

SKRIPSI

PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER DENGAN PERKUATAN TIANG PANCANG SEBAGAI ALTERNATIF UNTUK MENANGGULANGI KELONGSORAN

Studi Kasus : Proyek Peningkatan Jalan M Roem Bontang, Kalimantan Timur

Disusun Oleh :

**UDAYA HARTLAND TRIMURTI
07.21.009**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
M A L A N G
2013**

5043

И В Г У И С

ИЗДАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ИСПЫТАНИЙ
ТЕХНОЛОГИИ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБЪЕКТА ВЕЩНОСТИ
ОБЪЕКТА ОБЪЕКТА ТЕХНИЧЕСКОГО ОБЪЕКТА

01/31/000

ГОДАМ ИСПЫТАНИЙ ТЕХНИЧЕСКОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО ОБЪЕКТА

ИЗДАНИЕ : 01/31/000

ТЕХНИЧЕСКОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО ТЕХНИЧЕСКОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER DENGAN PERKUATAN TIANG PANCANG SEBAGAI ALTERNATIF UNTUK MENANGGULANGI KELONGSORAN

Studi Kasus Proyek Peningkatan Jalan M.Roem Bontang, Kalimantan Timur

Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil (S-1)
Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun oleh :
UDAYA HARTLAND TRIMURTI
07.21.009

Menyetujui :

Pembimbing I

Pembimbing II



Ir. Eding Iskak Imananto, MT



Ir. A. Agus Santosa, MT

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



Ir. H. Hurlianto, MT

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2013

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER DENGAN PERKUATAN TIANG PANCANG SEBAGAI ALTERNATIF UNTUK MENANGGULANGI KELONGSORAN

Studi Kasus Proyek Peningkatan Jalan M.Roem Bontang, Kalimantan Timur

SKRIPSI

Dipertahankan Di Hadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada Hari : Kamis

Tanggal : 21 Februari 2013

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik

Disusun oleh :
UDAYA HARTLAND TRIMURTI
07.21.009

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

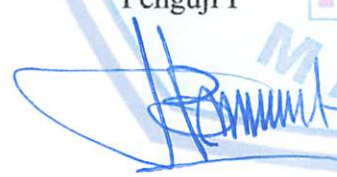

Ir. H. Hirijanto, MT

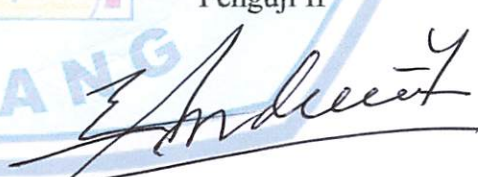

Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT

Anggota Penguji

Penguji I

Penguji II


Ir. Bambang Wedyantadji, MT


Eri Andrian Yudianto, ST, MT

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2013

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini ;

Nama : Udaya Hartland Trimurti
Nim : 07.21.009
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil Dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Skripsi saya yang berjudul ;

Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Dengan Perkuatan Tiang Pancang Sebagai Alternatif Untuk Menanggulangi Kelongsoran

(Studi Kasus Proyek Peningkatan Jalan M.Roem Bontang, Kalimