0.519) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 5cm..	84
Gambar 4.28	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = -0.519) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 7cm.....	85
Gambar 4.29	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = -0.519) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 10cm.....	86
Gambar 4.30	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 0.522) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 5cm..	87
Gambar 4.31	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 0.522) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 7cm..	88
Gambar 4.32	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 0.522) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 10cm	89
Gambar 4.33	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 1.205) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 5cm..	90
Gambar 4.34	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 1.205) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan buis beton diameter = 7cm..	91
Gambar 4.35	Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji (LI = 1.205) pada kondisi beban statis dan	

	dinamis dengan buis beton diameter = 10cm.....	92
Gambar 4.36	penurunan max Pondasi Buis Beton Diameter =5cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.....	95
Gambar 4.37	penurunan max Pondasi Buis Beton Diameter =7cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.....	96
Gambar 4.38	penurunan max Pondasi Buis Beton Diameter =10cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.....	97
Gambar 4.39	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 5cm.....	98
Gambar 4.40	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 5cm.....	99
Gambar 4.41	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 5cm.....	100

Gambar 4.42	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 7cm.....	101
Gambar 4.43	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 7cm.....	102
Gambar 4.44	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 7cm.....	103
Gambar 4.45	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 10cm.....	104
Gambar 4.46	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 10cm.....	105
Gambar 4.47	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 10cm.....	106
Gambar 4.48	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 5cm.....	107

Gambar 4.49	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 5cm.....	108
Gambar 4.50	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 5cm.....	19
Gambar 4.51	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 7cm.....	110
Gambar 4.52	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=-0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 7cm.....	111
Gambar 4.53	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 7cm.....	112
Gambar 4.54	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 10cm.....	113
Gambar 4.55	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 10cm.....	114

Gambar 4.56	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=0.522$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 10cm.....	115
Gambar 4.57	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 5cm.....	116
Gambar 4.58	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 5cm.....	117
Gambar 4.59	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 5cm.....	118
Gambar 4.60	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 7cm.....	119
Gambar 4.61	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 7cm.....	120
Gambar 4.62	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 7cm.....	121

Gambar 4.63	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 buis beton diameter = 10cm.....	122
Gambar 4.64	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 buis beton diameter = 10cm.....	123
Gambar 4.65	Grafik Pembebanan-Penurunan pada Tanah Uji ($LI=1.205$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 buis beton diameter = 10cm.....	124
Gambar 4.66	Grafik hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser tanah sebelum pembebanan (sampel LL 32%).....	126
Gambar 4.67	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5Kg) pada kedalaman = 1Buis beton	135
Gambar 4.68	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5Kg) pada kedalaman = 2Buis beton	136
Gambar 4.69	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5Kg) pada kedalaman = 3Buis beton	137

Gambar 4.70	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10Kg) pada kedalaman = 1Buis beton	138
Gambar 4.71	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10Kg) pada kedalaman = 2Buis beton	139
Gambar 4.72	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10Kg) pada kedalaman = 3Buis beton	140
Gambar 4.73	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) pada kedalaman = 1Buis beton	141
Gambar 4.74	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) pada kedalaman = 2Buis beton	142
Gambar 4.75	Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) pada kedalaman = 3Buis beton	143
Gambar 4.76	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = -0.159) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	153



Gambar 4.84	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	161
Gambar 4.85	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	162
Gambar 4.86	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	163
Gambar 4.87	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	164
Gambar 4.88	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	165
Gambar 4.89	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	166

Gambar 4.77	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = -0.159) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	154
Gambar 4.78	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = -0.159) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	155
Gambar 4.79	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = 0.522) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	156
Gambar 4.80	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = 0.522) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	157
Gambar 4.81	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = 0.522) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	158
Gambar 4.82	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = 1.205) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	159
Gambar 4.83	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji (LI = 1.205) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	160

Gambar 4.96	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	173
Gambar 4.97	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	174
Gambar 4.98	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	175
Gambar 4.99	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	176
Gambar 4.100	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	177
Gambar 4.101	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	178

Gambar 4.90	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	167
Gambar 4.91	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	168
Gambar 4.92	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	169
Gambar 4.93	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis dan beban gempa 3 vertikal pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	170
Gambar 4.94	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.....	171
Gambar 4.95	Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 7cm.....	172

Gambar 4.102 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis dan beban gempa 4 vertikal pada Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.....	179
--	-----

“halaman ini sengaja di kosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan antara Konsistensi, Identifikasi, dan Kuat Geser Tekan Bebas.....	10
Tabel 2.2	Tabel 2.2. Hubungan Nilai N, Konsistensi Tanah dan Perkiraan Daya Dukung Aman untuk Pondasi Pada Tanah Lempung.....	10
Tabel 2.3	Harga-harga N_c , N_γ , N_q dari CAQUOT & KERISEL.....	15
Tabel 2.4	Penurunan maksimum tanah.....	19
Tabel 2.5	Jenis-jenis tanah dan parameter dinamisnya...	21
Tabel 2.6	Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.....	23
Tabel 2.7	Spektrum respons gempa rencana.....	26
Tabel 4.1	Tabel Perhitungan Percepatan Gempa yang Sesuai dengan Kapasitas Motor.....	49
Tabel 4.2	Tabel Permodelan Variasi Percepatan untuk Setiap Zona Gempa.....	54
Tabel 4.3	Tabel Permodelan Percepatan untuk Zona Gempa 3 dan 4.....	56
Tabel 4.4	Sifat-sifat Fisik Bentonit.....	75
Tabel 4.5	Perbandingan Bentonit dan pasir.....	76
Tabel 4.6	Sifat-sifat Fisik Tanah Uji.....	77

Tabel 4.7	Variasi percobaan pembebanan.....	79
Tabel 4.8	Nilai-nilai Berat Volume Tanah (γ_t) Tanah Uji	80
Tabel 4.9	Besar penurunan max Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 Kg) dan dinamis (beban gempa zona 3 dan 4).....	94
Tabel 4.10	Nilai Q_{ult} dengan variasi w_c , Diameter dan kedalaman buis beton.....	132
Tabel 4.11	Nilai SF dengan variasi Beban, w_c , Diameter dan kedalaman buis beton.....	134

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia merupakan daerah yang mempunyai aktivitas gempa yang tinggi. Bencana gempa telah terjadi belakangan ini di beberapa tempat. Kerusakan bangunan menyebabkan adanya korban jiwa. Keadaan struktur bangunan yang kurang baik menyebabkan keruntuhan. Pada umumnya struktur runtuh karena pondasi yang mengalami penurunan setempat.

Perkembangan zaman telah menjadikan perkembangan teknologi pada pondasi. dahulu pondasi hanya berupa susunan batu atau balok kayu yang ditancapkan. Namun sekarang pondasi telah berkembang, antar lain dengan tiang pancang, tiang bor. Walaupun teknologi pondasi telah berkembang, masih saja ditemukan masyarakat yang menggunakan pondasi tradisional seperti dari balok kayu atau batu kali, karena keterbatasan ekonomi yang ada pada masyarakat. Namun ada perkembangan yang sedikit maju, yaitu menggunakan Buis Beton atau lebih dikenal dengan "Buis Sumuran".

Penggunaan Buis Beton sebagai pondasi untuk bangunan rendah sangat efektif. Sebagai bukti keunggulan Buis Beton yang digunakan sebagai pondasi bangunan rendah adalah pada bencana gempa bumi yang terjadi di Padang. Dimana rumah atau bangunan rendah (kurang dari 3 lantai) yang menggunakan pondasi Buis Beton, strukturnya masih dapat dikatakan kuat. Sedangkan bangunan rendah yang menggunakan pondasi dangkal mengalami keruntuhan strukturnya. Hal ini disebabkan karena pada pondasi dangkal terjadi penurunan setempat (*Differential Settlement*).

Gaya gempa menyebabkan gaya geser yang cukup besar yang terjadi secara berulang-ulang sehingga terjadi penurunan

pada kekuatan geser tanah. Apabila kekuatan geser tanah runtuh maka akan terjadi penurunan yang besar karena daya dukungnya menjadi berkurang. Gaya geser yang terjadi akibat gempa bumi tidak dapat dipikul oleh pondasi dangkal. Tetapi pondasi Buis Beton dapat menahan geseran tersebut sehingga tidak terjadi penurunan yang mengakibatkan kuruntuhan bangunan.

Hal tersebut yang menjadikan dasar dilakukannya penelitian ini. Penelitian ini untuk mengetahui pengaruh beban dinamis terhadap penurunan pondasi Buis Beton. Pada penelitian kali ini tanah yang digunakan merujuk pada tanah di Kabupaten Bantul sebagai dasar, sehingga mendapatkan angka keamanan tertentu pada setiap variasi pemodelan. Tanah yang akan digunakan pada penelitian ini adalah tanah pasir berlanau dimana contoh tanah yang diuji merupakan campuran dari pasir, bentonit dan air yang mempunyai Batas Cair (LL) = 32 % (Sugiarto, 2010). Batas Cair ini didapat dari nilai rata-rata beberapa Batas cair contoh tanah yang diambil dari Kabupaten bantul dan Batas Susut (PL) = 17,34 % yang menghasilkan 3 kondisi yang berbeda yaitu kondisi semi-padat, kondisi plastis dan kondisi cair yang memiliki Indeks Kecairan tanah yaitu $LI = -0,159$ (kondisi semi-padat), $LI = 0,522$ (kondisi plastis) dan $LI = 1,205$ (kondisi cair). Beban yang digunakan dalam permodelan adalah 5 kg, 10 kg dan 20 kg yang sudah disesuaikan dengan daya dukung tanah yang dipakai yang besarnya tidak melebihi tegangan ijin tanah tersebut. Perhitungan tegangan ijin tanah terdapat di Lampiran B.2. Penelitian ini juga bisa memberikan alternatif pondasi yang dapat digunakan untuk bangunan rendah.

1.2. Perumusan Masalah

Perumusan masalah yang berkaitan dengan pengaruh beban dinamis pada penurunan pondasi Buis Beton terhadap

penurunan tanah pasir berlanau akibat beban vertikal statis dan beban dinamis meliputi :

1. Bagaimana penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton pada tanah dasar tanah pasir berlanau dengan variasi Indeks Kecairannya = - 0,159 , 0,522 dan 1,205.
2. Bagaimana penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi diameternya : 5, 7 dan 10 cm.
3. Bagaimana penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi jumlah susunannya : 1, 2 dan 3 buah.
4. Bagaimana penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi beban : 5 kg, 10 kg dan 20 kg.
5. Bagaimana penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi pembebanannya, yaitu pembebanan akibat beban pondasi saja (pembebanan statis) dan pembebanan akibat beban pondasi dan beban dinamis (pembebanan dinamis).
6. Bagaimana pengaruh angka keamanan di masing-masing LL akibat beban vertikal dan beban dinamis pada tanah pasir berlanau dengan pondasi Buis Beton pada semua kondisi pembebanan.
7. Bagaimana hasil perbandingan analisa pembebanan dinamis dengan menggunakan program bantu Plaxis v 8.2.

1.3. Batasan Masalah

1. Pondasi Buis Beton yang digunakan adalah pondasi dengan ukuran = 50, 70, 100 cm dan tinggi = 50 cm yang dimodelkan dengan perbandingan 10:1.
2. Variasi penambahan jumlah pondasi yang digunakan adalah maksimal 3 Buis Beton dikarenakan keterbatasan kedalaman dari Tanah Uji (kedalaman Tanah Uji = 50 cm).
3. Tanah yang digunakan adalah campuran bentonit, pasir, dan air yang menghasilkan kondisi Batas Cair (LL) tertentu sesuai dengan kondisi tanah di Kabupaten Bantul.
4. Kombinasi pembebanan statis gempa didapat dengan menggunakan alat uji model yang menggunakan motor penggerak dan dilakukan dalam bak pemodelan dengan ukuran 110 x 50 x 95 cm di Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, ITS, Surabaya.
5. Tanah yang digunakan adalah campuran bentonit, pasir, dan air yang menghasilkan kondisi LL tertentu sesuai dengan kondisi tanah di Kabupaten Bantul.
6. Variasi Indeks Kecairan yang digunakan, $LI = -0,159$, $LI = 0,522$ dan $LI = 1,205$.
7. Tidak membahas Likuifaksi.
8. Pembebanan dilakukan secara bertahap dengan pembebanan beban sebesar 5 kg setiap 10 detik, hingga beban 20 kg. Beban yang dipakai adalah beban yang telah disesuaikan dengan daya dukung tanah tanpa ada pondasi, yang nilai beban yang diberikan kurang dari tegangan (σ) tanah yang dipakai. Pembebanan dilakukan di dalam bak pemodelan yang dilakukan di Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, ITS, Surabaya.

9. Pemberian beban dinamis dengan percepatan getaran antara 0,3 g dan 0,34 g dengan wilayah gempa 3 dan 4.

1.4. Tujuan

1. Mengetahui penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton pada tanah dasar pasir berlanau dengan variasi Indeks Kecairan yang digunakan, $LI = -0,159$, $LI = 0,522$ dan $LI = 1,205$.
2. Mengetahui penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi Diameter pondasi Buis Beton = 5, 7 dan 10 cm.
3. Mengetahui penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi jumlah susunan pondasi Buis Beton = 1, 2 dan 3 buah.
4. Mengetahui penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi beban : 5 kg, 10 kg dan 20 kg.
5. Mengetahui penurunan yang terjadi akibat beban vertikal dan beban dinamis pada pondasi Buis Beton ditinjau dari variasi pembebanannya, yaitu pembebanan akibat beban pondasi saja (pembebanan statis) dan pembebanan akibat beban pondasi dan beban dinamis (pembebanan dinamis).
6. Mengetahui pengaruh angka keamanan di masing-masing LI akibat beban vertikal dan beban dinamis pada tanah pasir berlanau dengan pondasi Buis Beton pada semua kondisi pembebanan.
7. Mengetahui hasil perbandingan analisa pembebanan dinamis dengan menggunakan program bantu Plaxis v 8.2.

1.5. Manfaat

Manfaat penelitian ini secara langsung adalah untuk mengetahui seberapa besar kestabilan Pondasi Buis Beton dengan melihat penurunan dan angka keamanan dari variasi diameter dan jumlah pondasi Buis Beton terhadap pengaruh kombinasi pembebanan statis vertikal dan dinamis Zona 3 dan dinamis Zona 4 dengan kondisi Tanah Uji dengan Batas Cair (LL) = 32 % yang memiliki Kadar Air Tanah $w_c = 15 \%$, $w_c = 25 \%$ dan $w_c = 35 \%$. Secara tidak langsung, penelitian ini dapat digunakan sebagai pertimbangan dalam menggunakan Pondasi Buis Beton untuk bangunan rendah.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Masalah yang banyak terjadi pada tanah lempung adalah bangunan yang didirikan pada tanah tersebut akan mengalami penurunan (*settlement*) atau retakan jika lapisan tanah tersebut mengalami pembebanan yang berlebihan. Bangunan yang didirikan pada tanah tersebut biasanya akan mengalami penurunan (*differential settlement*) dan retakan yang berbeda. Tanah yang mempunyai penurunan besar harus mendapat perlakuan khusus untuk mengurangi kompresibilitas tanahnya.

Teori tentang mekanika tanah klasik yang dipelopori oleh Terzaghi (1943) berdasarkan prinsip-prinsip perhitungannya dengan mengansumsikan bahwa kondisi suatu tanah adalah jenuh sempurna (*fully saturated*). Tanah jenuh (*saturated soil*) merupakan istilah untuk tanah yang mempunyai tegangan air pori positif, yang di alam terletak dibawah muka air tanah (Fredlund dan Rahardjo, 1993)

2.1 Pasir

Pasir adalah partikel butiran batuan yang lolos ayakan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan pada ayakan no. 200 (75 μ m) yang pembagiannya sebagai berikut:

1. Kasar (*coarse*), yaitu lolos ayakan no. 4 dan tertahan ayakan no. 10 (2 mm).
2. Sedang (*medium*), yaitu lolos ayakan no. 10 dan tertahan ayakan no. 40 (425 μ m).
3. Halus (*fine*), yaitu lolos ayakan no. 40 dan tertahan ayakan no. 200 (75 μ m).

Pasir yang digunakan pada penelitian ini adalah butiran pasir yang lolos ayakan no. 4. (Das, 1994).

2.2 Bentonit

Bentonit merupakan golongan montmorillonite dengan rumus kimia $(\text{MgCa})\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ dengan $n = 8$. Bentonit terbentuk dari perubahan abu vulkanik. *Specific Gravity* – nya 2,4 – 2,8. Karakteristik Bentonit adalah dapat menyerap air sebanyak 5 kali beratnya sendiri dan oleh karena itu pengembangan volumenya dapat mencapai 15 kali dari keadaan keringnya. Ketika diberi air, butiran Bentonit segera terurai menjadi partikel yang sangat kecil. Ukuran butiran Bentonit umumnya 60 – 65 % lebih halus dari 0,1 μm , 90 % lebih kecil dari 0,5 μm dan 97 % lolos ayakan no. 325 (44 μm). (Bowles, 1984b).

2.3 Daya Dukung Tanah Lempung

Tanah lempung aluvial secara geografis merupakan endapan yang baru, yang terdiri dari material lanau dan lempung di daerah sekitar sungai dan muara. Tanah ini termasuk terkonsolidasi normal (*normally consolidated*). Oleh karena itu kuat gesernya bertambah bila kedalamannya bertambah, yaitu lunak pada bagian permukaan dan kaku di bagian bawahnya. Daya dukung tanah lempung tergantung pada konsistensi atau kuat gesernya. (Skempton, 1951).

Pada awal tahun 1900, Atterberg mengembangkan suatu metoda untuk menjelaskan konsistensi tanah halus pada kadar air yang bervariasi. Bilamana kadar airnya sangat tinggi, campuran air dan tanah akan menjadi sangat lembek seperti cairan, sehingga akan menyebabkan berkurangnya kuat geser tanah. Oleh karena

itu, atas dasar air yang dikandung, Atterberg membuat batasan-batasan yaitu: batas susut (*shrinkage limit*), batas plastis (*plastic limit*) dan batas cair (*liquid limit*). Casagrande (1932) telah menyimpulkan bahwa tiap pukulan dari alat uji batas cair adalah bersesuaian dengan tegangan geser tanah sebesar kira-kira 1 gr/cm^2 , oleh karena itu batas cair dari tanah berbutir halus ($N = 25$ pukulan) adalah kadar air di mana tegangan geser tanahnya adalah kira-kira 25 gr/cm^2 .

Dalam pekerjaan pondasi, terdapat tiga nilai kadar air yang memberikan indikasi yang sangat berguna untuk memperkirakan perilaku tanah berbutir halus, yaitu kadar air (w_c) di tempat pekerjaan pondasi dan dua batas konsistensi yaitu batas cair (LL) dan batas plastis (PL) karena hal ini memberikan sesuatu yang penting dalam kaitannya dengan stabilitas tanah. Konsistensi tanah lempung tidak terganggu dari lapangan dapat dikaitkan dengan nilai kuat geser tekan bebas (q_u). Tabel 2.1 (Peck 1953) menyajikan hubungan antara konsistensi, identifikasi dan nilai q_u yang diperoleh dari pengujian kuat geser tekan bebas (*unconfining pressure*). Nilai-nilai perkiraan daya dukung aman untuk tanah lempung dapat dilihat pada Tabel 2.2 (Terzaghi dan Peck, 1967)



Tabel 2.1. Hubungan antara Konsistensi, Identifikasi, dan Kuat Geser Tekan Bebas

Konsistensi Tanah Lempung	Identifikasi di lapangan	q_u (kg/cm^2)
Sangat lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inci dengan kepala tangan	$< 0,25$
Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inci dengan ibu jari	0,25-0,5
Sedang	Dapat ditembus beberapa inci pada kekuatan sedang dengan ibu jari	0,5 - 1,0
Kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari, tapi dengan kekuatan besar	1,0 - 4,0
Sangat kaku	Melekuk bila ditekan dengan kuku ibu jari	2,0 - 4,0
Keras	Dengan kesulitan, melekuk bila ditekan dengan kuku ibu jari	> 4

(Sumber : Peck 1953)

Tabel 2.2. Hubungan Nilai N, Konsistensi Tanah dan Perkiraan Daya Dukung Aman untuk Pondasi Pada Tanah Lempung

Konsistensi	N	Daya dukung aman (q_u) untuk pondasi (kg/cm^2)	
		Bujur sangkar	Memanjang
Sangat lunak	0 - 2	0,00 - 0,30	0,00 - 0,22
Lunak	2 - 4	0,30 - 0,60	0,22 - 0,45
Sedang	4 - 8	0,60 - 1,20	0,45 - 0,90
Kaku	8 - 15	1,20 - 2,40	0,90 - 1,80
Sangat kaku	15 - 30	2,40 - 4,80	1,80 - 3,60
Keras	30	4,80	3,60

(Sumber : Terzaghi dan Peck, 1967)

2.4 Mekanisme Keruntuhan Pondasi Dangkal

Pondasi adalah suatu struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan pada tanah di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang besar bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan. (Bowles, 1984a).

2.4.1 Mekanisme keruntuhan kondisi *drained*

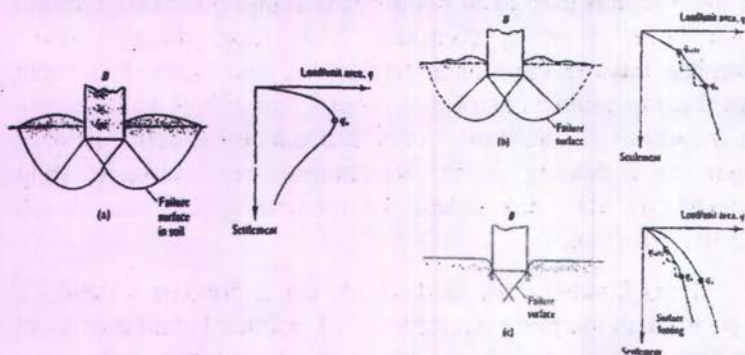
Apabila tanah mengalami pembebanan seperti beban pondasi, tanah akan mengalami distorsi dan penurunan. Untuk dapat memahami konsep daya dukung batas tanah dan bentuk keruntuhan geser dalam tanah pada kondisi *drained*, ditunjukkan pada sebuah pondasi berbentuk persegi dengan lebar B yang terletak di atas tanah pasir padat atau tanah lempung kaku. Jika beban terbagi rata q di atas pondasi ditambah, maka penurunan yang akan terjadi juga akan bertambah. Tetapi pada titik tertentu apabila besar $q = q_u$ (Gambar 2.1a) telah dicapai, maka keruntuhan daya dukung akan terjadi di mana tanah di sebelah kanan dan kiri pondasi akan menyembul dan bidang kelongsoran akan mencapai permukaan. Untuk keadaan ini didefinisikan q_u sebagai daya dukung batas. Keruntuhan daya dukung yang dijelaskan di atas dinamakan keruntuhan geser menyeluruh (*general shear failure*).

Pada kondisi yang berbeda di mana pondasi terletak di atas pasir/tanah lempung (Gambar 2.1b), apabila beban dinaikkan maka penurunan juga akan bertambah. Tetapi bila beban per satuan luas pada pondasi sama dengan q_u , maka pondasi akan mengalami gerakan ke bawah yang diiringi dengan sentakan secara tiba-tiba, tetapi tidak seperti keruntuhan geser menyeluruh, bidang keruntuhan berakhir di suatu tempat di dalam tanah. Walaupun demikian, keruntuhan permukaan akan terjadi secara

berangsur-angsur di mana tanah akan terangkat di sekitar pondasi. Dalam keadaan ini, apabila q (beban per satuan luas) = q_u , maka q_u didefinisikan sebagai daya dukung batas dari tanah, sedangkan q_u didefinisikan sebagai *the first failure load* (Vesic, 1973). Tipe keruntuhan ini dinamakan keruntuhan geser setempat (*local shear failure*).

Apabila pondasi terletak di atas tanah lunak (*fairly loose soil*), hubungan antara beban dan penurunan seperti terlihat pada Gambar 2.1c, di mana untuk kondisi ini dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi.

Akibat bebannya, pondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat pondasi. Jika beban melewati batas keruntuhan q_u , penurunan pondasi bertambah hampir secara linier dan bertingkat dengan penambahan bebannya. Tipe keruntuhan ini dinamakan keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*).



Gambar 2.1. Keruntuhan pondasi dangkal: (a) keruntuhan geser umum, (b) keruntuhan geser lokal, (c) keruntuhan penetrasi.

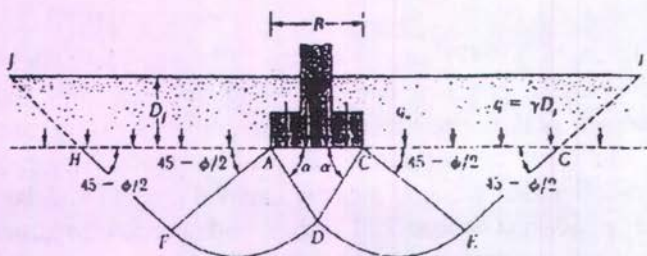
(Sumber : Vesic, 1973).

Terzaghi (1943) mengevaluasi besarnya daya dukung tanah di bawah pondasi dangkal yang memanjang. Untuk pertimbangan praktis, pondasi yang mempunyai rasio antara panjang dan lebar lebih besar 5 dinamakan pondasi lajur, dan pondasi didefinisikan sebagai pondasi dangkal apabila kedalaman $D_f \leq$ lebar pondasi (Gambar 2.2). Tetapi pada percobaan lanjutan dianggap pondasi dangkal, jika kedalaman D_f sama dengan 3 – 4 kali lebar pondasi.

Mekanisme keruntuhan pondasi memanjang yang memanjang pada kedalaman D_f dan mempunyai dasar yang kasar, dianalisis dengan anggapan bahwa keruntuhan terjadi pada kondisi keruntuhan geser umum. Di samping itu, Terzaghi menganggap bahwa berat tanah di sebelah kanan dan kiri pondasi sampai kedalaman dasar pondasi, diganti dengan beban terbagi rata (*surchage*), $q = \gamma D_f$. Zona keruntuhan di bawah pondasi dapat dibagi menjadi 3 bagian yaitu :

1. Zona segi tiga ACD adalah di dalam zona elastis
2. Zona geser radial ADF dan CDE dengan kurva DE dan DF merupakan busur spiral logaritmis
3. Zona pasif menurut Rankine pada segi tiga AFH dan CEG

Dua sudut CAD dan ACD dianggap sama dengan sudut geser ϕ . Dengan catatan perpindahan tanah di atas dasar pondasi sama dengan beban merata q , tahanan geser tanah sepanjang garis keruntuhan GI dan HJ diabaikan.



Gambar 2.2. Analisa keruntuhan daya dukung

(Sumber : Das, 1994).

Dengan menggunakan analisa keseimbangan, Terzaghi menyatakan daya dukung batas dengan rumus :

$$Q_u = C.N_c + q.N_q + \frac{1}{2} \gamma B.N_\gamma \dots \dots \dots (2.1)$$

(Untuk pondasi memanjang)

Di mana :

Q_u = daya dukung tanah

C = kohesi

γ = berat volume tanah

q = $\gamma \cdot D_f$

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung menurut CAQUOT & KERISEL

Harga – harga N_c, N_q , dan N_γ dinyatakan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Harga-harga N_c , N_γ , N_q dari CAQUOT & KERISEL

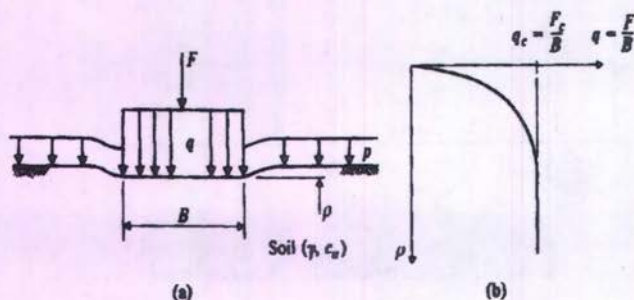
ϕ	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	0	1
5	6.5	0.1	1.6
10	8.4	0.5	2.5
15	11	1.4	4
20	14.8	3.5	6.4
25	20.7	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41	33.3
40	75	100	64.2
45	134	254	135

(Sumber : Wahyudi. Herman, 1997)

2.4.2 Mekanisme keruntuhan kondisi *undrained*

Kejadian di lapangan pada tanah lempung kebanyakan dianggap sebagai kondisi UU (*Unconsolidated Undrained*) artinya pada saat beban diberikan belum terjadi konsolidasi pada tanah dasar karena beban diberikan dalam waktu yang relatif singkat sehingga air sulit keluar dari tanahnya waktu beban bekerja dan pada saat terjadi keruntuhan karena geser (*shear failure*) praktis tidak ada pengaliran air dari masa tanah yang bergeser, jadi jenis keruntuhan dari kondisi UU adalah keruntuhan mendadak. Sehingga perancangan daya dukung pondasi pada tanah lempung dilakukan pada tinjauan analisis tegangan total atau digunakan kuat geser tanpa drainase (C_u) dengan $\phi_u = 0$. Jika tanah lempung tidak mengandung pasir atau lanau nilai C_u dapat diperoleh dari pengujian geser baling-baling (*Vane Shear*) di lapangan. (Atkinson dan Bransby, 1978)

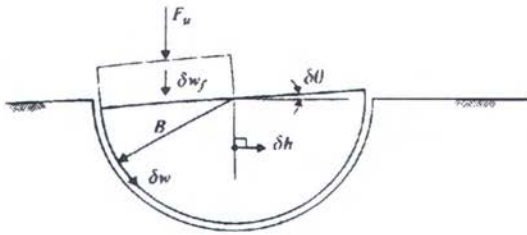
Pada kondisi *undrained*, apabila sebuah pondasi dengan lebar B seperti pada Gambar 2.3a mendapat beban sebesar F , maka tekanan daya dukung tanah yang terjadi adalah sebesar $q = F/B$. Apabila beban tersebut ditambah maka *settlement* sebesar ρ akan bertambah pula seperti pada Gambar 2.3b. Ketika beban tersebut mencapai beban runtuh F_c (*Collapse Load*), maka keruntuhan daya dukung terjadi yang berarti *settlement* bisa meningkat tanpa adanya penambahan beban. Sehingga tekanan runtuh $q_c = F_c/B$ dinamakan sebagai daya dukung batas tanah pondasi.



Gambar 2.3. Penurunan dan keruntuhan pondasi untuk pembebanan kondisi *undrained*

(Sumber : Atkinson dan Bransby, 1978).

Sebuah mekanisme keruntuhan plastis pada tanah dengan kondisi *undrained* yang terjadi pada perletakan kaku pada bidang *semicircular* dengan titik pusat pada ujung pondasi seperti Gambar 2.4. Keruntuhan tersebut terjadi karena adanya rotasi pada bidang perletakan dengan sudut sebesar σ_0 , *settlement* vertikal yang terjadi pada pusat pondasi adalah sebesar σ_{wf} . Keruntuhan terjadi dengan cara menggelincir secara horizontal sehingga gaya berat perletakan tidak bekerja.



Gambar 2.4. Mekanisme keruntuhan plastis pondasi pada pembebanan *undrained* (Atkinson dan Bransby, 1978).

Skempton (1951) memberikan persamaan daya dukung *ultimate* pondasi yang terletak pada lempung jenuh dengan memperhatikan faktor-faktor bentuk dan kedalaman pondasi. Pada sembarang kedalaman pondasi empat persegi panjang yang terletak pada tanah lempung, Skempton menyarankan pemakaian faktor koreksi pengaruh bentuk pondasi (S_c), dengan :

$$S_c = (1 + 0.2 B / L) \dots \dots \dots (2.2)$$

Di mana : B = Lebar pondasi
 L = Panjang pondasi
 S_c = Faktor koreksi

Faktor daya dukung N_c untuk bentuk pondasi tertentu diperoleh dari mengalikan faktor bentuk S_c dengan N_c pada pondasi memanjang yang besarnya dipengaruhi pula oleh kedalaman pondasi (D_f).

(1) Pondasi di permukaan ($D_f = 0$)

$N_c = 5,14$; untuk pondasi memanjang.

$N_c = 6,20$; untuk pondasi lingkaran dan bujur sangkar.

(2) Pondasi pada kedalaman $0 < D_f < 2,5B$

$$N_c = (1 + 0,2D_f/B)N_c \text{ permukaan} \dots \dots \dots (2.3)$$

(3) Pondasi pada kedalaman $D_f > 2,5B$

$$N_c = 1,5 N_c \text{ permukaan} \dots \dots \dots (2.4)$$

Daya dukung *ultimate* pondasi memanjang analisis Skempton :

$$q_u = C_u \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_{q1} \dots \dots \dots (2.5)$$

Daya dukung *ultimate netto* :

$$q_{un} = C_u \cdot N_c \dots \dots \dots (2.6)$$

dengan:

q_u = daya dukung *ultimate*

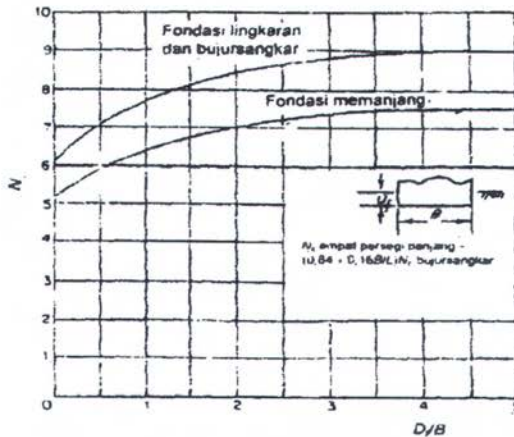
q_{un} = daya dukung *ultimate netto*

D_f = kedalaman pondasi

γ = berat volume tanah

C_u = kohesi kondisi tanpa drainas

Pada Gambar 2.5 nilai N_c bisa didapatkan dengan menghitung nilai perbandingan D_f/B tetapi harus diketahui dahulu tipe dari pondasi yang digunakan apakah termasuk pondasi memanjang atau pondasi melingkar dan bujur sangkar. (Skempton, 1951)



Gambar 2.5. Faktor daya dukung N_c

(Sumber : Skempton, 1951)

Prakash (1981) mengemukakan pendapatnya tentang penurunan maksimum pada tanah di bawah pondasi yang ditabelkan pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Penurunan maksimum tanah

St No	Type of Structure	Isolated foundation						Raft foundation					
		Sand and hard clay			Plastic clay			Sand and hard clay			Plastic clay		
		Maxi mum settle ment mm	Differen tial settleme nt mm	Angul ar distort ion	Maxi mum settle ment mm	Differen tial settleme nt mm	Angul ar distort ion	Maxi mum settle ment mm	Differen tial settleme nt mm	Angul ar distort ion	Maxi mum settle ment mm	Differen tial settleme nt mm	Angul ar distort ion
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
i)	for steel reinforcement	50	0.0033L	1/300	50	0.0033L	1/300	75	0.0033L	1/300	100	0.0033L	1/300
ii)	for reinforced concrete structure	50	0.0015L	1/666	75	0.0015L	1/666	75	0.002L	1/500	100	0.002L	1/500

(sumber : Prakash, 1981)

2.5. Peraturan SNI 03-1726-2002 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.

Berikut ini adalah pasal-pasal yang terdapat dalam peraturan SNI 03-1726-2002 (Dept. PU, 2002), pasal-pasal ini kemudian digunakan sebagai pedoman perhitungan beban dinamis.

2.5.1. Jenis tanah dan perambatan gelombang gempa

2.5.1.1. Kecuali bila lapisan tanah di atas batuan dasar memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan dalam pasal 2.3.1.3., pengaruh gempa rencana di muka tanah harus ditentukan hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar menurut Tabel 2.5. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis ini, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

2.5.1.2. Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser V_s yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

2.5.1.3. Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel 2.5.

Tabel 2.5. Jenis-jenis tanah dan parameter dinamisnya

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{v}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau setiap profil tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI \geq 20$, $w_c \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

(Sumber : Peraturan SNI 1726-2002)

Dalam tabel 2.5. V_s , N dan S_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / V_{si}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$S_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}} \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana :

t_i = tebal lapisan tanah ke-i

V_{SI} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i, N, nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke-i,

S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i dan m adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

Selanjutnya :

PI = Indeks Plastisitas tanah lempung

W_n = kadar air alami tanah dan

S_u = kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau

2.5.1.4. Yang dimaksud dengan jenis tanah khusus dalam tabel 2.5. adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis tanah khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$ dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis tanah khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut pasal 2.3.1.1.

2.5.2. Spektrum respons dan pembagian wilayah gempa

2.5.2.1. Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa seperti ditunjukkan dalam gambar 2.6, di mana wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh gempa rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap wilayah gempa ditetapkan dalam gambar 2.6. dan Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing – masing Wilayah Gempa Indonesia.

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar (‘g’)	Percepatan puncak muka tanah A_0 (‘g’)			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

(Sumber : Peraturan SNI 1726-2002 mengenai gempa)

2.5.2.2. Apabila percepatan puncak muka tanah A_0 tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam pasal 2.3.1.1., percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing wilayah gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam tabel 2.6.

2.5.2.3. Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk wilayah gempa 1 yang ditetapkan dalam gambar 2.6. dan Tabel 2.6. ditetapkan juga sebagai percepatan

2.5.2.5. Mengingat pada kisaran waktu getar alami pendek $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat ketidakpastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, faktor respons gempa C menurut Spektrum Respons Gempa Rencana yang ditetapkan dalam pasal 2.3.2.4., dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut, nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan.

2.5.2.6. Dengan menetapkan percepatan respons maksimum A_m sebesar

$$A_m = 2,5 \cdot A_o \dots\dots\dots (2.10)$$

Dan waktu getar alami sudut T_C sebesar 0,5 detik ; 0,6 detik dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak, maka dengan memperhatikan pasal 2.3.2.4. dan pasal 2.3.2.5., faktor respons gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut :

- untuk $T \leq T_C$:

$$C = A_m \dots\dots\dots (2.11)$$

- untuk $T > T_C$:

$$C = \frac{A_r}{T} \dots\dots\dots (2.12)$$

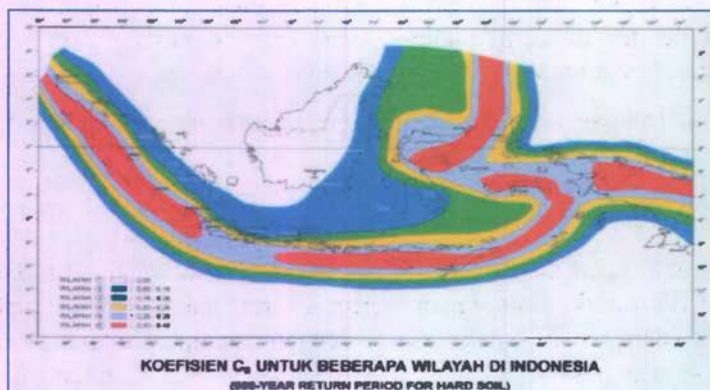
dengan

$$A_r = A_m \cdot T_C \dots\dots\dots (2.13)$$

Keterangan :

A_m = Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.

minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (*robustness*) minimum dari struktur gedung tersebut.



Gambar 2.6. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun

(Sumber : Peraturan SNI 1726-2002 mengenai gempa)

2.5.2.4. Untuk menentukan pengaruh gempa rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan menurut pasal 6.1.2., gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan menurut pasal 7.1.3. dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan menurut pasal 7.2.1., untuk masing-masing wilayah gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa. Dalam gambar tersebut C adalah faktor respons gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$ nilai C tersebut menjadi sama dengan A_0 , di mana A_0 merupakan percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 2.6.

- A_r = Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o = Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- C = Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- T = Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- T_C = Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.

Dalam tabel 2.7, nilai-nilai A_m dan A_r dicantumkan untuk masing-masing wilayah gempa dan masing-masing jenis tanah.

Tabel 2.7. Spektrum respons gempa rencana

Wilayah gempa	Tanah keras $T_c = 0,5$ det		Tanah sedang $T_c = 0,6$ det		Tanah lunak $T_c = 1,0$ det	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0.10	0.05	0.13	0.08	0.20	0.20
2	0.30	0.15	0.38	0.23	0.50	0.50
3	0.45	0.23	0.55	0.33	0.75	0.75
4	0.60	0.30	0.70	0.42	0.85	0.85
5	0.70	0.35	0.83	0.50	0.90	0.90
6	0.83	0.42	0.90	0.54	0.95	0.95

(Sumber : Peraturan SNI 1726-2002 mengenai gempa)

2.6 Uji Geser Langsung (*Direct Shear*)

Merupakan pengujian tertua dan dalam bentuk paling sederhana untuk uji geser. Alat uji *direct shear* terdiri dari sebuah kotak logam berisi sampel tanah yang akan diuji. Sampel tanah tersebut dapat berbentuk penampang bujur sangkar atau lingkaran. Ukuran sampel tanah yang umum dipakai adalah sekitar 3 sampai 4 inci² luas penampangnya dan tingginya 1 inci. Kotak tersebut terbagi dua sama sisi dalam arah horisontal. Gaya normal pada sampel didapat dengan menaruh suatu beban mati di atas sampel tanah tersebut. Beban mati tadi dapat menyebabkan tekanan pada sampel tanah sampai 150 psi. Gaya geser diberikan diberikan dengan mendorong sisi kotak sebelah atas sampai terjadi keruntuhan geser pada tanah. (Das, 1994)

Pada uji tegangan terkendali, tegangan geser diberikan dengan menambahkan beban mati secara bertahap, dan dengan penambahan yang sama besar setiap kali, sampai runtuh. Keruntuhan akan terjadi sepanjang bidang bagi dari kotak metal tersebut. Setelah kita melakukan pembebanan, maka pergerakan geser pada belahan kotak sebelah atas diukur dengan menggunakan sebuah arloji ukur horisontal. Perubahan tebal sampel selama pengujian berlangsung dapat diukur dengan pertolongan sebuah arloji ukur lain yang mengukur perubahan gerak arah vertikal dari pelat beban.

Pada uji regangan terkendali, suatu kecepatan gerak mendatar tertentu dilakukan pada bagian belahan atas dari pergerakan geser horisontal tersebut, dapat diukur dengan bantuan sebuah arloji ukur horisontal. Besarnya gaya hambatan dari tanah yang bergeser dapat diukur dengan membaca angka-angka pada sebuah arloji ukur ditengah sebuah pengukur beban lingkaran. Perubahan volume sampel tanah selama uji berlangsung diukur seperti pada uji tegangan terkendali.

Kelebihan pengujian secara regangan terkendali adalah pada pasir padat, tahanan geser puncak dan juga tahanan geser maksimum yang lebih kecil dapat diamati dan dicatat. Pada uji tegangan terkendali besarnya hanya dapat diperkirakan saja. Ini disebabkan keruntuhan terjadi hanya pada tingkat tegangan geser sekitar puncak antara penambahan beban sebelum runtuh sampai sesudah runtuh. Meskipun demikian, uji tegangan terkendali lebih menyerupai keadaan sesungguhnya keruntuhan di lapangan dari pada uji regangan terkendali.

Pada pengujian tertentu, tegangan normal dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\sigma &= \text{Tegangan Normal} \\ &= \frac{\text{Gaya normal}}{\text{Luas penampang melintang contoh tanah}} \dots\dots\dots (2.14)\end{aligned}$$

Tegangan geser yang melawan pergerakan geser dapat dihitung sebagai berikut:

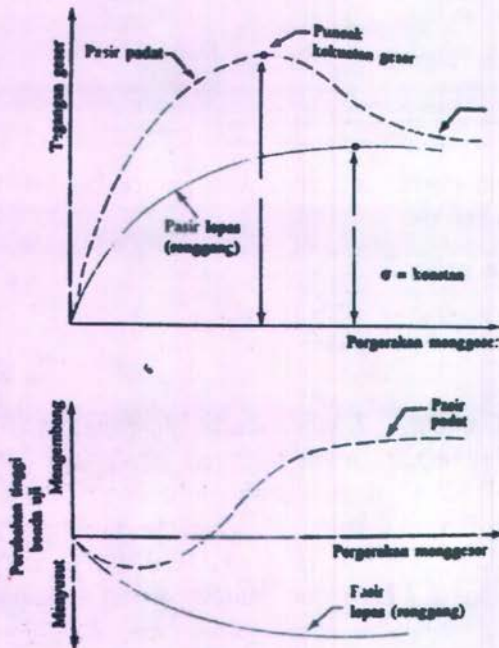
$$\begin{aligned}\tau &= \text{Tegangan geser} \\ &= \frac{\text{Gaya geser yang melawan gerakan}}{\text{Luas penampang melintang contoh tanah}} \dots\dots\dots (2.15)\end{aligned}$$

Dalam Gambar 2.7 kita melihat potongan grafik yang umum tentang hubungan antara tegangan geser dan perubahan ketinggian (tebal) dari sampel tanah akibat perpindahan geser tanah pasir lepas dan pasir padat. Pengamatan ini dihasilkan oleh uji regangan terkendali (Das, 1994). Hal-hal umum yang dapat ditarik dari Gambar 2.7 berkaitan dengan variasi tegangan geser penghambat dan perpindahan geser, yaitu:

Pada pasir lepas (renggang), tegangan geser penahan akan membesar sesuai dengan membesarnya perpindahan geser sampai tegangan tadi mencapai tegangan geser runtuh τ_f . Setelah itu,

besar tegangan geser akan kira-kira konstan sejalan dengan bertambahnya perpindahan geser.

Pada pasir padat, tegangan geser penghambat akan naik sejalan dengan membesarnya perpindahan geser runtuh (maksimum) τ_f tercapai. Harga τ_f ini disebut sebagai kekuatan geser puncak (*peak shear strength*). Bila tegangan runtuh telah dicapai, maka tegangan geser penghambat yang ada akan berkurang secara lambat laun dengan bertambahnya perpindahan geser sampai pada suatu saat mencapai harga konstan yang disebut kekuatan geser akhir.



Gambar 2.7 Diagram tegangan geser versus perubahan tinggi benda uji karena pergerakan menggeser untuk tanah pasir padat dan renggang

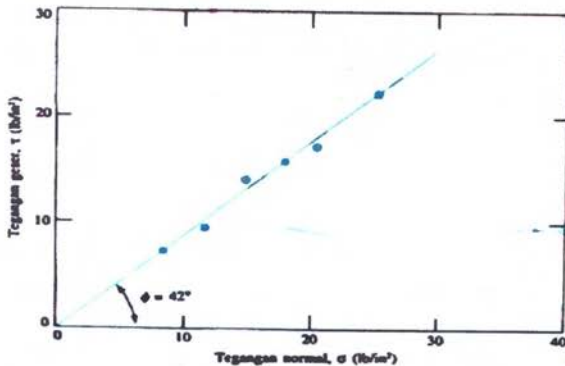
(Sumber : Das, 1994)

Uji geser langsung biasanya dilakukan beberapa kali pada sebuah sampel tanah dengan bermacam-macam tegangan normal. Harga tegangan normal dan harga τ_f yang didapat dengan melakukan beberapa kali pengujian dapat digambarkan pada sebuah grafik dan selanjutnya kita dapat menentukan harga-harga parameter kekuatan geser. Pada Gambar 2.8 diberikan grafik semacam itu dari sebuah uji pada tanah pasir kering. Persamaan untuk harga rata-rata garis yang menghubungkan titik-titik dalam eksperimen tersebut adalah:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (\text{Catatan: } c = 0 \text{ untuk pasir dan } \sigma = \sigma')$$

Jadi besar sudut geser adalah $\phi = \tan^{-1} (-)$

(Sumber : Das, 1994)



Gambar 2.8 Penentuan parameter kekuatan geser untuk tanah pasir sebagai hasil uji geser langsung
(Sumber : Das, 1994)

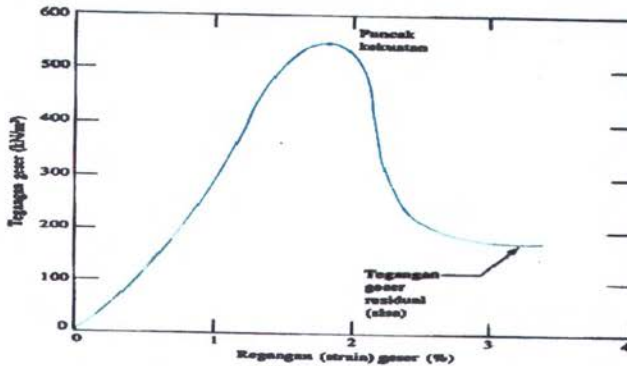
2.6.1 Uji geser langsung kondisi air teralirkan (*drained*) pada pasir dan lempung jenuh air.

Kotak geser yang berisi sampel tanah pada uji geser langsung umumnya berada di dalam sebuah bejana yang dapat diisi penuh dengan air untuk menjenuhkan sampel tanah tadi. Uji kondisi air teralirkan (*drained*) dapat dilakukan pada suatu sampel tanah jenuh air asalkan kecepatan geser dibuat sangat perlahan sehingga tegangan air pori yang terjadi dalam sampel tanah dapat diabaikan karena air sempat mengalir keluar dari dalam pori-pori tanah tersebut. Air pori dari dalam sampel tanah akan mengalir ke luar melalui dua buah batuan berpori-pori (*porous stone*). (Das, 1994)

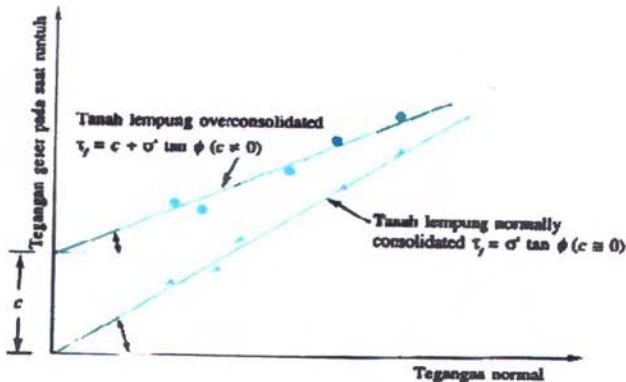
Karena koefisien rembesan tanah relatif besar, maka tegangan air pori yang timbul akibat pembebanan (normal dan geser) dapat terdisipasi (berkurang akibat air pori dapat merembes keluar) dengan cepat. Jadi, untuk kecepatan geser yang normal, kita dapatkan kondisi pengaliran penuh (*full-drainage condition*) pada tanah pasir. Harga sudut geser ϕ yang diperoleh dari uji geser langsung pada pasir jenuh air sebagai akibatnya adalah sama dengan sudut gesersampel tanah tersebut pada saat kering.

Harga koefisien tanah lempung sangat kecil bila dibandingkan dengan harga koefisien rembesan tanah pasir. Bila suatu beban diberikan pada sampel tanah lempung, diperlukan waktu yang cukup panjang agar sampel tanah tersebut terkonsolidasi sepenuhnya, yaitu selama waktu yang diperlukan untuk mendisipasi tegangan air pori yang terjadi. Berdasarkan alasan tersebut, beban geser pada uji geser langsung harus dilakukan pada kecepatan geser yang kecil sekali. Pengujian seperti ini dapat berlangsung 2 sampai 5 hari karena kecilnya percepatan geser. Pada Gambar 2.9 (Das, 1994) diperlihatkan hasil-hasil pengujian geser langsung kondisi air teralirkan pada tanah lempung terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*). Pada Gambar 2.10 ditunjukkan plot τ_f versus σ' yang dihasilkan dari

pengujian sejumlah tanah lempung terkonsolidasi normal dan terkonsolidasi lebih. Harap dicatat bahwa $\sigma = \sigma'$, dan $c = 0$ untuk sebuah tanah lempung terkonsolidasi normal.



Gambar 2.9 Hasil uji geser langsung kondisi *drained* pada sebuah tanah lempung *overconsolidated*
(Sumber : Das, 1994)



Gambar 2.10 Garis keruntuhan tanah lempung yang didapat dari uji geser langsung kondisi *drained*
(Sumber: Das, 1994)

2.7. Pondasi Tiang

2.7.1 Pondasi tiang bor

Tiang bor ini adalah tiang beton cetak di tempat (*cast-in place pile*) yang dibuat dengan cara mengebor lubang pada tanah, pada umumnya memiliki diameter 750 mm atau lebih, sampai pada kedalaman yang direncanakan, kemudian lubang tersebut diisi oleh beton. Bentuk dari tiang bor ini bisa lurus seragam (*uniform diameter*) atau bisa juga membesar (*belled*) pada bagian dasarnya. (Cernica, 1995)

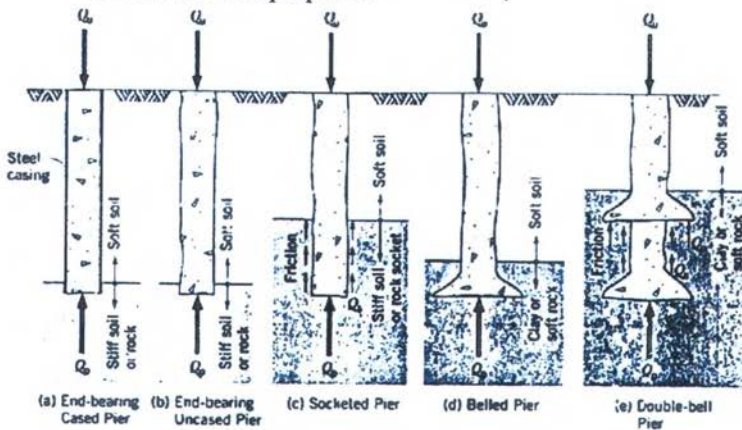
Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah daya dukung ujung tiang. (Hardiyatmo, 2003)

Keuntungan penggunaan tiang bor adalah (Hardiyatmo, 2003) :

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Kerugian penggunaan tiang bor adalah (Hardiyatmo, 2003) :

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.



Gambar 2.11 Penampang tiang Bor
(Cernica, 1995)

2.7.2 Perhitungan tiang bor

Salah satu alternatif pemakaian pondasi dalam adalah tiang bor. Istilah tiang bor dipakai ketika dalam pemasangan tiang tersebut, dibuat lubang pada tanah pada kedalaman tertentu dengan jalan dibor, kemudian dimasukkan rangkaian tulangan

dan selanjutnya dimasukan adukan beton.(Hardiyatmo, 2003)
Langkah langkah perhitungan tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Pengambilan data-data pembebanan gedung
2. Mengambil data tanah dari Laboratorium.

Penghitungan menggunakan tabel korelasi nilai N dan sifat-sifat karakteristik tanah yaitu seperti terlihat pada tabel 2.3. (Wahyudi,1999)

3. Menghitung daya dukung pondasi setiap lapisan tanah

Perumusan yang digunakan adalah menggunakan perumusan Reese (1979) yaitu :

$$Q_{ult} = \Sigma Q_{si} + Q_p \dots \dots \dots (2.16)$$

Untuk tanah lempung menggunakan persamaan :

$$\Sigma Q_{si} = \Sigma \alpha_{us} \times p' \times \Delta L \dots \dots \dots (2.17)$$

$$Q_p = 9 \times s_{up} \times A_p \dots \dots \dots (2.18)$$

Keterangan :

α = koefisien reduksi

S_{us} = kekuatan geser tak tersalur rata-rata sepanjang ΔL

p' = keliling pilar rata-rata sepanjang ΔL

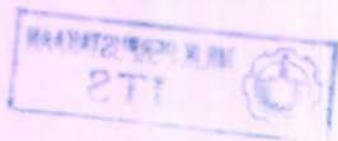
ΔL = panjang elemen dimana S_{us} bisa diambil sebagai nilai konstan

S_{up} = kekuatan geser tak tersalur rata-rata mulai dari 0,5 B diatas dasar sampai dengan 3 B dibawah dasar.

A_p = luas dasar = $0,7854 B^2$

Q_p = daya dukung di ujung tiang

Q_{ult} = daya dukung tiang



Q_{si} = daya dukung akibat geser

Untuk tanah pasir menggunakan persamaan :

$$\Sigma Q_{si} = \Sigma K \bar{p}_o \tan \delta (p \times \Delta L) \dots \dots \dots (2.19)$$

$$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p \dots \dots \dots (2.20)$$

Keterangan :

K = faktor tekanan lateral sumuran

p_o' = tekanan beban lebih efektif rata-rata sampai pertengahan tinggi ΔL

δ = $\tan \theta$ untuk sumuran pilar pasir karena interface beton yang besar

q_p = titik tekanan maksimum pada titik perpindahan 5%

α_p = faktor reduksi dasar pondasi

Q_p = daya dukung pada dasar pondasi

4. Menghitung daya dukung yang diperbolehkan

$$F_s = Q_{ult} / Q_{terjadi} \dots \dots \dots (2.21)$$

Keterangan :

F_s = angka keamanan

$Q_{terjadi}$ = beban bangunan

Bila $F_s \geq 2$ maka tiang bor layak untuk digunakan.

2.8 Program Plaxis

Plaxis merupakan software yang mempunyai kemampuan untuk menganalisa deformasi dan stabilitas tanah. Plaxis

menyediakan prosedur input yang sederhana sehingga mampu menjalankan model finite element yang kompleks secara cepat dan juga menyediakan fasilitas output dengan hasil perhitungan yang detail. Hasil perhitungan itu sendiri otomatis dijalankan oleh prosedur numerik yang sistematis. Plaxis juga menjelaskan variasi model tanah secara terperinci yang memungkinkan input data tanah yang lebih akurat.

Permodelan Tanah Uji dan Pondasi Buis Beton dalam permodelan Plaxis menggunakan model tipe *Plane Stain* yang artinya model diasumsikan menerus setiap 1 meter dimana Pondasi Buis Beton tidak dapat dimodelkan sebagai sebuah silinder dengan tebal 1cm tetapi hanya bisa dimodelkan sebagai pondasi menerus. Sehingga dengan permodelan menggunakan model tipe *Plane Stain* dapat memberikan pengaruh yang cukup besar dalam hasil penurunan Pondasi Buis Beton pada program Plaxis v 8.2.

Pada permodelan beban menggunakan type *Point Loads* yang artinya beban terpusat yang diberikan setiap 1 meter. Pada *Material Sets* untuk Tanah Uji menggunakan *Material Model = Linear Elastic* dan *Material Type = Undrained*, sedangkan untuk Pondasi Buis Beton menggunakan *Material Model = Linear Elastic* dan *Material Type = Non-porous*. Pada Tanah Uji yang dimodelkan diasumsikan *Standart Fixities* dan *Prescribed displacements (dinamic)*. Sedangkan parameter yang digunakan seperti Berat Volume Tanah (γ_t), bisa didapatkan dari percobaan. (Brinkgrave, 2002)

BAB III

METODOLOGI

Secara garis besar, penelitian dengan metode eksperimental ini direncanakan menggunakan sampel tanah yaitu *bentonit* yang dicampur dengan pasir dan air dengan presentase tertentu sehingga didapatkan sampel tanah yang memiliki LI (Indeks Kecairan) = - 0,159, 0,522 dan 1,205.

Adapun langkah-langkah penelitian di laboratorium secara rinci dilaksanakan sebagai berikut :

3.1 Persiapan Material.

Sebelum melakukan penelitian diperlukan beberapa persiapan antara lain persiapan material yang dipakai, persiapan bak permodelan, persiapan permodelan buis beton.

3.1.1 Pasir

Pasir yang digunakan adalah pasir yang diayak hingga lolos saringan no. 4

3.1.2 Bentonit

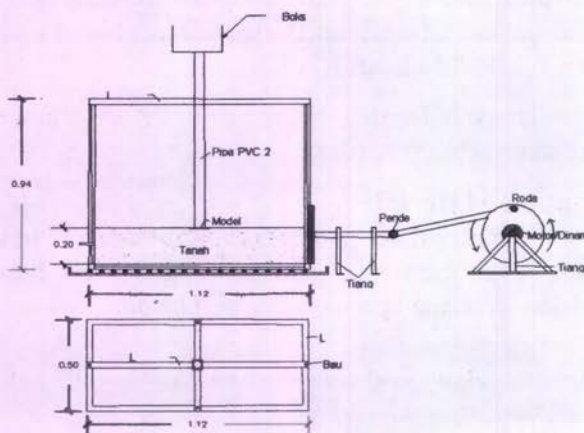
Bentonit yang digunakan memiliki nilai Batas Cair = $LL \pm 200\%$ (sumber : PT.Madu Lingga Perkasa)

3.1.3 Bak permodelan

Bak permodelan dibuat dengan ukuran 110 cm x 50 cm x 95 cm dari bahan plat siku dan plat besi. Dua sisi bak permodelan dibuat dari plat besi, sedang dua lainnya terbuat dari bahan *acrilic* tebal 1 cm dengan tujuan saat pengujian beban dimungkinkan bisa melihat perubahan pola keruntuhan pondasi. Alat yang digunakan untuk mengukur deformasi adalah dengan menggunakan sensor penurunan.

Pipa penyangga beban tempat perletakan beban terbuat dari pipa PVC ϕ 2 inci.

Untuk menghasilkan getaran dipakai sebuah motor/dinamo (Gambar 3.1) yang berfungsi untuk memutar roda penggerak. Roda penggerak tersebut berfungsi untuk menggerakkan batang yang dihubungkan dengan bak permodelan yang berfungsi untuk menghasilkan beban merata berulang (dinamis) yang diasumsikan sebagai beban gempa.



Gambar 3.1. Model pembebanan.

3.1.4 Model pondasi bus beton.

Model Pondasi Buis Beton yang digunakan adalah ukuran diameter luar 5, 7 dan 10 cm dengan tebal sekitar 1 cm dan tinggi 5 cm. Bahan yang digunakan adalah beton dengan campuran semen dan pasir. Dengan perbandingan semen : pasir = 3:1. Pondasi disusun bertingkat dengan jumlah pondasi 1 dan 2 buah.

3.2 Identifikasi Sifat – Sifat Material dan Uji Konsistensi Material.

- 3.2.1 Material pasir dan bentonit terlebih dahulu dikeringkan hingga mendekati kering sempurna (kadar air $\pm 2\%$).
- 3.2.2 Pengujian untuk mengetahui sifat – sifat fisik material bentonit didasarkan pada beberapa pengujian seperti

konsistensi yang lebih dikenal dengan *Atterberg Limit* (*Liquid Limit* dan *Plastic Limit*), berat jenis butiran (γ_s), berat kering (γ_d), kadar air (w_c), dan *specific gravity* (G_s).

- 3.2.3 Perbandingan antara jumlah bentonit dan pasir didapatkan dengan cara coba –coba sehingga diperoleh benda uji yang memiliki LL yang diinginkan.

3.3 Pembuatan Tanah Uji.

Kondisi tanah dasar pondasi yang digunakan pada permodelan memiliki kadar air yang sama dengan nilai batas cairnya. Pembuatan benda uji mula-mula dengan pembuatan sampel, dengan mencampur bentonit dan pasir kemudian ditambah air sampai kadar airnya sama dengan nilai batas cair yang dibutuhkan. Sebagai dasar perhitungan, jika diketahui kadar air campuran bentonit dan pasir, maka berat butirannya adalah selisih antara berat campuran tanah mula – mula dengan berat air campuran tersebut sehingga jumlah air yang ditambahkan adalah berat butiran total dikalikan dengan nilai kadar air yang dicapai.

Pembuatan tanah benda uji mula-mula LI (*Liquidity Index*) = - 0,159 , 0,522 dan 1,205; tanah kemudian diperam selama 3 hari namun kadar airnya tetap dijaga. Pemeraman ditujukan agar air, bentonit, dan pasir tercampur secara homogen. Selanjutnya, tanah dimasukkan ke dalam bak permodelan dan siap untuk di uji pembebanan.

3.4 Identifikasi Parameter Dasar Campuran Tanah Sebelum Dibebani.

Masing – masing tanah dengan variasi batas cair (LL) diuji dengan menggunakan *Direct Shear Test* untuk mengetahui parameter dasar tanah dan pengambilan Tanah Uji untuk mengetahui nilai Berat Volume Tanah sebelum diberi beban.

3.5 Melakukan Pengujian Beban dan Pengamatan pada Model Pondasi.

Pengujian dilakukan pada masing-masing jenis benda uji dengan Indeks Kecairan : $LI = -0,159$, $LI = 0,522$ dan $LI = 1,205$ dan susunan pondasi buis beton 1, 2 dan 3 buah dengan variasi diameter = 5, 7 dan 10 cm. Langkah – langkah pengujian yang dilakukan adalah:

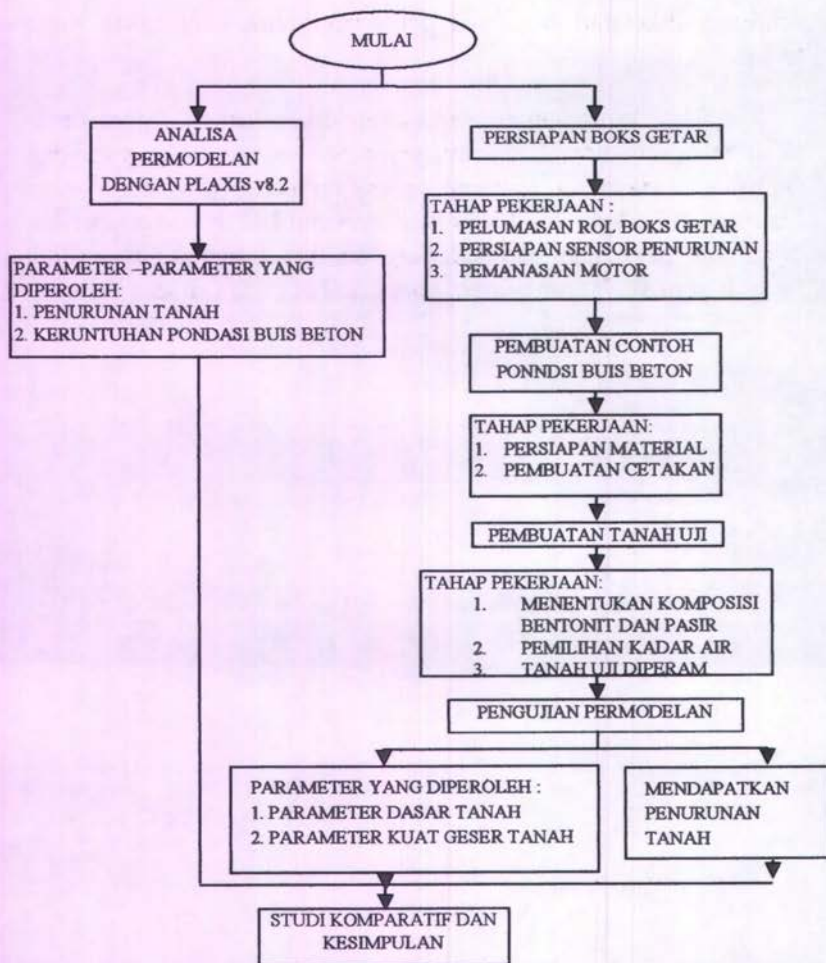
1. Memasukkan tanah ke dalam bak permodelan setebal 50 cm.
2. Memasang rangka pipa penyangga beban, plat pondasi model, sehingga plat berada di tengah terhadap keempat sisi bak permodelan
3. Mengeruk tanah setebal pondasi.
4. Meletakkan pondasi diatas tanah dimulai dengan 1 buah dimulai dengan diameter = 5 cm.
5. Menimbun pondasi dengan tanah hasil kerukan lalu di padatkan dengan cara manual.
6. Memasang rangka pipa penyangga beban, plat pondasi model, sehingga plat pondasi berada ditengah terhadap keempat sisi bak pemodelan.
7. Memasang sensor penurunan, yaitu penunjuk penurunan pada plat pondasi.
8. Memberikan beban vertikal tetap sebesar 5 kg, 10 kg dan 20 kg serta mencatat penurunannya
9. Memberikan beban gempa dengan percepatan sebesar 0,3 g dan 0,34 g dengan wilayah gempa 3 dan 4 dengan waktu 10 detik dan mencatat penambahan penurunan serta deformasinya akibat adanya kombinasi beban vertikal dan beban dinamis.
10. Membongkar sensor, rangka pipa penyangga beban.

3.6 Identifikasi Parameter Dasar Campuran Tanah Setelah Dibebani.

Setelah pemberian beban selesai, sampel tanah diambil sebagian untuk diidentifikasi kembali parameter dasarnya,

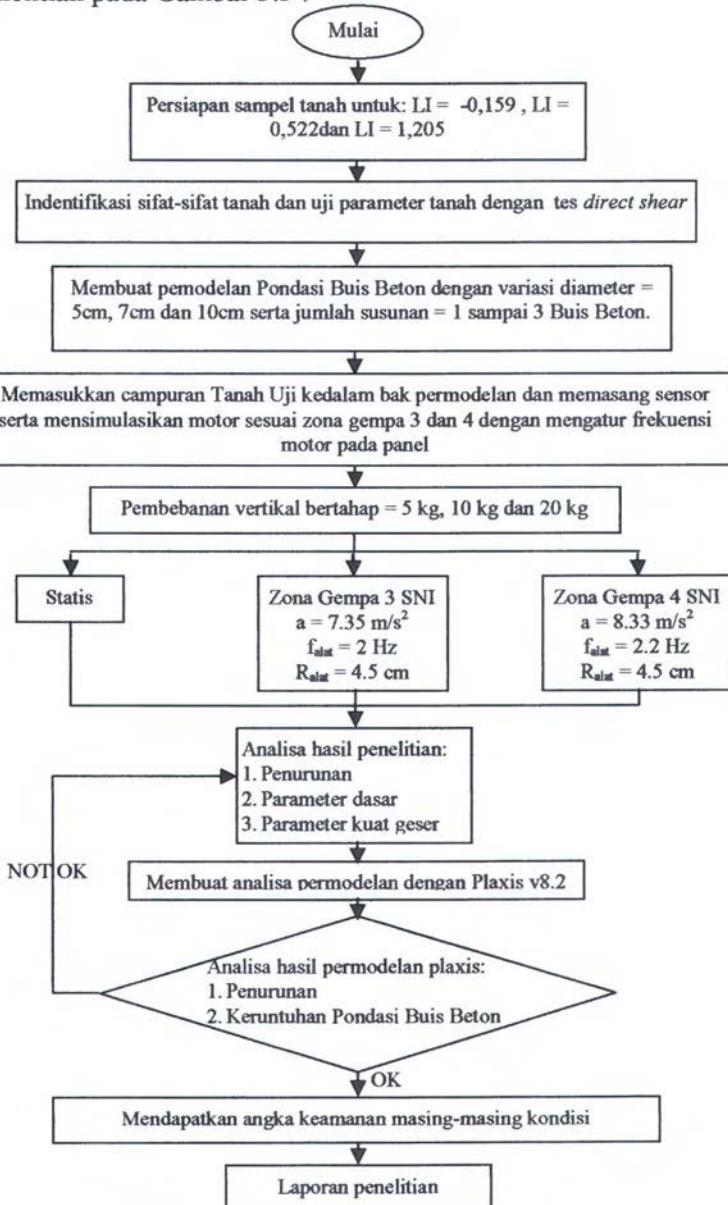
sehingga diketahui besarnya perubahan parameter tanah yang terjadi.

Metode pengujian yang akan dilakukan di dalam tugas akhir ini terdiri dari 2 macam, yaitu permodelan boks getar dan analisa permodelan dengan menggunakan program bantu Plaxis v 8.2. Agar lebih lengkap dan mudah dipahami berikut dijelaskan persiapan, langkah-langkah dan stematika pengujian yang dilakukan. Bagan alirnya dapat dilihat pada Gambar 3.2 :



Gambar 3.2 Bagan Alir Utama Penelitian

Berikut disajikan bagan alir (tahapan pekerjaan) penelitian pada Gambar 3.3 :



Gambar 3.3 Bagan alir detail penelitian

“halaman ini sengaja di kosongkan”

BAB IV

ANALISA DAN DATA PERCOBAAN

4.1 Persiapan Alat Permodelan

4.1.1 Dasar teori

Untuk menghasilkan beban dinamis sebagaimana dimaksud dalam penelitian ini, maka dibuatlah alat pemodelan. Alat pemodelan disini berfungsi untuk menghasilkan beban dinamis serta mencatat besar penurunan yang terjadi. Alat pemodelan untuk menghasilkan beban dinamis ini dipengaruhi oleh faktor percepatan, lamanya waktu pembebanan dan frekuensi getaran yang terjadi. Untuk mendapatkan percepatan yang dihasilkan oleh alat pemodelan diperoleh dari perumusan sebagai berikut :

- Untuk menggerakkan alat pemodelan digunakan motor penggerak sebagai penghasil getaran dengan spesifikasi Gerak Rotasi (GR) dan kecepatan rotasi 1430 rpm atau dengan frekuensi mendekati 23,833 Hz , frekuensi ini adalah konstan.
- Pada bak pemodelan bekerja Gerak Lurus Berubah Beraturan (GLBB), sehingga dibutuhkan suatu konversi dari GR menjadi GLBB. Pada gerak rotasi kecepatan lintasan adalah konstan sesuai perumusan :

Kecepatan lintasan = keliling lingkaran / waktu

$$V_{\text{lintasan}} = 2.\pi.r/T = 2.\pi.f.r = \omega.r \dots\dots\dots (4.1)$$

$$V_{\text{lintasan}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \dots\dots\dots (4.2)$$

- Kecepatan sesaat $V_{(t)}$ pada bak simulator bekerja pada sumbu x (V_x) mengalami perubahan seiring dengan perubahan waktu dan dirumuskan dari persamaan (4.1) dan (4.2):

$$V_{(t)} = V_x = V_{\text{lintasan}} \cdot \text{Cos } \omega.t = \omega.r \text{ Cos } \omega.t \dots\dots\dots (4.3)$$

- Sehingga percepatan sesaat A_x juga mengalami perubahan tiap waktunya dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_x &= d V_x / d_t \\ &= d (\omega \cdot r \cos \omega \cdot t) / d_t \\ &= \omega^2 \cdot r \sin \omega \cdot t \end{aligned}$$

Sehingga didapat percepatan maksimum :

$$A_{x(max)} = \omega^2 \cdot r \dots\dots\dots (4.4)$$

- Maka hubungan percepatan maksimum pada sistem adalah :

$$A_{x(max)} = (2 \cdot \pi \cdot f)^2 \cdot r \dots\dots\dots (4.5)$$

Keterangan :

$A_{x(max)}$	= percepatan maksimum (m/s^2)
f	= frekuensi sistem (Hz)
r	= jari-jari (m)
ω	= kecepatan rotasi (rpm)
t	= waktu (detik)
$V_{(t)}$	= kecepatan sesaat (m/s)
V_x	= kecepatan arah sumbu x (m/s)
V_y	= kecepatan arah sumbu y (m/s)
T	= periode

Dari perumusan di atas dapat disimpulkan bahwa :

- Frekuensi maksimum yang bekerja pada motor sebesar 23.833 Hz.
- Untuk kebutuhan frekuensi yang lebih kecil dibutuhkan *gear box* untuk mereduksi kecepatan rotasi motor.
- Percepatan maksimum dipengaruhi oleh frekuensi sistem dan jari-jari.
- Agar frekuensi pada motor dapat diatur sesuai kebutuhan, diperlukan alat pengatur putaran motor AC atau yang disebut *Inverter*.

- Dengan *inverter*, frekuensi dapat diatur dari 10 % frekuensi nominal hingga 120 % frekuensi nominal (frekuensi nominal motor = 23,833 Hz)

Berikut ini adalah tabel percepatan untuk masing-masing frekuensi (Hz) dengan input data jari-jari yang bervariasi dari 0.06 m sampai 0.2 meter. (Sumber : Sugiarto, 2010).

Tabel 4.1. Tabel Perhitungan Percepatan Gempa yang Sesuai dengan Kapasitas Motor.

I	a	R	f	II	a	R	f	III	a	R	f	IV	a	R	f
	(m/s^2)	(m)	(Hz)		(m/s^2)	(m)	(Hz)		(m/s^2)	(m)	(Hz)		(m/s^2)	(m)	(Hz)
	0.387	0.100	0.500		1.421	0.100	0.600		1.934	0.100	0.700		2.527	0.100	0.800
	0.338	0.095	0.500		1.350	0.095	0.600		1.838	0.095	0.700		2.400	0.095	0.800
	0.888	0.090	0.500		1.279	0.090	0.600		1.741	0.090	0.700		2.274	0.090	0.800
	0.839	0.085	0.500		1.208	0.085	0.600		1.644	0.085	0.700		2.148	0.085	0.800
	0.790	0.080	0.500		1.137	0.080	0.600		1.548	0.080	0.700		2.021	0.080	0.800
	0.740	0.075	0.500		1.066	0.075	0.600		1.451	0.075	0.700		1.895	0.075	0.800
	0.691	0.070	0.500		0.995	0.070	0.600		1.354	0.070	0.700		1.769	0.070	0.800
	0.642	0.065	0.500		0.924	0.065	0.600		1.257	0.065	0.700		1.642	0.065	0.800
	0.592	0.060	0.500		0.853	0.060	0.600		1.161	0.060	0.700		1.516	0.060	0.800
	0.543	0.055	0.500		0.782	0.055	0.600		1.064	0.055	0.700		1.390	0.055	0.800
	0.494	0.050	0.500		0.711	0.050	0.600		0.967	0.050	0.700		1.263	0.050	0.800
	0.444	0.045	0.500		0.640	0.045	0.600		0.870	0.045	0.700		1.137	0.045	0.800
	0.395	0.040	0.500		0.568	0.040	0.600		0.774	0.040	0.700		1.011	0.040	0.800
	0.345	0.035	0.500		0.497	0.035	0.600		0.677	0.035	0.700		0.884	0.035	0.800
	0.296	0.030	0.500		0.426	0.030	0.600		0.580	0.030	0.700		0.758	0.030	0.800

V	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)
	3.198	0.100	0.900
	3.038	0.095	0.900
	2.878	0.090	0.900
	2.718	0.085	0.900
	2.558	0.080	0.900
	2.398	0.075	0.900
	2.238	0.070	0.900
	2.079	0.065	0.900
	1.919	0.060	0.900
	1.759	0.055	0.900
	1.599	0.050	0.900
	1.439	0.045	0.900
	1.279	0.040	0.900
	1.119	0.035	0.900
	0.959	0.030	0.900

VI	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)
	3.948	0.100	1.000
	3.750	0.095	1.000
	3.553	0.090	1.000
	3.356	0.085	1.000
	3.158	0.080	1.000
	2.961	0.075	1.000
	2.763	0.070	1.000
	2.566	0.065	1.000
	2.369	0.060	1.000
	2.171	0.055	1.000
	1.974	0.050	1.000
	1.777	0.045	1.000
	1.579	0.040	1.000
	1.382	0.035	1.000
	1.184	0.030	1.000

VII	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)
	4.777	0.100	1.100
	4.538	0.095	1.100
	4.299	0.090	1.100
	4.060	0.085	1.100
	3.822	0.080	1.100
	3.583	0.075	1.100
	3.344	0.070	1.100
	3.105	0.065	1.100
	2.866	0.060	1.100
	2.627	0.055	1.100
	2.388	0.050	1.100
	2.150	0.045	1.100
	1.911	0.040	1.100
	1.672	0.035	1.100
	1.433	0.030	1.100

VIII	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)
	5.685	0.100	1.200
	5.401	0.095	1.200
	5.116	0.090	1.200
	4.832	0.085	1.200
	4.548	0.080	1.200
	4.264	0.075	1.200
	3.979	0.070	1.200
	3.695	0.065	1.200
	3.411	0.060	1.200
	3.127	0.055	1.200
	2.842	0.050	1.200
	2.558	0.045	1.200
	2.274	0.040	1.200
	1.990	0.035	1.200
	1.705	0.030	1.200

IX	a	R	f	X	a	R	f	XI	a	R	f	XII	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(ft)		(m/s ²)	(m)	(ft)		(m/s ²)	(m)	(ft)		(m/s ²)	(m)	(ft)
	6.672	0.100	1.300		7.738	0.100	1.400		8.883	0.100	1.500		10.110	0.100	1.600
	6.338	0.095	1.300		7.351	0.095	1.400		8.439	0.095	1.500		9.601	0.095	1.600
	6.005	0.090	1.300		6.964	0.090	1.400		7.994	0.090	1.500		9.096	0.090	1.600
	5.671	0.085	1.300		6.577	0.085	1.400		7.550	0.085	1.500		8.591	0.085	1.600
	5.338	0.080	1.300		6.190	0.080	1.400		7.106	0.080	1.500		8.085	0.080	1.600
	5.004	0.075	1.300		5.803	0.075	1.400		6.662	0.075	1.500		7.580	0.075	1.600
	4.670	0.070	1.300		5.416	0.070	1.400		6.218	0.070	1.500		7.075	0.070	1.600
	4.337	0.065	1.300		5.030	0.065	1.400		5.774	0.065	1.500		6.569	0.065	1.600
	4.003	0.060	1.300		4.643	0.060	1.400		5.330	0.060	1.500		6.064	0.060	1.600
	3.670	0.055	1.300		4.256	0.055	1.400		4.885	0.055	1.500		5.559	0.055	1.600
	3.336	0.050	1.300		3.869	0.050	1.400		4.441	0.050	1.500		5.053	0.050	1.600
	3.002	0.045	1.300		3.482	0.045	1.400		3.997	0.045	1.500		4.548	0.045	1.600
	2.669	0.040	1.300		3.095	0.040	1.400		3.553	0.040	1.500		4.043	0.040	1.600
	2.335	0.035	1.300		2.708	0.035	1.400		3.109	0.035	1.500		3.537	0.035	1.600
	2.002	0.030	1.300		2.321	0.030	1.400		2.665	0.030	1.500		3.032	0.030	1.600

XIII	a	R	f	XIV	a	R	f	XV	a	R	f	XVI	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)		(m/s ²)	(m)	(Hz)		(m/s ²)	(m)	(Hz)		(m/s ²)	(m)	(Hz)
	11.489	0.100	1.700		12.790	0.100	1.800		14.250	0.100	1.900		15.790	0.100	2.000
	10.839	0.095	1.700		12.750	0.095	1.800		13.540	0.095	1.900		15.000	0.095	2.000
	10.268	0.090	1.700		11.510	0.090	1.800		12.830	0.090	1.900		14.210	0.090	2.000
	9.638	0.085	1.700		10.870	0.085	1.800		12.110	0.085	1.900		13.420	0.085	2.000
	9.127	0.080	1.700		10.230	0.080	1.800		11.400	0.080	1.900		12.630	0.080	2.000
	8.557	0.075	1.700		9.593	0.075	1.800		10.690	0.075	1.900		11.840	0.075	2.000
	7.987	0.070	1.700		8.954	0.070	1.800		9.976	0.070	1.900		11.050	0.070	2.000
	7.416	0.065	1.700		8.314	0.065	1.800		9.264	0.065	1.900		10.260	0.065	2.000
	6.846	0.060	1.700		7.675	0.060	1.800		8.551	0.060	1.900		9.475	0.060	2.000
	6.275	0.055	1.700		7.035	0.055	1.800		7.838	0.055	1.900		8.685	0.055	2.000
	5.705	0.050	1.700		6.396	0.050	1.800		7.126	0.050	1.900		7.896	0.050	2.000
	5.134	0.045	1.700		5.756	0.045	1.800		6.413	0.045	1.900		7.106	0.045	2.000
	4.564	0.040	1.700		5.116	0.040	1.800		5.701	0.040	1.900		6.317	0.040	2.000
	3.993	0.035	1.700		4.477	0.035	1.800		4.988	0.035	1.900		5.527	0.035	2.000
	3.423	0.030	1.700		3.837	0.030	1.800		4.276	0.030	1.900		4.737	0.030	2.000

XVII	a	R	f	XVIII	a	R	f	XIX	a	R	f
	(m/s ²)	(m)	(Hz)		(m/s ²)	(m)	(Hz)		(m/s ²)	(m)	(Hz)
	17.41	0.1	2.1		19.11	0.1	2.2		20.88	0.1	2.3
	16.539	0.095	2.1		18.15	0.095	2.2		19.84	0.095	2.3
	15.669	0.09	2.1		17.2	0.09	2.2		18.8	0.09	2.3
	14.798	0.085	2.1		16.24	0.085	2.2		17.75	0.085	2.3
	13.928	0.08	2.1		15.29	0.08	2.2		16.71	0.08	2.3
	13.057	0.075	2.1		14.33	0.075	2.2		15.66	0.075	2.3
	12.187	0.07	2.1		13.38	0.07	2.2		14.62	0.07	2.3
	11.316	0.065	2.1		12.42	0.065	2.2		13.57	0.065	2.3
	10.446	0.06	2.1		11.46	0.06	2.2		12.53	0.06	2.3
	9.5755	0.055	2.1		10.51	0.055	2.2		11.49	0.055	2.3
	8.705	0.05	2.1		9.554	0.05	2.2		10.44	0.05	2.3
	7.8345	0.045	2.1		8.598	0.045	2.2		9.398	0.045	2.3
	6.964	0.04	2.1		7.643	0.04	2.2		8.354	0.04	2.3
	6.0935	0.035	2.1		6.688	0.035	2.2		7.309	0.035	2.3
	5.223	0.03	2.1		5.732	0.03	2.2		6.265	0.03	2.3

4.1.2 Permodelan percepatan zona gempa 3 dan 4

Untuk memodelkan percepatan gempa Indonesia diperlukan data-data mengenai percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing wilayah gempa Indonesia. Data-data ini didapat pada peraturan SNI 1726 (Tabel 2.6).

Untuk menentukan percepatan gempa setiap periode waktu yang dibutuhkan, diperlukan perhitungan respons spectra untuk masing-masing jenis tanah yang telah ditetapkan dalam SNI pada tabel 2.7.

Dalam memodelkan percepatan gempa zona 3 dan 4, diperlukan tabel perhitungan variasi percepatan sebagai berikut: (Sumber : Sugiarto, 2010)

Tabel 4.2. Tabel Permodelan Variasi Percepatan untuk Setiap Zona Gempa.

Zona	T (dtk)	f (Hz)	C (g)	a (m/s ²)
3	0.435	2.3	0.75	7.36
3	0.455	2.2	0.75	7.36
3	0.476	2.1	0.75	7.36
3	0.5	2	0.75	7.36
3	0.526	1.9	0.75	7.36
3	0.556	1.8	0.75	7.36
3	0.588	1.7	0.75	7.36
3	0.625	1.6	0.75	7.36
3	0.667	1.5	0.75	7.36
3	0.714	1.4	0.75	7.36
3	0.769	1.3	0.75	7.36
3	0.833	1.2	0.75	7.36
3	0.909	1.1	0.75	7.36

Keterangan :

T = periode

f = frekuensi (Hz)

C = koefisien getaran

a = percepatan (m/s²)

Zona	T (dtk)	f (Hz)	C (g)	a (m/s ²)
3	1	1	0.75	7.36
3	1.5	0.667	0.46	4.51
3	2	0.5	0.35	3.43
3	2.5	0.4	0.3	2.94
3	3	0.333	0.27	2.64
4	0.435	2.3	0.85	8.33
4	0.455	2.2	0.85	8.33
4	0.476	2.1	0.85	8.33
4	0.5	2	0.85	8.33
4	0.526	1.9	0.85	8.33
4	0.556	1.8	0.85	8.33
4	0.588	1.7	0.85	8.33
4	0.625	1.6	0.85	8.33
4	0.667	1.5	0.85	8.33
4	0.714	1.4	0.85	8.33
4	0.769	1.3	0.85	8.33
4	0.833	1.2	0.85	8.33
4	0.909	1.1	0.85	8.33
4	1	1	0.85	8.33
4	1.5	0.667	0.57	5.55
4	2	0.5	0.43	4.17
4	2.5	0.4	0.34	3.33
4	3	0.333	0.28	2.78

(Sumber : Sugiarto, 2010)

Setelah tabel percepatan motor dan tabel percepatan permodelan zona 3 dan 4 diketahui, selanjutnya adalah menentukan konfigurasi yang sesuai antara percepatan motor dengan permodelan percepatan yang telah dibuat. Perlu

diperhatikan bahwa kriteria dalam menentukan konfigurasi ini adalah sesuai dengan kapasitas dan kekuatan boks getar secara keseluruhan.

Untuk memodelkan frekuensi zona gempa, diperlukan suatu faktor koreksi dimana faktor ini muncul akibat efisiensi alat, berikut ini adalah daftar faktor koreksi alat :

- Motor berkapasitas maksimum 1500 rpm tetapi bekerja efektif pada kecepatan 1425 rpm, sehingga faktor efisiensi sebesar $1425/1500 = 0.95$.
- Motor mempunyai rasio $\frac{1}{2}$ sehingga faktor reduksi = 0.5.
- *Gear Box* memiliki rasio $1/20$ sehingga faktor reduksi = 0.05, tetapi tempatudukan Fan Belt pada Gear Box mengecil sebesar $\frac{1}{2}$ jari-jari sehingga faktor reduksi Gear Box total = $0.05 \times 2 = 0.1$.

Sehingga apabila ditotal faktor reduksi dari motor ke boks getar adalah $0.95 \times 0.5 \times 0.1 = 0.04735$. Jadi semisal ingin memodelkan frekuensi sebesar 2 Hz maka frekuensi yang muncul pada inverter sebesar $\frac{2}{0.04735} = 42.238$ Hz.

Berikut ini adalah tabel permodelan percepatan gempa yang telah disesuaikan dengan percepatan motor (Sumber : Sugiarto, 2010) :

Tabel 4.3. Tabel Permodelan Percepatan untuk Zona Gempa 3 dan 4.

parameter Zona Gempa	a permodelan (m/s ²)	a alat (m/s ²)	r permodelan (meter)	frek permodelan (Hz)	frek alat (Hz)
3	7.36	7.106	0.045	2	42.238
4	8.33	8.598	0.045	2.2	46.463

4.1.3 Pengenalan bagian-bagian alat pemodelan

A. Bak permodelan



Gambar 4.1. Bak Permodelan

Dimensi bak pemodelan :

- Panjang : 110 cm
- Lebar : 50 cm
- Tinggi : 95 cm
- Berat : 40 kg

Kedua sisi bak permodelan terbuat dari bahan acrylic setebal 0,5 cm dengan tujuan saat pengujian memungkinkan untuk dapat melihat perubahan pola keruntuhan tanah, sedang kedua sisi lainnya terbuat dari plat besi.

B. Sistem perletakan bak permodelan

Bak Permodelan tersebut diletakkan di atas pondasi yang terbuat dari besi siku dengan ukuran 110 cm x 50 cm. Dan pada pondasi ini terdapat roda kecil yang bertujuan untuk memperlancar pergerakan bak permodelan pada arah horizontal. Jarak antar roda ini adalah 20 cm.

Sebelum bak permodelan diletakkan, di bawah bak permodelan diletakkan papan kayu dengan ukuran 110 cm x 50 cm yang dilapisi aluminium untuk melindungi dasar bak. Kemudian pada bagian bawah papan kayu diberikan plat bordes sebagai tumpuan



Gambar 4.2. Sistem Perletakan Bak Permodelan

Sambungan stang penggerak dengan sistem motor



Gambar 4.3. Sambungan stang penggerak dan Sistem Motor

C. Sistem motor



Gambar 4.4 Sistem motor

Motor untuk menggerakkan sistem seperti pada pergerakan gempa dengan kondisi yang sebetulnya, sedangkan *gear box* untuk mereduksi putaran motor dikarenakan putaran pada motor tidak dapat memenuhi spesifikasi yang diinginkan. Memiliki spesifikasi sebagai berikut :

- a. *Motor single phase 220VAC / 3 PK*
- b. *Gear box ratio 1 : 18, 2 Pole, 1 Fanbelt, dan Radial Plate.*

Motor Penggerak:



Gambar 4.5 Motor Penggerak

Gear Box:



Gambar 4.6 Rangkaian motor dan gear box

Radial Plate:



Gambar 4.7 Radial Plate

Fan Belt:



Gambar 4.8 Fan Belt

D. Sensor

Sensor Penurunan pondasi



Gambar 4.9 Sensor Penurunan Pondasi

Suatu perangkat yang dapat membaca perubahan posisi dalam arah vertikal. Memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- a. Operasi tegangan ± 12 Volt
- b. Tegangan Outputan 0 – 5 Volt
- c. Maksimum pengukuran 25,5 cm
- d. Kabel sensor 5 meter

Sensor Frekuensi dan Percepatan:



Gambar 4.10 Sensor Frekuensi dan Percepatan

Suatu perangkat yang dapat membaca banyaknya rotasi dalam satu detik dari penggerak untuk mendapatkan perhitungan percepatan maksimum dari sistem. Memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- a. Operasi tegangan ± 12 Volt
- b. Frekuensi kerja maksimum 3 kHz
- c. Kabel sensor 5 meter

E. Interface box



Gambar 4.11 Interface Box

Suatu perangkat perantara yang menghubungkan PC ke sensor-sensor dan panel kontrol. Memiliki spesifikasi sebagai berikut :

- a. Operasi tegangan 220 VAC /0.01A
- b. Dua Inputan :
 - Inputan Sensor Posisi
 - Inputan Sensor Percepatan
- c. Satu Outputan yang dihubungkan ke Panel untuk mengaktifkan motor.

F. Panel



Gambar 4.12 Panel

Tempat dimana saklar-saklar untuk menghidupkan atau mematikan sistem kelistrikan motor. Memiliki spesifikasi :

- a) Tegangan kerja 220 VAC/ CB 20 A dan 4 A
- b) Indikator Lampu Sistem *On* dan Motor *On*

4.1.4 Fungsi bagian-bagian alat pemodelan

- A. Bak Permodelan dan Sistem Pondasinya.
 - a. Bak permodelan berfungsi sebagai tempat contoh tanah uji.
 - b. Sistem perletakan pada bak permodelan berfungsi untuk melindungi bak agar tidak rusak akibat gerakan yang berulang - ulang.
- B. Sistem Penyodok.
 - a. Batang penyodok berfungsi sebagai batang penggerak bak akibat putaran yang ditimbulkan oleh motor.
 - b. Meja berfungsi sebagai perletakan batang penyodok agar arah gerakan yang ditimbulkan menjadi lurus.

C. Sistem Motor.

- a. Motor penggerak berfungsi sebagai sumber penghasil gerakan pada sistem.
- b. *Gear box* berfungsi sebagai pereduksi putaran motor agar sesuai dengan putaran yang diinginkan.
- c. *Radial Plate* berfungsi untuk menentukan jarak perpindahan bak permodelan sesuai yang diinginkan
- d. *Van Belt* berfungsi sebagai pendistribusi gerakan yang dihasilkan oleh *gear box* kepada *radial plate* yang menggerakkan seluruh sistem.

D. Sensor.

- a. Sensor Posisi berfungsi sebagai pembaca perubahan posisi contoh tanah pada arah vertikal
- b. Sensor Frekuensi dan Percepatan berfungsi sebagai pembaca frekuensi dan percepatan yang dihasilkan oleh sistem.

E. *Interface Box*.

- F. Panel Listrik berfungsi sebagai tempat dimana saklar-saklar untuk menghidupkan atau mematikan sistem kelistrikan motor.

4.1.5 Persiapan sebelum menggunakan alat

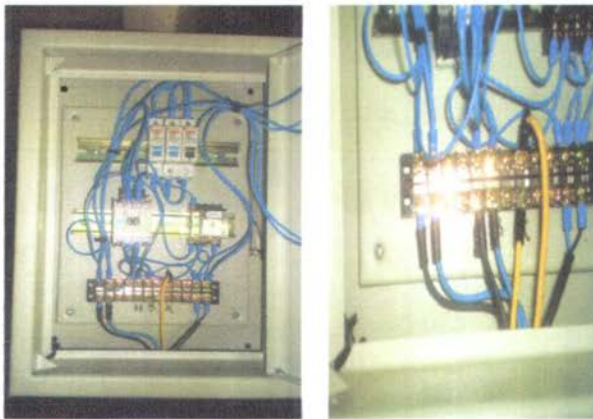
Sebelum menggunakan alat perlu dilakukan beberapa persiapan agar alat dapat berfungsi dengan benar dan tidak terjadi kerusakan. Persiapan tersebut antara lain :

1. Pastikan bahwa semua perlengkapan dan komponen yang dibutuhkan tersedia dan tidak ada yang kurang.
2. Tambahkan/oli pada *gear box* jika dirasa kurang
3. Cek keamanan kelistrikan.
4. Pastikan semua komponen pada kondisi baik sebelum menghidupkan sistem kelistrikan motor.
5. Jangan memaksa menyalakan sistem kelistrikan motor jika salah satu komponen mengalami gangguan atau kerusakan.

4.1.6 Cara pengoperasian sistem motor dan komputer

4.1.6.1 Proses pemanasan motor

1. Lepaskan besi penghubung antara radial plate dengan batang penyodok. Sehingga motor tidak terhubung dengan bak permodelan.
2. Hubungkan kabel motor ke panel sesuai tanda (kabel biru pada tanda B, kabel hitam pada tanda H, dan kabel kuning pada tanda K).



(a)

(b)

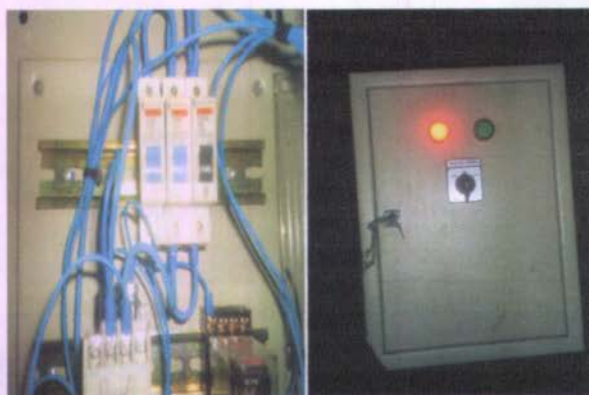
Gambar 4.13:

(a) Tanda H, B, K pada panel

(b) Sambungan kabel dari motor ke panel

3. Aktifkan (posisi *on*) ketiga CB pada panel. Jika lampu merah menyala berarti panel dalam keadaan aktif.





(a)

(b)

Gambar 4.14:

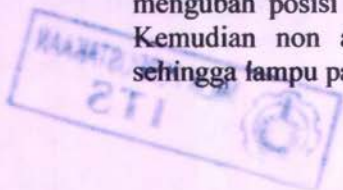
(a) CB pada panel

(b) Tanda lampu menyala jika panel aktif

4. Lakukan pemanasan pada motor selama 5 – 10 menit dengan mengubah posisi *switch* pada panel dari posisi *off* ke posisi manual.

Gambar 4.15 *Switch* menunjukkan tanda *off*

5. Setelah dirasa cukup, matikan motor dengan cara mengubah posisi *switch* pada panel ke posisi *off*. Kemudian non aktifkan ketiga CB pada panel sehingga lampu pada panel mati.



4.1.6.2 Proses pengoperasian motor

1. Sambungkan batang penyodok dengan bak permodelan (lihat Gambar 4.16)
2. Sambungkan besi penghubung antara *radial plate* dengan batang penyodok. Sehingga motor terhubung dengan bak permodelan.



Gambar 4.16. Sambungan radial plate dengan batang penyodok

3. Hubungkan kabel motor ke panel sesuai tanda. Seperti yang dijelaskan pada butir ketiga pada proses pemanasan motor. (Gambar 4.17)
4. Hubungkan kabel pada *interface box* ke komputer.



(a)



(b)

Gambar 4.17 :

- (a) Bagian belakang *intrface box*.
 (b) Bagian belakang komputer

5. Sambungkan kabel abu – abu pada bagian depan *interface box* ke stop kontak listrik terdekat. Tetapi jangan mengaktifkan *interface box* terlebih dahulu.



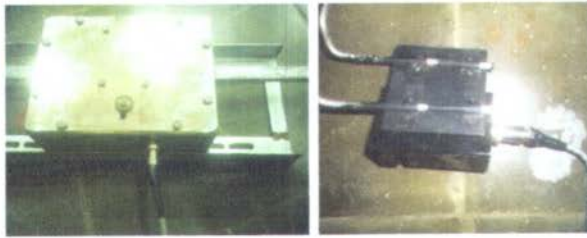
Gambar 4.18. Bagian depan *interface box*

6. Sambungkan kabel sensor dari *interface box* ke sensor.



Gambar 4.19. Bagian depan *Interface Box*

7. Sambungkan kabel ke masing – masing sensor



(a)

(b)

Gambar 4.20 :

- (a) Sambungan kabel sensor posisi;
(b) Sambungan kabel sensor frekuensi

8. Setelah semua kabel terpasang dengan baik pada tempatnya, kemudian pasang sensor posisi ada bak permodelan yang telah berisi contoh tanah. Mula – mula pasang ujung batang sensor dengan plat pondasi dengan menggunakan mur. Setelah itu angkat pondasi dan sensor posisi bersama – sama untuk dipasang pada bak permodelan. Gunakan stoper pada sensor posisi untuk meghindari kerusakan pada sensor.



(a)



(b)

Gambar 4.21:

- (a) Sambungan batang sensor dengan plat pondasi;
(b) Perletakan besi silang

9. Untuk meletakkan pondasi dan sensor pada posisi tengah bak, digunakan besi silang. Selain itu besi silang berfungsi agar pada saat digerakkan, pondasi dan sensor tidak ikut bergerak pada arah horisontal. Setelah itu sambungkan ujung – ujung besi silang tersebut pada sisi – sisi bak dengan menggunakan baut dan mur.



(a)



(b)

Gambar 4.22:.

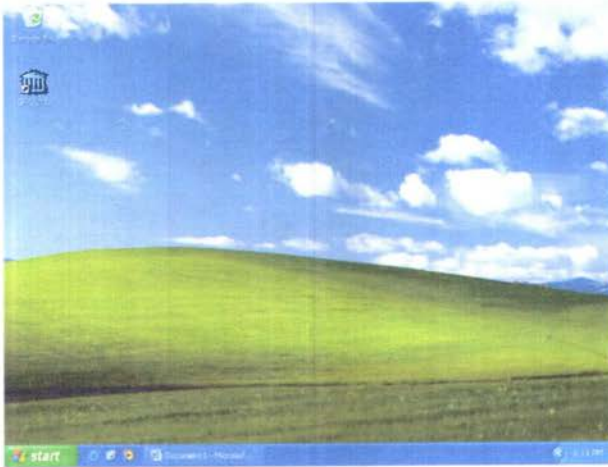
(a) Perletakan besi silang;

(b) Penambahan kayu untuk mempertinggi posisi

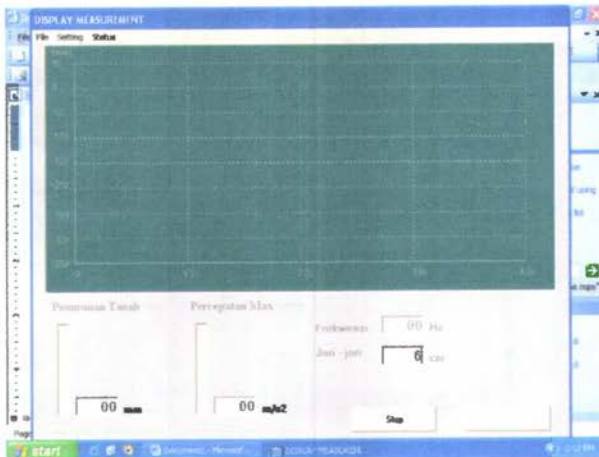
10. Setelah semuanya sudah terpasang dengan baik, pasang boks beban pada ujung atas pondasi.
11. Lepaskan stoper atas pada sensor posisi. Kemudian aktifkan *interface box* dengan menekan tombol merah pada posisi *on*.

4.1.6.3 Proses pengoperasian software

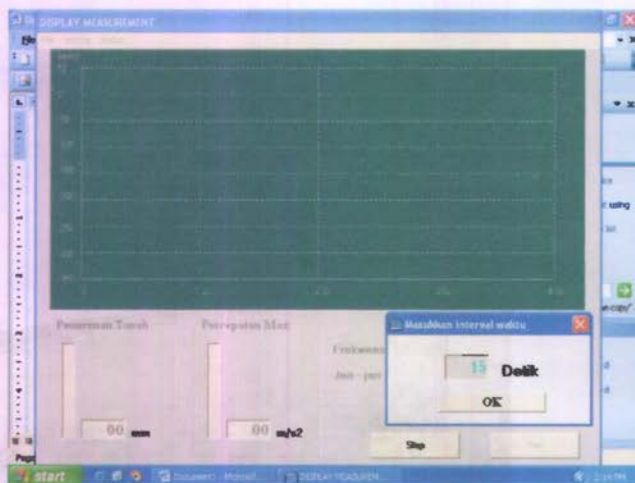
1. Hidupkan komputer
2. Jalankan program eksekusi dengan ikon GROUND.



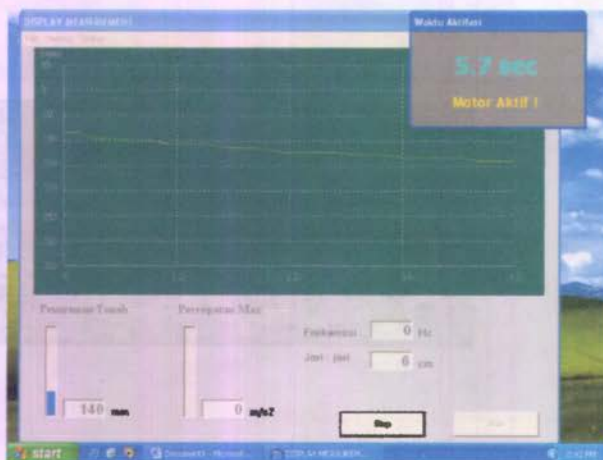
3. Masukkan angka jari – jari sesuai dengan jarak lubang yang diinginkan pada radial plate terhadap pusat *plate*, misal 6 cm.



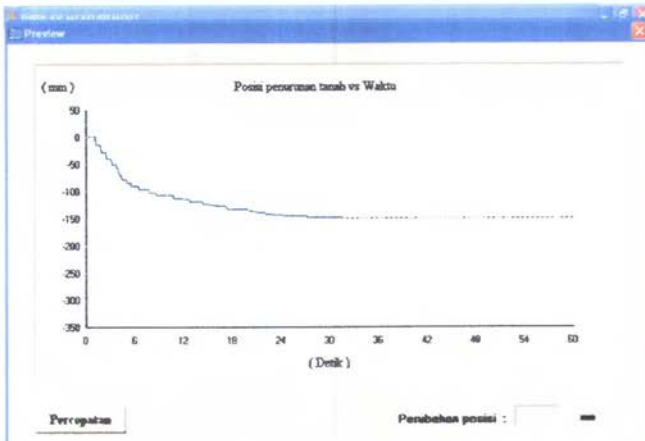
4. Klik $\rightarrow$ *Setting* $\rightarrow$ *Delay* masukkan lamanya interval waktu pengujian.



5. Klik tombol *Run* maka motor akan aktif sesuai pada interval yang dimasukkan.



6. Setelah motor berhenti klik → *File* → *Print* untuk melihat hasil perekaman data dalam bentuk grafik.



7. Untuk melihat hasil perekaman data dalam bentuk tabel klik → *File* → *Data List*.
 8. Untuk menyimpan hasil rekaman terlebih dahulu masukkan nama *file* kemudian klik tombol *Save*.

4.1.7 Perawatan dan pemeliharaan alat permodelan

Untuk mencegah kemungkinan kerusakan pada alat, perlu di perhatikan hal – hal sebagai berikut:

1. Penurunan tanah maksimum pada bak permodelan adalah 200 mm.
2. Perhatikan posisi kabel sensor, kabel motor dan kabel *interface box* pada saat pengoperasian. Usahakan posisi kabel tersebut aman dan tidak terganggu.
3. Pada waktu pemasangan dan pembongkaran sensor posisi ke bak permodelan, jagalah supaya sensor tersebut tidak mengalami guncangan dan jangan sampai terjatuh.

4. Usahakan pada waktu pengoperasian, area sekitar jauh dari bahan yang mengandung air.
5. Setelah selesai pengoperasian, simpan semua komponen pada tempat yang aman dan lindungi semua komponen supaya tidak berkarat akibat udara dan air.
6. Periksa kembali kelengkapan semua komponen. Yakinkan bahwa semua komponen lengkap dan tidak ada yang kurang.

4.2 Analisa Perbandingan Komposisi Pasir dan Bentonit pada Tanah Uji

4.2.1 Hasil pengujian sifat-sifat fisik bentonit

Pengujian yang dilakukan terhadap bentonit adalah uji konsistensi yang meliputi batas cair (LL), Batas plastis (PL), batas kerut (SL), dan indeks plastisitas (PI), *specific gravity* (G_s), kadar air (w_c). Hasil sifat-sifat fisik bentonit ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.4 Sifat-sifat Fisik Bentonit

Jenis Pengujian	Bentonit
Konsistensi (%)	
1. Batas cair (LL)	230.5
2. Batas plastis (PL)	43.21
3. Batas kerut (SL)	25.82
4. Indeks Plastisitas (PI)	187.29
Specific Gravity (G_s)	3.3
Kadar air (%)	13.3

(sumber: PT.Madu Lingga Perkasa)

Untuk mendapatkan tanah uji dengan kondisi LL tertentu, maka bentonit dicampur dengan pasir dan air secara merata dengan perbandingan tertentu secara coba-coba, dengan memperhitungkan berat alami dan kadar air dari masing-masing material.

Sebagai contoh yaitu mencampurkan pasir dan bentonit dengan perbandingan Pasir : Bentonit mula-mula = 90 : 10, kemudian dilanjutkan dengan perbandingan Pasir : Bentonit = 80 : 20 sampai dengan perbandingan pasir : Bentonit akhir = 10 : 90

Tabel berikut adalah hasil coba-coba perbandingan antara pasir dan bentonit yang menghasilkan Batas Cair (LL) tertentu.

Tabel 4.5 Perbandingan Bentonit dan Pasir

Kadar Pasir (%)	Kadar Bentonit (%)	LL (%)
10	90	279.04
20	80	278.8
30	70	186.25
40	60	178.67
50	50	127.625
60	40	106.35
70	30	75.196
80	20	35.825
90	10	32.95

Dari hasil tersebut, dilakukan analisa regresi linier yang akhirnya mendapatkan kombinasi untuk Batas Cair (LL) yang diharapkan dapat dilihat pada grafik berikut :



Gambar 4.23 Grafik hubungan Kadar Bentonit dan LL

Dengan demikian dapat diketahui perbandingan antara bentonit dan pasir untuk membuat tanah uji :

Dengan Batas Cair (LL) = 32 %, maka perbandingan Bentonit : Pasir = 16,4 % : 83,6 %

Dari grafik tersebut diatas terlihat bahwa hubungan penambahan bentonit menaikkan Batas Cair (LL) secara linier.

4.2.2 Hasil pengujian sifat-sifat fisik tanah uji

Sifat-sifat fisik masing-masing tanah uji ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.6 Sifat-sifat Fisik Tanah Uji

Jenis Pengujian	Tanah Uji		
	Batas Cair (LL) = 32 %		
<i>Konsistensi (%)</i>			
1. Batas Cair (LL)	32		
2. Batas Plastis (PL)	17.34		
3. Indeks Plastis (PI)	14.66		
<i>Berat Volume Tanah (gr/cc)</i>			
1. BV tanah, γ_t (kg/cm ²)	1.791		
2. BV tanah Kering, γ_d (kg/cm ²)	1.34		
3. Kadar Air (w_c)	15 %	25 %	35 %
4. Kuat Geser, C (kg/cm ²)	0,117	0,089	0,146
5. Sudut Geser, ϕ (°)	47,36	37,49	1,83

(Sumber : Sugiarto, 2010).

4.3 Analisa Mekanisme Keruntuhan Tanah Uji Hasil Percobaan.

4.3.1 Variasi percobaan pembebanan tanah uji di Laboratorium

Percobaan di Laboratorium dilakukan pada tiga kondisi tanah dengan variasi pada Indeks Kecairan $LI = -0,159$, $LI = 0,522$ dan $LI = 1,205$, dengan variasi pada Kadar Air (w_c), Diameter dan jumlah Pondasi Buis Beton pada Tanah Uji dan disimulasikan pada satu zona gempa dimana terdapat dua zona gempa yaitu Zona Gempa 3 dan 4. Dalam pembebanan di Laboratorium terdapat beberapa variasi pembebanan yang berbeda-beda, dapat dilihat dalam Tabel 4.7 :

LI	JUMLAH BUIS (buah)	DIAMETER (cm)								
		5			7			10		
LI = - 0,519	1	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	2	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	3	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
LI = 0,522	1	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	2	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	3	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
LI = 1,205	1	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	2	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg
	3	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg	5 kg	10 kg	20 kg

Tabel 4.7. Variasi percobaan pembebanan

4.3.2 Hasil pengujian Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah uji di Laboratorium.

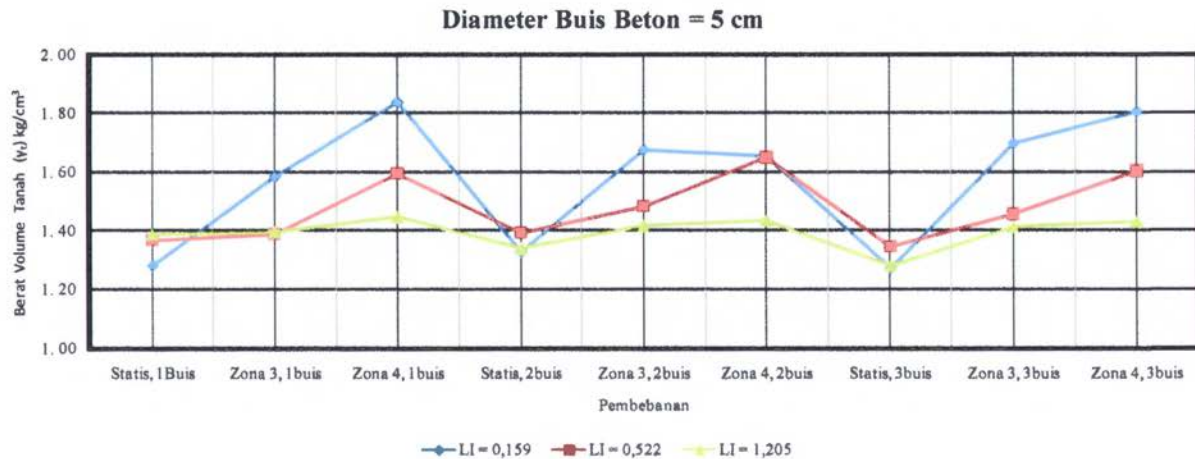
Nilai dari Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah uji di setiap simulasi percobaan sangat penting untuk diketahui karena dapat memberikan analisa yang berpengaruh saat pengambilan kesimpulan di setiap kondisi tanah pada simulasi percobaan, sehingga perlu adanya pengambilan contoh pada saat dilaksanakan percobaan pembebanan tanah uji di setiap kondisi simulasi percobaan.

Urutan pengambilan contoh untuk nilai Berat Volume Tanah adalah mula-mula persiapan Tanah Uji yang akan disimulasikan untuk suatu kondisi percobaan, misalnya Tanah Uji dikondisikan pada Indeks Kecairan (LI) = - 0.159, pembebanan pada keadaan statis dengan variasi beban vertikal sebesar = 5, 10 dan 20 kg dan menggunakan contoh Buis Beton diameter = 5 cm dengan jumlah = 1 Buis Beton. Setelah dilakukan percobaan pada kondisi tersebut maka pondasi Buis Beton diambil kemudian tanah yang ada di bawah pondasi Buis Beton dijadikan contoh untuk menentukan Berat Volume Tanah pada kondisi Tanah Uji tersebut.

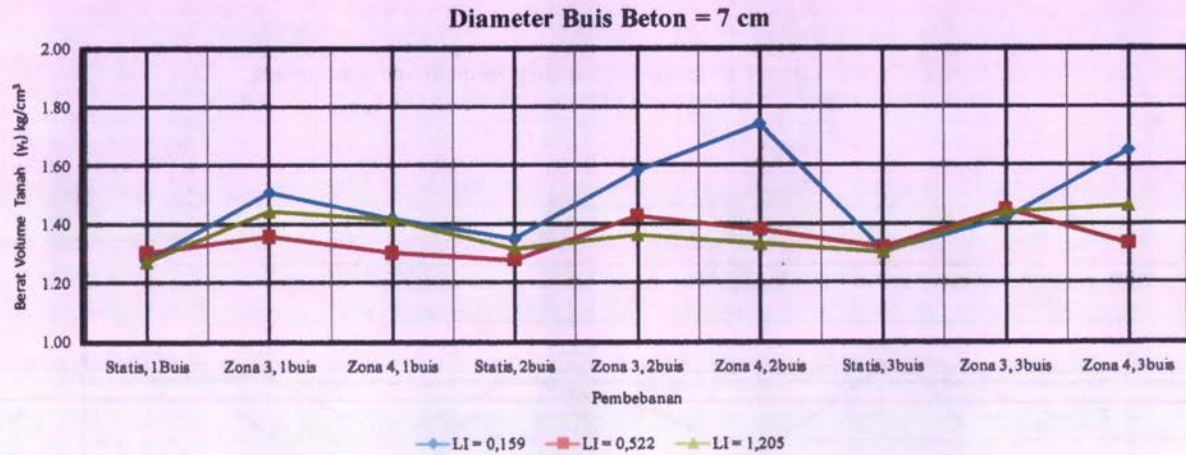
Nilai-nilai Berat Volume Tanah (γ_t) masing-masing tanah uji ditunjukkan pada Tabel 4.8 dibawah ini :

Tabel 4.8 Nilai-nilai Berat Volume Tanah (γ_t) Tanah Uji.

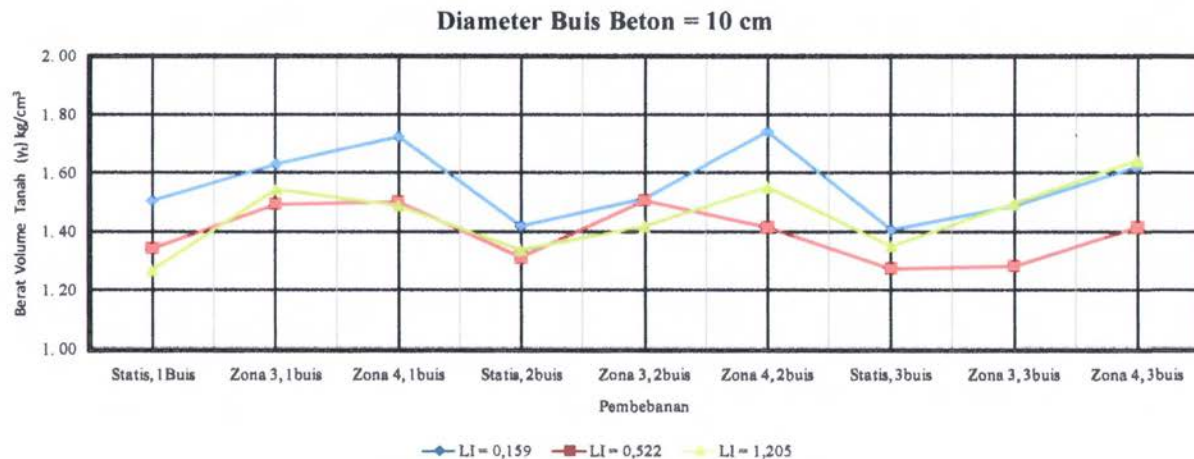
w_c	Keadaan	Diameter (m)	0.05			0.07			0.1		
		Jumlah (buis)	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15%	Statis		1.28	1.33	1.27	1.28	1.35	1.31	1.51	1.42	1.41
	Zona 3		1.58	1.67	1.70	1.51	1.58	1.42	1.63	1.51	1.49
	Zona 4		1.84	1.65	1.80	1.42	1.74	1.65	1.72	1.74	1.62
25%	Statis		1.36	1.39	1.34	1.30	1.28	1.32	1.34	1.31	1.27
	Zona 3		1.39	1.48	1.45	1.36	1.43	1.45	1.49	1.51	1.28
	Zona 4		1.59	1.65	1.60	1.30	1.38	1.33	1.50	1.41	1.41
35%	Statis		1.39	1.34	1.28	1.27	1.32	1.30	1.27	1.34	1.35
	Zona 3		1.40	1.42	1.41	1.44	1.36	1.44	1.54	1.42	1.50
	Zona 4		1.44	1.43	1.43	1.41	1.33	1.46	1.49	1.55	1.64



Gambar 4. 24 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan diameter Buis Beton = 5 cm.



Gambar 4. 25 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan diameter Buis Beton = 7 cm.

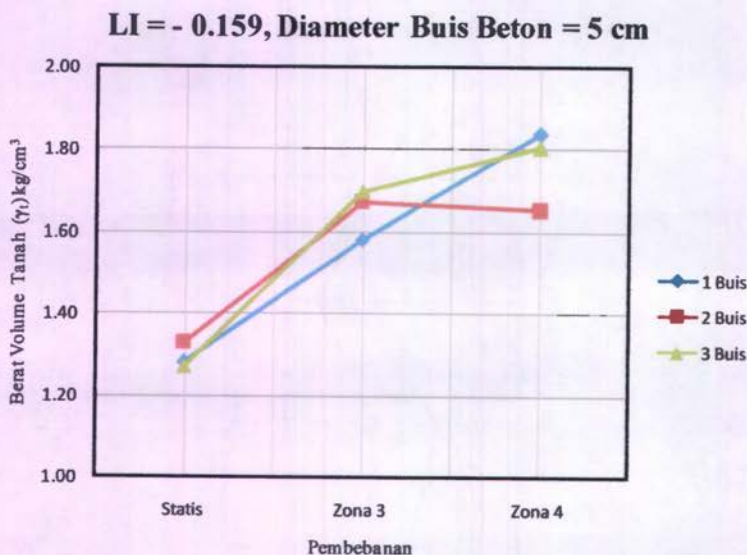


mbar 4. 26 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji pada kondisi beban statis dan dinamis dengan diameter Buis Beton = 10 cm.

4.3.2.1 Perbandingan Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = - 0.519 dan Kadar Air (w_c) = 15 %, ditinjau dari variasi pembebanan:

Analisa ini bertujuan membandingkan Berat Volume Tanah (γ_t) dengan kondisi pembebanan (beban statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 5 cm.

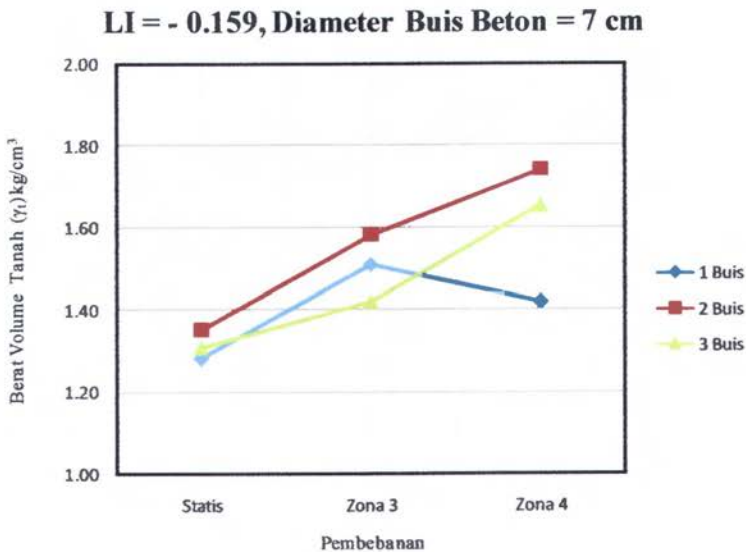


Gambar 4.27 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.519 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.27 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah

(γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,63 menjadi 1,67 dan terjadi penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,67 menjadi 1,65. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,55 menjadi 1,70 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,70 menjadi 1,80.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 7 cm.



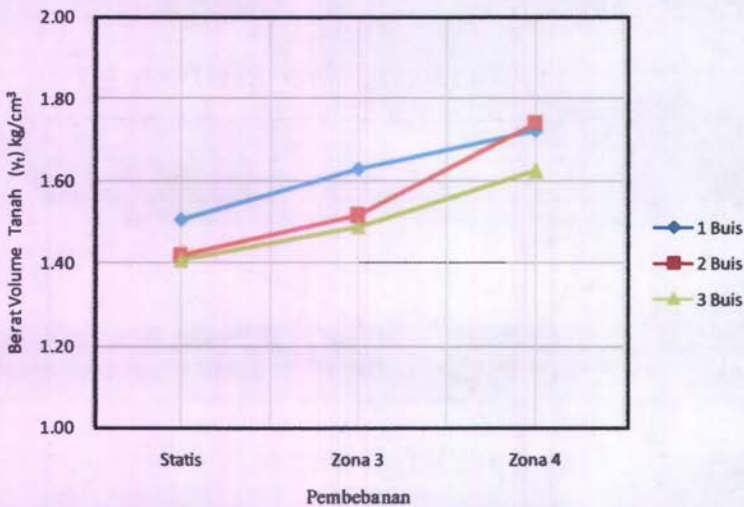
Gambar 4.28 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.519 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.28 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,35 menjadi 1,58 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,58 menjadi 1,74. Pada contoh 3 Buis

Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,31 menjadi 1,42 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,42 menjadi 1,65.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 10 cm.

LI = - 0.159, Diameter Buis Beton = 10 cm



Gambar 4.29 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.519 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 10 cm.

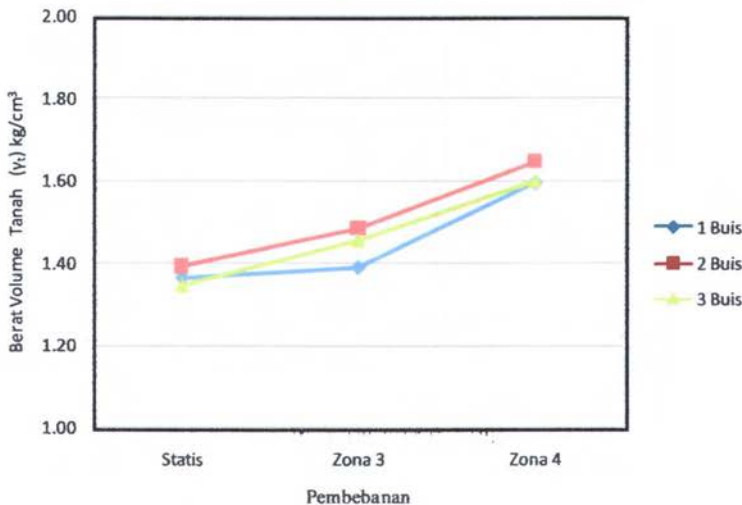
Pada gambar 4.29 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,42 menjadi 1,51 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,51 menjadi 1,74. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,41 menjadi 1,49 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,49 menjadi 1,62.

4.3.2.2 Perbandingan Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Kadar Air (w_c) = 25 %, ditinjau dari variasi pembebanan:

Analisa ini bertujuan membandingkan Berat Volume Tanah dengan kondisi pembebanan (statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 5 cm.

LI = 0.522, Diameter Buis Beton = 5 cm



Gambar 4.30 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.30 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari

keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,39 menjadi 1,48 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,48 menjadi 1,65. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,34 menjadi 1,45 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,45 menjadi 1,60.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 7 cm.

LI = 0.522, Diameter Buis beton = 7 cm



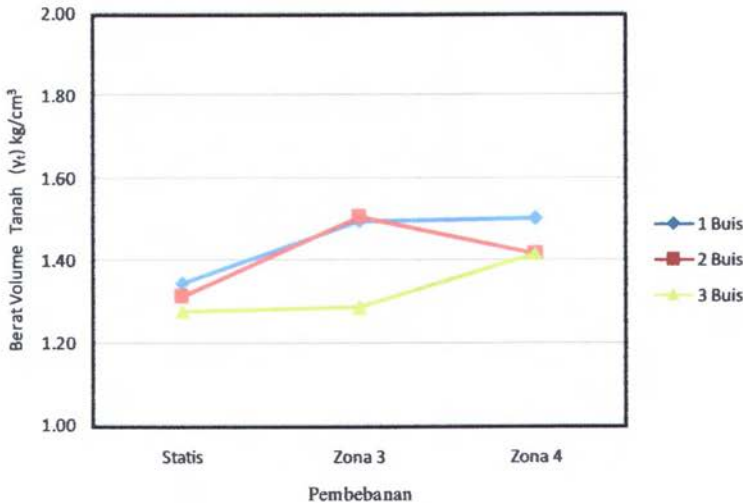
Gambar 4.31 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0,522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.31 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,28 menjadi 1,43 dan terjadi penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,43 menjadi 1,38. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi

kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,32 menjadi 1,45 dan terjadi penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,45 menjadi 1,33.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 10 cm.

LI = 0.522, Diameter Buis Beton = 10 cm



Gambar 4.32 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.32 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,31 menjadi 1,51 dan terjadi penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,51 menjadi 1,41. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3

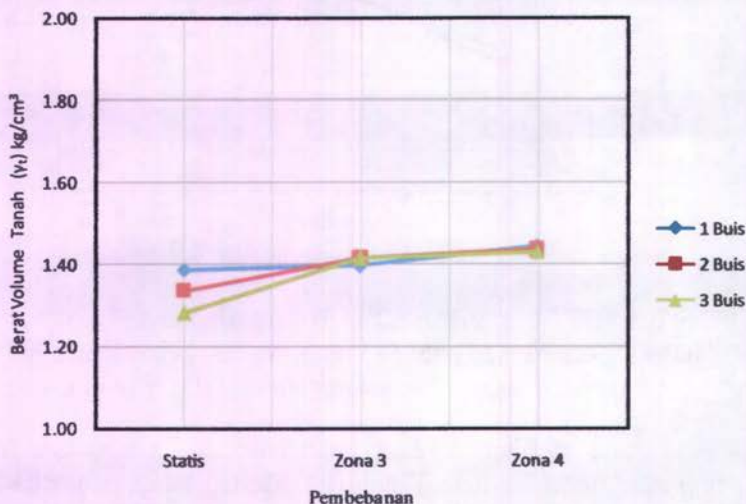
yaitu 1,27 menjadi 1,28 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,28 menjadi 1,41.

4.3.2.3 Perbandingan Berat Volume Tanah (γ_t) pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Kadar Air (w_c) = 35 %, ditinjau dari variasi pembebanan:

Analisa ini bertujuan membandingkan Berat Volume Tanah dengan kondisi pembebanan (statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 5 cm.

LI = 1.205, Diameter Buis Beton = 5 cm

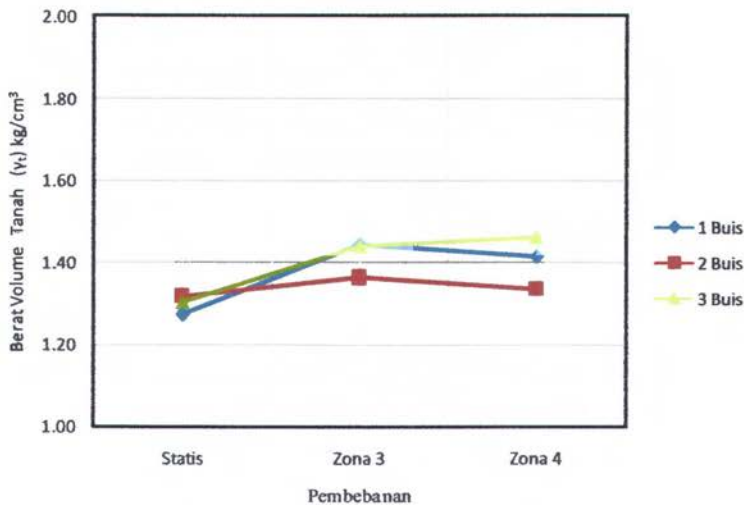


Gambar 4.33 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.33 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,34 menjadi 1,42 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,42 menjadi 1,43. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,28 menjadi 1,41 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,41 menjadi 1,43.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton Diameter = 7 cm.

LI = 1.205, Diameter Buis Beton = 7 cm



Gambar 4.34 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.34 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah

(γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,32 menjadi 1,36 dari dan terjadi penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) zona 3 ke zona 4 yaitu 1,36 menjadi 1,33. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,30 menjadi 1,44 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,44 menjadi 1,46.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan Buis Beton
Diameter = 10 cm.

LI = 1.205, Diameter Buis Beton = 10 cm



Gambar 4.35 Berat Volume Tanah (γ_t) pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.35 terlihat bahwa ada kenaikan dan penurunan Berat Volume Tanah (γ_t) disetiap tahap pembebanan. Pada contoh 2 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan statis ke zona 3 yaitu 1,34 menjadi 1,42 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,42 menjadi 1,55. Pada contoh 3 Buis Beton terjadi kenaikan Berat Volume Tanah (γ_t) dari keadaan

statis ke zona 3 yaitu 1,35 menjadi 1,50 dan dari zona 3 ke zona 4 yaitu 1,50 menjadi 1,64.

4.3.3 Hasil percobaan pembebanan tanah uji di Laboratorium.

Urutan percobaan adalah mula-mula dengan persiapan Tanah Uji yang akan disimulasikan untuk satu zona gempa dimana ada dua variasi zona gempa yaitu Zona Gempa 3 dan 4. Tanah Uji disiapkan sebanyak 3 contoh dengan variasi Indeks Kecairan : $LI = -0,159$; $LI = 0,522$ dan $LI = 1,205$. Pembebanan dilakukan dengan memberi beban secara bertahap dengan pembebanan awal sebesar 5 kg, pembebanan kedua sebesar 10 kg sampai pembebanan akhir sebesar 20 kg untuk masing-masing tipe pondasi Buis Beton dimana pergantian beban dilakukan setiap 10 detik dan mencatat penurunannya kemudian percobaan dihentikan. Untuk urutan pemodelan pondasi Buis Betonnya adalah mula - mula dengan pondasi Buis Beton diameter (D) = 5 cm dengan kedalaman 5 cm (1 buah Buis Beton) sampai kedalaman 15 cm (3 Buis Beton), kemudian pondasi Buis Beton diameter (D) = 7 cm sampai pondasi Buis Beton diameter (D) = 10 cm.

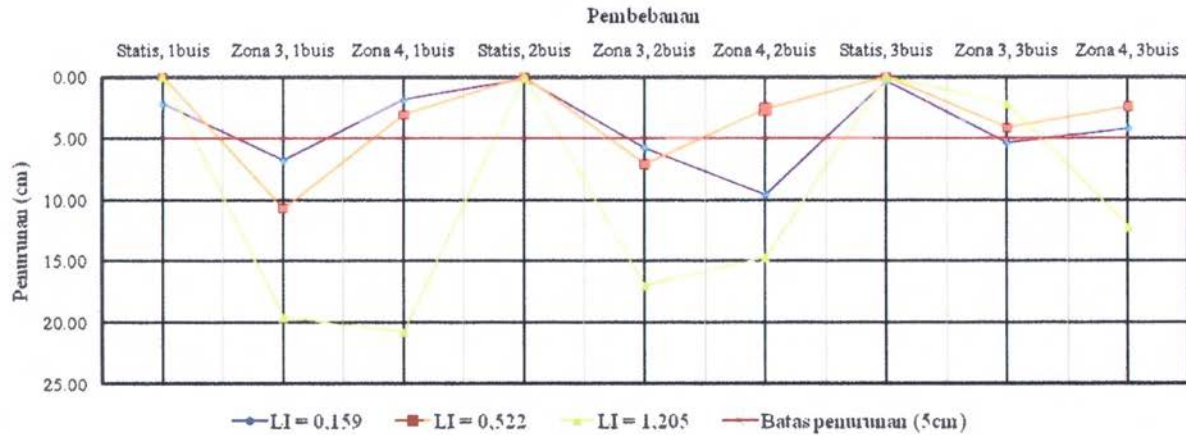
Dari percobaan-percobaan tersebut kemudian akan dilihat pengaruh pemodelan Pondasi Buis Beton terhadap penurunan tanah dengan membandingkan besarnya penurunan tanah dimana perbandingan berdasarkan variasi Zona Gempa, Indeks Kecairan (LI), beban (P), Diameter Buis Beton (D) dan Kedalaman (jumlah) Buis Beton.

Tabel 4.9 Besar penurunan maksimum Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) dan dinamis (beban gempa zona 3 dan 4).

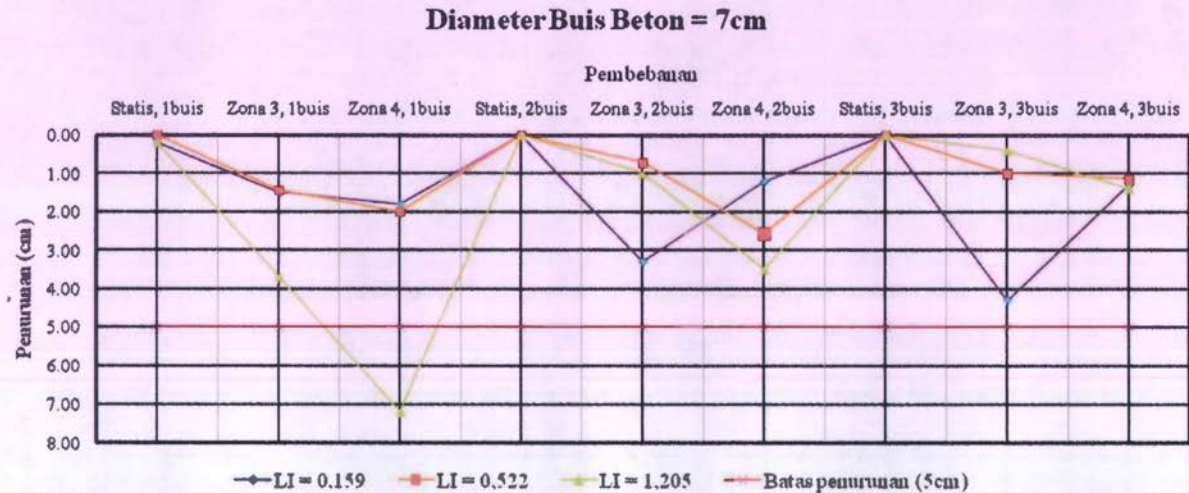
w_L	Kedalaman	Diameter (m)	0.5			0.7			0.1		
		Jumlah (buah)	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15%	LI = -0.159, Statis		2.20	0.20	0.40	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LI = -0.159, Zona 3		6.80	5.80	5.40	1.50	3.30	4.30	0.40	0.80	2.50
	LI = -0.159, Zona 4		1.90	9.60	4.20	1.80	1.20	1.30	0.90	0.40	1.40
25%	LI = 0.522, Statis		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	LI = 0.522, Zona 3		10.72	7.15	4.15	1.43	0.71	1.00	0.57	0.57	2.57
	LI = 0.522, Zona 4		3.07	2.68	2.43	2.00	2.57	1.14	0.86	0.72	0.72
35%	LI = 1.205, Statis		0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
	LI = 1.205, Zona 3		19.60	17.00	2.20	3.70	1.00	0.40	1.20	1.40	0.40
	LI = 1.205, Zona 4		20.80	14.70	12.20	7.20	3.50	1.40	4.90	1.30	0.20

Dilihat dari besar nilai penurunan pada Tabel 4.9 dengan nilai penurunan Pondasi Dangkal yang diijinkan yaitu sebesar 5 cm (Bowles, 1984a) maka akan didapatkan grafik perbandingan antara besar penurunan maksimum Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) dan dinamis dengan Batas Penurunan Ijin sehingga akan didapatkan pemakaian pondasi yang masih memberikan penurunan yang masih diijinkan.

Diameter Buis Beton = 5cm

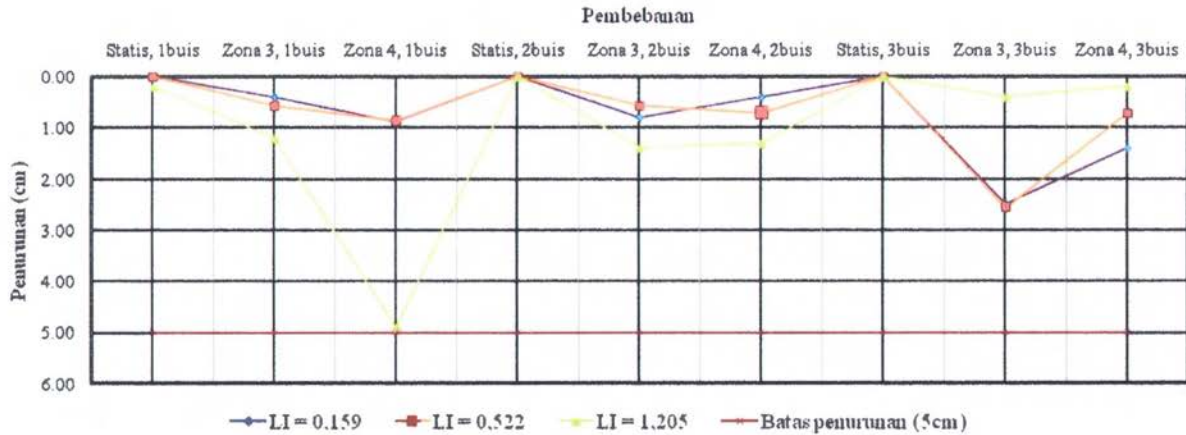


Gambar 4.36 penurunan maksimum Pondasi Buis Beton Diameter = 5cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.



Gambar 4.37 penurunan maksimum Pondasi Buis Beton Diameter =7cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.

Diameter Buis Beton = 10cm



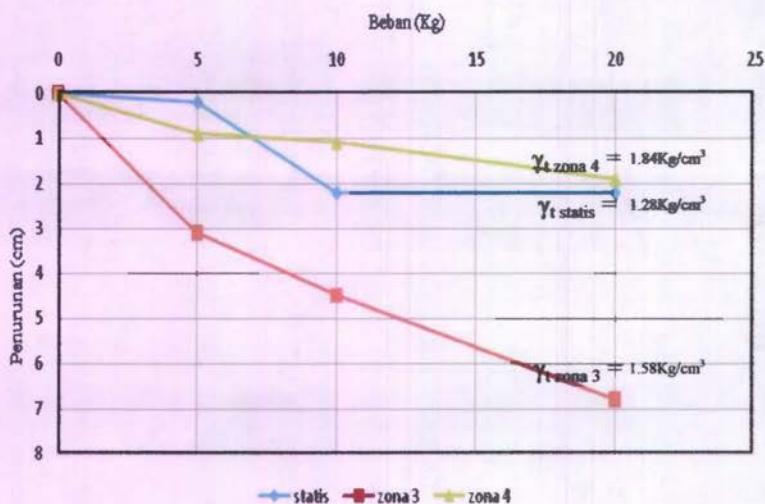
Gambar 4.38 penurunan maksimum Pondasi Buis Beton Diameter =10cm akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) dan dinamis dengan batas penurunan ijin pondasi dangkal.

4.3.3.1 Perbandingan penurunan Pondasi Buis Beton pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Kadar Air (w_c = 15 %) ditinjau dari variasi pembebanan:

Analisa ini bertujuan membandingkan penurunan Pondasi Buis Beton dengan kondisi pembebanan (statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 5 cm)



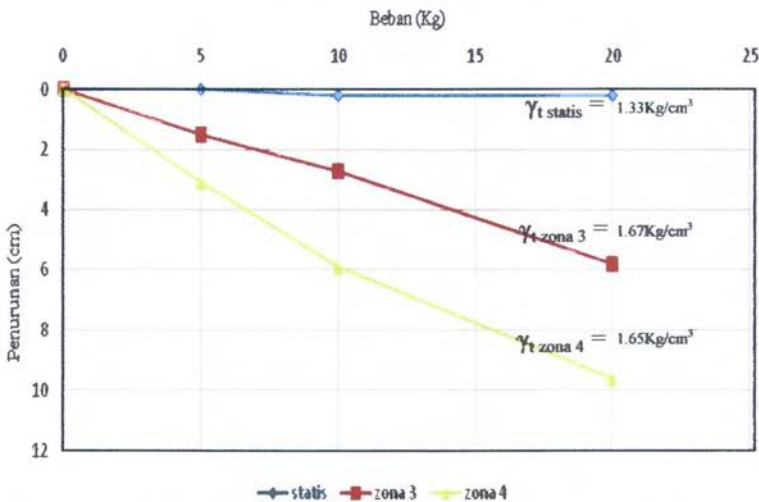
Gambar 4.39 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.39, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = 1,28 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}}$) = 1,58 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}}$) = 1,84 kg/cm³. Pada gambar

tersebut terlihat bahwa pada pondasi Buis beton diameter 5 cm dengan jumlah 1 buah terjadi perbedaan penurunan pada setiap kondisi pembebanan. Pada pembebanan statis terjadi penurunan sebesar 2 cm, pada pembebanan gempa zona 3 terjadi penambahan penurunan sekitar 3 cm, tetapi pada pembebanan gempa zona 4 penurunan berkurang. Hal tersebut diperkirakan karena pada saat pembebanan gempa zona 3 terjadi pemampatan tanah akibat penggetaran.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 5 cm)



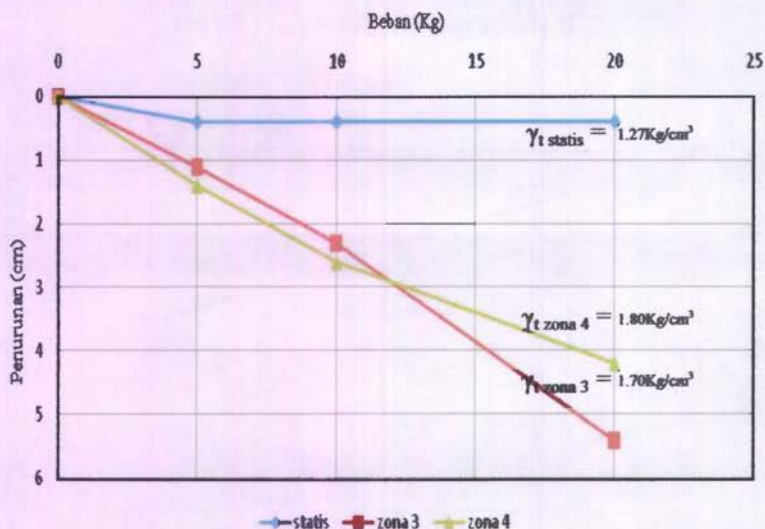
Gambar 4.40 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.40, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,33 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,67 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,65 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar

tersebut terlihat terjadi perubahan penurunan dari pembebanan statis, gempa zona 3 dan gempa zona 4. Pada pembebanan statis hampir tidak ada penurunan yang berarti. Pada pembebanan gempa zona 3 terjadi penurunan sebesar 6 cm. penurunan pada pembebanan gempa zona 4 terjadi penambahan penurunan sebesar 4 cm.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 5 cm)



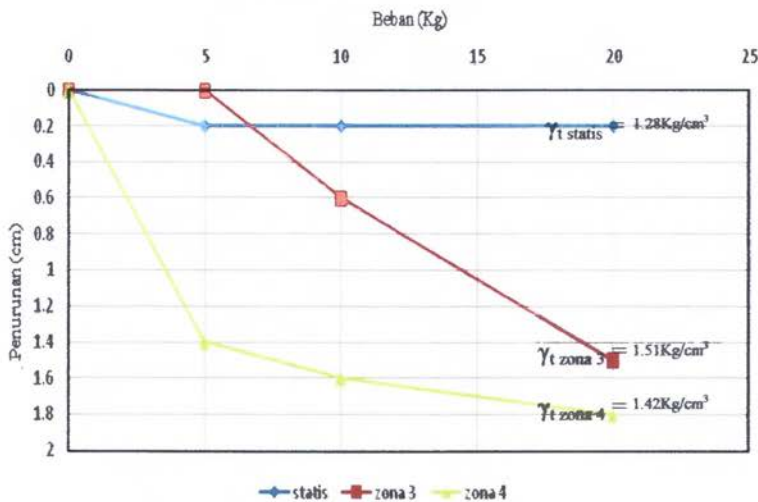
Gambar 4.41 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.41, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,27 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,70 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,80 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut dapat dilihat bahwa pada pembebanan vertikal 5 kg dan

10 kg penurunan akibat gempa zona 3 lebih kecil dari penurunan akibat gempa zona 4. Tetapi pada pembebanan vertikal 20 kg terjadi penurunan pada pembebanan gempa zona 3 sebesar 5 cm. dan pada pembebanan gempa zona 4 terjadi pengurangan penurunan sebesar 1 cm, menjadi sekitar 4 cm. hal itu dikarenakan perubahan kepadatan pada saat pembebanan zona 3 akibat proses pemasangan pondasi. Pada pembebanan statis hanya terjadi penurunan diawal saja sebesar 0,5 cm diperkirakan karena sensor yang belum tepat.

4. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



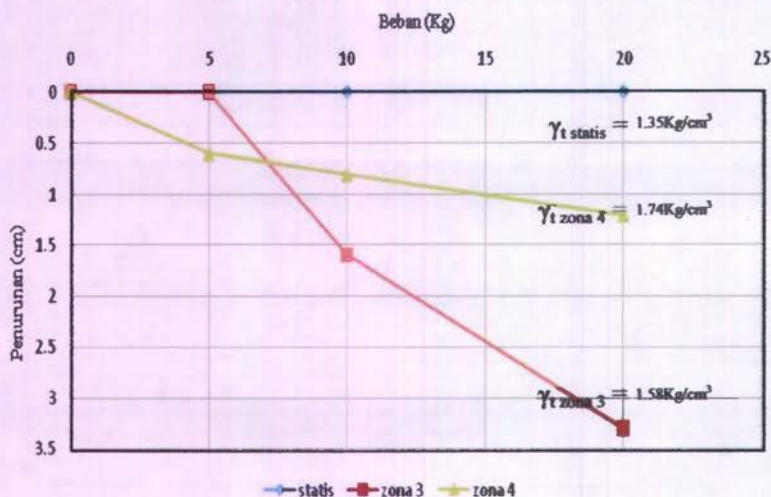
Gambar 4.42 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = -0.159$) pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Dari gambar 4.42, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = $1,28 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = $1,51$

kg/cm^3 , dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona } 4}$) = $1,42 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih besar dari penurunan akibat pembebanan gempa zona 3, tetapi pada pembebanan vertikal 5 kg terjadi perbedaan penurunan pada pembebanana statis, gempa zona 3 dan gempa zona 4. Hal itu diperkirakan karena sensor yang belum terletak tepat. Penurunan pada pembebanan zona 3 sebesar 1,5 cm, dan penurunan pada pembebanan gempa zona 4 sebesar 1,8 cm.

5. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



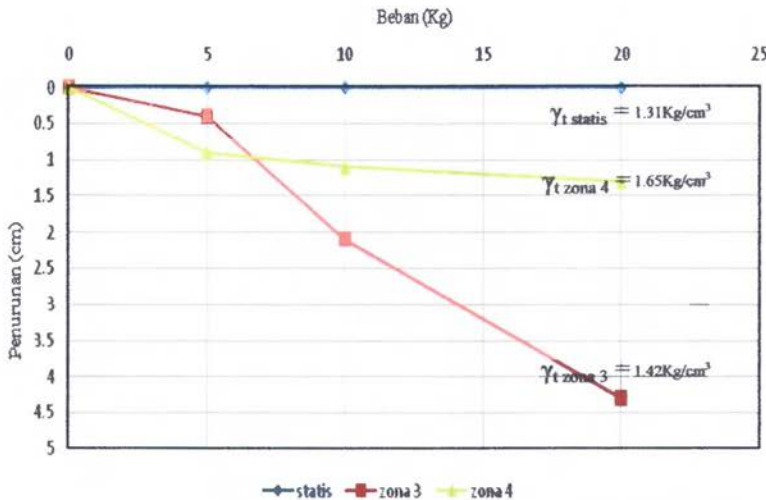
Gambar 4.43 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.43, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = $1,35 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona } 3}$) = $1,58 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona } 4}$) = $1,74 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar

tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih rendah daripada penurunan akibat pembebanan zona 3, karena pada saat pembebanan zona 4 diperkirakan sudah terjadi pemampatan akibat percobaan pembebanan gempa zona 3 sehingga kepadatan. Penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 sebesar 1,2 cm dan zona 4 sebesar 3,2 cm, sedangkan pada pembebanan statis tidak terjadi penurunan.

6. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



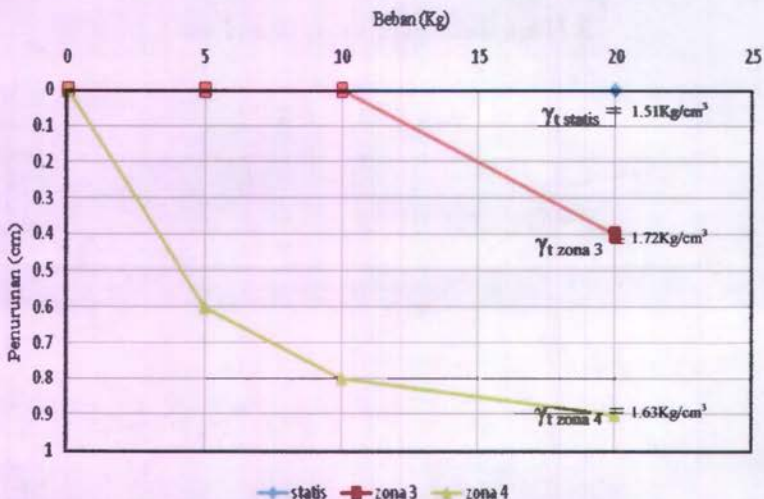
Gambar 4.44 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.44, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,31 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,42 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,65 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 3

sebesar 4,5 cm, tapi penurunan pembebanan akibat pembebanan gempa zona 4 sebesar 1,5 cm. Perbedaan penurunan yang besar ini karena pada saat percobaan zona gempa 3, tanah tetap dipadatkan tetapi diperkirakan pemadatannya tidak merata, sehingga pada zona gempa 3 terjadi penurunan yang signifikan.

7. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 10 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 10 cm)



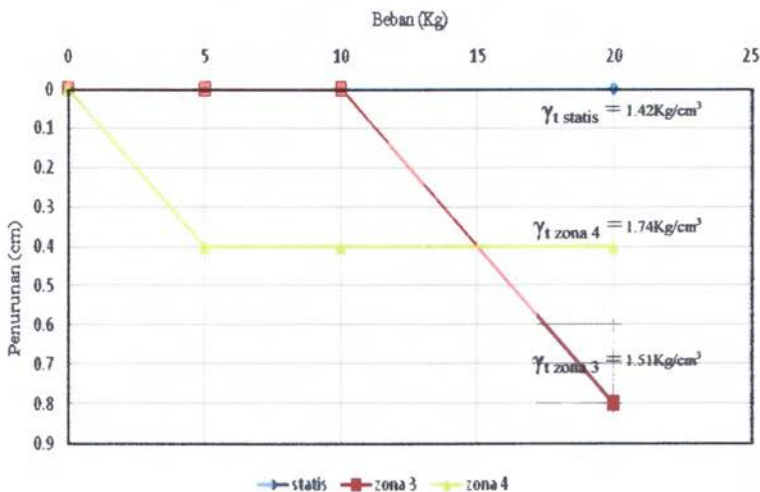
Gambar 4.45 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 10 cm.

Pada gambar 4.45, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,51 \text{ kg/cm}^3$), dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,72 \text{ kg/cm}^3$), dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,63 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih rendah 0,25 cm dari penurunan akibat beban gempa zona 3. Tetapi pada beban vertikal kurang dari 15 kg, penurunan

pada zona gempa 4 lebih tinggi dari penurunan akibat gempa zona 3. Hal tersebut karena pada saat pembebanan 20 kg, pada zona gempa 4 diperkirakan terjadi pemadatan tanah lebih besar daripada beban gempa zona 3.

8. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 10 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 10 cm)



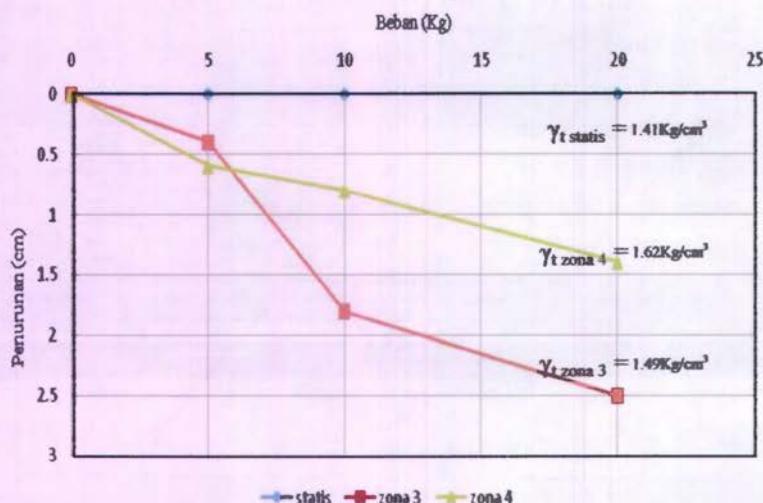
Gambar 4.46 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.46, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,42 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,51 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,74 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih rendah 0,4 cm dari penurunan akibat beban gempa zona 3. Tetapi pada beban vertikal kurang dari 15 kg, penurunan pada zona gempa 4 lebih tinggi dari penurunan akibat gempa

zona 3. Hal tersebut dikarenakan karena pada saat pembebanan 20 kg, pada zona gempa 4 terjadi pemadatan tanah lebih besar daripada beban gempa zona 3.

9. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 10 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 10 cm)



Gambar 4.47 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.47, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,41 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,49 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,62 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 sebesar 2,5 cm, sedangkan penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 sebesar 1,4 cm. hal ini terjadi diperkirakan karena pada saat percobaan pembebanana gempa zona 4 sudah terjadi pemampatan akibat percobaan zona gempa 3 yang telah

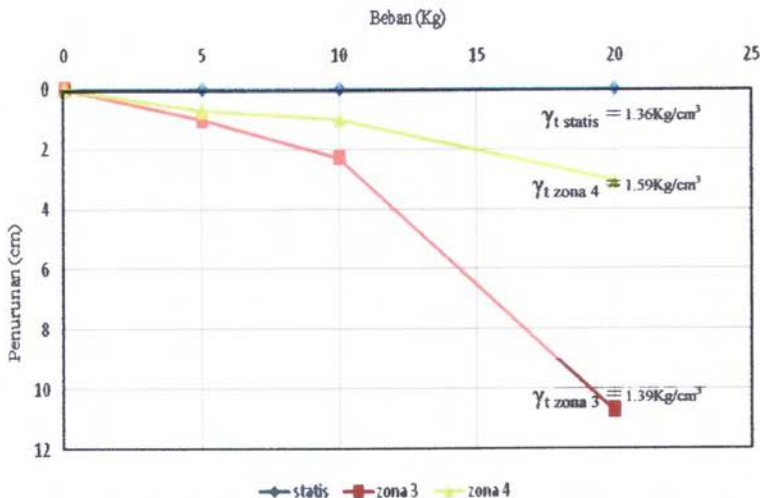
dilakukan sebelumnya, sehingga penurunan akibat pembebanan zona gempa 4 lebih rendah dari pembebanan zona gempa 4.

4.3.3.2 Perbandingan penurunan Pondasi Buis Beton pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Kadar Air (w_c) = 25 % ditinjau dari variasi pembebanan.

Analisa ini bertujuan membandingkan penurunan Pondasi Buis Beton dengan kondisi pembebanan (statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 5 cm)

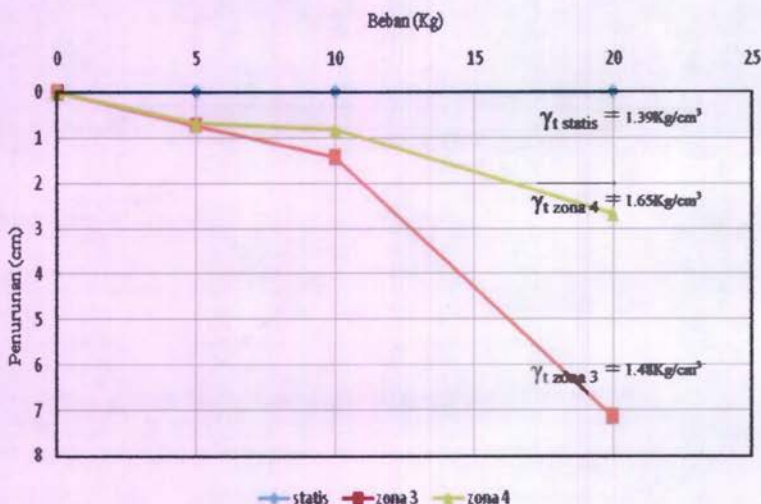


Gambar 4.48 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 5 cm.

Pada gambar 4.48, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,36 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,39 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,59 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih kecil daripada penurunan akibat pembebanan gempa zona 3. Hal tersebut diperkirakan karena pada saat percobaan pembebanan zona gempa 4 pembongkaran tanah dasar dan pematatannya kurang, sehingga pengaruh pemampatan akibat pembebanan gempa zona 3 masih terjadi, mengakibatkan penurunan menjadi lebih kecil.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 5 cm)

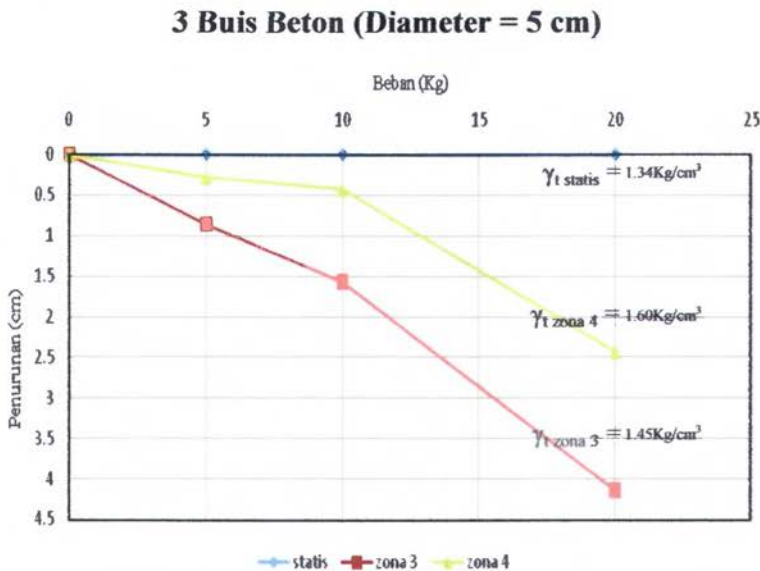


Gambar 4.49 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 5 cm.



Pada gambar 4.49, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = 1,39 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}}$) = 1,48 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}}$) = 1,65 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih kecil daripada penurunan akibat pembebanan zona gempa 3. Hal tersebut diperkirakan karena pada saat percobaan pembebanan zona gempa 4 pembongkaran tanah dasar dan pematatannya kurang, sehingga pengaruh pemampatan akibat pembebanan gempa zona 3 masih terjadi.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 5 cm).



Gambar 4.50 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.50, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = 1,34 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}}$) = 1,45

kg/cm^3 , dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona } 4}$) = $1,60 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 lebih kecil daripada penurunan akibat pembebanan gempa zona 3. Hal tersebut diperkirakan karena pada saat percobaan pembebanan zona gempa 4 pembongkaran tanah dasar dan pemadatannya kurang, sehingga pengaruh pemampatan akibat pembebanan gempa zona 3 masih terjadi.

4. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



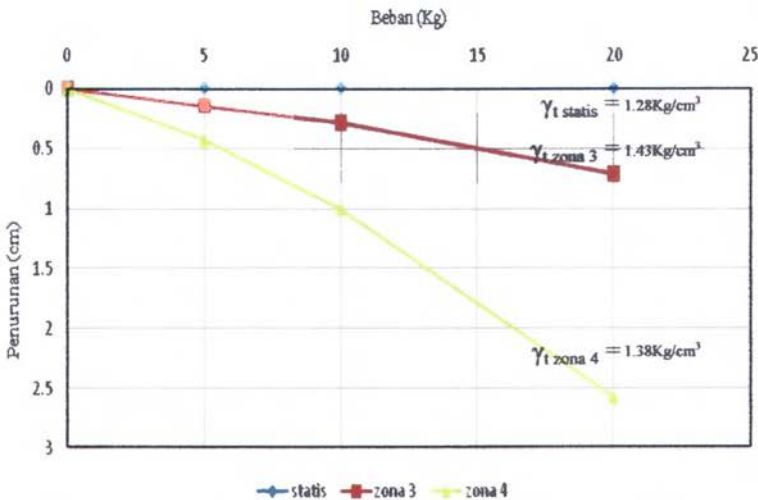
Gambar 4.51 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 7 cm.

Pada gambar 4.51, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = $1,30 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona } 3}$) = $1,36 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona } 4}$) = $1,30 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat penurunan pada setiap pembebanan terjadi

perubahan menjadi lebih besar penurunannya. Penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi sama sekali. Pada penurunan pembebanan gempa zona 3 terjadi 1,5 cm. sedangkan pada pembebanan gempa zona 4 terjadi pertambahan sebesar 0,5 cm. perubahan penurunan akibat pembebanan zona 3 dan zona 4 tidak begitu besar.

5. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



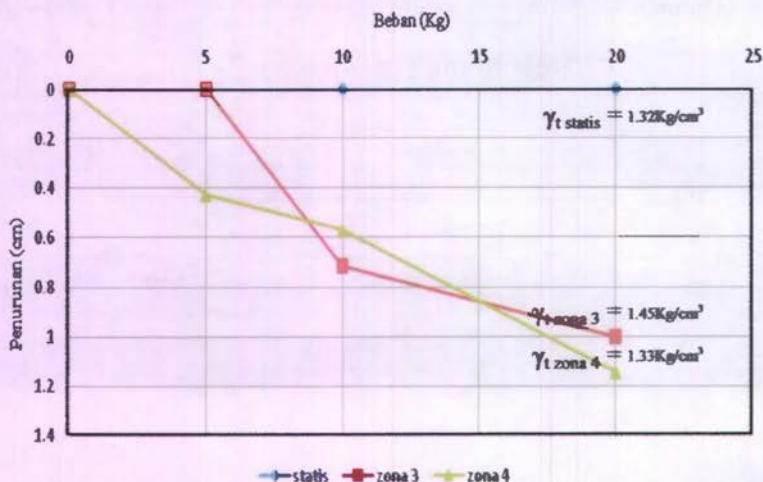
Gambar 4.52 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.52, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,28 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,43 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,38 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan pondasi akibat pembebanan statis tidak terjadi penurunan. Pada pembebanan gempa zona 3 terjadi

penurunan sebesar 0,7 cm, pada pembebanan gempa zona 4 terjadi penurunan sebesar 2,5 cm, terjadi perbedaan penurunan yang besar.

6. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 7 cm)

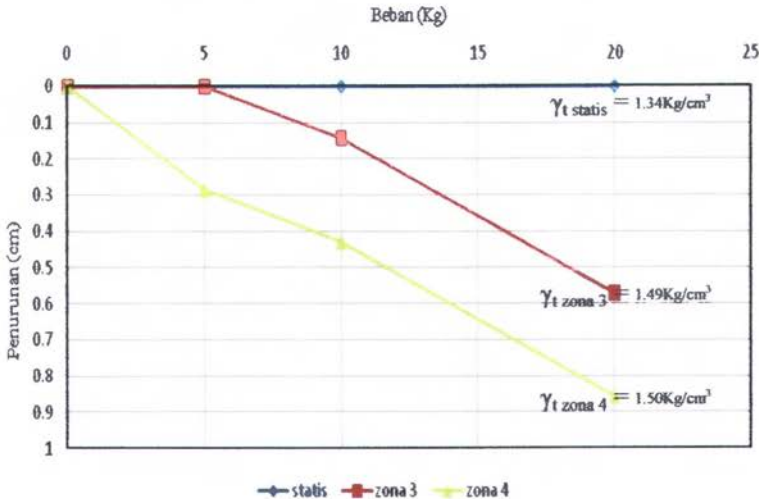


Gambar 4.53 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.53, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,32 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,45 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,33 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat gempa zona 3 baru terjadi pada pembebanan vertikal 10 kg dan penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 tidak tetap berada dibawah penurunan akibat pembebanan gempa zona 3. Hal ini dikarenakan pada saat pemasangan pondasi terdapat kesalahan prosedur, sehingga menyebabkan kepadatan yang tidak merata pada setiap lapisan.

7. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton
(Diameter = 10 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 10 cm)

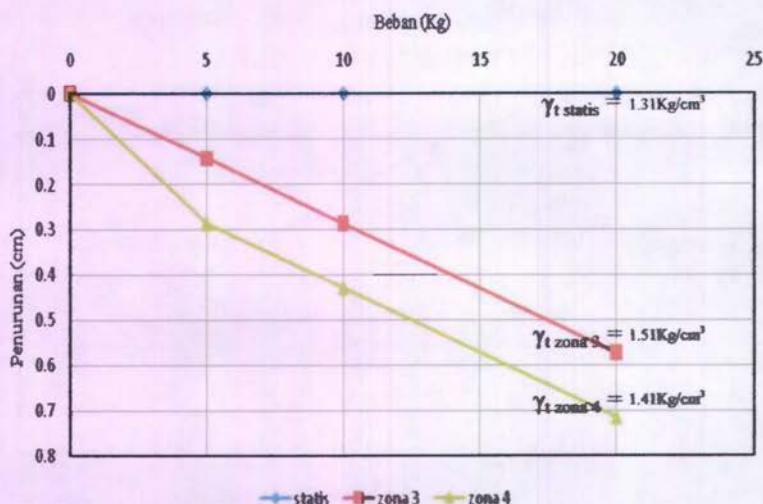


Gambar 4.54 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 10 cm.

Pada gambar 4.54, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,34 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,49 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,50 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat beban statis tidak terjadi, pembebanan gempa zona 3 sebesar 0,6 cm, dan gempa zona 4 sebesar 0,85 cm. perbedaan penurunan akibat beban gempa zona 3 dan zona 4 tidak terlalu besar.

8. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton
(Diameter = 10 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 10 cm)

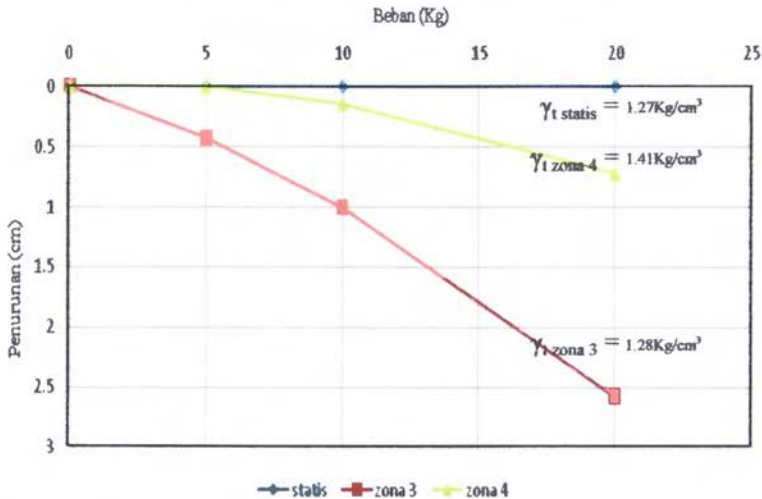


Gambar 4.55 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.55, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,31 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,51 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,41 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 dan akibat pembebanan zona 4 tidak terjadi perbedaan yang besar, dari 0,6 cm menjadi 0,7 cm. Hal ini diperkirakan karena pondasi bisa menahan pembebanan dinamis.

9. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton
(Diameter = 10 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 10 cm)



Gambar 4.56 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

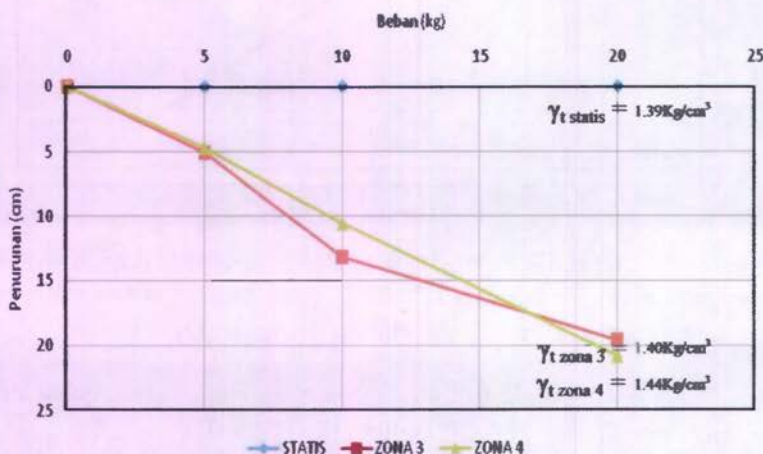
Pada gambar 4.56, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,27 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,28 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,41 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat bahwa penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 sebesar 2,5 cm sedangkan pada pembebanan gempa zona 4 terjadi penurunan sebesar 0,75 cm. Hal ini karena pada saat proses pemadatan, tanah yang dipakai adalah tanah yg sebelumnya digunakan percobaan pembebanan zona 3. Jadi masih ada pemampatan akibat pembeban gempa zona 3 yang mengakibatkan peningkatan Berat Volume Tanah tanah.

4.3.3.3 Perbandingan penurunan Pondasi Buis Beton pada tanah lempung dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Kadar Air (w_c = 35 %) ditinjau dari variasi pembebanan.

Analisa ini bertujuan membandingkan penurunan Pondasi Buis Beton dengan kondisi pembebanan (statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

1. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 5 cm)



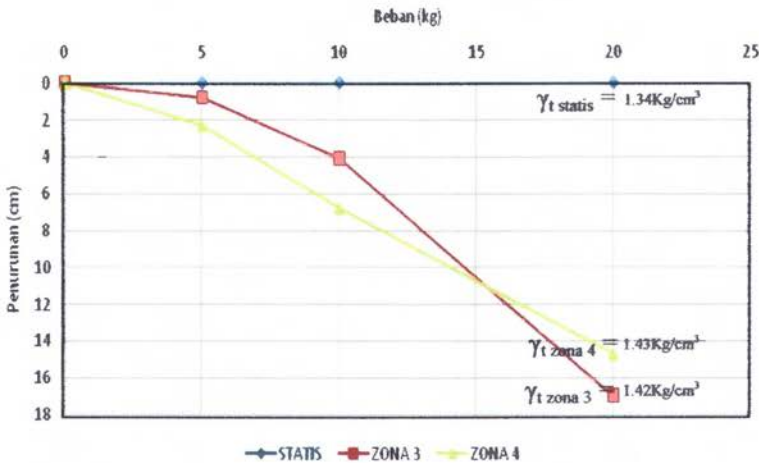
Gambar 4.57 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 5 cm.

Pada gambar 4.57, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}}$) = 1,39 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}}$) = 1,40 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}}$) = 1,44 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi atau 0, sedangkan penurunan akibat pembebanan gempa zona 3

dan gempa zona 4 hampir sama dalam setiap beban vertikal yang diberikan. Pada beban vertikal 5 kg penurunan sekitar 5 cm, pada 10 kg sekitar 13 cm, pada 20 kg sekitar 20 cm. Penurunan yang besar ini diakibatkan kondisi tanah yang sudah melebihi batas cair, sehingga daya dukung tanah berkurang.

2. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 5 cm).

2 Buis Beton (Diameter = 5 cm)

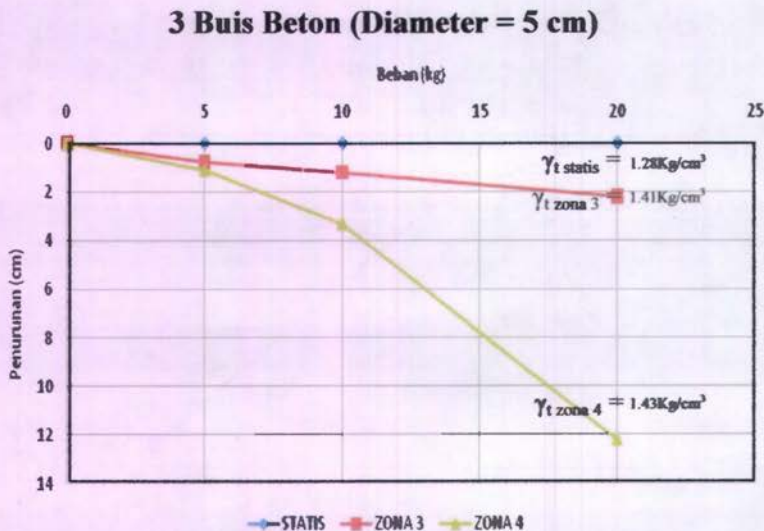


Gambar 4.58 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.58, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,34 \text{ kg/cm}^3$), dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,42 \text{ kg/cm}^3$), dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,43 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 dan pembebanan gempa zona 4 terjadi penurunan yang besar dalam setiap beban vertikal. Pada gempa zona 3 terjadi penurunan antara lain 1 cm pada beban 5 kg, lalu 4 cm pada beban 10 kg dan mengalami pertambahan penurunan yang besar pada beban 20 kg.

begitu juga pada pembebanan gempa zona 4 yaitu 2,5 cm, 7 cm, dan 14 cm. Hal ini dikarenakan keadaan tanah dasar yang sudah melebihi batas cair, menimbulkan pengurangan daya dukung tanah karena pada saat gempa air pori keluar dan terjadi pemampatan yg besar karena voume tanah sedikit.

3. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 5 cm).



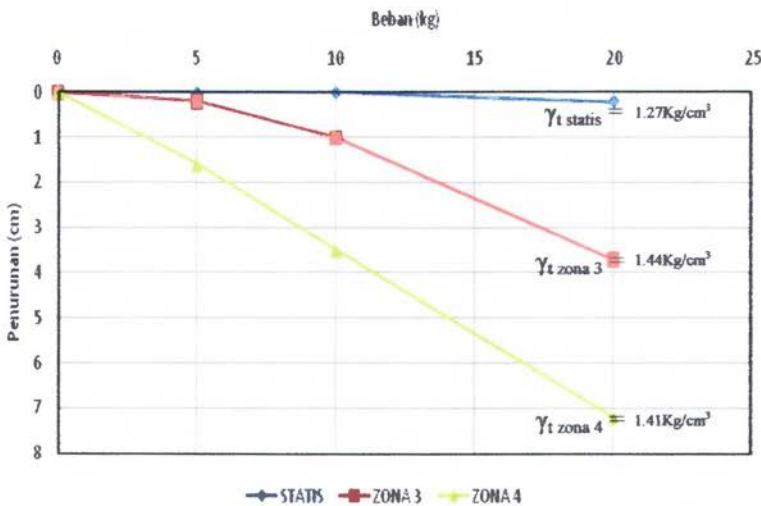
Gambar 4.59 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 5 cm.

Pada gambar 4.59, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,28 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,41 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,43 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi. Pada pembebanan gempa zona 3 lebih stabil daripada pembebanan gempa zona 4, tetapi penurunan pada percobaan ini lebih kecil dibanding dengan poin 1 dan poin 2. Hal ini

dikarenakan tanah sudah mengalami pemampatan akibat percobaan poin 1 dan poin 2, terutama pada percobaan pembebanan gempa zona 3. Ada perbedaan yang besar pada penurunan akibat beban vertikal 20 kg pada pembebanan gempa zona 3 dan pembebanan gempa zona 4 sebesar 10 cm. hal ini disebabkan pada saat percobaan gempa zona 3 poin 2 tanah yang berada didasar kurang sempurna pembongkarannya, sehingga masih ada pemampatan tanah lapisan bawah.

4. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 7 cm)

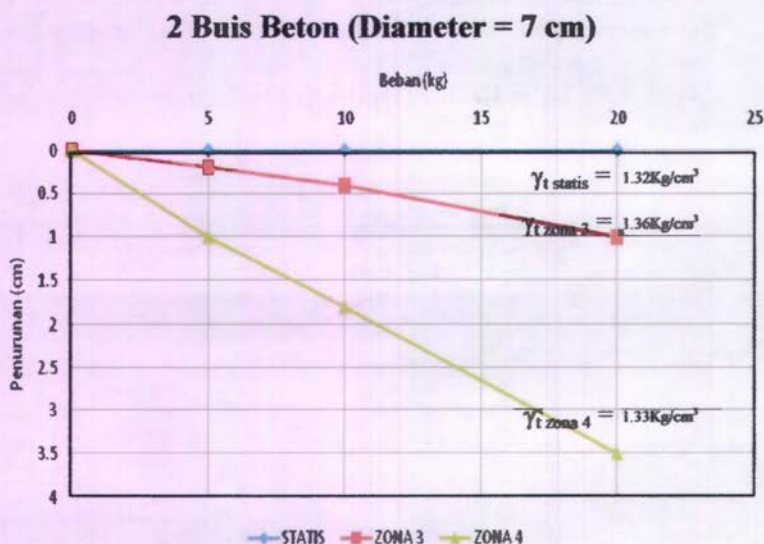


Gambar 4.60 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 7 cm.

Pada gambar 4.60, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,27 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,44 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,41 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar

tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi, penurunan akibat pembebanan zona 3 sebesar 3,8 cm, dan penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 sebesar 7,3 cm. kondisi tanah yang melebihi batas cair menyebabkan penurunan yang besar, tetapi lebih kecil dari poin sebelumnya karena pengaruh pemampatan akibat percobaan poin sebelumnya.

5. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton (Diameter = 7 cm).



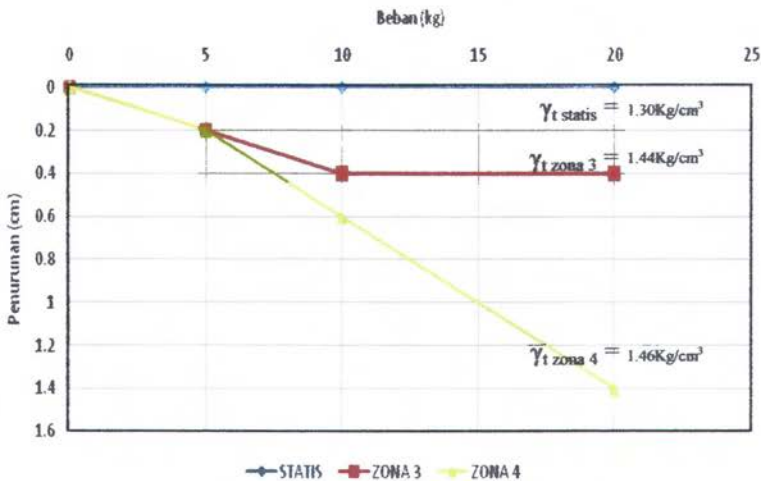
Gambar 4.61 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.61, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,32 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,36 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,33 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi, penurunan akibat pembebanan zona 3 sebesar 1 cm, dan

penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 sebesar 3,5 cm. Penurunan yang terjadi lebih kecil dari poin sebelumnya karena sudah terjadi pemampatan pada percobaan poin sebelumnya sehingga penurunan lebih kecil terjadi.

6. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 7 cm).

3 Buis Beton (Diameter = 7 cm)



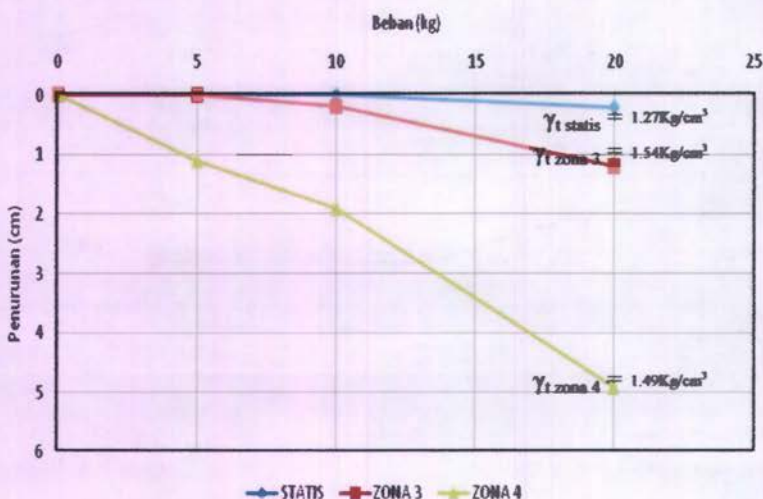
Gambar 4.62 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 7 cm.

Pada gambar 4.62, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = 1,30 kg/cm³, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = 1,44 kg/cm³, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = 1,46 kg/cm³. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi, penurunan akibat pembebanan zona 3 sebesar 0,4 cm, dan penurunan akibat pembebanan gempa zona 4 sebesar 1,4 cm. Pada percobaan sebelumnya tanah sudah mengalami

pemampatan karena digetarkan sehingga penurunan yang terjadi tidak besar.

7. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 1 Buis Beton (Diameter = 10 cm).

1 Buis Beton (Diameter = 10 cm)

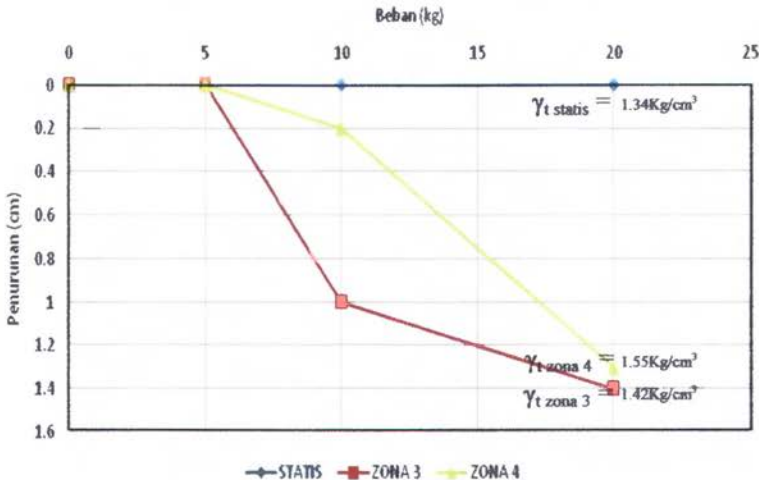


Gambar 4.63 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 1 Buis beton diameter = 10 cm.

Pada gambar 4.63, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_t \text{ statis}$) = $1,27 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_t \text{ zona 3}$) = $1,54 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_t \text{ zona 4}$) = $1,49 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis hampir tidak terjadi atau kecil sekali, penurunan pembebanan gempa zona 3 sebesar 1,3 cm, penurunan pembebanan zona gempa 4 sebesar 5 cm. Penurunan yang terjadi pada pondasi masih dapat ditahan oleh gesekan tanah dengan pondasi Buis beton.

8. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 2 Buis Beton
(Diameter = 10 cm).

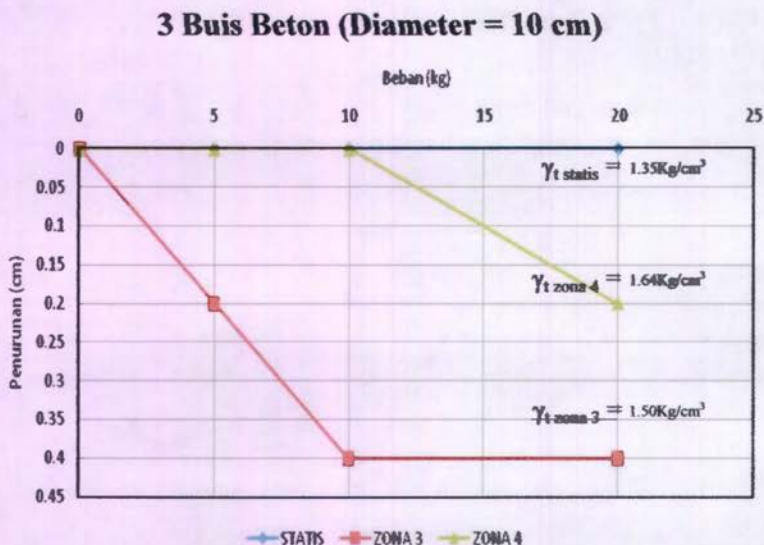
2 Buis Beton (Diameter = 10 cm)



Gambar 4.64 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 2 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.64, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,34 \text{ kg/cm}^3$, dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona 3}} = 1,42 \text{ kg/cm}^3$, dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona 4}} = 1,55 \text{ kg/cm}^3$. Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi, tetapi penurunan akibat pembebanan gempa zona 3 dan gempa zona 4 besarnya hampir sama sekitar 1,4 cm. Hal ini disebabkan pada percobaan gempa zona 4 poin sebelumnya pemampatan sudah terjadi dan proses pembongkaran tanah untuk mendapatkan kepadatan tanah yg di tentukan sebelumnya kurang baik. Pada beban vertikal 10 kg gempa zona 3, perubahan penurunan terjadi begitu besar dari beban vertikal 5 kg. hal ini dikarenakan pemadatan pada dasar pondasi kurang merata.

9. Kondisi Beban Statis dan Dinamis dengan 3 Buis Beton (Diameter = 10 cm).



Gambar 4.65 Grafik Pembebanan - Penurunan pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 pada kondisi beban statis dan dinamis dengan 3 Buis beton diameter (D) = 10 cm.

Pada gambar 4.65, Berat Volume tanah pada pembebanan statis ($\gamma_{t \text{ statis}} = 1,33 \text{ kg/cm}^3$), dinamis zona 3 ($\gamma_{t \text{ zona } 3} = 1,50 \text{ kg/cm}^3$), dan dinamis zona 4 ($\gamma_{t \text{ zona } 4} = 1,64 \text{ kg/cm}^3$). Pada gambar tersebut terlihat penurunan akibat pembebanan statis tidak terjadi, tetapi penurunan akibat pembebanan zona gempa 3 begitu besar dibanding pembebanan zona 4. Hal tersebut dikarenakan pada percobaan poin ini, tanah sudah banyak sekali mengalami pemampatan, sehingga peneliti mengalami kesulitan untuk mengembalikan pada kondisi awal, terutama pembebanan gempa zona 4 yang hanya 0,2 cm. Kondisi ini menyebabkan pengaruh

beban vertikal hanya pada beban yang besar. Pada beban vertikal 5 kg kecil sekali penurunannya.

4.4 Hasil Pengujian Sifat-sifat Fisik Tanah Uji

Pengujian *direct shear* dilakukan untuk mengetahui harga kohesi (c) dan sudut geser tanah (ϕ). Berikut adalah contoh perhitungan *direct shear*:

4.4.1 Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan

Tanah Uji yang akan diuji dengan *Direct Shear Test* memiliki variasi w_c yang berbeda-beda, Berikut ini adalah contoh perhitungan *direct shear* dengan mengambil contoh Tanah Uji dengan Batas Cair (LL) = 32 %, Kadar Air (w_c) = 15 % dan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

Dengan beban vertikal 2 kg

➤ *Tegangan Normal* (σ_{normal})

$$\sigma_{normal} = \frac{P}{A} ;$$

keterangan :

P = Gaya/beban vertikal (kg)

A = Luas bidang kontak vertikal (cm^2)

Dengan :

Diameter Contoh = 6,35 cm

Luas Contoh (A) = 31,653 cm^2

P = 2 kg

$$\sigma_{normal} = \frac{P}{A} = \frac{2}{31,653} = 0,0632 kg / cm^2$$

➤ *Tegangan Geser Maksimum* (τ_{max})

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{A} ;$$

Keterangan :

$P_{\max}$ = Gaya geser max yang telah dikalibrasi *proving ring* (kg).

A = Luas bidang kontak geser (cm^2)

Bacaan Gaya geser max awal = 39

Angka kalibrasi *proving ring* =
 $\{(X \cdot 0,149182) + 0,2982649\} \text{ kg}$

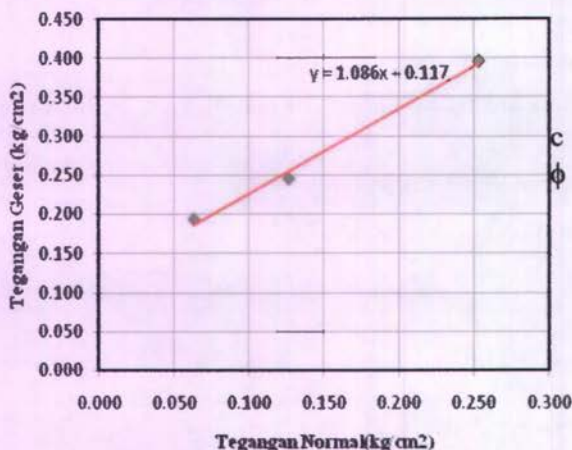
Gaya geser max = $\{(39 \cdot 0,149182) + 0,2982649\} \text{ kg}$
 $= 6,116 \text{ kg}$

A = 31,653 cm^2

$$\tau_{\max} = \frac{P_{\max}}{A} = \frac{6,116}{31,653} = 0,193 \text{ kg/cm}^2$$

Hasil perhitungan *direct shear* tanah dengan Batas Cair (LL) = 32 % sebelum pembebanan selengkapnya disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 4.57 dibawah ini :

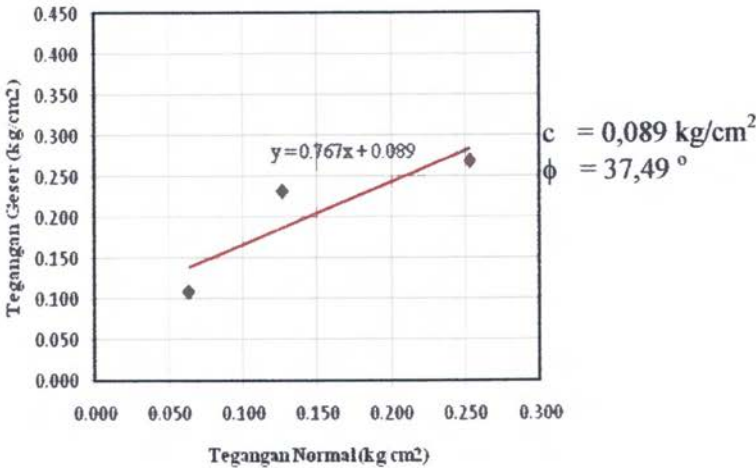
Direct Shear (LL=32%, $w_c = 15\%$)



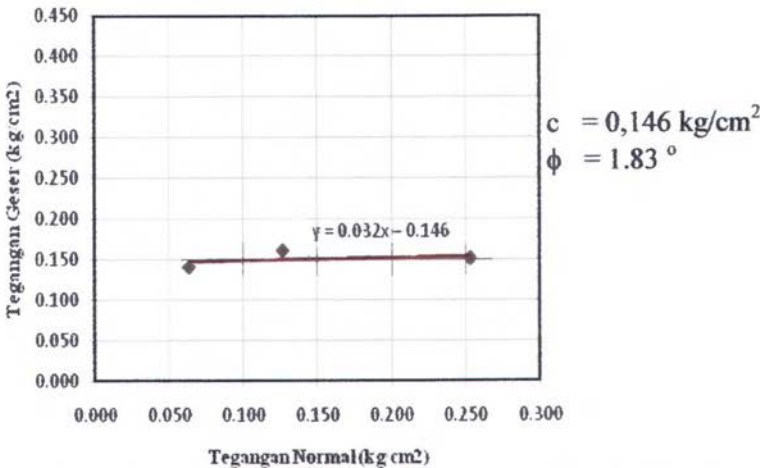
$$c = 0,117 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 47,36^\circ$$

Direct Shear (LL=32% $w_c = 25\%$)



Direct Shear (LL=32% $w_i = 35\%$)



Gambar 4.66 Grafik hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser tanah sebelum pembebanan pada Tanah Uji dengan Batas Cair (LL) = 32 %.

4.5 Analisa Daya Dukung Pondasi

Untuk perumusan Daya Dukung menerus dapat dilihat pada perumusan (2.1) sedangkan untuk Pondasi Lingkaran perumusannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \dots \dots \dots (4.6)$$

Harga-harga N_c , N_q , N_γ dapat dilihat dari Tabel 2.3 (Wahyudi, 1999)

Keterangan :

- Q_{ult} = Daya Dukung Ultimate
- C = Kohesi Tanah
- Q = $D_f.\gamma$ = Tekanan overburden pada dasar pondasi
- γ = Berat Volume Tanahe tanah, dimana penggunaan dalam persamaan diatas harus memperhitungkan kedudukan muka air tanah.
- D_f = Kedalaman Pondasi
- B = Lebar atau diameter pondasi
- N_c, N_q, N_γ = Koefisien tanpa satuan

Untuk contoh perhitungan akan diambil Diameter Buis beton = 5 cm dengan variasi Kadar Air Tanah Uji (w_c) = 15 %, 25 % dan 35 % dan kedalaman 1, 2 dan 3 Buis Beton.

- $LL = 32 \%$, $w_c = 15 \%$, $LI = - 0.159$

- $C = 0,117 \text{ kg / cm}^2$
 $= 1,17 \text{ t / m}^2$
- $\emptyset = 47,36^\circ$
- $\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$
- $N_c = 134,00$
- $N_q = 135,00$
- $N_\gamma = 254,00$

Untuk pondasi Lingkaran:

Diameter Buis Beton = 5 cm:

a. Kedalaman = 5 cm (1 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,17.134,0 + 1,44.0,05.135 + 0,3.1,44.0,05.254,0 \\ &= 219,02 \text{ t/m}^2 \\ &= 21,90 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Kedalaman = 10 cm (2 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,17.134,0 + 1,44.0,1.135 + 0,3.1,44.0,05.254,0 \\ &= 228,74 \text{ t/m}^2 \\ &= 22,87 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

c. Kedalaman = 15 cm (3 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,17.134,0 + 1,44.0,15.135 + 0,3.1,44.0,05.254,0 \\ &= 238,46 \text{ t/m}^2 \\ &= 23,84 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- $LL = 32 \%$, $w_c = 25 \%$, $LI = 0.522$

$$\begin{aligned} C &= 0,089 \text{ kg / cm}^2 \\ &= 0,89 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 37,49^\circ$$

$$\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$$

$$N_c = 70,29$$

$$N_q = 60,17$$

$$N_\gamma = 93,73$$

Untuk pondasi Lingkaran:

Diameter Buis Beton = 7 cm:

a. Kedalaman = 5 cm (1 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.0,89.70,29 + 1,44.0,05.60,17 + 0,3.1,44.0,05.93,73 \\ &= 87,69 \text{ t/m}^2 \\ &= 8,76 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Kedalaman = 10 cm (2 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.0,89.70,29 + 1,44.0,1.60,17 + 0,3.1,44.0,05.93,73 \\ &= 92,02 \text{ t/m}^2 \\ &= 9,20 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

c. Kedalaman = 15 cm (3 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.0,89.70,29 + 1,44.0,15.60,17 + 0,3.1,44.0,05.93,73 \\ &= 96,35 \text{ t/m}^2 \\ &= 9,63 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- LL 32 %, $w_c = 35$ %, LI = 1,205

$$\begin{aligned} C &= 0,146 \text{ kg / cm}^2 \\ &= 1,46 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 1,83^\circ$$

$$\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$$

$$N_c = 2,38$$

$$N_q = 0,59$$

$$N_\gamma = 0,04$$

Untuk pondasi Lingkaran:

Diameter Buis Beton = 10 cm:

a. Kedalaman = 5 cm (1 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,46.2,38 + 1,44.0,05.0,59 + 0,3.1,44.0,05.0,04 \\ &= 4,56 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,46 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Kedalaman = 10 cm (2 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,46.2,38 + 1,44.0,1.0,59 + 0,3.1,44.0,05.0,04 \\ &= 4,60 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,46 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

c. Kedalaman = 15 cm (3 Buis Beton)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.1,46.2,38 + 1,44.0,15.0,59 + 0,3.1,44.0,05.0,04 \\ &= 4,64 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,46 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Berikut disajikan hasil akhir dari perhitungan Q_{ult} dengan Variasi w_c , Diameter dan kedalaman Buis beton yang dirangkum dalam Tabel 4.10 sebagai berikut :

Tabel 4.10 Nilai Q_{ult} dengan variasi w_c , Diameter dan kedalaman Buis beton.

Kadar Air (w_c)	Kedalaman H (m)	Diameter (m)		
		0.05	0.07	0.1
15%	0.1	22.874	23.093	23.423
	0.15	23.846	24.065	24.395
25%	0.1	9.202	9.283	9.404
	0.15	9.635	9.716	9.838
35%	0.1	0.460	0.460	0.460
	0.15	0.464	0.464	0.464

Keterangan: nilai Q_{ult} dalam satuan kg/cm^2 .

4.6 Analisa Angka Keamanan pada Beban Statis

Untuk perumusan angka Keamanan (S_f) dapat dilihat pada perumusan (2.21). Analisa angka keamanan untuk kondisi pemodelan Tanah Uji pada Batas Cair (LL) = 32 % dengan beban Statis adalah sebagai berikut :

- Beban (P) yang terpakai pada kondisi ini adalah = 5 kg, 10 kg dan 20 kg.
- Luas penampang pondasi lingkaran (A) adalah $\pi.D^2/4$.
- Tegangan yang terjadi berarti $Q_{\text{terjadi}} = P/A \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.

Untuk contoh perhitungan akan diambil Pembebanan (P) = 5 kg dan Q_{ult} pada Kadar Air Tanah Uji (w_c) = 15 % dengan Pondasi Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm serta kedalaman (H) = 5 cm (1 Buis Beton).

$$\begin{aligned} Q_{\text{terjadi}} &= P/(\pi.D^2/4) \\ &= 5/(\pi.0,05^2/4) \\ &= 7077,14 \text{ kg/m}^2 \\ &= 0,70771 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{ult } w_c 15\%} = 21,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} S_f &= Q_{\text{ult } w_c 15\%}/Q_{\text{terjadi}} \\ &= 22,90/0,70771 \\ &= 30,95 \end{aligned}$$

Jadi akan didapat angka keamanan sebesar 30,95

Dengan cara yang sama untuk variasi kondisi pembebanan, Kadar Air (w_c), Diameter (D) dan Kedalaman Buis Beton yang lain didapat angka keamanan sebagai berikut:

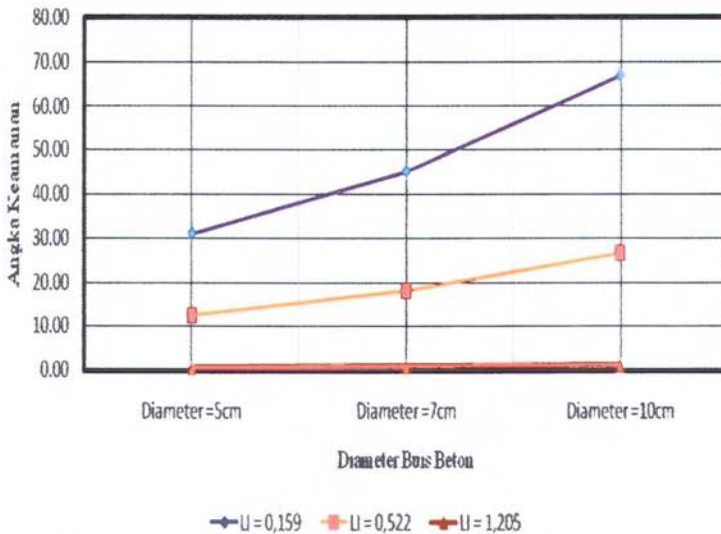
Tabel 4.11 Nilai SF dengan variasi Beban, w_c , Diameter dan kedalaman Buis Beton.

w_c	Kedalaman H (m)	Diameter (m) Beban	0.05			0.07			0.1		
			5	10	20	5	10	20	5	10	20
15%	0.1		32.32	16.16	8.08	47.13	23.57	11.78	69.87	34.93	17.47
	0.15		33.69	16.85	8.42	49.12	24.56	12.28	72.77	36.38	18.19
25%	0.1		13.00	6.50	3.25	18.95	9.47	4.74	28.05	14.03	7.01
	0.15		13.61	6.81	3.40	19.83	9.92	4.96	29.35	14.67	7.34
35%	0.1		0.65	0.33	0.16	0.94	0.47	0.23	1.37	0.69	0.34
	0.15		0.66	0.33	0.16	0.95	0.47	0.24	1.39	0.69	0.35

Pada Tabel 4.14 terlihat peningkatan yang sangat signifikan pada angka keamanan jika dilihat dari penambahan ukuran diameter Pondasi Buis Beton dan penambahan jumlah pondasi Buis beton. Angka kermanan juga dipengaruhi dari kadar air pada tanah uji, semakin besar kadar air dari tanah uji maka dapat menurunkan nilai angka keamanan pada pondasi Buis beton.

4.6.1 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .

Kedalaman = 1 Buis Beton, Beban = 5 kg



Gambar 4.67 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .

Pada Gambar 4.67 terlihat bahwa pada semakin besar diameter Buis maka Angka Keamanan-nya akan bertambah. Berlaku pada setiap kondisi tanah.

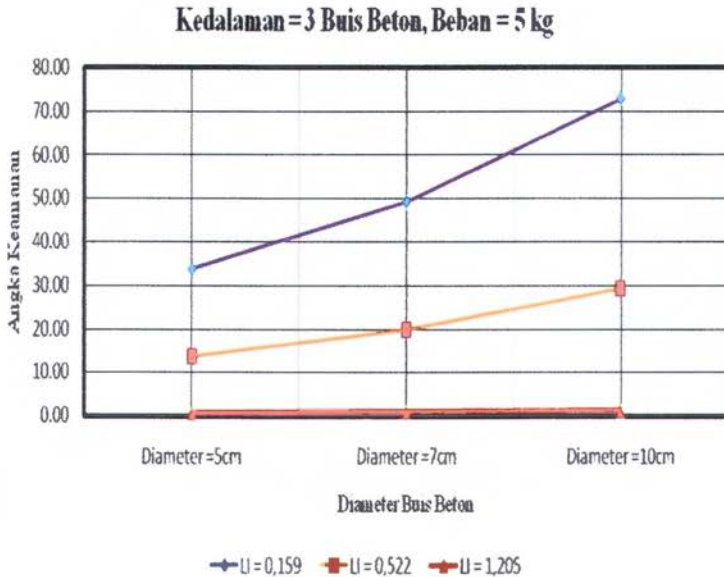
4.6.2 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .



Gambar 4.68 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .

Pada Gambar 4.68 terlihat bahwa pada setiap perubahan diameter Buis maka angka keamanannya akan bertambah. Berlaku pada setiap kondisi tanah. Dilihat dari penambahan ukuran diameter disetiap pembebanan terjadi juga peningkatan angka keamanan yang lumayan besar. Pada kondisi tanah $LI = 0.159$ terjadi penambahan angka keamanan yang cukup signifikan sementara pada $LI = 1.205$ terjadi penambahan angka keamanan tetapi sedikit, hal ini dikarenakan keadaan tanah yang memiliki kadar air tinggi (lebih dari nilai $LL = 32\%$).

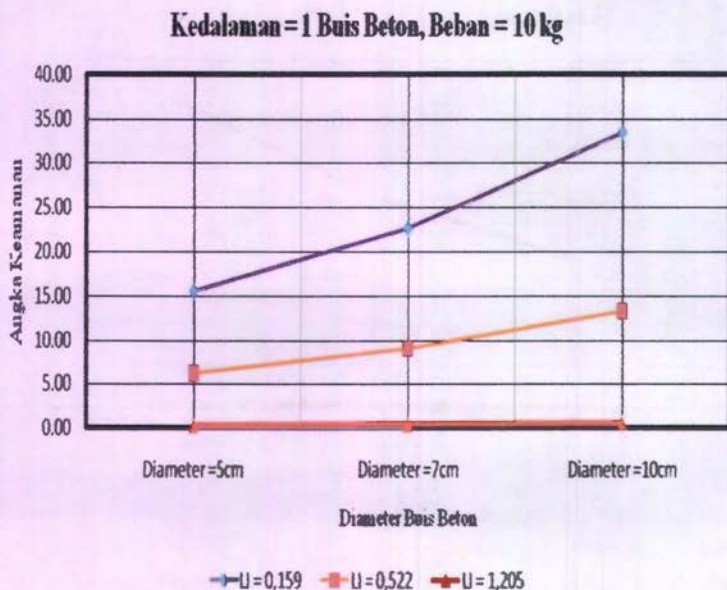
4.6.3 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .



Gambar 4.69 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 5 kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .

Pada Gambar 4.69 terlihat bahwa pada setiap penambahan diameter Buis maka angka keamanannya akan bertambah, hal ini berlaku pada setiap kondisi tanah. Apabila dibandingkan dengan gambar 4.58, pada diameter dan kondisi tanah yang sama terjadi penambahan angka keamanan. Sehingga dapat kita simpulkan secara sederhana, dengan penambahan jumlah Buis Beton maka dapat meningkatkan angka keamanan pada Pondasi Buis Beton.

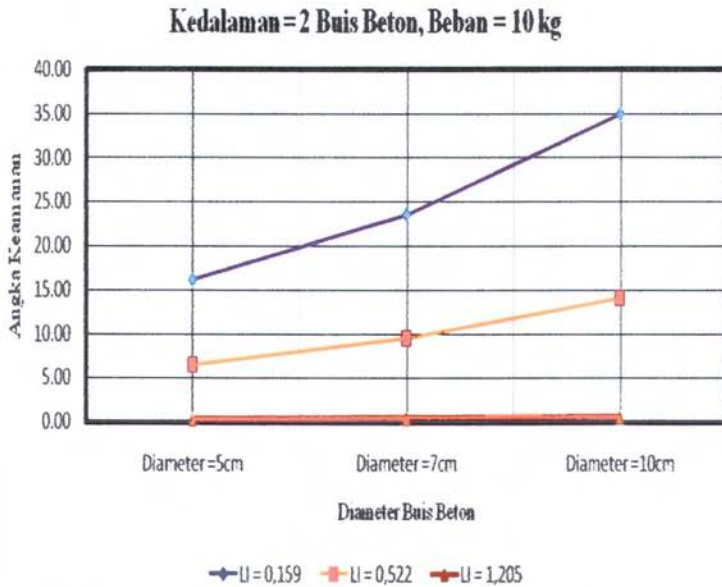
4.6.4 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .



Gambar 4.70 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .

Pada Gambar 4.70 terlihat bahwa pada semakin besar diameter Buis Beton maka Angka Keamanannya akan bertambah. Berlaku pada setiap kondisi tanah.

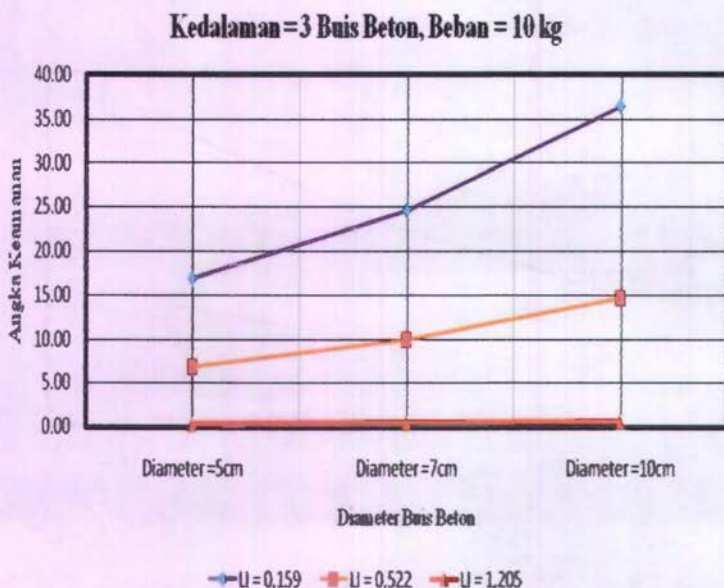
4.6.5 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .



Gambar 4.71 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .

Pada Gambar 4.71 terlihat bahwa pada setiap penambahan diameter Buis Beton maka angka keamanannya akan bertambah, hal ini berlaku pada setiap kondisi tanah. Dilihat dari penambahan ukuran diameter disetiap pembebanan terjadi juga peningkatan angka keamanan yang lumayan besar. Pada kondisi tanah $LI = 0,159$ terjadi penambahan angka keamanan yang cukup signifikan sementara pada $LI = 1,205$ terjadi penambahan angka keamanan tetapi sedikit, hal ini dikarenakan keadaan tanah yang memiliki kadar air tinggi (lebih dari nilai $LL = 32\%$).

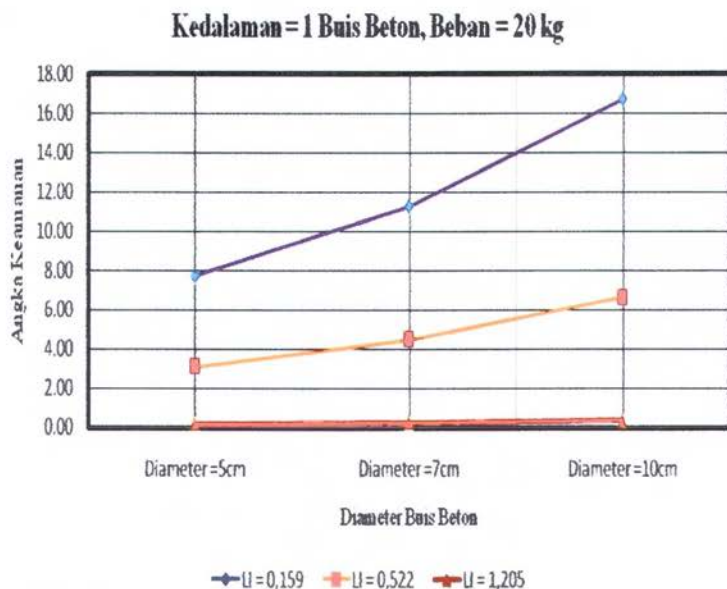
4.6.6 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .



Gambar 4.72 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 10 kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .

Pada Gambar 4.72 terlihat bahwa pada setiap penambahan diameter Buis maka angka keamanannya akan bertambah, hal ini berlaku pada setiap kondisi tanah. Apabila dibandingkan dengan gambar 4.60, pada diameter dan kondisi tanah yang sama terjadi penambahan angka keamanan. Sehingga dapat kita simpulkan secara sederhana, dengan penambahan jumlah Buis Beton maka dapat meningkatkan angka keamanan pada Pondasi Buis Beton.

4.6.7 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .



Gambar 4.73 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) pada kedalaman = 1 Buis beton .

Pada Gambar 4.73 terlihat bahwa pada semakin besar diameter Buis Beton maka Angka Keamanannya akan bertambah. Berlaku pada setiap kondisi tanah.

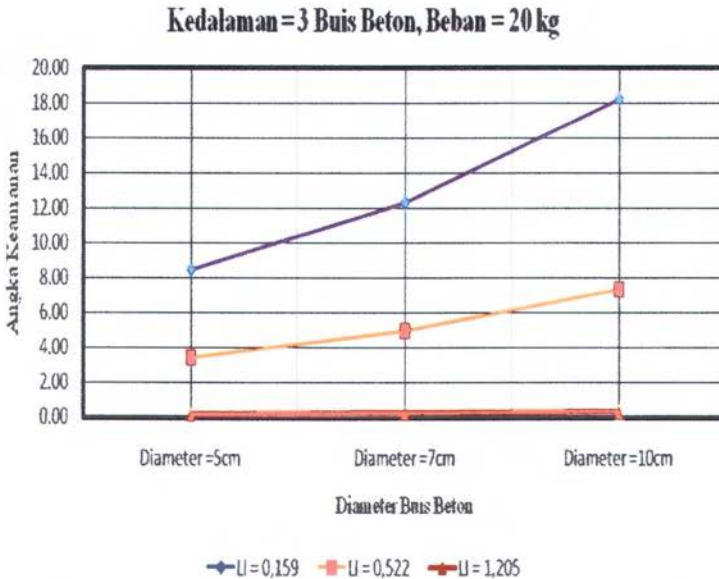
4.6.8 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .



Gambar 4.74 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) pada kedalaman = 2 Buis beton .

Pada Gambar 4.74 terlihat bahwa pada setiap penambahan diameter Buis maka angka keamanannya akan bertambah, hal ini berlaku pada setiap kondisi tanah. Dilihat dari penambahan ukuran diameter disetiap pembebanan terjadi juga peningkatan angka keamanan yang lumayan besar. Pada kondisi tanah $LI = - 0.159$ terjadi penambahan angka keamanan yang cukup signifikan sementara pada $LI = 1.205$ terjadi penambahan angka keamanan tetapi sedikit, hal ini dikarenakan keadaan tanah yang memiliki kadar air tinggi (lebih dari nilai $LL = 32 \%$).

4.6.9 Perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20 kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .



Gambar 4.75 Grafik perbandingan Angka Keamanan Pondasi Buis Beton akibat pembebanan statis vertikal (beban = 20Kg) pada kedalaman = 3 Buis beton .

Pada Gambar 4.75 terlihat bahwa pada setiap penambahan diameter Buis maka angka keamanannya akan bertambah, hal ini berlaku pada setiap kondisi tanah. Apabila dibandingkan dengan gambar 4.62, pada diameter dan kondisi tanah yang sama terjadi penambahan angka keamanan. Sehingga dapat kita simpulkan secara sederhana, dengan penambahan jumlah Buis Beton maka dapat meningkatkan angka keamanan pada Pondasi Buis Beton.

4.7 Perbandingan Antara Hasil Percobaan Laboratorium dengan Program PLAXIS v 8.2.

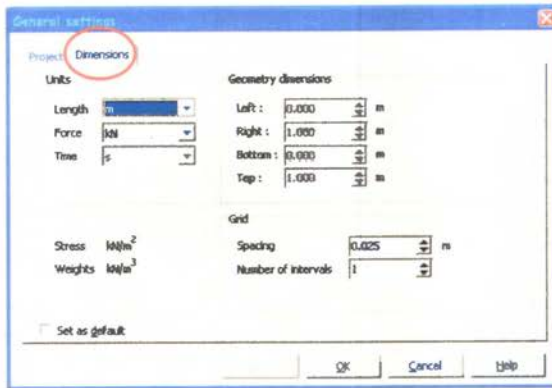
Perbandingan antara hasil percobaan Laboratorium dengan program Plaxis v 8.2 sangatlah penting untuk diketahui karena dapat menjadi bahan pertimbangan dalam membuat suatu kesimpulan akhir. Dalam permodelan pada Plaxis v 8.2, ada beberapa parameter dan asumsi yang perlu diperhatikan. Berikut ini akan disajikan langkah – langkah dalam memodelkan Permodelan beban Dinamis terhadap Pondasi Buis Beton pada program Paxis v 8.2.

4.7.1 Langkah – langkah permodelan beban Dinamis terhadap Pondasi Buis Beton dengan menggunakan program Plaxis v 8.2.

1. Buka program Plaxis kemudian pilih *File – new*.

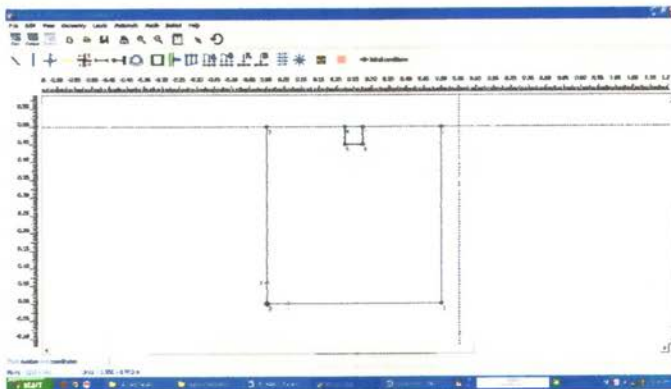


Pilih model *Plane Stain* yang artinya model diumpamakan sebagai pondasi menerus setiap 1 meter dimana Pondasi Buis Beton tidak dapat dimodelkan sebagai sebuah silinder dengan tebal 1cm tetapi hanya bisa dimodelkan sebagai pondasi menerus.



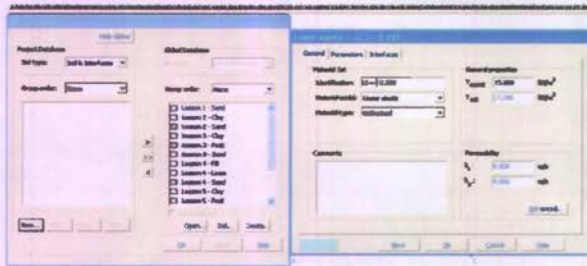
Kemudian tentukan satuan dari panjang, gaya dan waktu yang diinginkan. Setelah selesai tekan OK.

2. Modelkan dimensi tanah uji dan Pondasi Buis Beton pada lembar kerja yang ada dengan menggunakan *Geometry Line*.

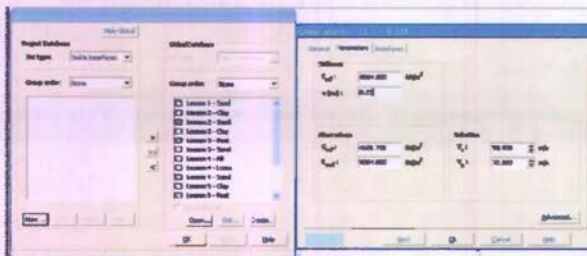


3. Klik *Material Sets* sehingga dapat memodelkan kondisi Tanah Uji dan Buis beton sesuai dengan parameter yang ada. Klik *new* untuk menambah material yang diinginkan, misalnya unuk Tanah Uji diberikan nama "LI = - 0.159", langkah – langkah permodelan Tanah Uji sebagai berikut:

- Untuk permodelan Tanah Uji, Pilih *Material Model* = *Linear Elastic* dan *Material Type* = *Undrained*



- Masukkan asumsi – asumsi Tanah Uji sesuai data percobaan seperti Berat Volume Tanah, modulus elastis tanah dan lain – lain. Setelah selesai klik OK.

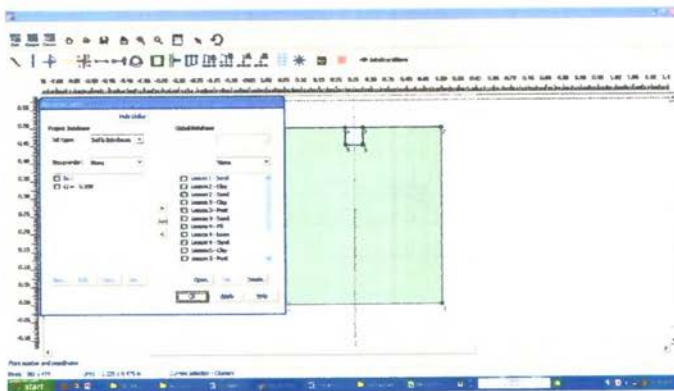


- Setelah memodelkan Tanah Uji kemudian memodelkan Buis Beton, langkah – langkah sebagai berikut:

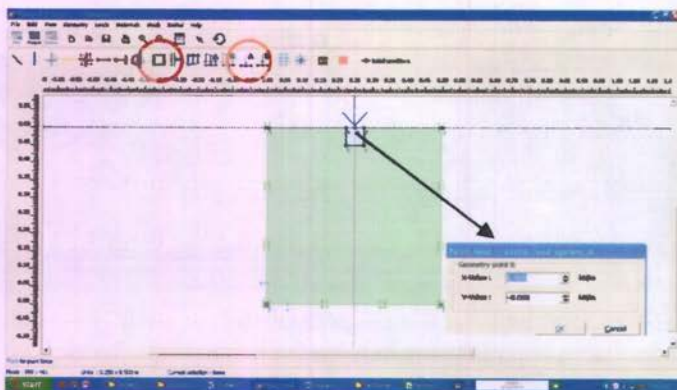
- Untuk permodelan Buis Beton, Pilih *Material Model* = *Linear Elastic* dan *Material Type* = *Non – porous*. Setelah selesai klik OK.



5. Kemudian letakkan permodelan Tanah Uji dan Buis Beton pada permodelan yang telah dimodelkan pada lembar kerja.

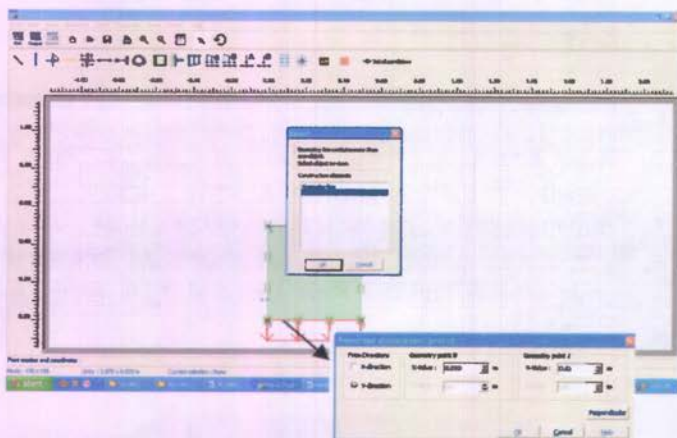


6. Klik ikon yang bernama *Standard Fixities* yang artinya Tanah Uji dimodelkan sama seperti dalam Boks Getar dimana pada bagian tepi tanah tidak mengalami pergeseran tanah. Kemudian diberikan beban terpusat pada tengah Pondasi Buis Beton dengan mengklik ikon *Point Loads*.

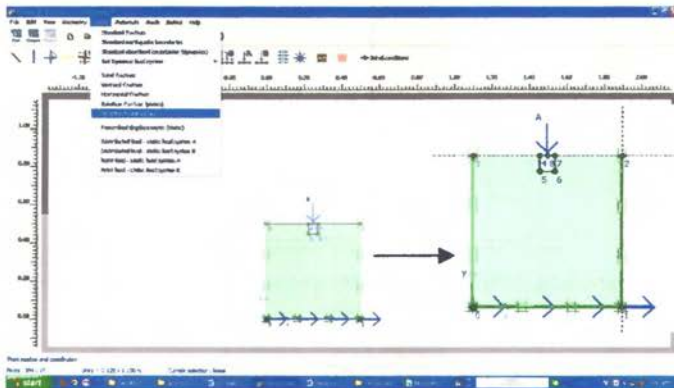


Setelah selesai, klik ujung panah sehingga akan muncul kotak *Point Loads* dimana bisa memasukkan beban sesuai asumsi dalam percobaan. Kemudian klik OK.

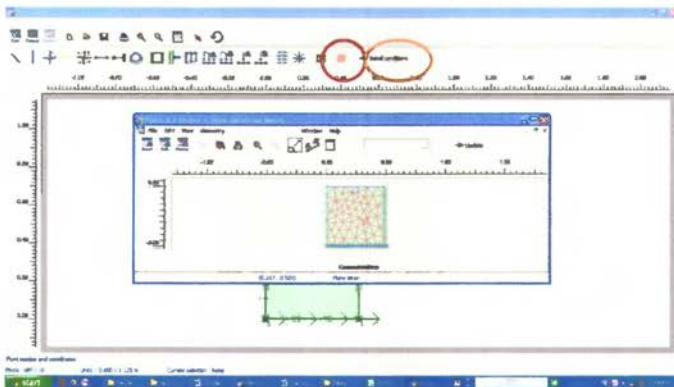
7. Masukkan beban gempa dengan mengklik *Prescribed Displacements* dan menaruhnya pada dasar Tanah Uji. Kemudian klik dasar tanah uji untuk menentukan arah gerak dari beban dinamis.



8. Klik *tool Load* kemudian pilih *absorbent Boundaries* yang artinya dalam permodelan tanah tidak hanya seperti yang dimodelkan pada Boks Getar tetapi dimodelkan masih ada tanah di tepi Tanah Uji jadi seperti dimodelkan dalam lapangan.



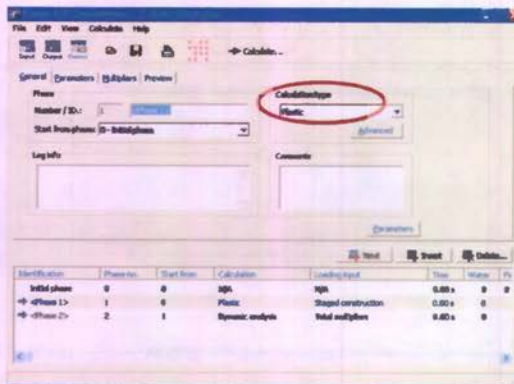
9. Setelah permodelan selesai, klik *Generate Mesh* kemudian pilih *Update*. Kemudian klik *Initial Conditions*.



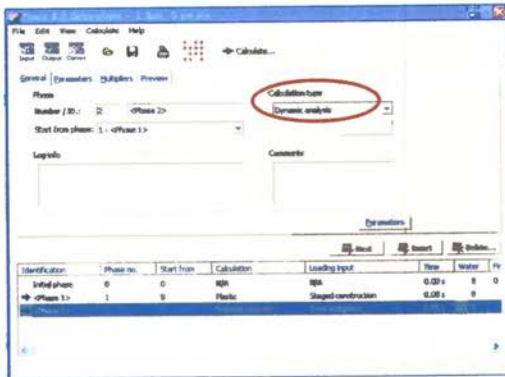
10. Lalu pilih *Generate Water Pressures* Kemudian akan muncul kotak *View Pore Pressure*, pilih *Update*.



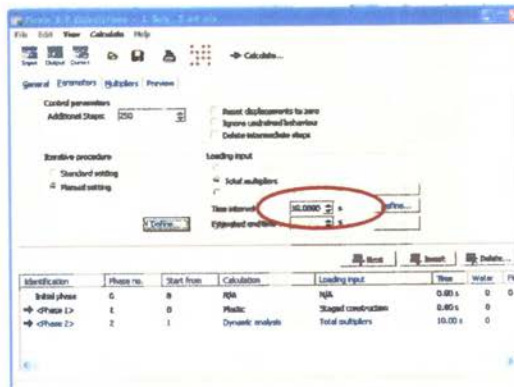
11. Setelah selesai, klik lampu Hijau sebelah kanan Lalu pilih *Generate Initial Stresses* Kemudian akan muncul kotak *View Initial Soil Stresses*, pilih *Update*.
12. Kemudian akan muncul kotak *Plaxis 8.2 Calculation*. Pilih *<Phase 1>* lalu tentuka *Calculation Type = plastic*.



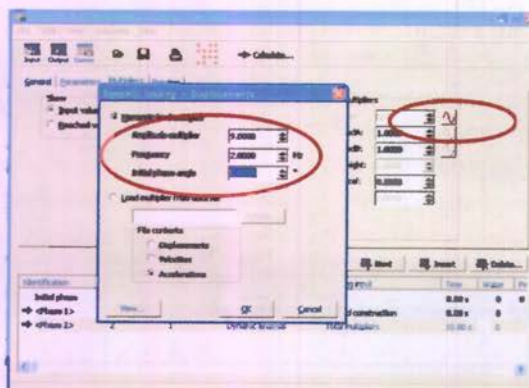
13. Pilih *<Phase 2>* lalu tentuka *Calculation Type = Dinamic Analysis*.



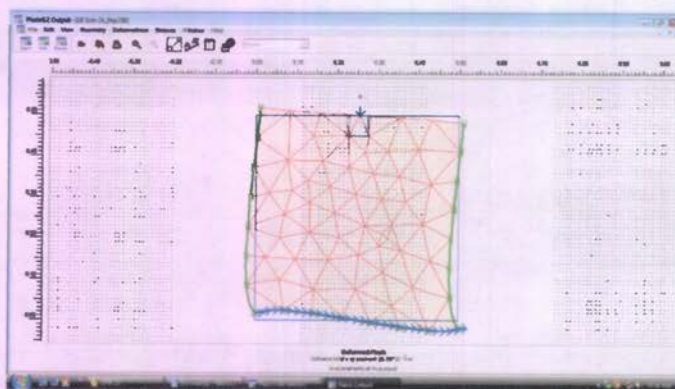
Setelah itu tentukan *parametersnya*, misalnya untuk *Loading Input*, *Time Interval* = 10 detik.



Kemudian tentukan *Amplitude Multiplier* dan *Frequency* dengan memilih *Multipliers* lalu klik ikon bergambar kurva.



14. Setelah langkah – langkah sudah diselesaikan maka untuk melihat hasilnya, klik *Select Points for Curves* lalu *Update* kemudian pilih *Calculated* maka hasil dari program Plaxis akan keluar sebagai berikut:

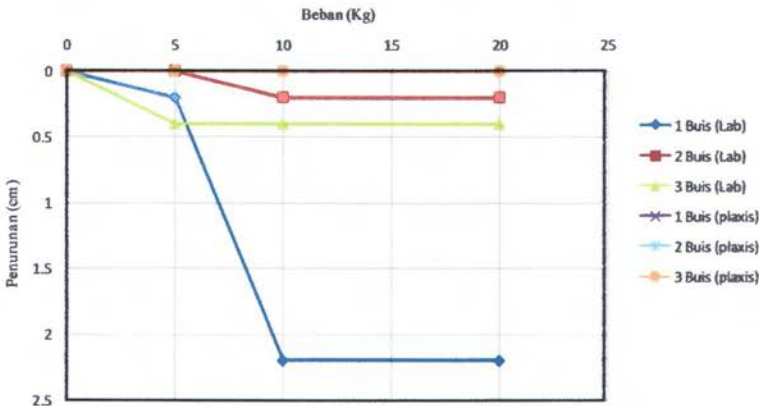


Analisa ini bertujuan membandingkan penurunan Pondasi Buis Beton di Laboratorium dengan program Plaxis v 8.2 setiap kondisi tanah dan kondisi pembebanan (beban statis dan beban gempa) pada setiap kondisi Tanah Uji. Tetapi dalam permodelan Tanah Uji dan Pondasi Buis Beton menggunakan model tipe *Plane Strain* yang artinya model diasumsikan menerus setiap 1 meter karena dalam program Plaxis Pondasi Buis Beton tidak dapat dimodelkan sebagai sebuah silinder dengan tebal 1 cm tetapi hanya bisa dimodelkan sebagai pondasi menerus sehingga akan mempengaruhi hasil penurunan yang dimodelkan dalam program Plaxis v 8.2. Hasil pemrograman Plaxis untuk pengaruh setiap pembebanan dinamis terhadap Pondasi Buis Beton dapat dilihat di Lampiran C. Berikut disajikan data berupa grafik disetiap percobaan tersebut.

4.7.2 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji LL = 32%.

1. Kondisi Tanah Uji (LI = - 0.159) dengan Diameter Buis Beton = 5cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 5 cm

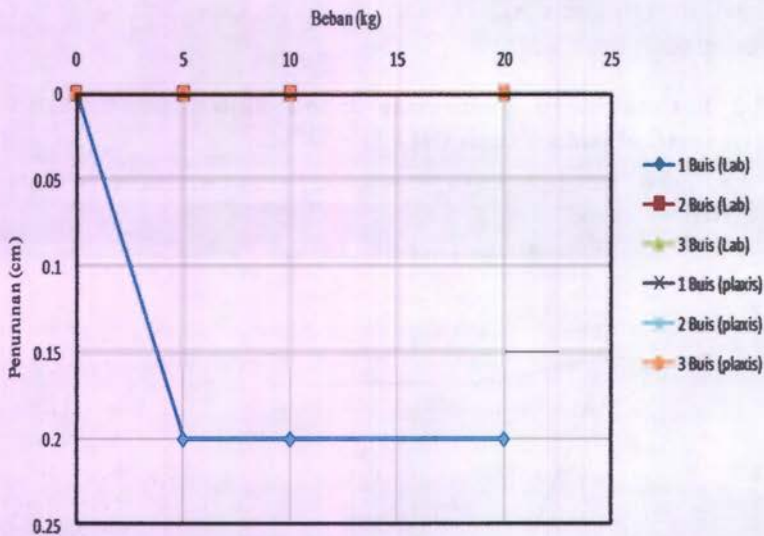


Gambar 4.76 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Pada Gambar 4.76 terlihat penurunan pada Plaxis v 8.2 tidak terjadi dan pada percobaan di laboratorium terjadi penurunan. Hal tersebut diperkirakan karena pada permodelan dengan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai *Plane Strain* yang artinya menerus, sehingga penurunan yang terjadi pada program Plaxis hampir mendekati $= 0$ (nol).

2. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 7 cm

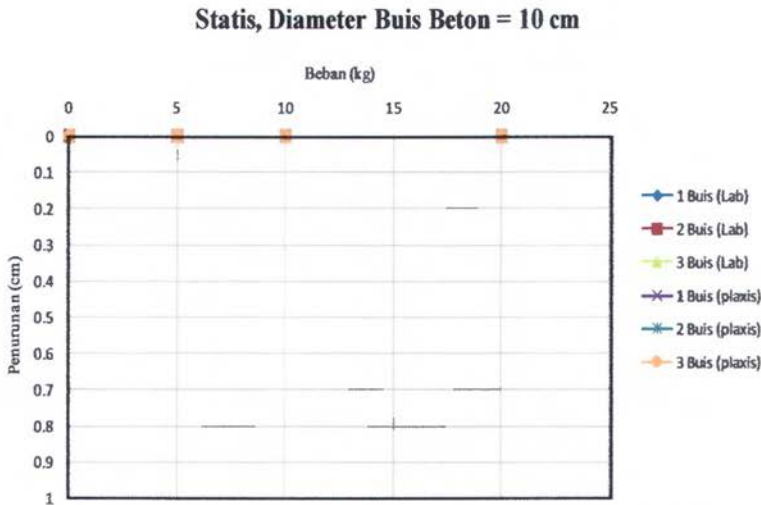


Gambar 4.77 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Pada Gambar 4.77 terlihat penurunan pada dengan menggunakan program Plaxis v 8.2 dan percobaan di laboratorium tidak mengalami perbedaan namun pada 1 Buis

percobaan laboratorium terjadi penurunan 2 cm. Hal itu diperkirakan karena pada saat memasang pembebanan pondasi belum menempel tanah sepenuhnya.

3. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

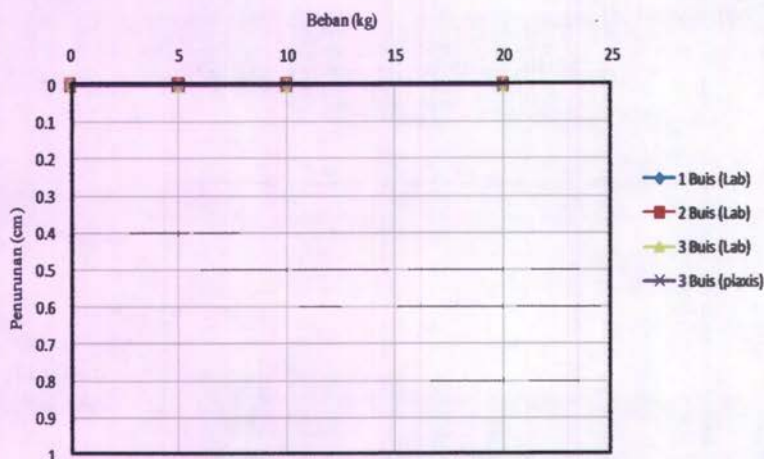


Gambar 4.78 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Pada Gambar 4.78 terlihat penurunan yang terjadi sama dengan 0 atau tidak terjadi penurunan dan tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium. Pada percobaan di laboratorium maupun pada program Plaxis tidak terjadi penurunan diperkirakan karena daya dukung tanahnya yang besar, dapat dilihat pada tabel 4.10. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa penurunan maksimum yang terjadi pada Pondasi Buis Beton pada saat percobaan atau permodelan dengan Plaxis adalah = 0 (nol).

4. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 5 cm

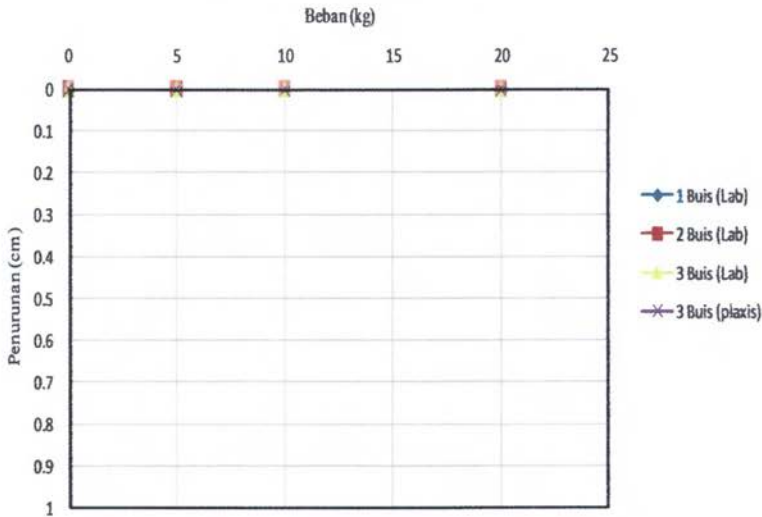


Gambar 4.79 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 522 dan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Pada Gambar 4.79 terlihat penurunan yang terjadi sama dengan 0 atau tidak terjadi penurunan dan tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium. Pada permodelan dengan program Plaxis, Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga dapat memberikan nilai Angka Keamanan yang besar. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa penurunan maksimum yang terjadi pada Pondasi Buis Beton pada saat percobaan atau permodelan dengan Plaxis adalah = 0 (nol).

5. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 7 cm

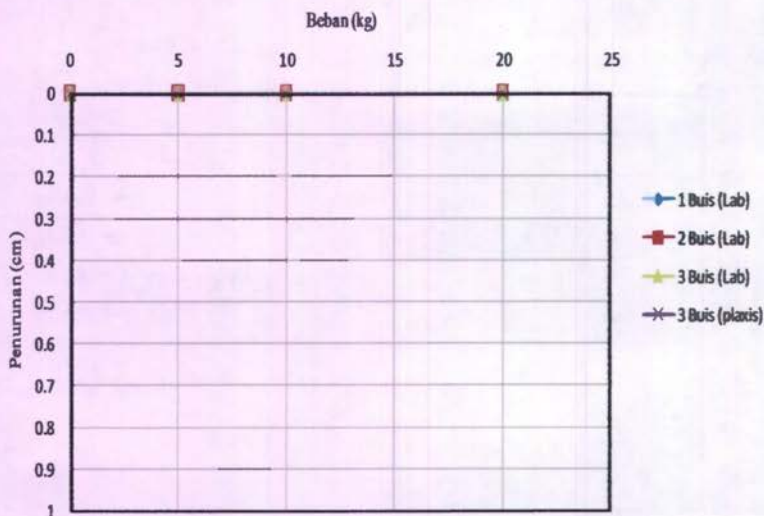


Gambar 4.80 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 0.522$ dan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Pada Gambar 4.80 dapat diambil kesimpulan bahwa penurunan maksimum yang terjadi pada Pondasi Buis Beton pada saat percobaan atau permodelan dengan Plaxis adalah = 0 (nol). Tetapi pada permodelan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton menggunakan tipe *Plane Strain* dimana Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai pondasi menerus. Hal ini bisa menjadi koreksi dalam memodelkan Pondasi Buis beton dengan percobaan yang dilakukan di Laboratorium.

6. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 10 cm

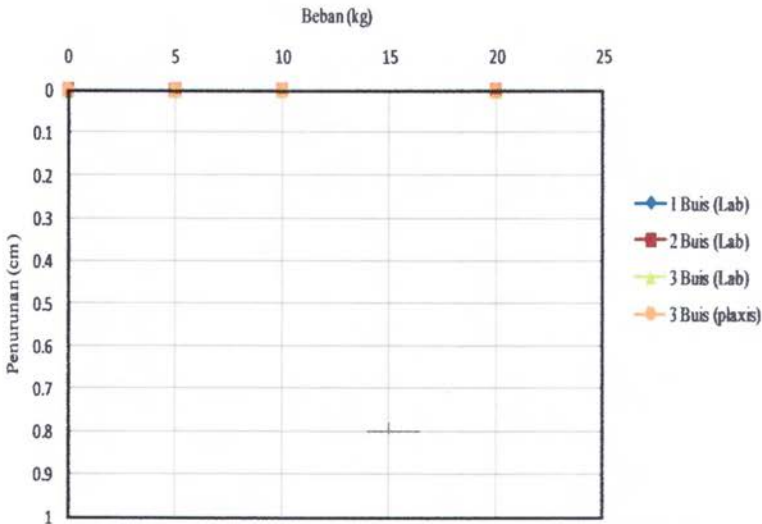


Gambar 4.81 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Pada Gambar 4.81 terlihat pada percobaan di laboratorium maupun pada program Plaxis tidak terjadi penurunan diperkirakan karena daya dukung tanahnya yang besar, dapat dilihat pada tabel 4.10. Penurunan yang terjadi sama dengan 0 (nol) atau tidak terjadi penurunan dan tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium. Tetapi pada permodelan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton menggunakan tipe *Plane Strain* dimana Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai pondasi menerus.

7. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 5 cm

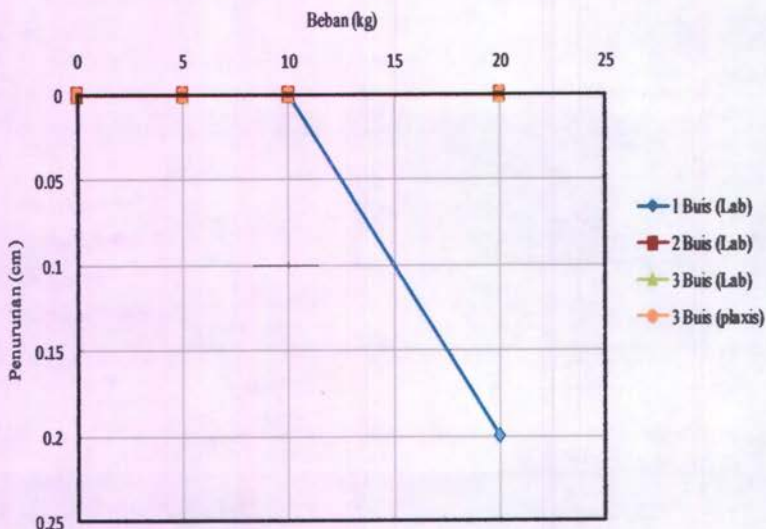


Gambar 4.82 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 1.205$ dan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Pada Gambar 4.82 terlihat penurunan yang terjadi sama dengan 0 atau tidak terjadi penurunan dan tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium. Pada percobaan di laboratorium maupun pada program Plaxis tidak terjadi penurunan diperkirakan karena daya dukung tanahnya yang besar, dapat dilihat pada tabel 4.10. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa penurunan maksimum yang terjadi pada Pondasi Buis Beton pada saat percobaan atau permodelan dengan Plaxis adalah = 0 (nol).

8. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 7 cm

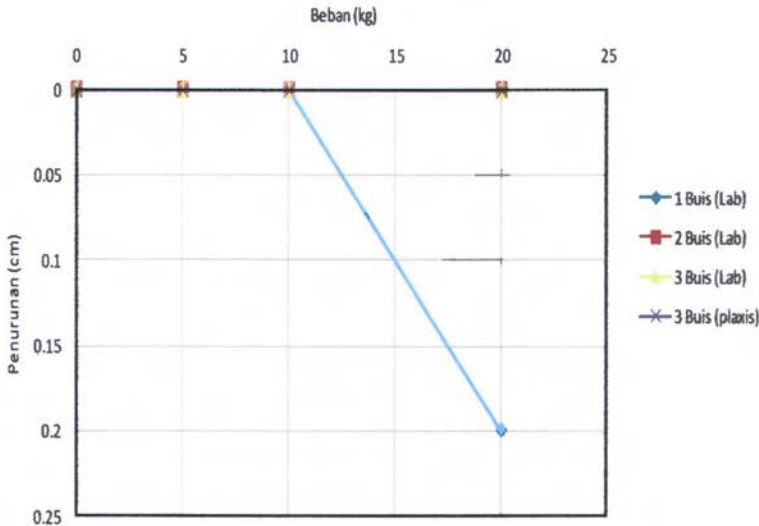


Gambar 4.83 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Pada Gambar 4.83 terlihat tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium sampai dengan beban 10 kg. Namun pada pembebanan vertikal 20 kg terjadi penurunan pada percobaan laboratorium sebesar 2 cm. Hal ini diperkirakan karena sensor penurunan mengalami sedikit kesalahan.

9. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 10 cm



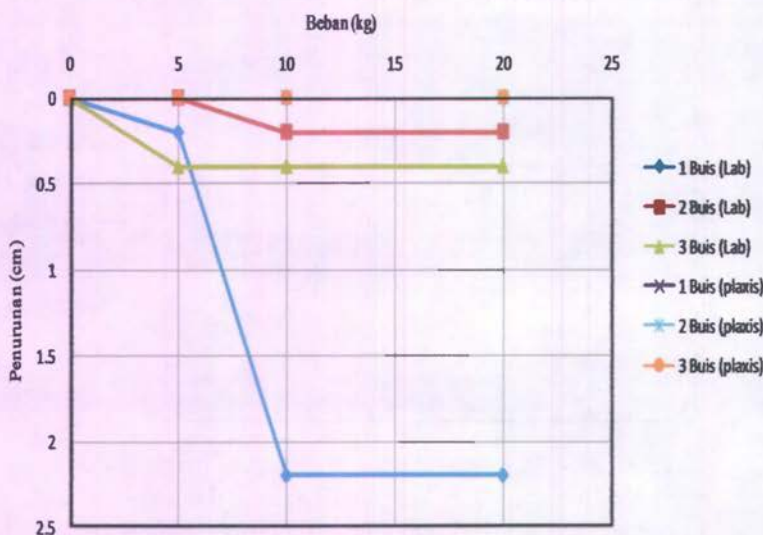
Gambar 4.84 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 1.205$) dan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Pada Gambar 4.84 pada permodelan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai Pondasi Menerus sehingga terlihat tidak ada perbedaan antara penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium. Namun pada pembebanan vertikal 20 kg terjadi penurunan pada percobaan laboratorium sebesar 2 cm. Hal ini disebabkan Karena sensor penurunan mengalami sedikit kesalahan.

4.7.3 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa zona 3 pada Tanah Uji LL = 32%.

1. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Statis, Diameter Buis Beton = 5 cm



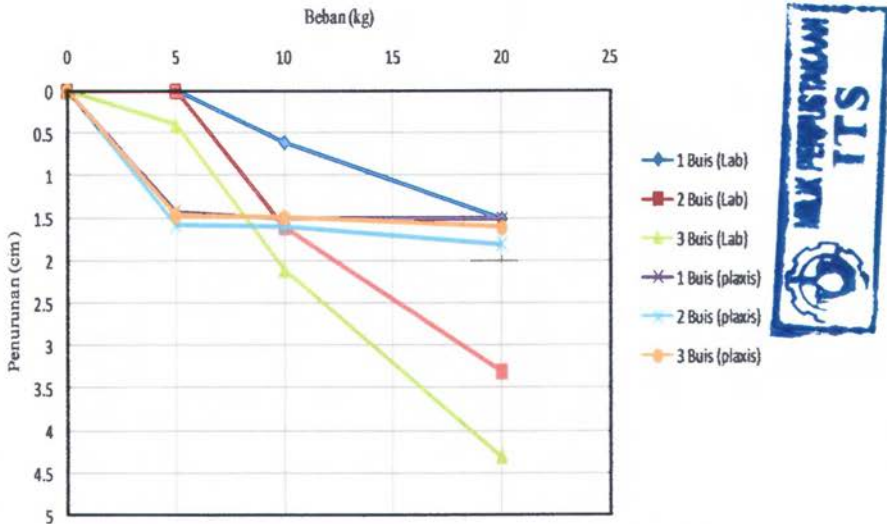
Gambar 4.85 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Dari Gambar 4.85 dapat dilihat bahwa hasil penurunan dari program Plaxis v 8.2 pada setiap tingkatan Buis tidak terlalu berbeda jauh. Sama dengan penurunan pada saat percobaan tidak begitu jauh. Hanya berbeda pada besarnya penurunan. Pada percobaan penurunan terjadi lebih besar daripada penurunan pada Plaxis v 8.2, Hal ini dikarenakan permodelan Pondasi Buis Beton dengan menggunakan

Program Plaxis diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga penurunan yang terjadi sangatlah kecil atau hampir mendekati = 0 (nol).

2. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 7 cm

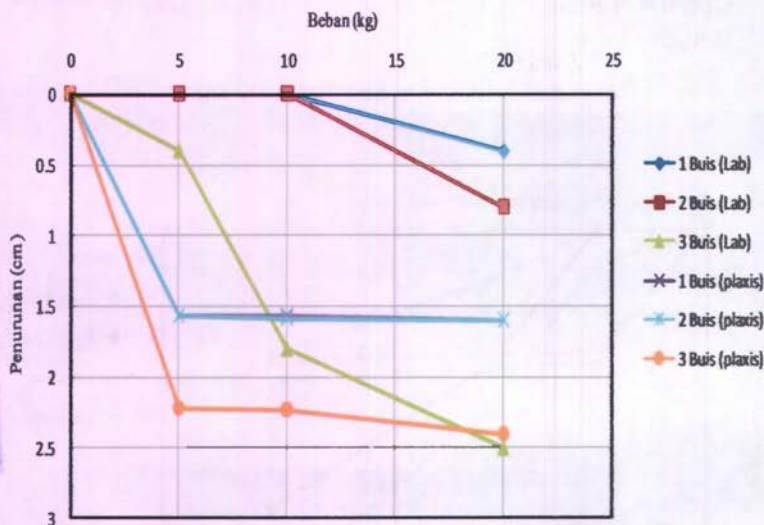


Gambar 4.86 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.86 perbedaan penurunan pada saat percobaan lapangan dengan Plaxis v 8.2 cukup besar. Tetapi pada Plaxis terlihat pada setiap tingkatan Buis Beton yang dipakai terjadi perubahan penurunan. Hal tersebut juga terjadi pada percobaan laboratorium, hanya berbeda pada besarnya interval antar tingkatan Buis Betonnya.

3. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 10cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 10 cm



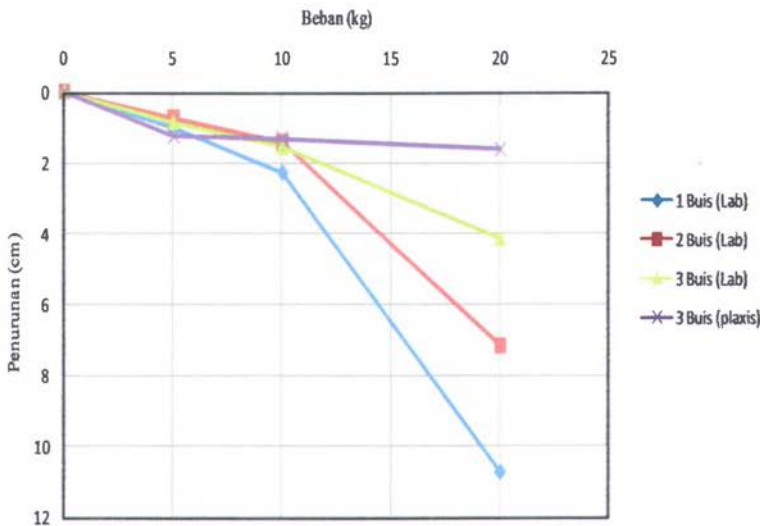
Gambar 4.87 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 10cm

Pada Gambar 4.87 terlihat perbedaan antara penurunan yang terjadi pada Plaxis v 8.2 dengan penurunan pada uji laboratorium. Tetapi pada penurunan Plaxis v 8.2 terjadi besar sekali pada tiap tingkatan, sebesar 300% dari penurunan uji laboratorium. Hal ini bisa diperkirakan karena beban vertikal tidak tersalur sempurna pada saat percobaan di laboratorium dan juga permodelan pada program Plaxis yang mengasumsikan Berat Volume Tanah yang dipakai sebagai berat Volume Tanah sebelum diberikan pembebanan sehingga terjadi penurunan yang besar. Sedangkan pada

percobaan di Laboratorium, Tanah uji sudah mengalami pemadatan akibat pembebanan sebelumnya.

4. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 5 cm



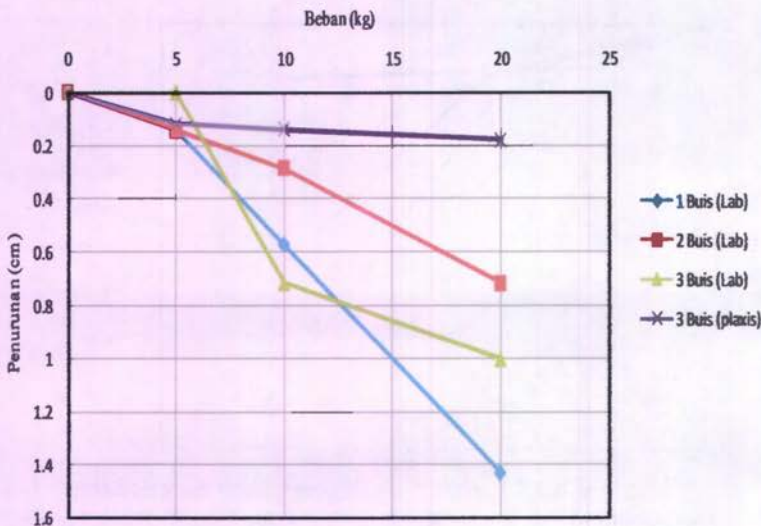
Gambar 4.88 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Pada Gambar 4.88 terlihat bahwa perbedaan penurunan antara percobaan di laboratorium sekitar 5 kali lipat penurunan pada Plaxis v 8.2. hal ini diperkirakan karena beberapa hal, antara lain proses pemasangan yang kurang tepat, pemadatan yang kurang merata, posisi beban vertikal yang tidak tepat dan permodelan dari program Plaxis dimana Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai *Plane Strain* yang

artinya Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga dapat memberikan pengaruh yang cukup besar dalam penurunan pondasi akibat pembebanan yang terjadi pada program Plaxis v 8.2.

5. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 7 cm



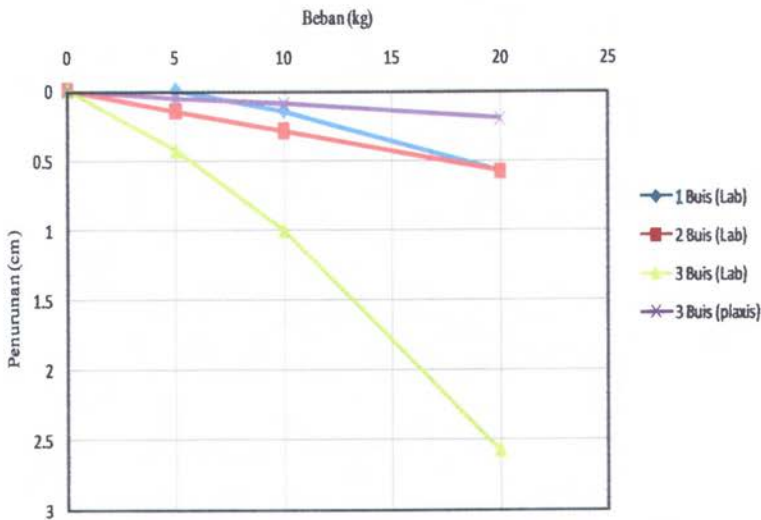
Gambar 4.89 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 0.522$) dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.89 terlihat bahwa terjadi perbedaan penurunan pada Plaxis v 8.2 dengan percobaan laboratorium yang besar. Perbedaan yang terjadi diperkirakan karena Pada permodelan dengan program Plaxis dimana Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga dapat

memberikan nilai Angka Keamanan yang besar sehingga dapat memperkecil penurunan yang terjadi.

6. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 10 cm

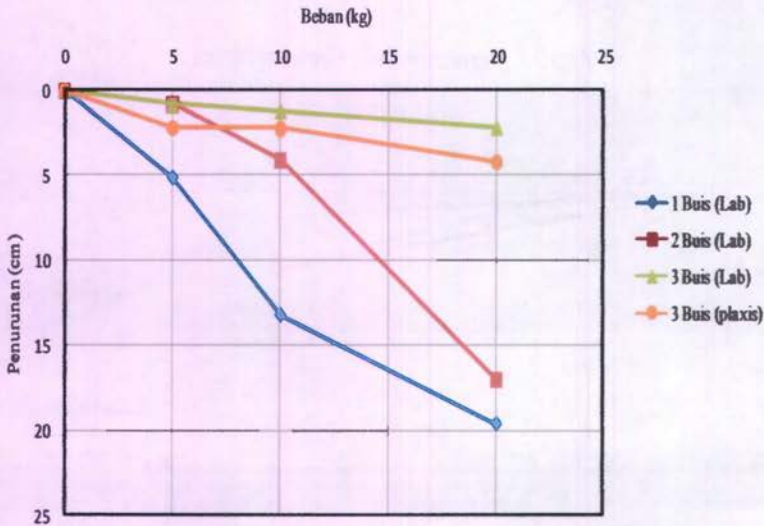


Gambar 4.90 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Diameter Buis Beton = 10 cm

pada Gambar 4.90 terlihat bahwa perbedaan penurunan Plaxis v 8.2 dengan uji laboratorium besar. Hal ini diperkirakan karena beberapa faktor pemadatan tanah pada saat praktikum yang kurang baik.

7. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 5 cm

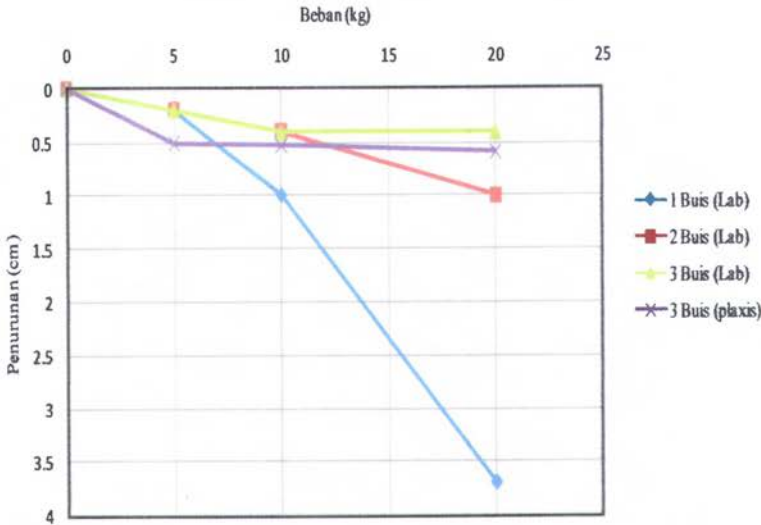


Gambar 4.91 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Pada Gambar 4.91 terlihat bahwa perbedaan penurunan pada uji laboratorium dan Plaxis v 8.2 tidak jauh berbeda sekitar 25% lebih besar. Tetapi pada permodelan Pondasi Buis Beton menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton menggunakan tipe *Plane Strain* dimana Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai pondasi menerus. Hal ini bisa menjadi koreksi dalam memodelkan Pondasi Buis beton dengan percobaan yang dilakukan di Laboratorium.

8. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 7 cm

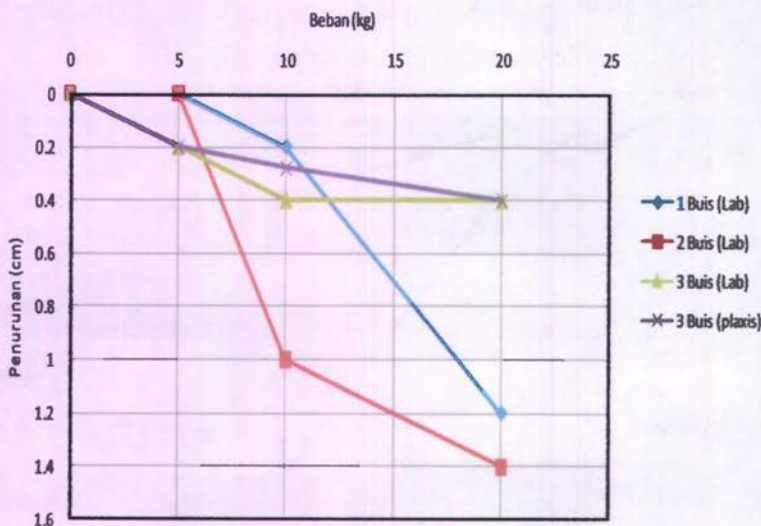


Gambar 4.92 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.92 terlihat bahwa perbedaan penurunan pada uji Laboratorium dan Plaxis v 8.2 tidak jauh berbeda sekitar 25% lebih besar walaupun dalam permodelan dengan menggunakan program Plaxis, Pondasi diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga hal ini bisa menjadi koreksi dalam memodelkan dengan menggunakan program Plaxis.

9. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Zona 3, Diameter Buis Beton = 10 cm



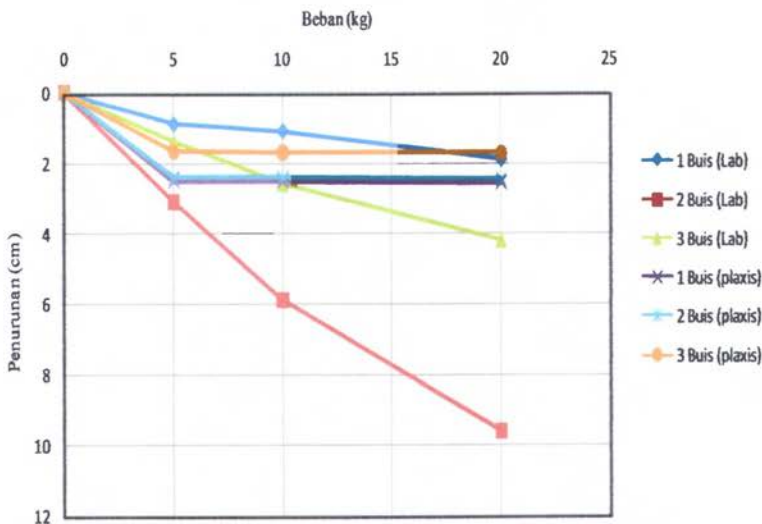
Gambar 4.93 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 3 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 1.205$) dan Diameter Buis Beton = 10 cm

Dari Gambar 4.93 dapat dilihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2, 2 Buis Beton dan pada percobaan laboratorium 2 Buis Beton tidak terjadi sedikit perbedaan. Sedangkan dalam permodelan dengan menggunakan program Plaxis, terdapat perbedaan permodelan yang sangat signifikan dimana Pondasi Buis Beton dimodelkan sebagai *Plane strain* yang artinya pondasi menerus. Sehingga hal ini bisa menjadi koreksi dalam memodelkan dengan menggunakan program Plaxis.

4.7.4 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa zona 4 pada Tanah Uji LL = 32%.

1. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 5 cm



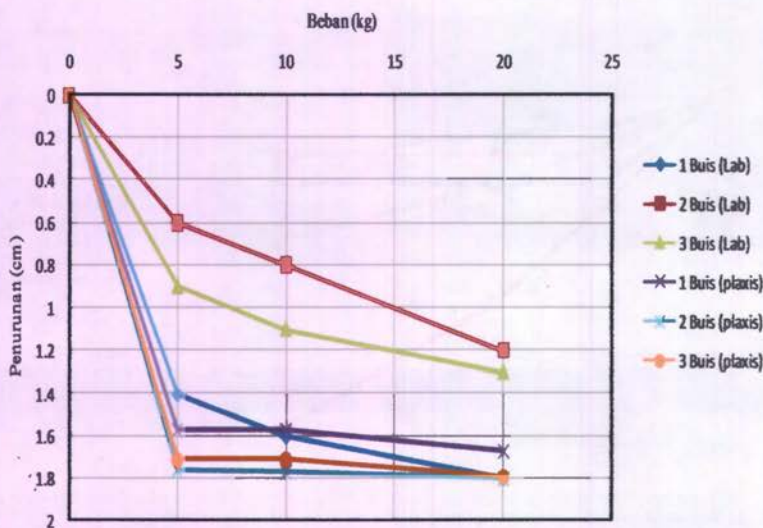
Gambar 4.94 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Pada Gambar 4.94 dapat terlihat penurunan pada uji laboratorium lebih besar daripada pada Plaxis v 8.2. hal ini diperkirakan akibat permodelan yang kurang sempurna dengan menggunakan program Plaxis karena dalam permodelannya Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus, hal ini dikarenakan keterbatasan dari

program Plaxis. Sehingga perlu adanya koreksi dalam hasil yang didapat dengan menggunakan program Plaxis.

2. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 7 cm

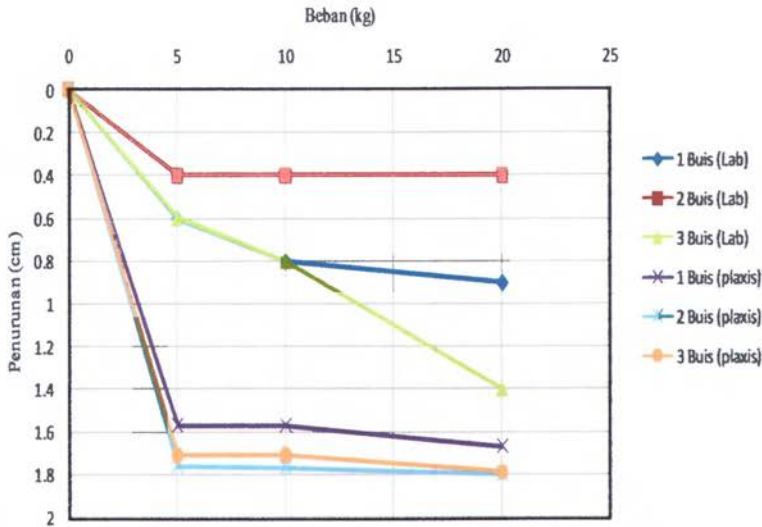


Gambar 4.95 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = -0.159$) dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.95 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih besar dibanding penurunan pada uji laboratorium untuk 2 Buis dan 3 Buis. Hal ini diperkirakan karena pada saat pemasangan pondasi tanah yang berada didalam pondasi terlalu rapat. Sehingga menambah gesekan antara pondasi dengan tanah.

3. Kondisi Tanah Uji ($LI = -0.159$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 10 cm



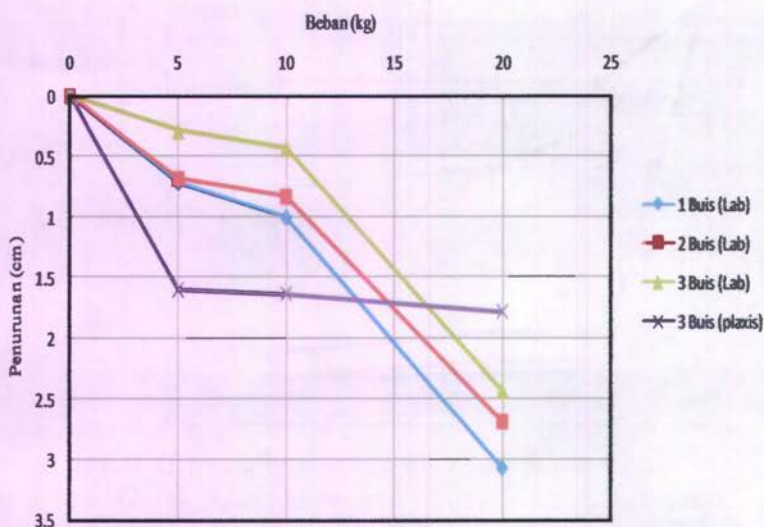
Gambar 4.96 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Diameter Buis Beton = 10 cm

Pada Gambar 4.96 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih besar dibanding penurunan pada uji laboratorium untuk 1 Buis Beton dan 2 Buis Beton. Hal ini diperkirakan karena pada saat pemasangan pondasi tanah yang berada didalam pondasi terlalu rapat. Sehingga menambah gesekan antara pondasi dengan tanah dan juga permodelan pada program Plaxis yang mengasumsikan Berat Volume Tanah yang dipakai sebagai berat Volume Tanah sebelum diberikan pembebanan sehingga terjadi penurunan yang besar.

Sedangkan pada percobaan di Laboratorium, Tanah uji sudah mengalami pemadatan akibat pembebanan sebelumnya.

4. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 5 cm



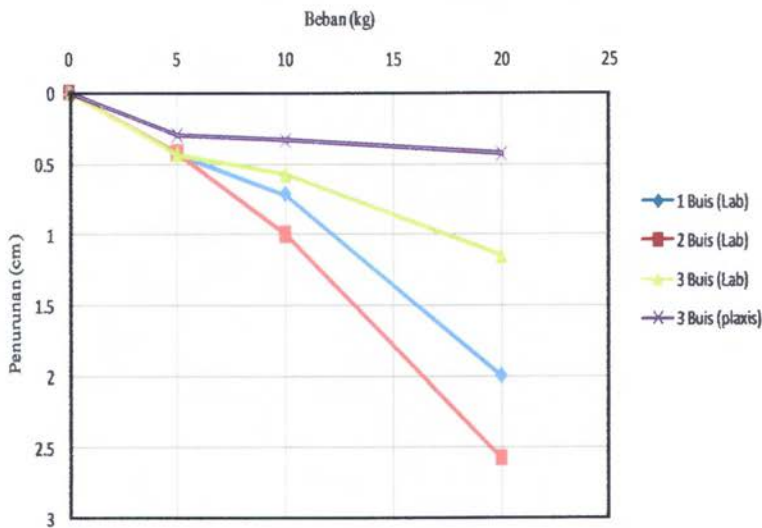
Gambar 4.97 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 0.522$) dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Pada Gambar 4.97 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih kecil dibanding penurunan pada uji laboratorium. Hal ini diperkirakan karena pada saat permodelan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton menggunakan tipe *Plane Strain* dimana Pondasi Buis beton dimodelkan sebagai pondasi menerus. Hal ini bisa menjadi

koreksi dalam memodelkan Pondasi Buis beton dengan percobaan yang dilakukan di Laboratorium.

5. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 7 cm



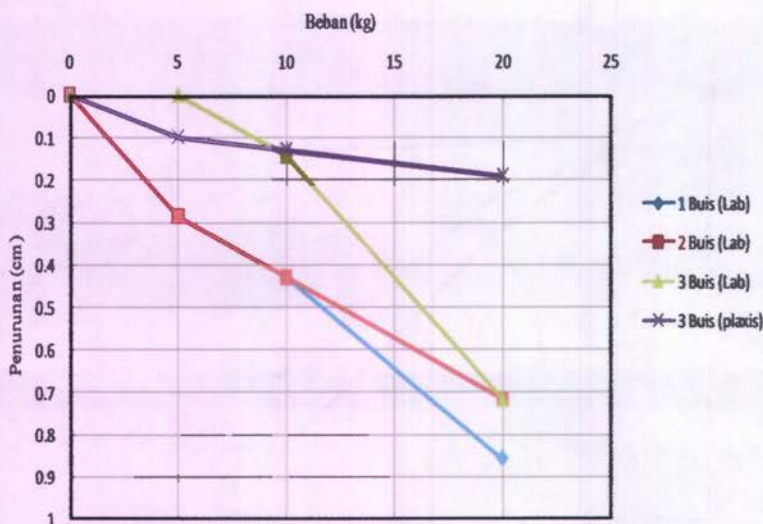
Gambar 4.98 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.98 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih kecil dibanding penurunan pada uji laboratorium. Hal ini diperkirakan karena pada permodelan dengan program Plaxis, Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga dapat memberikan nilai Angka Keamanan yang besar. Sehingga hasil dari program Plaxis

adalah penurunan yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan pada pondasi menerus.

6. Kondisi Tanah Uji ($LI = 0.522$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 10 cm



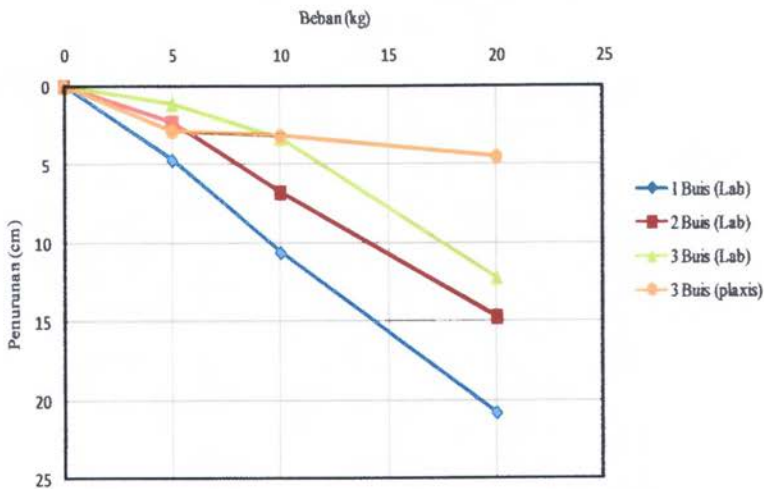
Gambar 4.99 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 0.522 dan Diameter Buis Beton = 10 cm

Pada Gambar 4.99 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih kecil dibanding penurunan pada uji laboratorium. Hal ini diperkirakan karena pada saat pemasangan pondasi tanah yang berada didalam pondasi terlalu rapat. Sehingga menambah gesekan antara pondasi dengan tanah dan juga permodelan pada program Plaxis yang mengasumsikan Berat Volume Tanah yang dipakai sebagai berat Volume Tanah

sebelum diberikan pembebanan sehingga terjadi penurunan yang besar. Sedangkan pada percobaan di Laboratorium, Tanah uji sudah mengalami pemadatan akibat pembebanan sebelumnya.

7. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 5 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 5 cm



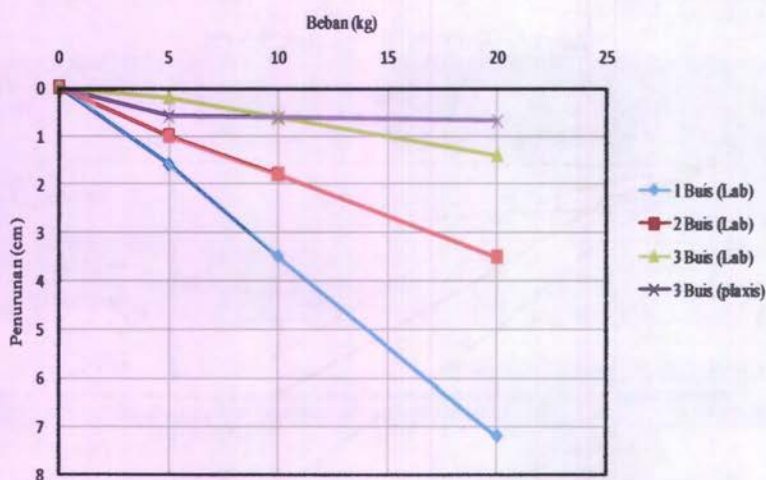
Gambar 4.100 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Diameter Buis Beton = 5 cm

Pada Gambar 4.100 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih kecil dibanding penurunan pada uji laboratorium. Hal tersebut diperkirakan karena pada permodelan dengan menggunakan program Plaxis, Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai *Plane Strain* yang artinya menerus, sehingga penurunan yang terjadi pada program Plaxis

sangatlah kecil dari pada penurunan yang terjadi di Laboratorium.

8. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 7 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 7 cm

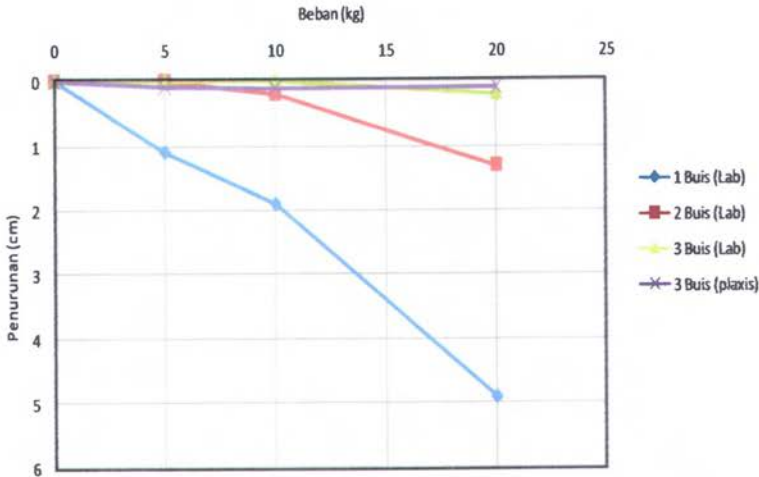


Gambar 4.101 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan ($LI = 1.205$) dan Diameter Buis Beton = 7 cm

Pada Gambar 4.101 terlihat bahwa penurunan pada Plaxis v 8.2 lebih kecil dibanding penurunan pada uji laboratorium. Hal ini terjadi karena dalam permodelan dengan menggunakan program Plaxis, terdapat perbedaan permodelan yang sangat signifikan dimana Pondasi Buis Beton dimodelkan sebagai *Plane strain* yang artinya pondasi menerus. Sehingga hal ini bisa menjadi koreksi dalam memodelkan dengan menggunakan program Plaxis.

9. Kondisi Tanah Uji ($LI = 1.205$) dengan Diameter Buis Beton = 10 cm.

Zona 4, Diameter Buis Beton = 10 cm



Gambar 4.102 Perbandingan penurunan tanah akibat pembebanan statis vertikal dan beban gempa 4 pada Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = 1.205 dan Diameter Buis Beton = 10 cm

Pada Gambar 4.102 terlihat bahwa penurunan antara 3 Buis Beton pada program Plaxis v 8.2 dengan uji laboratorium hampir sama, hal ini dikarenakan kepadatan tanah pada saat uji 3 Buis Beton sesuai dengan yang diinginkan. Untuk 2 Buis beton uji laboratorium terjadi penurunan yang besar, Hal ini diperkirakan karena pada permodelan dengan program Plaxis, Pondasi Buis Beton diasumsikan sebagai pondasi menerus sehingga dapat memberikan nilai Angka Keamanan yang besar. Sehingga hasil dari program Plaxis adalah penurunan yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan pada pondasi menerus.

“halaman ini sengaja di kosongkan”

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Ditinjau dari variasi Indeks Kecairan (LI).
Pada pembebanan kombinasi beban statis dan dinamis, Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 dan Kadar Air (w_c) = 15 % merupakan komposisi yang optimal untuk menahan beban pondasi karena tanahnya dalam keadaan semi padat dimana nilai Kadar Air (w_c) = 15 % berada dibawah nilai PL = 17.34, sementara Indeks Kecairan (LI) = 1.205 merupakan komposisi yang tidak optimal karena mempunyai penurunan yang lumayan besar disebabkan kadar air yang sangat tinggi dimana nilai Indeks Kecairan (LI) = 35 % berada diatas nilai Batas Cair (LL) = 32, sehingga campuran tanah dan air menjadi sangat lembek seperti cairan, kondisi tanah dengan nilai Indeks Kecairan (LI) diatas Batas Cair (LL) dinamakan dengan keadaan tanah cair.
2. Ditinjau dari variasi Diameter (D) Buis Beton.
Dapat disimpulkan bahwa adanya variasi Diameter Buis Beton memberikan pengaruh yang besar terhadap penurunan Pondasi Buis Beton. Pemakaian Pondasi Buis Beton Diameter = 5 cm pada setiap keadaan Tanah Uji dengan Indeks Kecairan (LI) = - 0.159, 0.522 dan 1.205 dan setiap pembebanan statis dan dinamis mengalami penurunan yang sangat besar sementara Pondasi Buis Beton Diameter (D) = 10 cm mengalami sedikit penurunan, hal ini dikarenakan semakin besar Diameter dari pondasi Buis Beton maka semakin besar Nilai Q_{ult} yang terjadi sehingga dapat memperkecil penurunan yang terjadi.

3. Ditinjau dari variasi jumlah susunan Pondasi Buis Beton. Pada saat percobaan di Laboratorium, penambahan Pondasi Buis Beton dari 1 Buis Beton menjadi 2 Buis kemudian menjadi 3 Buis ternyata dapat mengurangi penurunan yang terjadi pada setiap pembebanan dan kondisi tanah Uji sehingga dapat disimpulkan bahwa *penambahan jumlah susunan Pondasi Buis Beton dapat memperkecil penurunan pada Pondasi Buis Beton*. Hal ini dikarenakan di setiap penambahan susunan Pondasi Buis Beton maka semakin besar Nilai Q_{ult} yang terjadi sehingga dapat memperkecil penurunan yang terjadi.
4. Ditinjau dari variasi pembebanan. Penambahan beban pada Pondasi Buis beton memberikan pengaruh yang signifikan terhadap penurunan Pondasi Buis Beton. Pada saat pembebanan statis, Pondasi Buis Beton Sedikit sekali mengalami penurunan walaupun telah diberikan penambahan beban dari 5 kg, 10 kg sampai 20 kg sedangkan pada pembebanan dinamis terjadi penambahan penurunan Pondasi Buis Beton yang cukup signifikan di setiap penambahan beban dari 5 kg, 10 kg sampai 20 kg.
5. Pengaruh pembebanan statis maupun dinamis pada saat percobaan di Laboratorium ternyata memberikan perbedaan yang sangat besar. Pada saat pembebanan statis, penurunan pada Pondasi Buis Beton sangat sedikit sekali atau bisa dibilang tidak ada penurunan tetapi pada saat diberikan beban dinamis terjadi penurunan yang sangat besar disetiap permodelan pondasi Buis Beton dan Tanah Uji. Sehingga dapat disimpulkan Pondasi Buis Beton akan mengalami penurunan yang berarti pada saat diberikan beban dinamis.
6. Dengan melihat besar kecilnya nilai dari *Safety Factor*, perilaku tanah jika diberi beban statis vertikal dibandingkan dengan bila diberi beban statis vertikal dan

dinamis adalah berbeda di setiap kondisi Tanah Uji. Pada pembebanan statis vertikal pada Indeks Kecairan (LI) = - 0.159 merupakan kondisi yang optimal untuk menahan beban pondasi sementara pada Indeks Kecairan (LI) = 1.205 merupakan kondisi yang tidak optimal karena mempunyai kadar air yang tinggi sehingga keadaan tanah menjadi cair akibatnya penurunan Pondasi Buis Beton menjadi besar.

7. Perbandingan hasil dari uji laboratorium dan analisa Plaxis dengan variasi beban pada setiap kondisi batas cair sangat signifikan. Perbedaan ini dikarenakan adanya gangguan pada saat pengujian dilaboratorium, seperti perubahan kadar air, perubahan kepadatan tanah, dan lain-lain. Tetapi dalam permodelan Tanah Uji dan Pondasi Buis Beton menggunakan model tipe *Plane Strain* yang artinya model diasumsikan menerus setiap 1 meter karena dalam program Plaxis Pondasi Buis Beton tidak dapat dimodelkan sebagai sebuah silinder dengan tebal 1 cm tetapi hanya bisa dimodelkan sebagai pondasi menerus sehingga akan mempengaruhi hasil penurunan yang dimodelkan dalam program Plaxis v 8.2. Selain itu, permodelan pada program Plaxis yang mengasumsikan Berat Volume Tanah yang dipakai adalah berat Volume Tanah sebelum diberikan pembebanan sehingga terjadi penurunan yang besar. Sedangkan pada percobaan di Laboratorium, Tanah uji sudah mengalami pemadatan akibat pembebanan sebelumnya. Dari seluruh perbandingan antara penurunan hasil program bantu Plaxis dengan penurunan hasil percobaan Laboratorium dapat disimpulkan bahwa perbedaan besar yang terjadi adalah akibat 3 faktor yaitu faktor kelemahan sensor, permodelan boks getar dan program bantu Plaxis.

5.2 Saran

1. Mengembangkan permodelan ini dengan penambahan beban dinamis dengan arah vertikal sehingga akan didapatkan data yang sesuai dengan keadaan yang terjadi dilapangan.
2. Pengkondisian Tanah Uji yang benar-benar terkontrol sehingga meminimalkan reduksi yang terjadi pada saat pelaksanaan percobaan di Laboratorium.
3. Mengkondisikan tanah dalam keadaan *saturated* yang bertujuan untuk lebih dapat mengamati perilaku tanah.
4. Perlu penelitian lebih lanjut dengan mengembangkan variasi Tanah Uji sehingga didapatkan data lebih banyak dengan keadaan tanah yang bervariasi.

DAFTAR PUSTAKA

- Atkinson, J.H., P.L. Bransby (1978), "*The Mechanic of Soils*", McGraw-Hill, London.
- Basthoni & Nugroho (2006), "*Pengaruh Penggunaan 1 dan 2 Lapis Tyresoil Terhadap Penurunan Pondasi Dangkal Pada Tanah Lempung Jenuh Natural dengan Variasi Batas Cair Tanah* ", Tugas Akhir S1, Jurusan Teknik Sipil ITS, Surabaya.
- Bowles, J.E. (1984a), "*Foundation Analysis and Design*", McGraw-Hill Kogakusha, LTD., Tokyo.
- Bowles, J.E. (1984b), "*Sifat – sifat Fisis dan Geoteknik Tanah*", Erlangga, Jakarta.
- Brinkgrave, R.B.J. (2002), "*Plaxis 2D - Version 8 Manual*". A.A. Balkema Publishers.
- Casagrande, R.A. (1932), "*Research of the Atterberg Limits of Soils*", Public Roads.
- Cernica, J.N., (1995), "*Geotechnical Engineering*", Wiley, New York.
- Das, B.M. (1994), "*Mekanika Tanah, Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik*", Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum, (2002), "*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)*", Yayasan LPMB, Bandung.
- Hardiyatmo, H.C. (2003), "*Teknik Pondasi II, Edisi kedua*", Penerbit Beta Offset, Yogyakarta.

Peck, R.B. (1953), "*Foundation exploration – Denver coliseum*", Proc. ASCE 79.

Prakash, S. (1981), "*Soil Dynamic*", McGraw-Hill Book Company, New York.

Reese, L.C. (1979). "*Design of Large Diameter Bored Piles*", Ground Engineering.

Sugiarto, (2010). "*Pengaruh Penggunaan Tyresoil dan Material Granuler Terhadap Penurunan Pondasi Dangkal Akibat Beban dinamis Dengan Variasi Batas Cair* ", Thesis S2, Jurusan Teknik Sipil ITS, Surabaya

Skempton, A.W. (1951), "*The Bearing Capacity of Clays*", Proc. Building Research Congress.

SNI 03-1726-2002 (2002), "*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*".

Terzaghi, K. (1943). "*Theoretical Soil Mechanics*", Wiley, New York.

Terzaghi, K, Peck R.B. (1967). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*", A Wiley International Edition.

Vesic, A. S. (1973) "*Analysis of ultimate loads of shallow foundation*". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE

Wahyudi. Herman (1997), "*Diktat Dinamika Tanah*", Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

LAMPIRAN DATA PENGUJIAN LABORATORIUM

A.1. Atterberg Limit untuk 3 lokasi sampel di Kabupaten Bantul.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit untuk 3 lokasi sampel di Kabupaten Bantul.



ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
Kampus ITS, Kepuh, Sukoharjo, Surabaya (60111)
Telp : 031-5928501, 5994251-55 Psew 1140, Fax: 031-5928001
e-mail: itslabsoil@tekom.net

ATTERBERG LIMIT TEST

SNI 03-1966-1967-1990 ; ASTM D 423-68, D 424-69 (1972); AASHTO T.89

PROYEK : THESIS
LOKASI : BANTUL - YOGYAKARTA
JENIS SAMPLE : LANAU BERPASIR

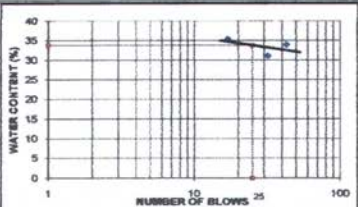
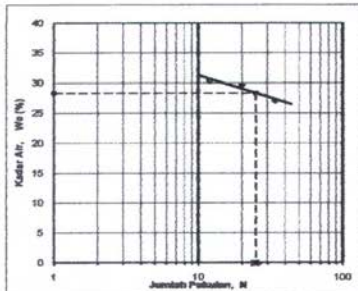
Laborant : SUGIARTO

1. LIQUID LIMITS (BATAS CAIR) KARANGGAYAM				
	unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	34	20	12
Nomor Cawan		17	48	117
Berat cawan kosong	gr	52,28	41,86	40,13
Berat cawan + tanah basah	gr	68,02	63,25	59,32
Berat cawan + tanah kering	gr	64,67	58,35	54,85
Berat tanah basah	gr	15,74	21,39	19,19
Berat tanah kering	gr	12,39	16,50	14,72
Berat air	gr	3,35	4,89	4,47
Kadar Air (We)	%	27,04	29,64	30,37

PLASTIC LIMITS (BATAS PLASTIS)				
	unit	I	II	III
Nomor Cawan		68		
Berat cawan kosong	gr	41,33		
Berat cawan + tanah basah	gr	44,90		
Berat cawan + tanah kering	gr	44,12		
Berat tanah basah	gr	3,57		
Berat tanah kering	gr	2,79		
Berat air	gr	0,78		
Kadar Air (We) PL	%	27,96		

2. LIQUID LIMITS (BATAS CAIR) SUWERAN				
	unit	I	II	III
Number of Blows		17	32	43
Number of can		74	31	16
Weight of can	gr	49,14	52,26	42,94
Weight of can + wet soil	gr	59,62	60,62	49,57
Weight of can + dry soil	gr	58,88	58,64	47,89
Weight of wet soil	gr	10,48	8,36	6,63
Weight of dry soil	gr	7,74	6,38	4,95
Weight of water	gr	2,74	1,98	1,68
Water content	%	35,40	31,03	33,94

PLASTIC LIMITS TEST				
	unit	I	II	III
Number of can		43		
Weight of can	gr	40,10		
Weight of can + wet soil	gr	42,94		
Weight of can + dry soil	gr	42,27		
Weight of wet soil	gr	2,84		
Weight of dry soil	gr	2,17		
Weight of water	gr	0,67		
Water content	%	30,88		





Gambar A. 1 Atterberg Limit untuk 3 lokasi sampel di Kabupaten Bantul.

A.2 Atterberg Limit Bentonite dari PT. Madulingga.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit Bentonite dari PT. Madulingga.



LABORATORIUM MEKANIK TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS

Kampus ITS Kapesih, Sukolilo, Surabaya (60111)

Telp.: 031-5928601, 5994251-55 Psw. 1140, Fax. 031-5928601

e-mail: itslabsoil@telkom.net

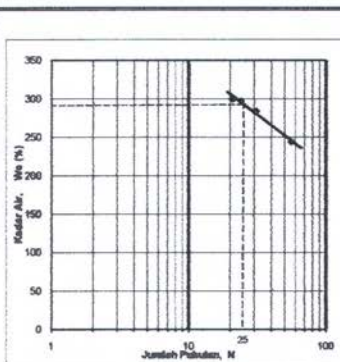
ATTERBERG LIMIT TEST

SNI 03-1966-1967-1990; ASTM D 423-66, D 424-68 (1972); AASHTO T.88

PROYEK : THESIS
LOKASI : BANTUL - YOGYAKARTA
JENIS SAMPLE : Bentonite- Lama

Laborant : SUGIARTO

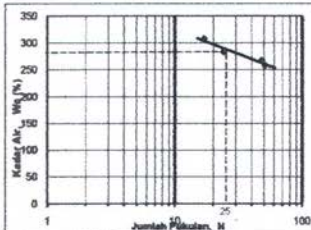
1. LIQUID LIMITS (BATAS CAIR) Madulingga Lama 1					
	unit	I	II	III	IV
Jumlah Pukulan	N	31	21	24	56
Nomor Cawan		18	29	39	43
Berat cawan kosong	gr	44,41	49,29	42,28	40,09
Berat cawan + tanah basah	gr	57,60	59,34	53,19	50,29
Berat cawan + tanah kering	gr	47,84	51,81	45,03	43,06
Berat tanah basah	gr	13,19	10,05	10,91	10,20
Berat tanah kering	gr	3,43	2,52	2,75	2,97
Berat air	gr	9,76	7,54	8,16	7,24
Kadar Air (W _e)	%	284,21	299,60	296,87	244,01



Sample : Madulingga Lama 1

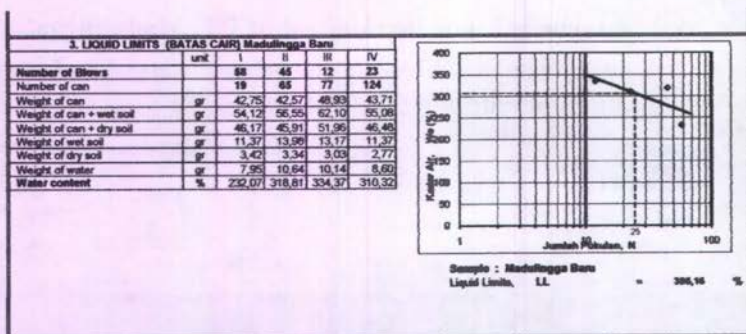
Liquid Limits (Batas cair), LL = 292,99 %

2. LIQUID LIMITS (BATAS CAIR) Madulingga Lama 2					
	unit	I	II	III	IV
Number of Blows		51	17	48	24
Number of can		67	103	136	166
Weight of can	gr	40,07	46,28	43,69	42,95
Weight of can + wet soil	gr	50,47	59,60	54,84	52,94
Weight of can + dry soil	gr	42,97	51,06	46,73	45,56
Weight of wet soil	gr	10,40	11,32	11,15	9,99
Weight of dry soil	gr	2,90	2,78	3,04	2,61
Weight of water	gr	7,50	8,55	8,12	7,39
Water content	%	258,62	307,93	267,36	283,49



Sample : Madulingga Lama 2

Liquid Limits, LL = 288,63 %



Gambar A. 2 Atterberg Limit Bentonite dari PT. Madulingga.

A.3. Atterberg Limit untuk campuran pasir 90 % sampai dengan 70 %.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit untuk campuran pasir 90 % sampai dengan 70 %.



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS

Kampus ITS, Keputih, Sukoharjo, Surababaya (60111)

Telp.: 031-5526601, 5594251-56 Psew: 1140, Fax: 031-5526601

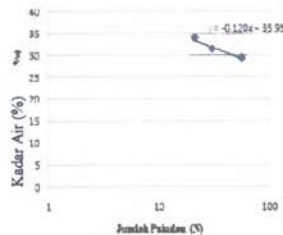
e-mail: itslabson@itshk.com.net

PROYEK : TUGAS AKHIR
JENIS SAMPLE : CAMPURAN PASIR DAN BENTONITE

1 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pakulan	N	56	30	21
Nomer Cawan		132	61	11
Berat Cawan Kosong	gr	49.32	40.49	39.21
Berat Cawan - Tanah Basah	gr	76.91	61.28	66.38
Berat Cawan - Tanah Kering	gr	63.7	58.039	59.485
Berat Tanah Basah	gr	27.59	20.79	27.17
Berat Tanah Kering	gr	21.317	17.549	20.275
Berat Air	gr	6.273	5.541	6.895
Kadar Air (We)	%	29.43	31.57	34.01

Pasir Bentonite = 90/10

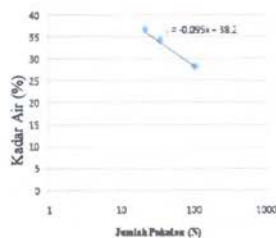
Liquid Limits (Batas Cair) LL = 32.95 %



2 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pakulan	N	154	34	21
Nomer Cawan		114	99	129
Berat Cawan Kosong	gr	42.94	48.85	43.576
Berat Cawan - Tanah Basah	gr	69.13	72.11	74.91
Berat Cawan - Tanah Kering	gr	63.349	66.173	66.49
Berat Tanah Basah	gr	26.19	23.26	31.334
Berat Tanah Kering	gr	20.409	17.323	22.914
Berat Air	gr	5.781	5.937	8.42
Kadar Air (We)	%	28.33	34.27	36.75

Pasir Bentonite = 80/20

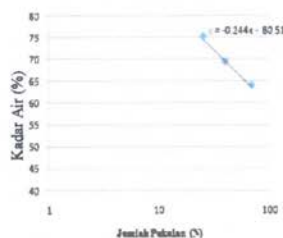
Liquid Limits (Batas Cair) LL = 35.825 %



3 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pakulan	N	69	40	25
Nomer Cawan		56	51	126
Berat Cawan Kosong	gr	51.09	42.58	38.26
Berat Cawan - Tanah Basah	gr	65.645	61.491	65.086
Berat Cawan - Tanah Kering	gr	59.962	53.735	53.572
Berat Tanah Basah	gr	14.555	18.911	26.826
Berat Tanah Kering	gr	8.872	11.155	15.312
Berat Air	gr	5.683	7.756	11.514
Kadar Air (We)	%	64.06	69.53	75.20

Pasir Bentonite = 70/30

Liquid Limits (Batas Cair) LL = 75.30 %



Gambar A.3 Atterberg Limit untuk campuran pasir 90 % sampai dengan 70 %.

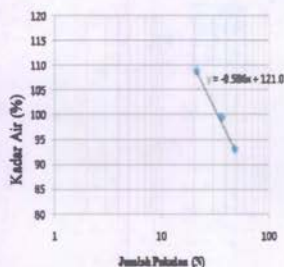
A.4. Atterberg Limit untuk campuran pasir 60 % sampai dengan 40 %.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit untuk campuran pasir z60 % sampai dengan 40 %.

4 LIQUID LIMITS /BATAS CAIR				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	48	36	21
Nomer Cawan		97	96	47
Berat Cawan Kosong	gr	42.54	48.98	42.72
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	60.56	66.189	62.129
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	51.87	57.61	52.01
Berat Tanah Basah	gr	18.02	17.209	19.409
Berat Tanah Kering	gr	9.33	8.63	9.29
Berat Air	gr	8.69	8.579	10.119
Kadar Air (Wc)	%	93.14	99.41	108.92

Pass - Bestonite = 80 - 40

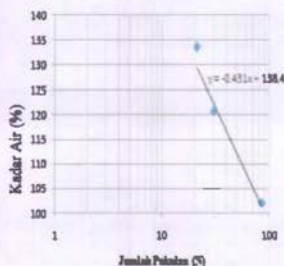
Liquid Limits (Batas Cair), LL = 106.35 %



5 LIQUID LIMITS /BATAS CAIR				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	86	30	21
Nomer Cawan		104	82	157
Berat Cawan Kosong	gr	52.719	55.348	50.387
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	65.246	64.129	65.91
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	58.92	56.59	57.04
Berat Tanah Basah	gr	12.527	13.781	15.513
Berat Tanah Kering	gr	6.201	6.242	6.643
Berat Air	gr	6.326	7.539	8.87
Kadar Air (Wc)	%	102.02	120.78	133.52

Pass - Bestonite = 50 - 50

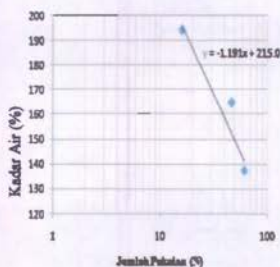
Liquid Limits (Batas Cair), LL = 127.625 %



6 LIQUID LIMITS /BATAS CAIR				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	62	47	16
Nomer Cawan		34	158	163
Berat Cawan Kosong	gr	42.307	41.219	47.518
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	54.97	51.73	63.91
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	47.64	45.19	53.09
Berat Tanah Basah	gr	12.663	10.511	16.392
Berat Tanah Kering	gr	5.333	3.971	5.572
Berat Air	gr	7.33	6.54	10.82
Kadar Air (Wc)	%	137.45	164.69	194.19

Pass - Bestonite = 40 - 60

Liquid Limits (Batas Cair), LL = 178.67 %



Gambar A.4 Atterberg Limit untuk campuran pasir 60 % sampai dengan 40 %.

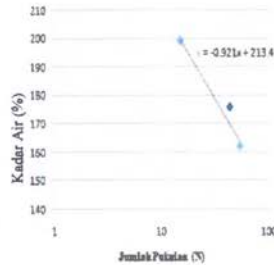
A.5. Atterberg Limit untuk campuran pasir 30 % sampai dengan 10 %.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit untuk campuran pasir 30 % sampai dengan 10 %.

7 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	54	43	15
Nomer Cawan		22	51	164
Berat Cawan Kosong	gr	42.731	42.566	48.082
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	53.797	57.642	60.04
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	46.95	48.03	52.08
Berat Tanah Basah	gr	11.066	15.076	11.958
Berat Tanah Kering	gr	4.219	5.464	3.998
Berat Air	gr	6.847	9.612	7.96
Kadar Air (Wc)	%	162.29	175.92	199.10

Pasir : Bentonite = 30 : 70

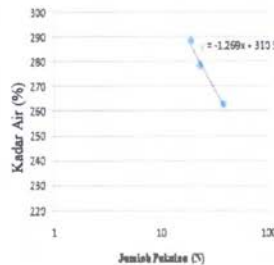
Liquid Limits (Batas Cair, LL) = 186.25 %



8 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	38	23	19
Nomer Cawan		65	100	16
Berat Cawan Kosong	gr	42.545	41.373	42.367
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	58.276	55.185	53.724
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	46.68	45.02	45.29
Berat Tanah Basah	gr	15.731	13.812	11.357
Berat Tanah Kering	gr	4.335	3.647	2.923
Berat Air	gr	11.396	10.165	8.434
Kadar Air (Wc)	%	262.84	278.72	288.54

Pasir : Bentonite = 20 : 80

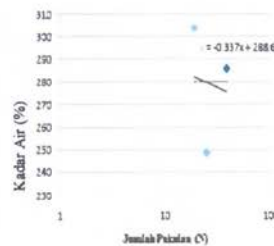
Liquid Limits (Batas Cair, LL) = 278.8 %



9 LIQUID LIMITS (BATAS CAIR)				
	Unit	I	II	III
Jumlah Pukulan	N	38	25	19
Nomer Cawan		117	28	59
Berat Cawan Kosong	gr	40.125	50.236	42.07
Berat Cawan + Tanah Basah	gr	54.924	65.999	54.918
Berat Cawan + Tanah Kering	gr	43.96	54.76	45.25
Berat Tanah Basah	gr	14.799	15.763	12.848
Berat Tanah Kering	gr	3.835	4.524	3.18
Berat Air	gr	10.964	11.239	9.668
Kadar Air (Wc)	%	285.89	248.43	304.03

Pasir : Bentonite = 10 : 90

Liquid Limits (Batas Cair, LL) = 279.04 %



Gambar A.5 Atterberg Limit untuk campuran pasir 30 % sampai dengan 10 %.

A.6. Volumetri dan Gravimetri sampel Bantul.

Gambar dibawah ini adalah data Atterberg Limit untuk campuran pasir 30 % sampai dengan 10 %.



ITS

SOIL & ROCK MECHANICS LABORATORY

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
CIVIL ENGINEERING AND PLANNING FACULTY - ITS

CLIENT
PROJECT
LOCATION

THESIS
BANTUL YOGYAKARTA

Tested By : SUGIARTO

Sample Name Depth of Sample No. Test Soil Description	NGANYANG 0.50 - 1.00 m			KARANGGAYAM 0.50 - 1.00 m			BUMERAN 0.50 - 1.00 m		
	1	2	Average	1	2	Average	1	2	Average
	Lempung Berpasir Berpasir Coklat			Lempung Berpasir Berpasir Coklat			Lempung Berpasir Berpasir Coklat		
Number of cup	38	134		9	20		64	114	
Weight of cup gr	39,22	40,97		42,20	48,19		49,68	42,95	
Weight of cup+Wet soil gr	44,94	51,07		48,37	53,25		56,23	46,32	
Weight of cup+Dry soil gr	44,66	50,58		47,87	53,04		56,04	46,23	
Weight of can for mercury liq. gr	97,02	97,02		97,02	97,02		97,02	97,02	
Weight of can + Mercury removed gr	157,12	199,77		161,69	147,43		153,85	128,00	
Weight of mercury removed gr	60,10	102,75		64,67	50,41		56,83	30,98	
Weight of wet soil gr	5,72	10,10		6,18	5,08		6,55	3,37	
Volume of soil cc	4,42	7,58		4,76	3,71		4,18	2,26	
Weight of water gr	0,28	0,49		0,40	0,21		0,19	0,09	
Weight of Dry soil gr	5,44	9,61		5,78	4,85		6,36	3,28	
334,53							2,37463	1,22045	
Number of picnometer	15	81		17	20		18	54	
Weight of picnometer	88,670	87,660		87,280	87,700		88,510	84,190	
Weight of picno + aquadest gr	337,01	336,24		335,70	335,83		336,72	332,47	
Weight of picno+soil+water gr	340,49	342,38		338,30	338,82		340,79	334,58	
Volume of solid V_s cc	1,97	3,47		2,18	1,86		2,30	1,17	
Volume of void V_v cc	2,45	4,08		2,58	1,84		1,88	1,10	
Temperatur ($^{\circ}$ C) T $^{\circ}$ C	26	26		26	26		26	26	
Corection factor α	0,9986	0,9986		0,9986	0,9986		0,9986	0,9986	
Wet unit weight γ_t gr/cc	1,295	1,337	1,316	1,299	1,365	1,332	1,568	1,481	1,525
Dry unit weight γ_d gr/cc	1,232	1,272	1,252	1,214	1,309	1,262	1,523	1,441	1,482
Water content W_c %	5,14	5,10	5,12	6,93	4,33	5,63	2,99	2,74	2,86
Degree of Saturation S_r %	11,42	12,01	11,71	15,52	11,39	13,46	10,10	8,16	9,13
Porosity n %	55,50	54,01	54,76	54,20	49,72	51,96	45,03	48,43	46,73
Void Ratio e	1,247	1,174	1,211	1,183	0,989	1,086	0,819	0,939	0,879
Specific Gravity G_s	2,768	2,766	2,767	2,651	2,603	2,627	2,770	2,795	2,783

Gambar A.6 Atterberg Limit untuk campuran pasir 90 % sampai dengan 70 %.

B.1 Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan.

Gambar dibawah ini adalah Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan.

1. Batas Kecairan (LI) = - 0.159

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.6	0.89	39	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	17	27	39	2.83	4.33	6.12	0.09	0.14	0.19
3	20	0.051	27	34	51	4.33	5.37	7.91	0.14	0.17	0.25
4	30	0.076	31	40	59	4.92	6.27	9.1	0.16	0.2	0.29
5	40	0.102	36	44	65	5.67	6.86	10	0.18	0.22	0.32
6	50	0.127	38	46	70	5.97	7.16	10.74	0.19	0.23	0.34
7	60	0.152	39	50	73	6.12	7.76	11.19	0.19	0.25	0.35
8	70	0.178	39	50	76	6.12	7.76	11.64	0.19	0.25	0.37
9	80	0.203	39	50	77	6.12	7.76	11.79	0.19	0.25	0.37
10	90	0.229			80			12.23			0.39
11	100	0.254			81			12.38			0.39
12	110	0.279			82			12.53			0.4
13	120	0.305			82			12.53			0.4
14	130	0.33			82			12.53			0.4
15	140	0.356									
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Gambar B. 1 Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan pada Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

2. Batas Kecairan (LI) = 0.522

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.6	0.89	39	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	12	20	30	2.09	3.28	4.77	0.07	0.1	0.15
3	20	0.051	14	25	37	2.39	4.03	5.82	0.08	0.13	0.18
4	30	0.076	15	30	40	2.54	4.77	6.27	0.08	0.15	0.2
5	40	0.102	18	33	42	2.98	5.22	6.56	0.09	0.16	0.21
6	50	0.127	20	35	44	3.28	5.52	6.86	0.1	0.17	0.22
7	60	0.152	21	37	46	3.43	5.82	7.16	0.11	0.18	0.23
8	70	0.178	21	39	48	3.43	6.12	7.46	0.11	0.19	0.24
9	80	0.203	21	40	49	3.43	6.27	7.61	0.11	0.2	0.24
10	90	0.229		41	50.5		6.41	7.83		0.2	0.25
11	100	0.254		42	51		6.56	7.91		0.21	0.25
12	110	0.279		43	52		6.71	8.06		0.21	0.25
13	120	0.305		44	54		6.86	8.35		0.22	0.26
14	130	0.33		44	55		6.86	8.5		0.22	0.27
15	140	0.356		44.5	55		6.94	8.5		0.22	0.27
16	150	0.381		45	55		7.01	8.5		0.22	0.27
17	160	0.406		46			7.16			0.23	
18	170	0.432		47			7.31			0.23	
19	180	0.457		47			7.31			0.23	
20	190	0.483		47			7.31			0.23	

Gambar B. 2 Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan pada Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

3. Batas Kecairan (LI) = 1.205

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.6	0.89	39	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	20	21	21.5	3.28	3.43	3.51	0.1	0.11	0.11
3	20	0.051	23	24	25	3.73	3.88	4.03	0.12	0.12	0.13
4	30	0.076	24	25	26	3.88	4.03	4.18	0.12	0.13	0.13
5	40	0.102	24.5	27	27.5	3.95	4.33	4.4	0.12	0.14	0.14
6	50	0.127	25	29	28	4.03	4.62	4.48	0.13	0.15	0.14
7	60	0.152	26	30	29	4.18	4.77	4.62	0.13	0.15	0.15
8	70	0.178	27	30.5	29	4.33	4.85	4.62	0.14	0.15	0.15
9	80	0.203	28	31	30	4.48	4.92	4.77	0.14	0.16	0.15
10	90	0.229	28	32	30	4.48	5.07	4.77	0.14	0.16	0.15
11	100	0.254	28	32	30	4.48	5.07	4.77	0.14	0.16	0.15
12	110	0.279		32			5.07			0.16	
13	120	0.305									
14	130	0.33									
15	140	0.356									
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Gambar B. 3 Hasil pengujian *Direct Shear* sebelum pembebanan pada Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

B. 2 Perhitungan beban yang akan dipakai.

Beban yang akan digunakan dalam percobaan dihitung berdasarkan perhitungan dan asumsi berikut :

Perumusan Daya Dukung untuk Pondasi Lingkaran:

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$$

Harga-harga N_c , N_γ , N_q dapat dilihat dari Tabel 2.3 (Wahyudi, 1999)

Dimana :

Q_{ult} = Daya Dukung Ultimate

C = Kohesi Tanah

Q = $D_f.\gamma$ = Tekanan overburden pada dasar pondasi

γ = Berat Volume Tanahe tanah, dimana penggunaan dalam persamaan diatas harus memperhitungkan kedudukan muka air tanah.

D_f = Kedalaman Pondasi

B = Lebar atau diameter pondasi

N_c, N_q, N_γ = Koefisien tanpa satuan

perhitungan akan diambil dengan variasi Kadar Air Tanah Uji (w_c) = 15 %, 25 % dan 35 % dan diameter 5 cm, 7 cm dan 10 cm.

- $LL = 32 \%$, $w_c = 15 \%$, $LI = - 0.159$

$$\begin{aligned} C &= 0,117 \text{ kg / cm}^2 \\ &= 1,17 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 47,36^\circ$$

$$\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$$

$$N_c = 134,00$$

$$N_q = 135,00$$

$$N_\gamma = 254,00$$

Diameter 5 cm

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3 \times 1,117 \times 134 + 0,3 \times 1,44 \times 0,05 \times 154 \\ &= 197,9 \text{ t/m}^2 \\ &= 19,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Diameter 7 cm

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3 \times 1,117 \times 134 + 0,3 \times 1,44 \times 0,07 \times 154 \\ &= 199,23 \text{ t/m}^2 \\ &= 19,92 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Diameter 10 cm

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3 \times 1,117 \times 134 + 0,3 \times 1,44 \times 0,1 \times 154 \\ &= 201,23 \text{ t/m}^2 \\ &= 20,12 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- $LL = 32 \%, w_c = 25 \%, LI = 0.522$

$$\begin{aligned} C &= 0,089 \text{ kg / cm}^2 \\ &= 0,89 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 37,49^\circ$$

$$\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$$

$$N_c = 70,29$$

$$N_q = 60,17$$

$$N_\gamma = 93,73$$

Diameter 5 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\
 &= 1,3 \times 0,89 \times 70,29 + 0,3 \times 1,44 \times 0,05 \times 93,73 \\
 &= 83,35 \text{ t/m}^2 \\
 &= 8,33 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter 7 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\
 &= 1,3 \times 0,89 \times 70,29 + 0,3 \times 1,44 \times 0,07 \times 93,73 \\
 &= 84,15 \text{ t/m}^2 \\
 &= 8,41 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter 10 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\
 &= 1,3 \times 0,89 \times 70,29 + 0,3 \times 1,44 \times 0,05 \times 93,73 \\
 &= 85,37 \text{ t/m}^2 \\
 &= 8,53 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- LL 32 %, $w_c = 35\%$, $LI = 1,205$

$$\begin{aligned}
 C &= 0,146 \text{ kg / cm}^2 \\
 &= 1,46 \text{ t / m}^2
 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 1,83^\circ$$

$$\gamma = 1,44 \text{ t / m}^3$$

$$N_c = 2,38$$

$$N_q = 0,59$$

$$N_\gamma = 0,04$$

Diameter 5 cm

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \\
 &= 1,3 \times 1,46 \times 2,38 + 0,3 \times 1,44 \times 0,05 \times 0,04
 \end{aligned}$$

$$= 4,51 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,451 \text{ kg/cm}^2$$

Diameter 7 cm

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$$

$$= 1,3 \times 1,46 \times 2,38 + 0,3 \times 1,44 \times 0,07 \times 0,04$$

$$= 4,51 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,451 \text{ kg/cm}^2$$

Diameter 10 cm

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$$

$$= 1,3 \times 1,46 \times 2,38 + 0,3 \times 1,44 \times 0,10 \times 0,04$$

$$= 4,51 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,451 \text{ kg/cm}^2$$

Dari perhitungan Q_{ult} nilai rata-rata adalah $Q_{ult} = 9,58 \text{ kg/cm}^2$. Dengan demikian dipakai beban yang lebih kecil dari $\sigma_{all} = Q_{ult}/F_s = 9,58/3 = 3,19 \text{ kg/cm}^2$

Dengan menggunakan diameter Buis Beton yang terkecil 5 cm, maka didapatkan beban maksimum untuk uji Laboratorium (P_{maks}) :

$$\text{untuk } \sigma_{all} = 3,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{maks} = \sigma_{all} \cdot A = 3,19 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (5^2 - 4^2) = 40,14 \text{ kg}$$

karena keterbatasan beban yang ada maka digunakan beban (P) = 5 kg, 10 kg dan 20 kg.

Keterangan :

$$\sigma_{all} = \text{tegangan ijin (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_{maks} = \text{beban maksimum (kg)}$$

$$A = \text{luas Buis Beton (cm}^2\text{)}$$

B. 3 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

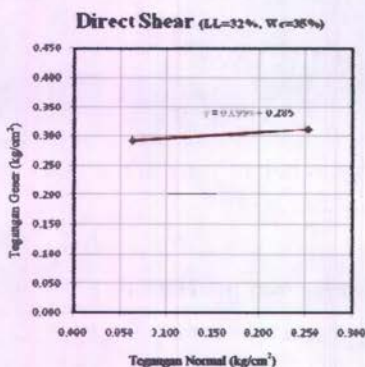
Gambar dibawah ini adalah Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan.

1. 1 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.25
1	0	0									
2	10	0.025	17		21	2.83		3.43	0.09		0.11
3	20	0.051	22		32	3.58		5.07	0.11		0.16
4	30	0.076	26		35	4.18		5.52	0.13		0.17
5	40	0.102	29		43	4.62		6.71	0.15		0.21
6	50	0.127	33		46	5.22		7.16	0.16		0.23
7	60	0.152	35		48	5.52		7.46	0.17		0.24
8	70	0.178	38		51	5.97		7.91	0.19		0.25
9	80	0.203	40		53	6.27		8.20	0.20		0.26
10	90	0.229	42		56	6.56		8.65	0.21		0.27
11	100	0.254	43		57	6.71		8.80	0.21		0.28
12	110	0.279	44		58	6.86		8.95	0.22		0.28
13	120	0.305	45		58	7.01		8.95	0.22		0.28
14	130	0.330	45		60	7.011		9.25	0.22		0.29
15	140	0.356	45		60.5	7.011		9.32	0.22		0.29
16	150	0.381	45		60			9.25			0.29
17	160	0.406			60			9.25			0.29
18	170	0.432			60			9.25			0.29
19	180	0.457						0.30			
20	190	0.483						0.30			

Kesimpulan :

$c = 0.252 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 20.45$



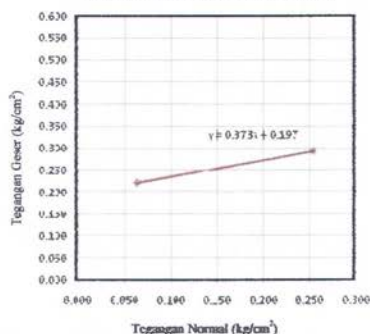
Gambar B. 4 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

2. 2 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	17		21	2.83		3.43	0.09		0.11
3	20	0.051	22		32	3.58		5.07	0.11		0.16
4	30	0.076	26		35	4.18		5.52	0.13		0.17
5	40	0.102	29		43	4.62		6.71	0.15		0.21
6	50	0.127	33		46	5.22		7.16	0.16		0.23
7	60	0.152	35		48	5.52		7.46	0.17		0.24
8	70	0.178	38		51	5.97		7.91	0.19		0.25
9	80	0.203	40		53	6.27		8.20	0.20		0.26
10	90	0.229	42		56	6.56		8.65	0.21		0.27
11	100	0.254	43		57	6.71		8.80	0.21		0.28
12	110	0.279	44		58	6.86		8.95	0.22		0.28
13	120	0.305	45		58	7.01		8.95	0.22		0.28
14	130	0.330	45		60	7.011		9.25	0.22		0.29
15	140	0.356	45		60.5	7.011		9.32	0.22		0.29
16	150	0.381	45		60			9.25			0.29
17	160	0.406			60			9.25			0.29
18	170	0.432			60			9.25			0.29
19	180	0.457						0.30			
20	190	0.483						0.30			

Kesimpulan : $c = 0.252 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 20.45$

Direct Shear (LL=32%, W=35%)



Gambar B. 5 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

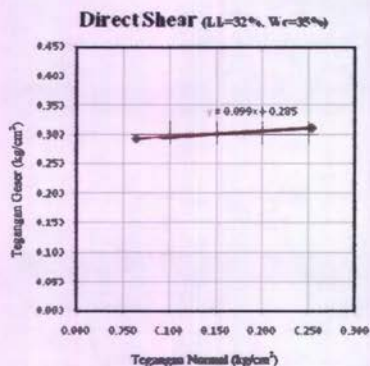
3. 3 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	14		20	2.39		3.28	0.08		0.10
3	20	0.051	19		28	3.13		4.48	0.10		0.14
4	30	0.076	22		32	3.58		5.07	0.11		0.16
5	40	0.102	27		37	4.33		5.82	0.14		0.18
6	50	0.127	32		40	5.07		6.27	0.16		0.20
7	60	0.152	33		44	5.22		6.86	0.16		0.22
8	70	0.178	37		47	5.82		7.31	0.18		0.23
9	80	0.203	41		50	6.41		7.76	0.20		0.25
10	90	0.229	44		53	6.86		8.20	0.22		0.26
11	100	0.254	47		54	7.31		8.35	0.23		0.26
12	110	0.279	51		55	7.91		8.50	0.25		0.27
13	120	0.305	54		57	8.35		8.80	0.26		0.28
14	130	0.330	56		59	8.652		9.10	0.27		0.29
15	140	0.356	58		60	8.95		9.25	0.28		0.29
16	150	0.381	60		61	9.25		9.40	0.29		0.30
17	160	0.406	60		63	9.25		9.70	0.29		0.31
18	170	0.432	60		63	9.25		9.70	0.29		0.31
19	180	0.457			64			9.85			0.31
20	190	0.483			64			9.85			0.31

Kesimpulan :

$$c = 0.285 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 5.65$$



Gambar B. 6 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

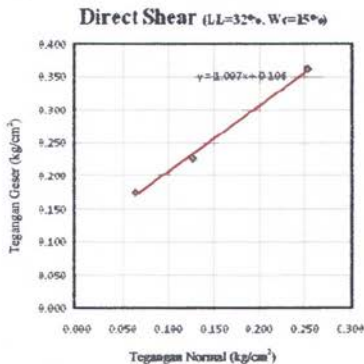
4. 1 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	14	20	32	2.39	3.28	5.07	0.08	0.10	0.16
3	20	0.051	18	26	41	2.98	4.18	6.41	0.09	0.13	0.20
4	30	0.076	20	30	45	3.28	4.77	7.01	0.10	0.15	0.22
5	40	0.102	23	33	49	3.73	5.22	7.61	0.12	0.16	0.24
6	50	0.127	26	36	52	4.18	5.67	8.06	0.13	0.18	0.25
7	60	0.152	28	38	57	4.48	5.97	8.80	0.14	0.19	0.28
8	70	0.178	30	39	60	4.77	6.12	9.25	0.15	0.19	0.29
9	80	0.203	32	41	63	5.07	6.41	9.70	0.16	0.20	0.31
10	90	0.229	33	42	65	5.22	6.56	10.00	0.16	0.21	0.32
11	100	0.254	34	43	71	5.37	6.71	10.89	0.17	0.21	0.34
12	110	0.279	35	44	72	5.52	6.86	11.04	0.17	0.22	0.35
13	120	0.305	35	45	73	5.52	7.01	11.19	0.17	0.22	0.35
14	130	0.330	35	46	75	5.52	7.16	11.49	0.17	0.23	0.36
15	140	0.356	35	46	75	5.52	7.161	11.49	0.17	0.226	0.36
16	150	0.381		46	76		7.161	11.64		0.226	0.37
17	160	0.406			75			11.49			0.36
18	170	0.432			73			11.19			0.35
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

$c = 0.106 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 45.19$



Gambar B. 7 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

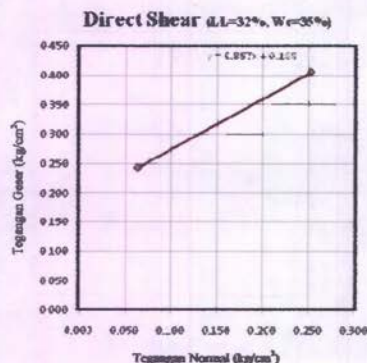
5. 2 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	8		45	1.49		7.01	0.05		0.22
3	20	0.051	10		57	1.79		8.80	0.06		0.28
4	30	0.076	17		62	2.83		9.55	0.09		0.30
5	40	0.102	22		68	3.58		10.44	0.11		0.33
6	50	0.127	27		71	4.33		10.89	0.14		0.34
7	60	0.152	30		74	4.77		11.34	0.15		0.36
8	70	0.178	32		76	5.07		11.64	0.16		0.37
9	80	0.203	35		79	5.52		12.08	0.17		0.38
10	90	0.229	36.5		8	5.74		1.49	0.18		0.05
11	100	0.254	37		81.5	5.82		12.46	0.18		0.39
12	110	0.279	38		82	5.97		12.53	0.19		0.40
13	120	0.305	40		83	6.27		12.68	0.20		0.40
14	130	0.330	42		84	6.564		12.83	0.21		0.41
15	140	0.356	43		84.5	6.71		12.90	0.21		0.41
16	150	0.381	45		84	7.01		12.83	0.22		0.41
17	160	0.406	46		83	7.16		12.68	0.23		0.40
18	170	0.432	48		81	7.46		12.38	0.24		0.39
19	180	0.457	49			7.61			0.24		
20	190	0.483	49.5			7.68			0.24		

Kesimpulan :

$$c = 0.188 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 40.59$$

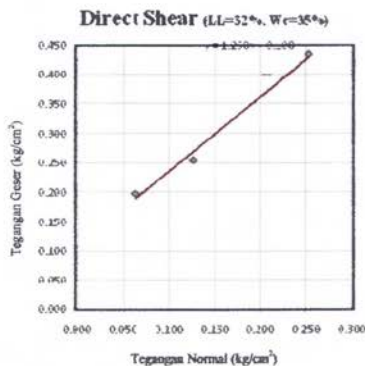


Gambar B. 8 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

6. 3 Buis Beton, Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	16	21	28	2.69	3.43	4.48	0.08	0.11	0.14
3	20	0.051	20	27	35	3.28	4.33	5.52	0.10	0.14	0.17
4	30	0.076	25	32	43	4.03	5.07	6.71	0.13	0.16	0.21
5	40	0.102	27	36	50	4.33	5.67	7.76	0.14	0.18	0.25
6	50	0.127	30	39	57	4.77	6.12	8.80	0.15	0.19	0.28
7	60	0.152	33	41	65	5.22	6.41	10.00	0.16	0.20	0.32
8	70	0.178	36	43	70	5.67	6.71	10.74	0.18	0.21	0.34
9	80	0.203	40	45	73	6.27	7.01	11.19	0.20	0.22	0.35
10	90	0.229	40	46	76	6.27	7.16	11.64	0.20	0.23	0.37
11	100	0.254	40	47	79	6.27	7.31	12.08	0.20	0.23	0.38
12	110	0.279		48	81		7.46	12.38		0.24	0.39
13	120	0.305		49	82		7.61	12.53		0.24	0.40
14	130	0.330		50	84		7.76	12.83		0.25	0.41
15	140	0.356		51	85		7.91	12.98		0.25	0.41
16	150	0.381		52	87		8.06	13.28		0.25	0.42
17	160	0.406		52	88		8.06	13.43		0.25	0.42
18	170	0.432		52	89		8.06	13.58		0.25	0.43
19	180	0.457			89			13.58			0.43
20	190	0.483			90			13.72			0.43

Kesimpulan : $c = 0.108 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 51.73$



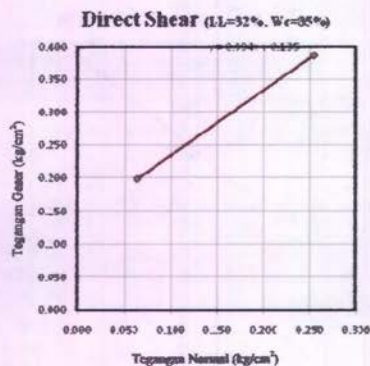
Gambar B. 9 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

7. 1 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	14		39	2.39		6.12	0.08		0.19
3	20	0.051	20		50	3.28		7.76	0.10		0.25
4	30	0.076	24		59	3.88		9.10	0.12		0.29
5	40	0.102	28		65	4.48		10.00	0.14		0.32
6	50	0.127	31		70	4.92		10.74	0.16		0.34
7	60	0.152	34		74	5.37		11.34	0.17		0.36
8	70	0.178	35		76	5.52		11.64	0.17		0.37
9	80	0.203	36.5		77	5.74		11.79	0.18		0.37
10	90	0.229	38		78	5.97		11.93	0.19		0.38
11	100	0.254	39		80	6.12		12.23	0.19		0.39
12	110	0.279	40		80.5	6.27		12.31	0.20		0.39
13	120	0.305	40		80.5	6.27		12.31	0.20		0.39
14	130	0.330	40		80	6.266		12.23	0.20		0.39
15	140	0.356									
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

c = 0.135 kg/cm²
φ = 44.82



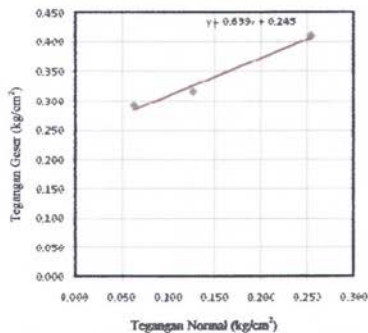
Gambar B. 10 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

8. 2 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	24	25	23	3.88	4.03	3.73	0.12	0.13	0.12
3	20	0.051	38	30	28	5.97	4.77	4.48	0.19	0.15	0.14
4	30	0.076	44	35	37	6.86	5.52	5.82	0.22	0.17	0.18
5	40	0.102	47	39	44	7.31	6.12	6.86	0.23	0.19	0.22
6	50	0.127	51	40	52	7.91	6.27	8.06	0.25	0.20	0.25
7	60	0.152	52	45	63	8.06	7.01	9.70	0.25	0.22	0.31
8	70	0.178	54	49	70	8.35	7.61	10.74	0.26	0.24	0.34
9	80	0.203	55	53	75	8.50	8.20	11.49	0.27	0.26	0.36
10	90	0.229	57	55	80	8.80	8.50	12.23	0.28	0.27	0.39
11	100	0.254	58	57	82	8.95	8.80	12.53	0.28	0.28	0.40
12	110	0.279	58.5	59	84	9.03	9.10	12.83	0.29	0.29	0.41
13	120	0.305	60	62	85	9.25	9.55	12.98	0.29	0.30	0.41
14	130	0.330	60	63	83	9.249	9.70	12.68	0.29	0.31	0.40
15	140	0.356	60	64	82	9.249	9.85	12.53	0.29	0.31	0.40
16	150	0.381		65			10.00			0.32	
17	160	0.406		65			10.00			0.32	
18	170	0.432		64			9.85			0.31	
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan : $c = 0.245 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 32.57$

Direct Shear (LL=32%, Wc=35%)



Gambar B. 11 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

9. 3 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	15		26	2.54		4.18	0.08		0.13
3	20	0.051	21		37	3.43		5.82	0.11		0.18
4	30	0.076	26		43	4.18		6.71	0.13		0.21
5	40	0.102	30		50	4.77		7.76	0.15		0.25
6	50	0.127	34		58	5.37		8.95	0.17		0.28
7	60	0.152	36		63	5.67		9.70	0.18		0.31
8	70	0.178	39		67	6.12		10.29	0.19		0.33
9	80	0.203	41		70	6.41		10.74	0.20		0.34
10	90	0.229	41.5		73	6.49		11.19	0.21		0.35
11	100	0.254	42		75	6.56		11.49	0.21		0.36
12	110	0.279	43		76	6.71		11.64	0.21		0.37
13	120	0.305	44		76	6.86		11.64	0.22		0.37
14	130	0.330	44		79	6.862		12.08	0.22		0.38
15	140	0.356	43		71	6.71		10.89	0.21		0.34
16	150	0.381	41			6.41			0.20		
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

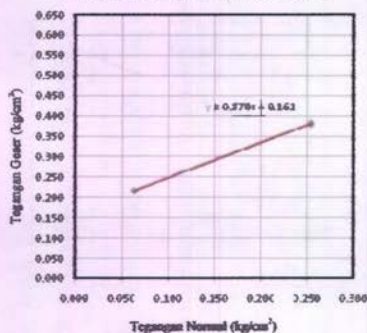
c =

0.161 kg/cm²

φ =

41.03

Direct Shear (LL=32%, Wc=35%)

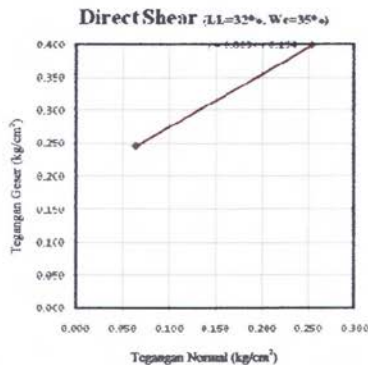


Gambar B. 12 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

10.1 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	20		30	3.28		4.77	0.10		0.15
3	20	0.051	28		41	4.48		6.41	0.14		0.20
4	30	0.076	32		50	5.07		7.76	0.16		0.25
5	40	0.102	34.5		57	5.45		8.80	0.17		0.28
6	50	0.127	39		64	6.12		9.85	0.19		0.31
7	60	0.152	43		68.5	6.71		10.52	0.21		0.33
8	70	0.178	46		72	7.16		11.04	0.23		0.35
9	80	0.203	49		76	7.61		11.64	0.24		0.37
10	90	0.229	51		78	7.91		11.93	0.25		0.38
11	100	0.254	52		80	8.06		12.23	0.25		0.39
12	110	0.279	53		81	8.20		12.38	0.26		0.39
13	120	0.305	53.5		82	8.28		12.53	0.26		0.40
14	130	0.330	52		83	8.056		12.68	0.25		0.40
15	140	0.356	50		83	7.76		12.68	0.25		0.40
16	150	0.381			82.5			12.61			0.40
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan : $c = 0.194 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 38.93$



Gambar B. 13 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

11.2 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

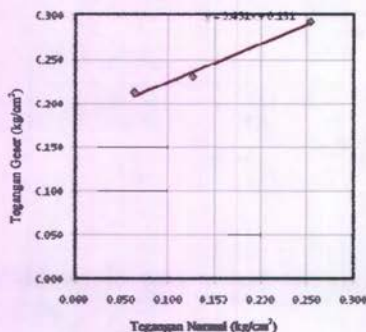
No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	19	30	33	3.13	4.77	5.22	0.10	0.15	0.16
3	20	0.051	21	35	40	3.43	5.52	6.27	0.11	0.17	0.20
4	30	0.076	27	38	43	4.33	5.97	6.71	0.14	0.19	0.21
5	40	0.102	31	40	45	4.92	6.27	7.01	0.16	0.20	0.22
6	50	0.127	34	41	47	5.37	6.41	7.31	0.17	0.20	0.23
7	60	0.152	35	42	49.5	5.52	6.56	7.68	0.17	0.21	0.24
8	70	0.178	36	43	51	5.67	6.71	7.91	0.18	0.21	0.25
9	80	0.203	37	44	52	5.82	6.86	8.06	0.18	0.22	0.25
10	90	0.229	39	45	53	6.12	7.01	8.20	0.19	0.22	0.26
11	100	0.254	40	46	55	6.27	7.16	8.50	0.20	0.23	0.27
12	110	0.279	40.5	47	56.5	6.34	7.31	8.73	0.20	0.23	0.28
13	120	0.305	41	47	58	6.41	7.31	8.95	0.20	0.23	0.28
14	130	0.330	41.5	47	58.5	6.489	7.31	9.03	0.21	0.23	0.29
15	140	0.356	42	47	59	6.56	7.31	9.10	0.21	0.23	0.29
16	150	0.381	42.5		59.5	6.64		9.17	0.21		0.29
17	160	0.406	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
18	170	0.432	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
19	180	0.457	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
20	190	0.483	43			6.71			0.21		

Kesimpulan :

c = 0.181 kg/cm²

φ = 23.31

Direct Shear (LL=32%, Wc=35%)

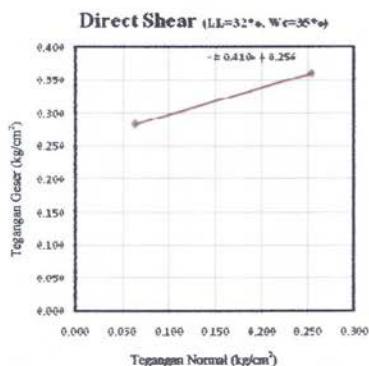


Gambar B. 14 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

12.3 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 3,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	19		32	3.13		5.07	0.10		0.16
3	20	0.051	30		42	4.77		6.56	0.15		0.21
4	30	0.076	38		50	5.97		7.76	0.19		0.25
5	40	0.102	44		56	6.86		8.65	0.22		0.27
6	50	0.127	54		60	8.35		9.25	0.26		0.29
7	60	0.152	57		63	8.80		9.70	0.28		0.31
8	70	0.178	58		67	8.95		10.29	0.28		0.33
9	80	0.203	60		70	9.25		10.74	0.29		0.34
10	90	0.229	62		73	9.55		11.19	0.30		0.35
11	100	0.254	62		74	9.55		11.34	0.30		0.36
12	110	0.279	61		74.5	9.40		11.41	0.30		0.36
13	120	0.305	58		75	8.95		11.49	0.28		0.36
14	130	0.330			74.5			11.41			0.36
15	140	0.356			73			11.19			0.35
16	150	0.381			72			11.04			0.35
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan : $c = 0.256 \text{ kg/cm}^2$
 $\varphi = 22.29$



Gambar B. 15 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

13.1 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	17		39	2.83		6.12	0.09		0.19
3	20	0.051	20		57	3.28		8.80	0.10		0.28
4	30	0.076	26		70	4.18		10.74	0.13		0.34
5	40	0.102	29		78	4.62		11.93	0.15		0.38
6	50	0.127	34		85	5.37		12.98	0.17		0.41
7	60	0.152	41		89	6.41		13.58	0.20		0.43
8	70	0.178	46		93	7.16		14.17	0.23		0.45
9	80	0.203	50		97	7.76		14.77	0.25		0.47
10	90	0.229	52		101	8.06		15.37	0.25		0.49
11	100	0.254	56		105	8.65		15.96	0.27		0.50
12	110	0.279	59		106	9.10		16.11	0.29		0.51
13	120	0.305	60		106	9.25		16.11	0.29		0.51
14	130	0.330	61		104	9.398		15.81	0.30		0.50
15	140	0.356	62		100			15.22			0.48
16	150	0.381	62								
17	160	0.406	63								
18	170	0.432	62								
19	180	0.457	61								
20	190	0.483									

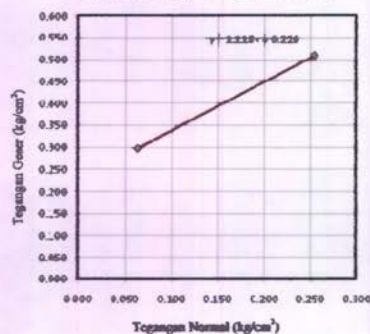
Kesimpulan :

c =

0.128 kg/cm²

φ =

48.18

Direct Shear (LL=32%, W_r=35%)

Gambar B. 16 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

14.2 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

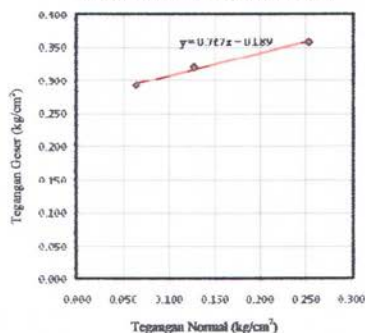
No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	30	32	25	4.77	5.07	4.03	0.15	0.16	0.13
3	20	0.051	36	35	30	5.67	5.52	4.77	0.18	0.17	0.15
4	30	0.076	42	41	35	6.56	6.41	5.52	0.21	0.20	0.17
5	40	0.102	48	46	38	7.46	7.16	5.97	0.24	0.23	0.19
6	50	0.127	52	52	43	8.06	8.06	6.71	0.25	0.25	0.21
7	60	0.152	56	55	48	8.65	8.50	7.46	0.27	0.27	0.24
8	70	0.178	57	58	51	8.80	8.95	7.91	0.28	0.28	0.25
9	80	0.203	60	60	54	9.25	9.25	8.35	0.29	0.29	0.26
10	90	0.229	60	62	57	9.25	9.55	8.80	0.29	0.30	0.28
11	100	0.254	60	64	60	9.25	9.85	9.25	0.29	0.31	0.29
12	110	0.279		65	62		10.00	9.55		0.32	0.30
13	120	0.305		66	64		10.14	9.85		0.32	0.31
14	130	0.330		66	66		10.14	10.14		0.32	0.32
15	140	0.356		66	69		10.14	10.59		0.32	0.33
16	150	0.381			70			10.74			0.34
17	160	0.406			72			11.04			0.35
18	170	0.432			73			11.19			0.35
19	180	0.457			74			11.34			0.36
20	190	0.483			74			11.34			0.36

Kesimpulan :

$c = 0.089 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 37.48$

Direct Shear (LL=32%, W_c=25%)



Gambar B. 17 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

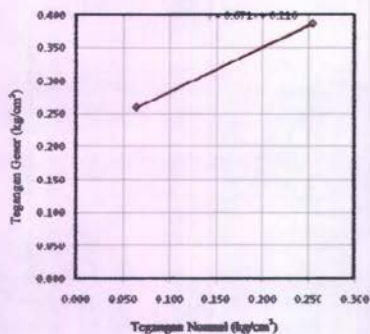
15.3 Buis Beton, Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	21		35	3.43		5.52	0.11		0.17
3	20	0.051	28		44	4.48		6.86	0.14		0.22
4	30	0.076	32		53	5.07		8.20	0.16		0.26
5	40	0.102	35		60	5.52		9.25	0.17		0.29
6	50	0.127	39		64	6.12		9.85	0.19		0.31
7	60	0.152	40		66	6.27		10.14	0.20		0.32
8	70	0.178	43		67	6.71		10.29	0.21		0.33
9	80	0.203	44		71	6.86		10.89	0.22		0.34
10	90	0.229	47		72	7.31		11.04	0.23		0.35
11	100	0.254	50		73	7.76		11.19	0.25		0.35
12	110	0.279	50		73	7.76		11.19	0.25		0.35
13	120	0.305	51		74	7.91		11.34	0.25		0.36
14	130	0.330	54		75	8.354		11.49	0.26		0.36
15	140	0.356	55		76	8.503		11.64	0.27		0.37
16	150	0.381	54		77	8.354		11.79	0.26		0.37
17	160	0.406	54		78	8.354		11.93	0.26		0.38
18	170	0.432	54		78.5	8.354		12.01	0.26		0.38
19	180	0.457	53		79	8.205		12.08	0.26		0.38
20	190	0.483			80			12.23			0.39

Kesimpulan :

c = 0.216 kg/cm²
φ = 33.86

Direct Shear (LL=32%, Wc=36%)



Gambar B. 18 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

16.1 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

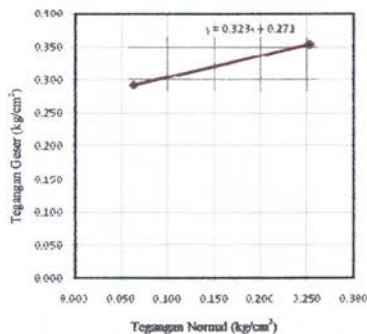
No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	31		39	4.92		6.12	0.16		0.19
3	20	0.051	40		48	6.27		7.46	0.20		0.24
4	30	0.076	43		5	6.71		1.04	0.21		0.03
5	40	0.102	45		62	7.01		9.55	0.22		0.30
6	50	0.127	47		67	7.31		10.29	0.23		0.33
7	60	0.152	49.5		70	7.68		10.74	0.24		0.34
8	70	0.178	51		73	7.91		11.19	0.25		0.35
9	80	0.203	52		73	8.06		11.19	0.25		0.35
10	90	0.229	53		71	8.20		10.89	0.26		0.34
11	100	0.254	55		66	8.50		10.14	0.27		0.32
12	110	0.279	56.5			8.73			0.28		
13	120	0.305	58			8.95			0.28		
14	130	0.330	58.5			9.025			0.29		
15	140	0.356	59			9.10			0.29		
16	150	0.381	59.5			9.17			0.29		
17	160	0.406	60			9.25			0.29		
18	170	0.432	60			9.25			0.29		
19	180	0.457	60			9.25			0.29		
20	190	0.483									

Kesimpulan :

$$c = 0.271 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi = 17.9$$

Direct Shear (LL=32%, W_c=35%)



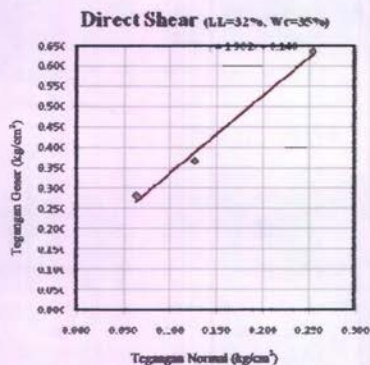
Gambar B. 19 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

17.2 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	27	16	46	4.33	2.69	7.16	0.14	0.08	0.23
3	20	0.051	38	26	63	5.97	4.18	9.70	0.19	0.13	0.31
4	30	0.076	45	41	35	7.01	6.41	5.52	0.22	0.20	0.17
5	40	0.102	49	51	79	7.61	7.91	12.08	0.24	0.25	0.38
6	50	0.127	55	57	91	8.50	8.80	13.87	0.27	0.28	0.44
7	60	0.152	58	62	105	8.95	9.55	15.96	0.28	0.30	0.50
8	70	0.178	59	66	116	9.10	10.14	17.60	0.29	0.32	0.56
9	80	0.203	60	70	124	9.25	10.74	18.80	0.29	0.34	0.59
10	90	0.229	60	72	130	9.25	11.04	19.69	0.29	0.35	0.62
11	100	0.254	58	73	133	8.95	11.19	20.14	0.28	0.35	0.64
12	110	0.279	56	76	135	8.65	11.64	20.44	0.27	0.37	0.65
13	120	0.305		73	134		11.19	20.29		0.35	0.64
14	130	0.330		71	133		10.89	20.14		0.34	0.64
15	140	0.356			130			19.69			0.62
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

$c = 0.148 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 62.26$

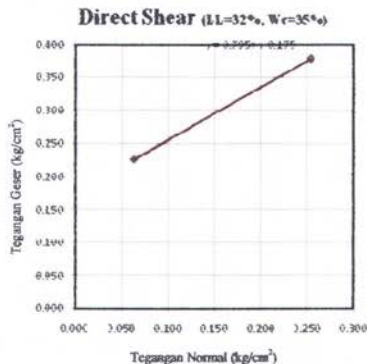


Gambar B. 20 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

18.3 Buis Beton, Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 4,
Indeks Kecairan (LI) = - 0.159.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	12		22	2.09		3.58	0.07		0.11
3	20	0.051	20		29	3.28		4.62	0.10		0.15
4	30	0.076	26		37	4.18		5.82	0.13		0.18
5	40	0.102	30		41	4.77		6.41	0.15		0.20
6	50	0.127	36		47	5.67		7.31	0.18		0.23
7	60	0.152	40		54	6.27		8.35	0.20		0.26
8	70	0.178	43		57	6.71		8.80	0.21		0.28
9	80	0.203	45		59	7.01		9.10	0.22		0.29
10	90	0.229	46		63	7.16		9.70	0.23		0.31
11	100	0.254	46		65	7.16		10.00	0.23		0.32
12	110	0.279	45		68	7.01		10.44	0.22		0.33
13	120	0.305	43		70	6.71		10.74	0.21		0.34
14	130	0.330			72			11.04			0.35
15	140	0.356			74			11.34			0.36
16	150	0.381			75			11.49			0.36
17	160	0.406			76			11.64			0.37
18	170	0.432			77			11.79			0.37
19	180	0.457			78			11.93			0.38
20	190	0.483			78			11.93			0.38

Kesimpulan : $c = 0.175 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 38.48$



Gambar B. 21 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

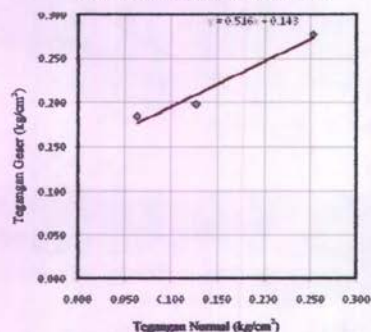
19. Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	22	20	31	3.58	3.28	4.92	0.11	0.10	0.16
3	20	0.051	28	25	37	4.48	4.03	5.82	0.14	0.13	0.18
4	30	0.076	29	30	41	4.62	4.77	6.41	0.15	0.15	0.20
5	40	0.102	31	32	43.5	4.92	5.07	6.79	0.16	0.16	0.21
6	50	0.127	32	33	45	5.07	5.22	7.01	0.16	0.16	0.22
7	60	0.152	33	34	45	5.22	5.37	7.01	0.16	0.17	0.22
8	70	0.178	34	35	46	5.37	5.52	7.16	0.17	0.17	0.23
9	80	0.203	34.5	35.5	47.5	5.45	5.59	7.38	0.17	0.18	0.23
10	90	0.229	35.5	37	51.5	5.59	5.82	7.98	0.18	0.18	0.25
11	100	0.254	36	38	52	5.67	5.97	8.06	0.18	0.19	0.25
12	110	0.279	37	38	53	5.82	5.97	8.20	0.18	0.19	0.26
13	120	0.305	37	38.5	53	5.82	6.04	8.20	0.18	0.19	0.26
14	130	0.330	37	39	53.5	5.818	6.12	8.28	0.18	0.19	0.26
15	140	0.356		39	53.5		6.12	8.28		0.19	0.26
16	150	0.381		40	54.5		6.27	8.43		0.20	0.27
17	160	0.406		40	55		6.27	8.50		0.20	0.27
18	170	0.432		40	56.5		6.27	8.73		0.20	0.28
19	180	0.457		39	57		6.12	8.80		0.19	0.28
20	190	0.483			57			8.80			0.28

Kesimpulan :

$c = 0.143 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 27.29$

Direct Shear (LI=32%, W_c=36%)



Gambar B. 22 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

20. Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

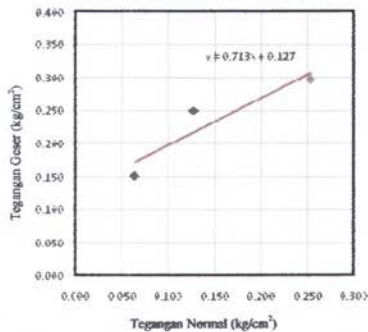
No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	16	29	35	2.69	4.62	5.52	0.08	0.15	0.17
3	20	0.051	20	36	42	3.28	5.67	6.56	0.10	0.18	0.21
4	30	0.076	22	40	47	3.58	6.27	7.31	0.11	0.20	0.23
5	40	0.102	24	42.5	51	3.88	6.64	7.91	0.12	0.21	0.25
6	50	0.127	25	44.5	54	4.03	6.94	8.35	0.13	0.22	0.26
7	60	0.152	26	45.5	55.5	4.18	7.09	8.58	0.13	0.22	0.27
8	70	0.178	27	46	56	4.33	7.16	8.65	0.14	0.23	0.27
9	80	0.203	28.5	47	57	4.55	7.31	8.80	0.14	0.23	0.28
10	90	0.229	30	47	57.5	4.77	7.31	8.88	0.15	0.23	0.28
11	100	0.254	30	48	58	4.77	7.46	8.95	0.15	0.24	0.28
12	110	0.279	30	49	59	4.77	7.61	9.10	0.15	0.24	0.29
13	120	0.305	30	49.3	60	4.77	7.65	9.25	0.15	0.24	0.29
14	130	0.330		49.7	61		7.71	9.40		0.24	0.30
15	140	0.356		49.7	61		7.71	9.40		0.24	0.30
16	150	0.381		50	60.5		7.76	9.32		0.25	0.29
17	160	0.406		51			7.91			0.25	
18	170	0.432		51			7.91			0.25	
19	180	0.457		51			7.91			0.25	
20	190	0.483		51			7.91			0.25	

Kesimpulan :

$c = 0.127 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 35.48$

Direct Shear ($L_L = 32^\circ$, $W_r = 35^\circ$)



Gambar B. 23 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

21. Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	19	30	33	3.13	4.77	5.22	0.10	0.15	0.16
3	20	0.051	21	35	40	3.43	5.52	6.27	0.11	0.17	0.20
4	30	0.076	27	38	43	4.33	5.97	6.71	0.14	0.19	0.21
5	40	0.102	31	40	45	4.92	6.27	7.01	0.16	0.20	0.22
6	50	0.127	34	41	47	5.37	6.41	7.31	0.17	0.20	0.23
7	60	0.152	35	42	49.5	5.52	6.56	7.68	0.17	0.21	0.24
8	70	0.178	36	43	51	5.67	6.71	7.91	0.18	0.21	0.25
9	80	0.203	37	44	52	5.82	6.86	8.06	0.18	0.22	0.25
10	90	0.229	39	45	53	6.12	7.01	8.20	0.19	0.22	0.26
11	100	0.254	40	46	55	6.27	7.16	8.50	0.20	0.23	0.27
12	110	0.279	40.5	47	56.5	6.34	7.31	8.73	0.20	0.23	0.28
13	120	0.305	41	47	58	6.41	7.31	8.95	0.20	0.23	0.28
14	130	0.330	41.5	47	58.5	6.489	7.31	9.03	0.21	0.23	0.29
15	140	0.356	42	47	59	6.56	7.31	9.10	0.21	0.23	0.29
16	150	0.381	42.5		59.5	6.64		9.17	0.21		0.29
17	160	0.406	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
18	170	0.432	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
19	180	0.457	43		60	6.71		9.25	0.21		0.29
20	190	0.483	43			6.71			0.21		

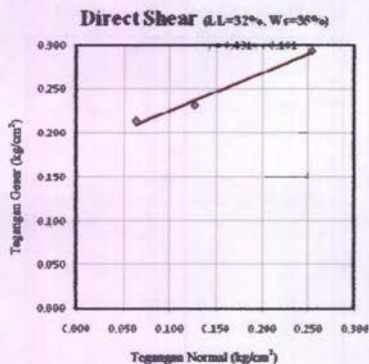
Kesimpulan :

c =

0.181 kg/cm²

φ =

23.31



Gambar B. 24 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

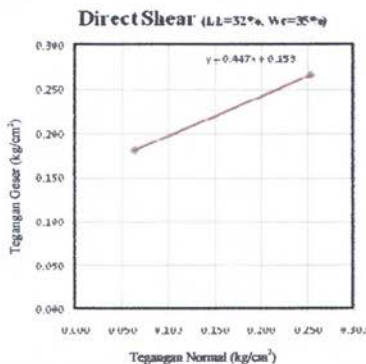
22. Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	21.5		26	3.51		4.18	0.11		0.13
3	20	0.051	25.5		32	4.10		5.07	0.13		0.16
4	30	0.076	27		36	4.33		5.67	0.14		0.18
5	40	0.102	28		38	4.48		5.97	0.14		0.19
6	50	0.127	29		40	4.62		6.27	0.15		0.20
7	60	0.152	30.5		41	4.85		6.41	0.15		0.20
8	70	0.178	31		42	4.92		6.56	0.16		0.21
9	80	0.203	31.5		45	5.00		7.01	0.16		0.22
10	90	0.229	31.5		46.5	5.00		7.24	0.16		0.23
11	100	0.254	32		49	5.07		7.61	0.16		0.24
12	110	0.279	33		50	5.22		7.76	0.16		0.25
13	120	0.305	34		50.5	5.37		7.83	0.17		0.25
14	130	0.330	34.5		51	5.445		7.91	0.17		0.25
15	140	0.356	35.5		52	5.594		8.06	0.18		0.25
16	150	0.381	36		53.5	5.669		8.28	0.18		0.26
17	160	0.406	36.5		53	5.743		8.20	0.18		0.26
18	170	0.432	36.5		53.5	5.743		8.28	0.18		0.26
19	180	0.457	36.5		54	5.743		8.35	0.18		0.26
20	190	0.483			54.5			8.43			0.27

Kesimpulan :

c = 0.153 kg/cm²

φ = 24.08



Gambar B. 25 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

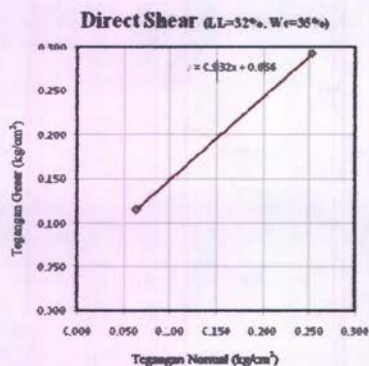
23. Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	12		58.5	2.09		9.03	0.07		0.29
3	20	0.051	14.5		58.5	2.46		9.03	0.08		0.29
4	30	0.076	15.5		59	2.61		9.10	0.08		0.29
5	40	0.102	17		59.5	2.83		9.17	0.09		0.29
6	50	0.127	18		60	2.98		9.25	0.09		0.29
7	60	0.152	18.5		60	3.06		9.25	0.10		0.29
8	70	0.178	19		60	3.13		9.25	0.10		0.29
9	80	0.203	20.5			3.36			0.11		
10	90	0.229	20.5			3.36			0.11		
11	100	0.254	21			3.43			0.11		
12	110	0.279	22			3.58			0.11		
13	120	0.305	22.5			3.65			0.12		
14	130	0.330	22.5			3.655			0.12		
15	140	0.356	22.5			3.655			0.12		
16	150	0.381	22.5			3.655			0.12		
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

$c = 0.056 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 42.98$

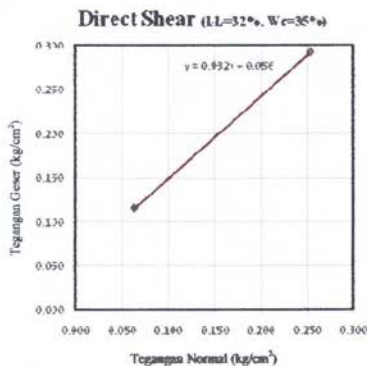


Gambar B. 26 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

24. Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 0.522.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	12		58.5	2.09		9.03	0.07		0.29
3	20	0.051	14.5		58.5	2.46		9.03	0.08		0.29
4	30	0.076	15.5		59	2.61		9.10	0.08		0.29
5	40	0.102	17		59.5	2.83		9.17	0.09		0.29
6	50	0.127	18		60	2.98		9.25	0.09		0.29
7	60	0.152	18.5		60	3.06		9.25	0.10		0.29
8	70	0.178	19		60	3.13		9.25	0.10		0.29
9	80	0.203	20.5			3.36			0.11		
10	90	0.229	20.5			3.36			0.11		
11	100	0.254	21			3.43			0.11		
12	110	0.279	22			3.58			0.11		
13	120	0.305	22.5			3.65			0.12		
14	130	0.330	22.5			3.655			0.12		
15	140	0.356	22.5			3.655			0.12		
16	150	0.381	22.5			3.655			0.12		
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan : $c = 0.056 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 42.98$



Gambar B. 27 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

25. Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	13	10	18	2.24	1.79	2.98	0.07	0.06	0.09
3	20	0.051	19	12	21	3.13	2.09	3.43	0.10	0.07	0.11
4	30	0.076	21	13	22.5	3.43	2.24	3.65	0.11	0.07	0.12
5	40	0.102	21	13	24	3.43	2.24	3.88	0.11	0.07	0.12
6	50	0.127	22	14	25	3.58	2.39	4.03	0.11	0.08	0.13
7	60	0.152	23	15.5	26	3.73	2.61	4.18	0.12	0.08	0.13
8	70	0.178	24	16	26	3.88	2.69	4.18	0.12	0.08	0.13
9	80	0.203	24	16	26	3.88	2.69	4.18	0.12	0.08	0.13
10	90	0.229	25	16	25.5	4.03	2.69	4.10	0.13	0.08	0.13
11	100	0.254	25	16.5	25.5	4.03	2.76	4.10	0.13	0.09	0.13
12	110	0.279	25	17		4.03	2.83		0.13	0.09	
13	120	0.305		17.5		0.30	2.91			0.09	
14	130	0.330		17.5		0.298	2.91			0.09	
15	140	0.356		17.5		0.298	2.91			0.09	
16	150	0.381				0.298					
17	160	0.406				0.298					
18	170	0.432				0.298					
19	180	0.457				0.298					
20	190	0.483									

Kesimpulan :

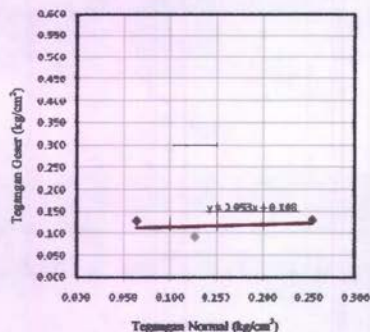
c =

0.108 kg/cm²

φ =

3.03

Direct Shear (IL=32%, Wc=35%)



Gambar B. 28 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

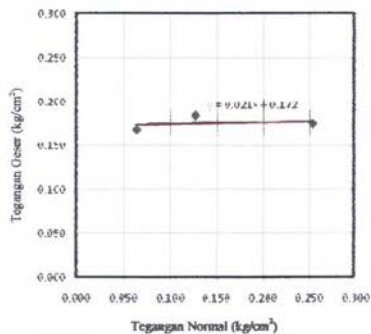
26. Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	26	24	25	4.18	3.88	4.03	0.13	0.12	0.13
3	20	0.051	32	30	33	5.07	4.77	5.22	0.16	0.15	0.16
4	30	0.076	34	32	31.5	5.37	5.07	5.00	0.17	0.16	0.16
5	40	0.102	35	34	33	5.52	5.37	5.22	0.17	0.17	0.16
6	50	0.127	35	35	34	5.52	5.52	5.37	0.17	0.17	0.17
7	60	0.152	34	35	34	5.37	5.52	5.37	0.17	0.17	0.17
8	70	0.178	34	35.5	34	5.37	5.59	5.37	0.17	0.18	0.17
9	80	0.203	35	36	35	5.52	5.67	5.52	0.17	0.18	0.17
10	90	0.229	33.5	37	35	5.30	5.82	5.52	0.17	0.18	0.17
11	100	0.254		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
12	110	0.279		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
13	120	0.305		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
14	130	0.330		37			5.82			0.18	
15	140	0.356									
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

$c = 0.172 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 1.2$

Direct Shear ; $LL=32^\circ$, $Wc=35^\circ$



Gambar B. 29 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

27. Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 3, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

DIAMETER 10 CM, ZONA GEMPA 4, LI = 1.205

A = 31.653 cm³

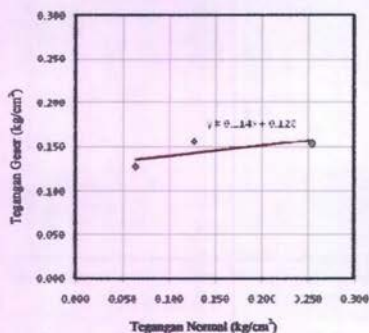
No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	17	19	25	2.83	3.13	4.03	0.09	0.10	0.13
3	20	0.051	21	24	27	3.43	3.88	4.33	0.11	0.12	0.14
4	30	0.076	23	26	28.5	3.73	4.18	4.55	0.12	0.13	0.14
5	40	0.102	23	27	29	3.73	4.33	4.62	0.12	0.14	0.15
6	50	0.127	24	27	30	3.88	4.33	4.77	0.12	0.14	0.15
7	60	0.152	24	27	31	3.88	4.33	4.92	0.12	0.14	0.16
8	70	0.178	24	29	31	3.88	4.62	4.92	0.12	0.15	0.16
9	80	0.203	25	30	31	4.03	4.77	4.92	0.13	0.15	0.16
10	90	0.229	25	30	30.5	4.03	4.77	4.85	0.13	0.15	0.15
11	100	0.254	25	31	30.5	4.03	4.92	4.85		0.16	0.15
12	110	0.279	25	31		4.03	4.92			0.16	
13	120	0.305	25	31		4.03	4.92			0.16	
14	130	0.330		30.5			4.85			0.15	
15	140	0.356		30.5			4.85				
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

c = 0.128 kg/cm²

φ = 6.5

Direct Shear (LL=52%, W_c=36%)

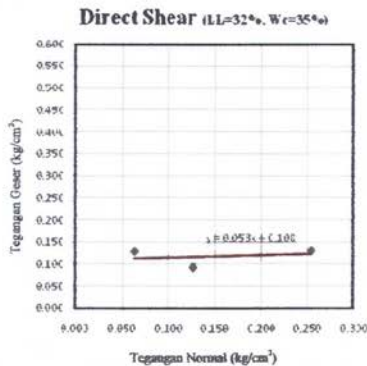


Gambar B. 30 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

28. Diameter (D) = 5 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displae (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
			2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
1	0	0									
2	10	0.025	13	10	18	2.24	1.79	2.98	0.07	0.06	0.09
3	20	0.051	19	12	21	3.13	2.09	3.43	0.10	0.07	0.11
4	30	0.076	21	13	22.5	3.43	2.24	3.65	0.11	0.07	0.12
5	40	0.102	21	13	24	3.43	2.24	3.88	0.11	0.07	0.12
6	50	0.127	22	14	25	3.58	2.39	4.03	0.11	0.08	0.13
7	60	0.152	23	15.5	26	3.73	2.61	4.18	0.12	0.08	0.13
8	70	0.178	24	16	26	3.88	2.69	4.18	0.12	0.08	0.13
9	80	0.203	24	16	26	3.88	2.69	4.18	0.12	0.08	0.13
10	90	0.229	25	16	25.5	4.03	2.69	4.10	0.13	0.08	0.13
11	100	0.254	25	16.5	25.5	4.03	2.76	4.10	0.13	0.09	0.13
12	110	0.279	25	17		4.03	2.83		0.13	0.09	
13	120	0.305		17.5		0.30	2.91			0.09	
14	130	0.330		17.5		0.298	2.91			0.09	
15	140	0.356		17.5		0.298	2.91			0.09	
16	150	0.381				0.298					
17	160	0.406				0.298					
18	170	0.432				0.298					
19	180	0.457				0.298					
20	190	0.483									

Kesimpulan : $c = 0.108 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 3.03$



Gambar B. 31 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

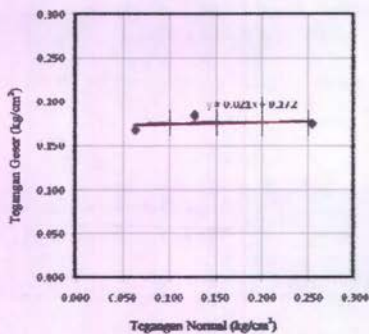
29. Diameter (D) = 7 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displac (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	26	24	25	4.18	3.88	4.03	0.13	0.12	0.13
3	20	0.051	32	30	33	5.07	4.77	5.22	0.16	0.15	0.16
4	30	0.076	34	32	31.5	5.37	5.07	5.00	0.17	0.16	0.16
5	40	0.102	35	34	33	5.52	5.37	5.22	0.17	0.17	0.16
6	50	0.127	35	35	34	5.52	5.52	5.37	0.17	0.17	0.17
7	60	0.152	34	35	34	5.37	5.52	5.37	0.17	0.17	0.17
8	70	0.178	34	35.5	34	5.37	5.59	5.37	0.17	0.18	0.17
9	80	0.203	35	36	35	5.52	5.67	5.52	0.17	0.18	0.17
10	90	0.229	33.5	37	35	5.30	5.82	5.52	0.17	0.18	0.17
11	100	0.254		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
12	110	0.279		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
13	120	0.305		37	35		5.82	5.52		0.18	0.17
14	130	0.330		37			5.82			0.18	
15	140	0.356									
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

c = 0.172 kg/cm²
 φ = 1.2

Direct Shear (dL=32%, Wc=38%)



Gambar B. 32 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

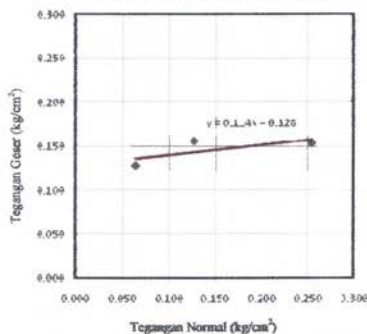
30. Diameter (D) = 10 cm, Zona Gempa 4, Indeks Kecairan (LI) = 1.205.

No	Horiz. Dial Reading	Horiz. Displace (Δh)	Load Ring Dial Reading			Horiz. Shear Force (T)			Shear Stress (τ)		
1	0	0	2	4	8	0.60	0.89	39.00	0.02	0.03	1.23
2	10	0.025	17	19	25	2.83	3.13	4.03	0.09	0.10	0.13
3	20	0.051	21	24	27	3.43	3.88	4.33	0.11	0.12	0.14
4	30	0.076	23	26	28.5	3.73	4.18	4.55	0.12	0.13	0.14
5	40	0.102	23	27	29	3.73	4.33	4.62	0.12	0.14	0.15
6	50	0.127	24	27	30	3.88	4.33	4.77	0.12	0.14	0.15
7	60	0.152	24	27	31	3.88	4.33	4.92	0.12	0.14	0.16
8	70	0.178	24	29	31	3.88	4.62	4.92	0.12	0.15	0.16
9	80	0.203	25	30	31	4.03	4.77	4.92	0.13	0.15	0.16
10	90	0.229	25	30	30.5	4.03	4.77	4.85	0.13	0.15	0.15
11	100	0.254	25	31	30.5	4.03	4.92	4.85		0.16	0.15
12	110	0.279	25	31		4.03	4.92			0.16	
13	120	0.305	25	31		4.03	4.92			0.16	
14	130	0.330		30.5			4.85			0.15	
15	140	0.356		30.5			4.85				
16	150	0.381									
17	160	0.406									
18	170	0.432									
19	180	0.457									
20	190	0.483									

Kesimpulan :

c = 0.128 kg/cm²
 φ = 6.5

Direct Shear (LL=32%, Wc=35%)



Gambar B. 33 Hasil pengujian *Direct Shear* setelah pembebanan

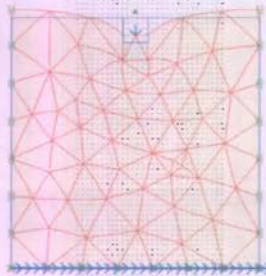
C 1. Hasil penurunan Pondasi Buis Beton dengan Analisa Plaxis v 8.2

Gambar dibawah merupakan gambar dari analisa Plaxis yang menunjukkan penurunan Pondasi Buis Beton terhadap Pembebanan Statis dan Dinamis pada Setiap Tanah Uji.

1. Pembebanan Statis pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

a. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

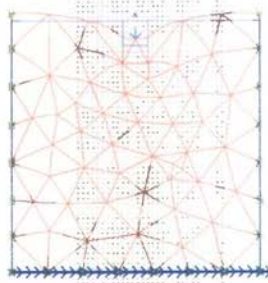
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 1 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C.1 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

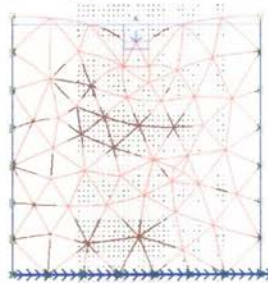
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 2 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 2 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

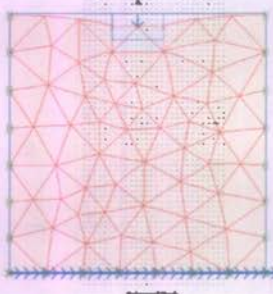


Gambar C. 3 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 3 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

b. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

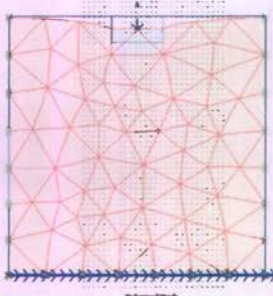
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 4 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 4 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

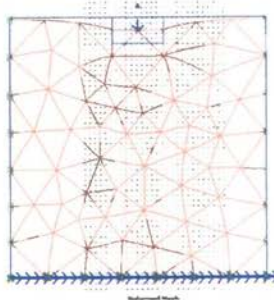
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 5 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 5 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

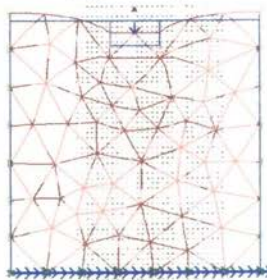


Gambar C. 6 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecaikan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 6 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- c. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

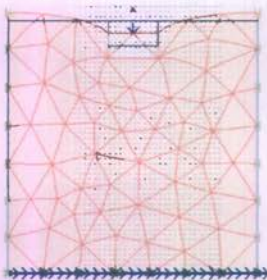
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 7 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecaikan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 7 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

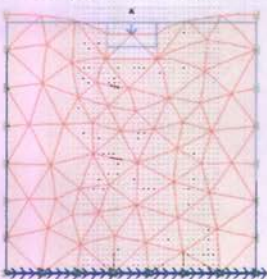
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 8 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 8 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

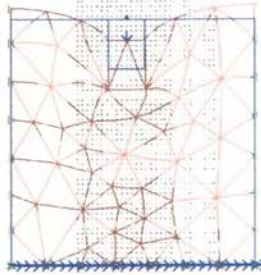


Gambar C. 9 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 9 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

d. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

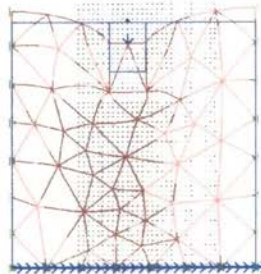
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 10 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 10 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

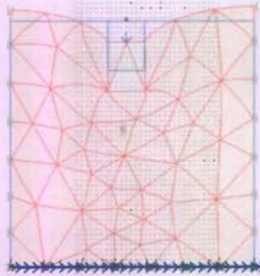
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 11 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 11 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

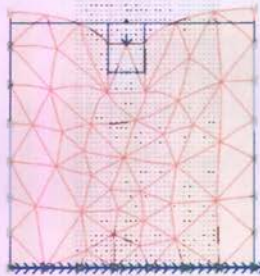


Gambar C. 12 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 12 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- e. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

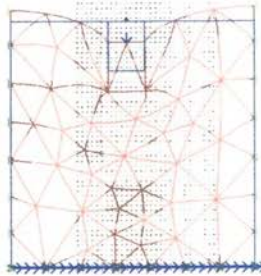
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 13 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 13 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

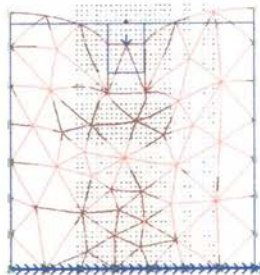
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 14 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 14 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

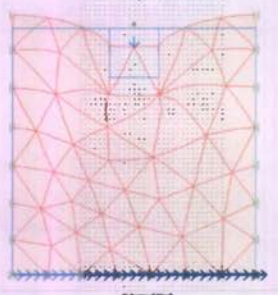


Gambar C. 15 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 15 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

f. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

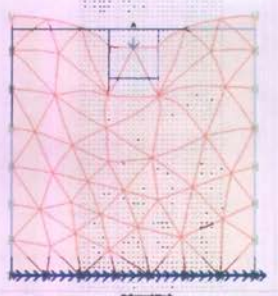
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 16 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 16 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

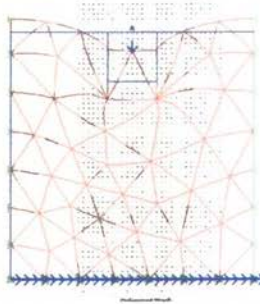
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 17 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 17 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

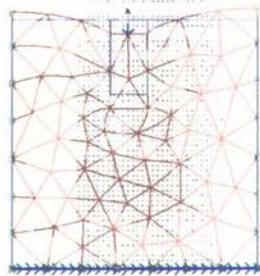


Gambar C. 18 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 18 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- g. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

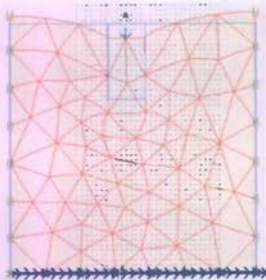
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 19 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 19 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

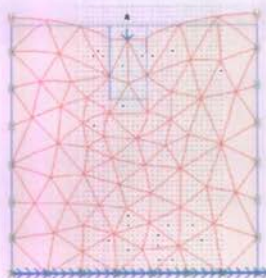
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 20 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 20 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

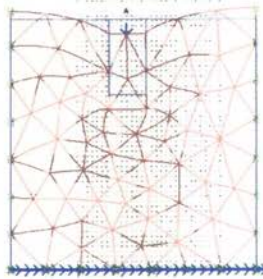


Gambar C. 21 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 21 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

h. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

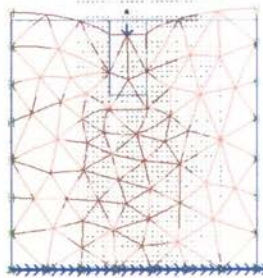
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 22 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 22 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

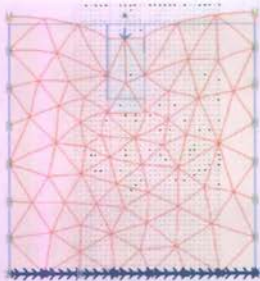
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 23 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 23 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

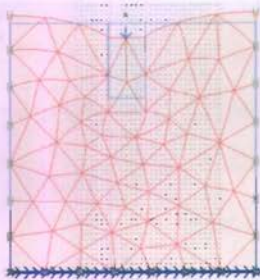


Gambar C. 24 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 24 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

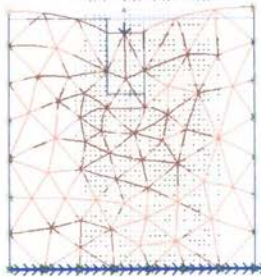
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C25. 1 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 25 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

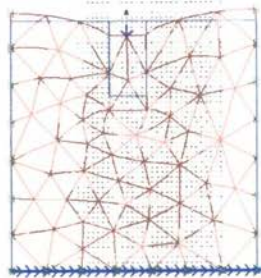
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C26. 1 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 26 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



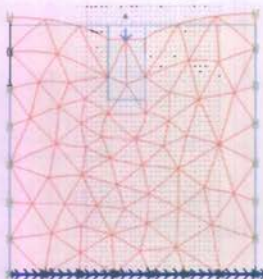
Gambar C. 27 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 27 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

2. Pembebanan Statis pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 0.522

a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

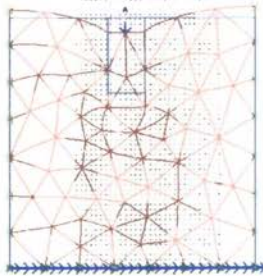
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 28 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 28 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

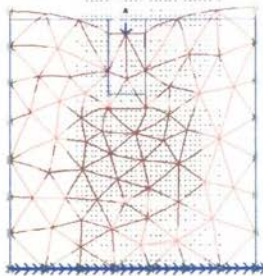
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 29 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 29 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

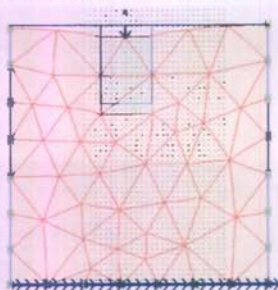


Gambar C. 30 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 30 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

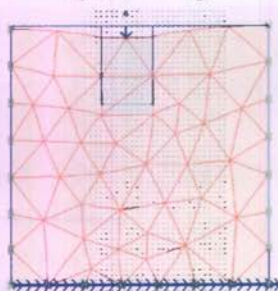
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 31 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 31 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

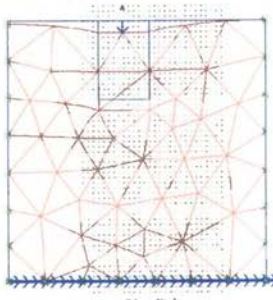
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 32 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 32 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

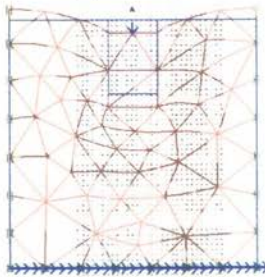


Gambar C. 33 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 33 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

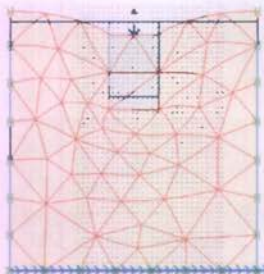
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 34 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 34 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

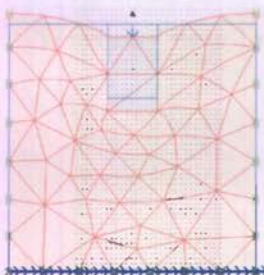
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 35 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 35 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

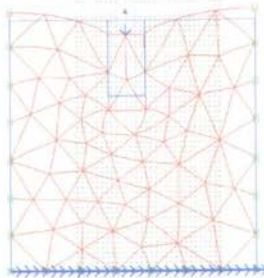


Gambar C. 36 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 36 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

3. Pembebanan Statis pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 1.205

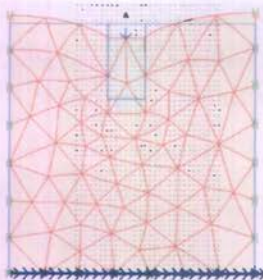
- a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 37 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 37 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

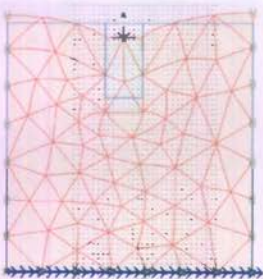
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 38 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 38 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

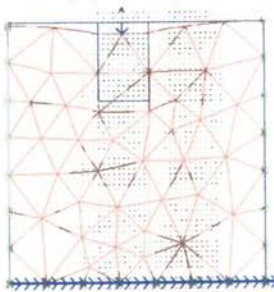


Gambar C. 39 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 39 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

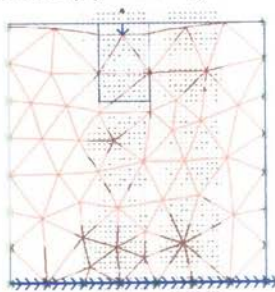
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 40 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 40 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

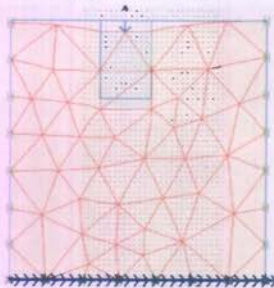
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 41 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 41 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

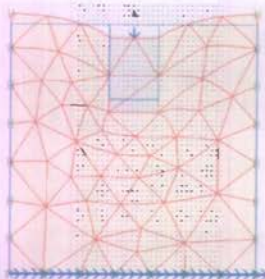


Gambar C. 42 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 42 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

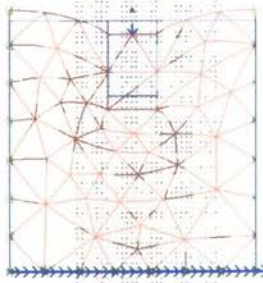
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 43 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 43 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

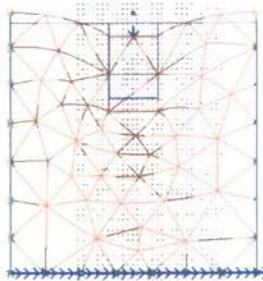
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 44 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 44 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



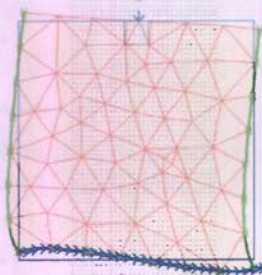
Gambar C. 45 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 45 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton hampir mendekati = 0 (nol).

4. Pembebanan Zona 3 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

a. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

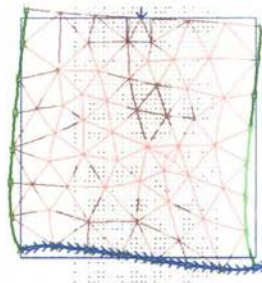
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 46 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 46 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.11 cm.

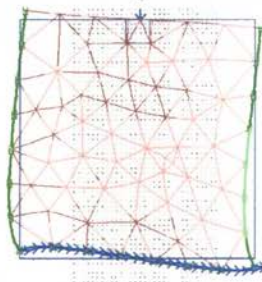
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 47 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 47 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.12 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

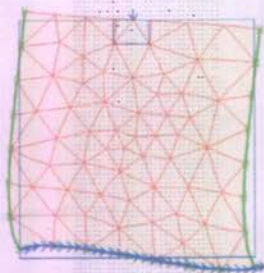


Gambar C. 48 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 48 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.16 cm.

b. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

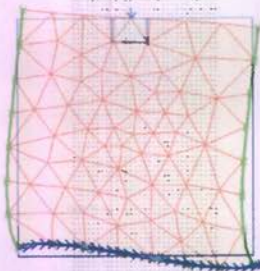
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 49 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 49 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.42 cm.

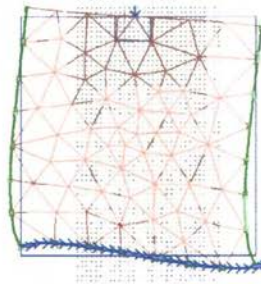
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 50 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 50 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.5 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

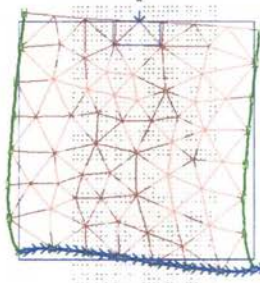


Gambar C. 51 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 51 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.5 cm.

- c. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

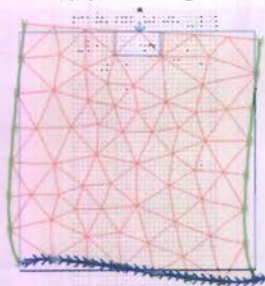
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 52 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 52 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

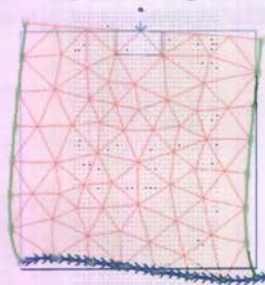
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 53 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 53 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

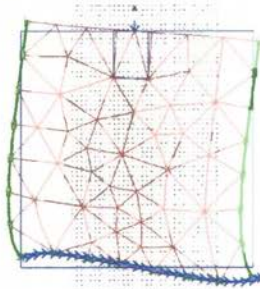


Gambar C. 54 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 54 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

d. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

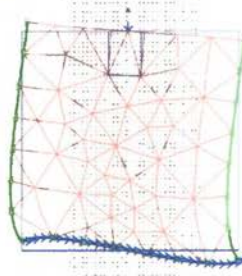
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 55 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 55 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.23 cm.

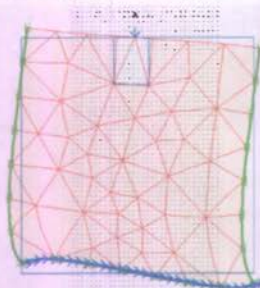
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 56 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 56 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.24 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

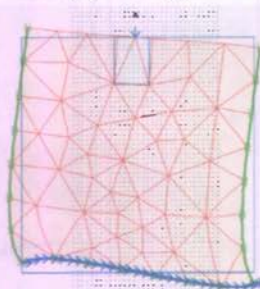


Gambar C. 57 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 57 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.24 cm.

- e. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

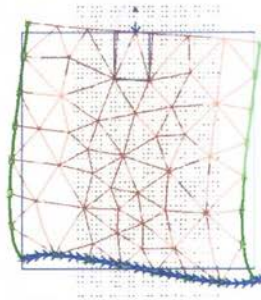
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 58 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 58 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.58 cm.

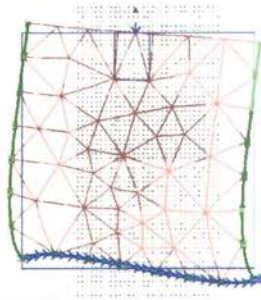
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 59 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 59 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

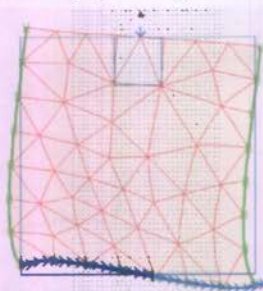


Gambar C.60 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 60 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.8 cm.

f. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

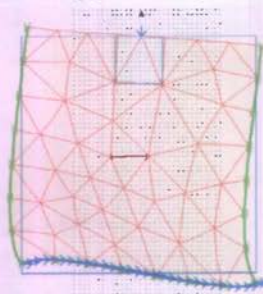
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 61 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 61 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

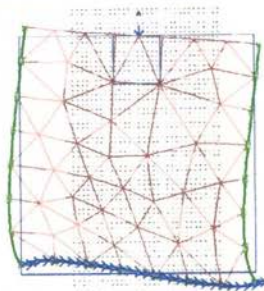
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 62 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 62 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.59 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

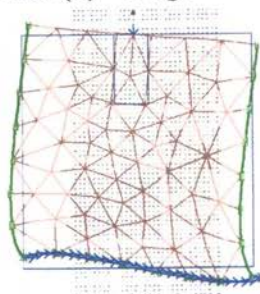


Gambar C. 63 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 63 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

- g. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

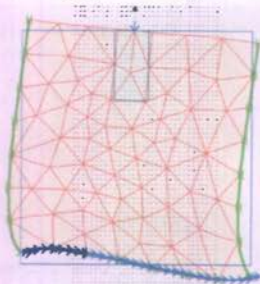
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 64 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 64 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.37 cm.

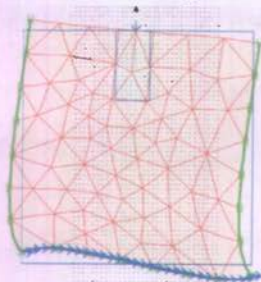
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 65 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 65 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.39 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

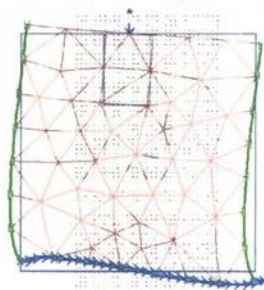


Gambar C. 66 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 66 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.44 cm.

h. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

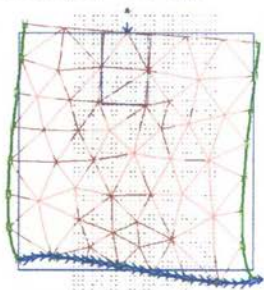
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 67 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 67 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.46 cm.

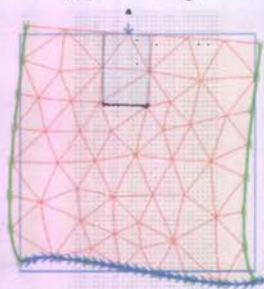
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 68 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 68 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.49 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

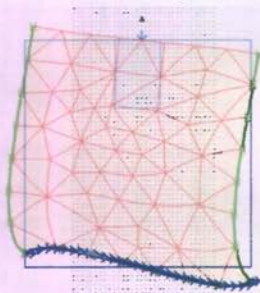


Gambar C. 69 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 69 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

- 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

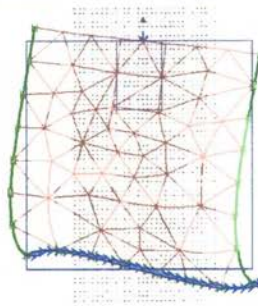
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 70 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 70 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton h adalah sebesar = 2.22 cm.

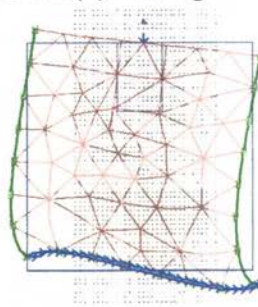
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 71 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 71 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.23 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



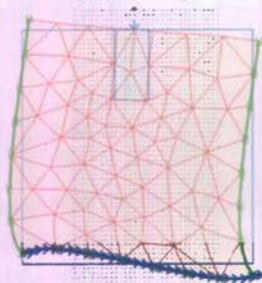
Gambar C. 72 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 72 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.4 cm.

5. Pembebanan Zona 3 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 0.522

a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

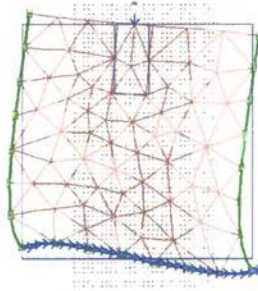
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 73 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 73 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.25 cm.

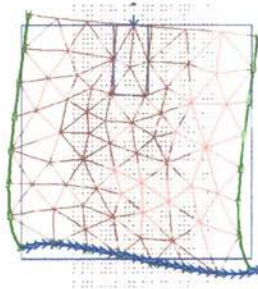
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 74 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 74 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.32 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

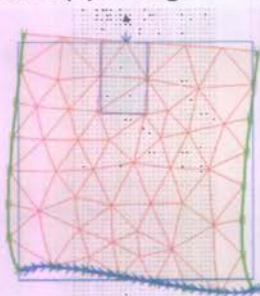


Gambar C. 75 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 75 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

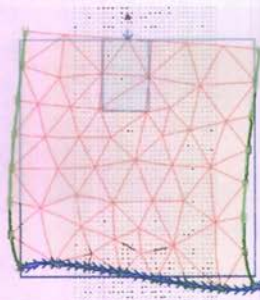
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 76 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 76 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.12 cm.

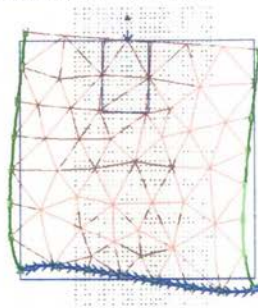
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 77 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 77 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.14 cm.

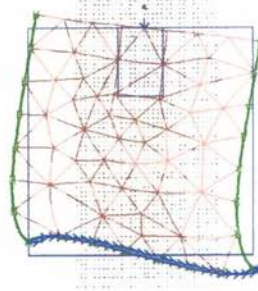
- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



Gambar C. 78 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 78 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.18 cm.

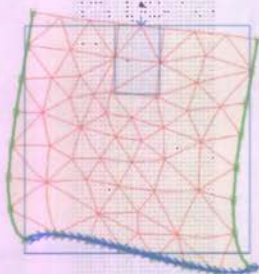
- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 79 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 79 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.06 cm.

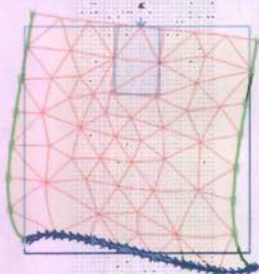
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 80 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C.80 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.1 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



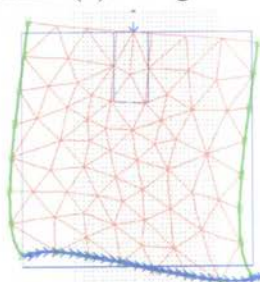
Gambar C. 81 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 81 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.2 cm.

6. Pembebanan Zona 3 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 1.205

a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

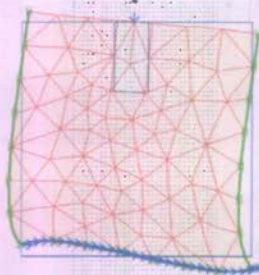
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 82 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 82 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.9 cm.

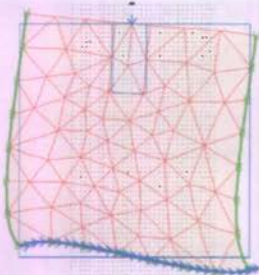
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 83 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 83 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 3.2 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

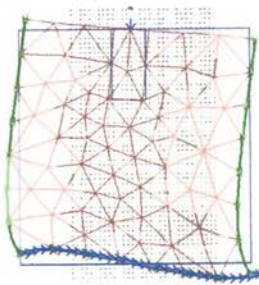


Gambar C. 84 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 84 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 4.5 cm.

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

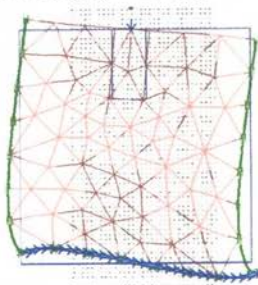
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 85 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 85 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.5 cm.

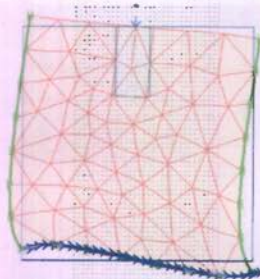
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 86 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 86 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.52 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

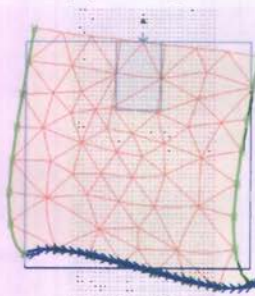


Gambar C. 87 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 87 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.58 cm.

- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

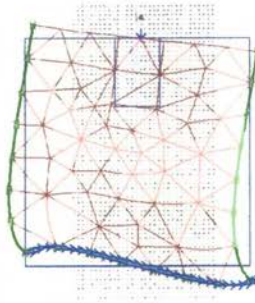
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 88 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 88 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.2 cm.

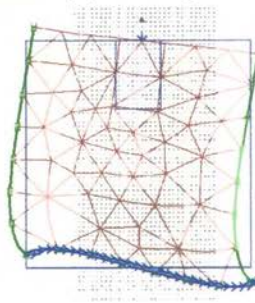
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 89 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 89 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.28 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



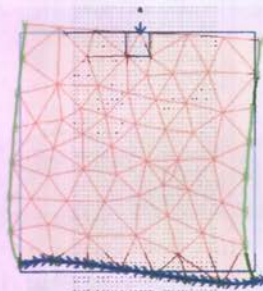
Gambar C. 90 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 90 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.4 cm.

7. Pembebanan Zona 4 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

a. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

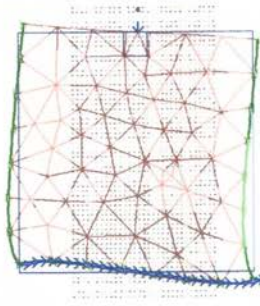
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 91 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 91 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.5 cm.

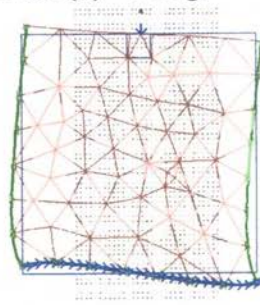
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 92 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 92 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.52 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

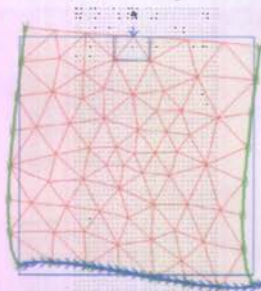


Gambar C. 93 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 92 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.56 cm.

b. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

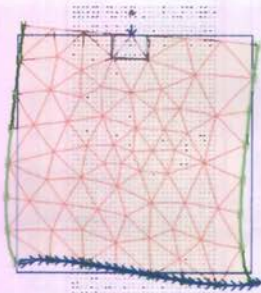
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 94 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 94 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

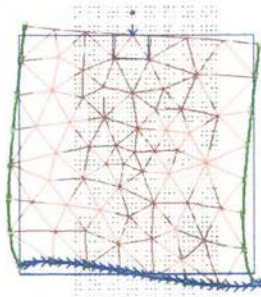
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 95 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 95 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

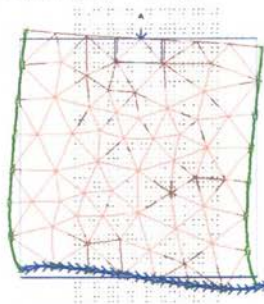
- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



Gambar C. 96 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 96 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.67 cm.

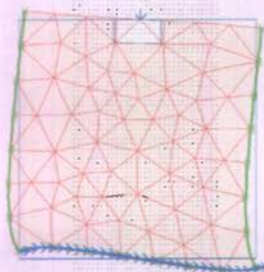
- c. 1 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 97 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 97 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

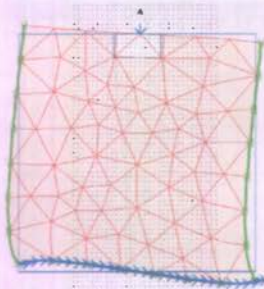
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 98 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C.98 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.57 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

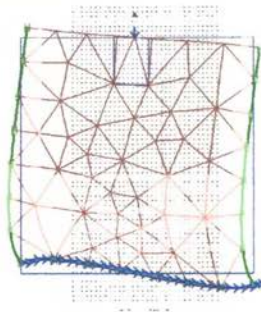


Gambar C. 99 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 99 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

d. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

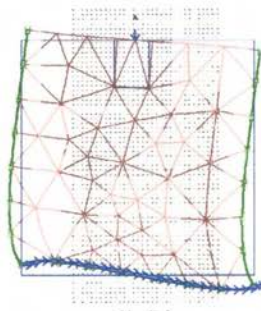
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 100 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 100 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.4 cm.

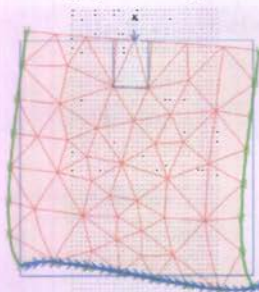
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 101 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 101 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.4 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

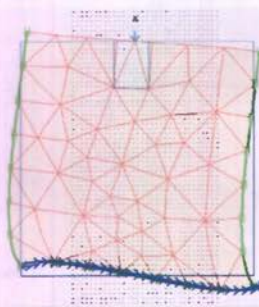


Gambar C. 102 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 102 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.45 cm.

- 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

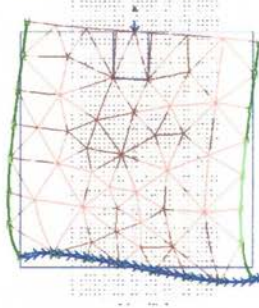
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 103 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 103 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.76 cm.

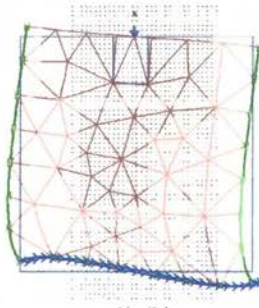
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 104 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 104 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.77 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

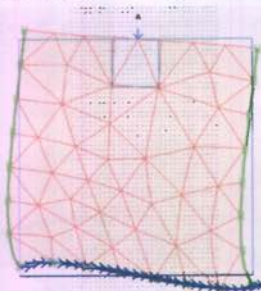


Gambar C. 105 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 105 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.78 cm.

f. 2 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

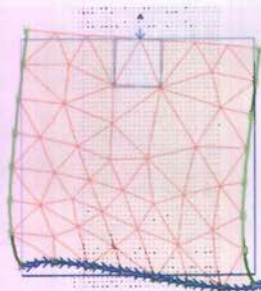
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 106 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 106 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.76 cm.

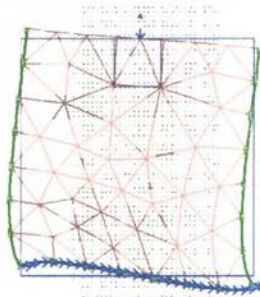
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 107 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 107 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.77 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

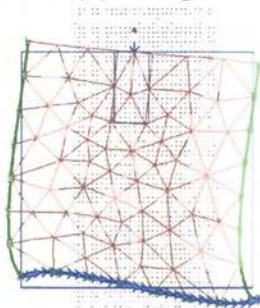


Gambar C. 108 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 108 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.8 cm.

- g. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

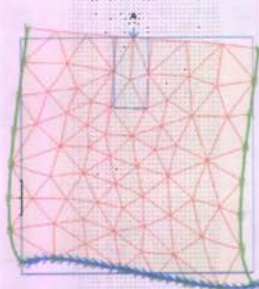
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 109 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 109 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.59 cm.

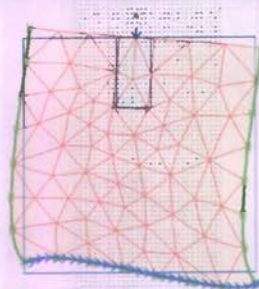
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 110 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 110 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.7 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

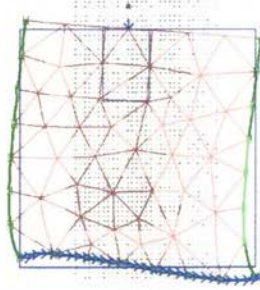


Gambar C. 111 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 111 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.72 cm.

h. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

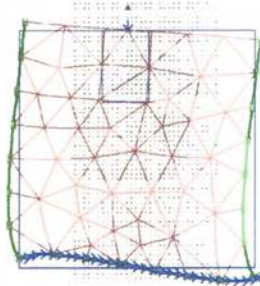
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 112 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 112 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.71 cm.

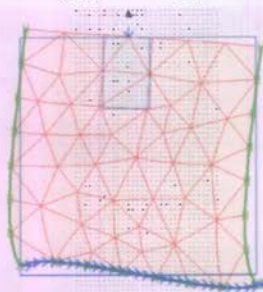
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 113 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 113 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.71 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

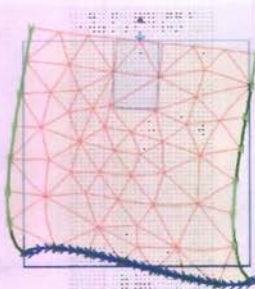


Gambar C. 114 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 114 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.79 cm.

- 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

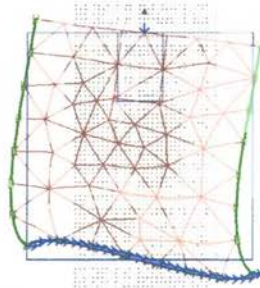
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 115 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 115 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton h adalah sebesar = 1.71 cm.

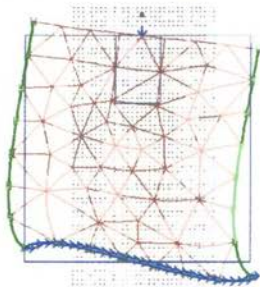
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 116 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 116 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.71 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



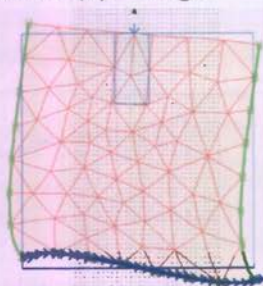
Gambar C. 117 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 117 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.79 cm.

8. Pembebanan Zona 4 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 0.522

a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

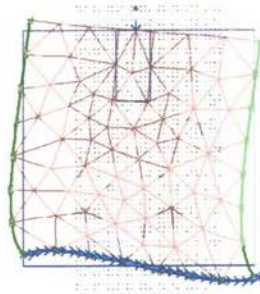
• Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 118 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 118 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.6 cm.

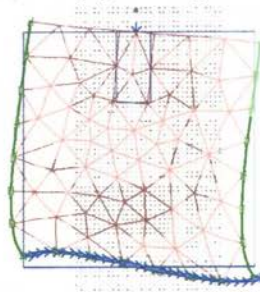
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 119 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 119 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.63 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

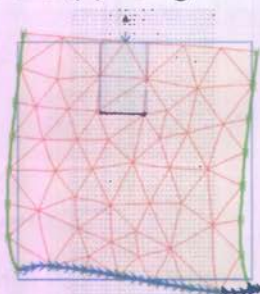


Gambar C. 120 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 120 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 1.78 cm.

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

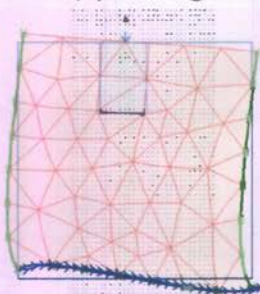
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 121 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 121 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.3 cm.

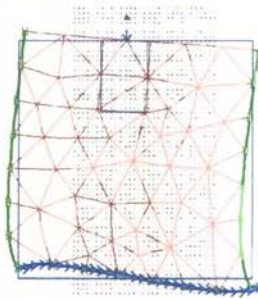
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 122 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 122 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.34 cm.

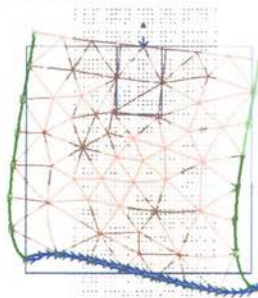
- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



Gambar C. 123 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 123 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.43 cm.

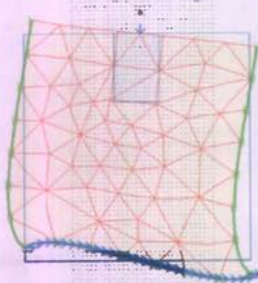
- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 124 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 124 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.1 cm.

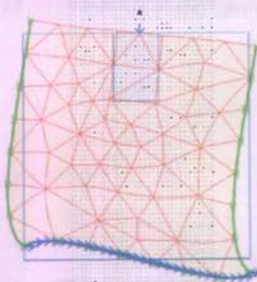
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 125 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 125 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.13 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



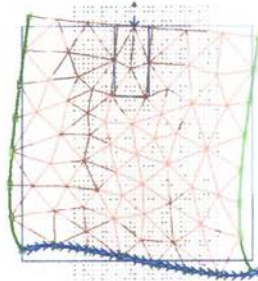
Gambar C. 126 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 126 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.19 cm.

9. Pembebanan Zona 4 pada Tanah Uji dengan Batas Kecairan (LI) = 1.205

a. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 5 cm.

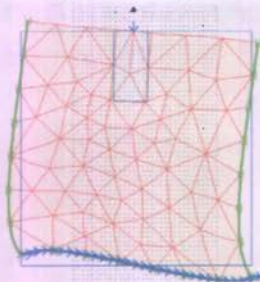
• Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 127 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 127 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 2.9 cm.

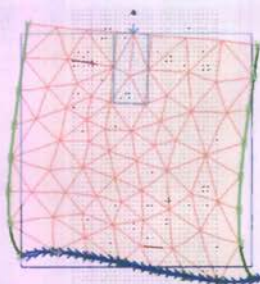
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 128 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 128 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 3.2 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

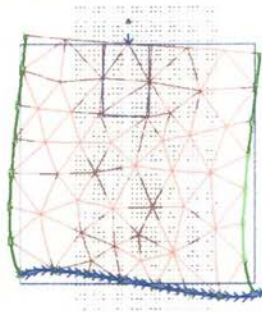


Gambar C. 129 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 129 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 4.5 cm.

b. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 7 cm.

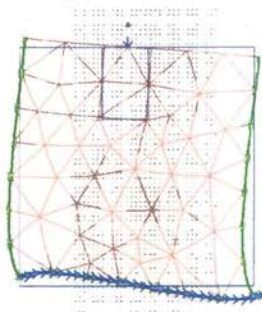
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 130 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 130 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.6 cm.

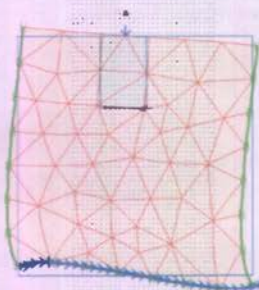
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 131 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 131 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.63 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.

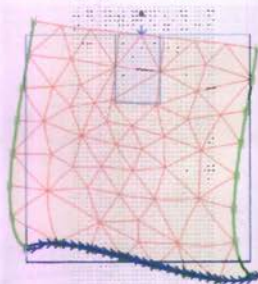


Gambar C. 132 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 132 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.68 cm.

- c. 3 Buis Beton dengan Diameter (D) = 10 cm.

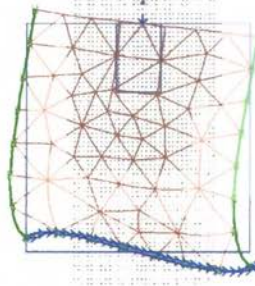
- Beban Vertikal (P) = 5 kg.



Gambar C. 133 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 133 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.09 cm.

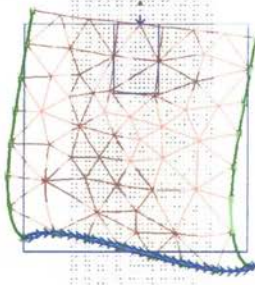
- Beban Vertikal (P) = 10 kg.



Gambar C. 134 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 134 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.1 cm.

- Beban Vertikal (P) = 20 kg.



Gambar C. 135 Permodelan penurunan Pondasi Buis Beton pada Beban Statis dengan Batas Kecairan (LI) = - 0.159.

Pada Gambar C. 135 penurunan yang terjadi pada Pondasi Buis Beton adalah sebesar = 0.12 cm.



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

Form AK/TA-04

PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. RIA ASIH ARYANI SOEMITRO, M.Eng Ir. MOEDJARDJONO SOETOSO, M. Sc	TRI HANDYO RENNY, ST.MT
NAMA MAHASISWA	: LUTHFI AMIRI WICAKSONO FAJAR KURNIAWAN	
NRP	: 3106 100 041 3106 100 111	
JUDUL TUGAS AKHIR	: STUDY PENGARUH PEMBEBANAN DINAMIS TERHADAP PONDASI BOU BETON	
TANGGAL PROPOSAL	: 3 MARET 2010	
NO. SP-MMTA	: 365/12.3.2 / PP. 2010 / 421 / 12.3.2 / PP / 2010	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARA ASISTE
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1		Persiapan material praktikum		Jen
2		Pengujian spesifikasi material uji		
3		Analisa pasir & bentonite dg test di laboratorium tanah		
4		Penentuan komposisi bentonite & pasir untuk tanah		Jen
5		Perhitungan volume tanah uji		
6		Perencanaan bou beton		
7		Pembuatan bou beton		Jen
8		Pengobatan alat simulasi gempa		
9		Menganalisis percepatan, frekuensi & gain yg akan dipakai pada alat simulasi gempa.		
10		Perbaikan alat (sensor, gear)		Jen
11		Modifikasi alat simulasi gempa		
12		Test ulang alat simulasi gempa		
13		Perencanaan prosedur pelaksanaan praktikum		Jen
14		Perencanaan & persiapan tanah uji pd alat simulasi gempa.		
15		Persiapan sample bou beton & tanah uji		
16		Pelaksanaan praktikum		Jen
17		Pengelasan Direct Shear pd tanah uji setelah praktikum		
18				

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Gresik, 5 Maret 1988, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Bakti 3 Gresik, SDN Kebomas II Gresik, SMPN 3 Gresik dan SMAN 1 Gresik. Setelah lulus dari SMAN 1 Gresik Tahun 2006, Penulis mengikuti SPMB dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2006 dan terdaftar dengan NRP 3106100111.

Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang studi Geoteknik. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan Seminar dan Perlombaan yang diselenggarakan oleh Jurusan, Himpunan Mahasiswa Teknik Sipil dan beberapa Organisasi lain baik dari dalam ataupun dari luar Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya serta aktif dalam beberapa organisasi baik dari dalam ataupun dari luar Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis bisa dihubungi lewat email fajar_s49@yahoo.com

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya, 21 Juni 1988, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Tunas Pertiwi Surabaya, SDN Kalirungkut III Surabaya, SMPN 6 Surabaya dan SMAN 6 Surabaya. Setelah lulus dari SMAN 6 Surabaya Tahun 2006, Penulis mengikuti SPMB dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2006 dan terdaftar dengan NRP 3106100021.

Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang studi Geoteknik. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan Seminar dan Perlombaan yang diselenggarakan oleh Jurusan, Himpunan Mahasiswa Teknik Sipil dan beberapa Organisasi lain baik dari dalam ataupun dari luar Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya serta aktif dalam beberapa organisasi baik dari dalam ataupun dari luar Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis bisa dihubungi lewat email upiek_jfc@yahoo.com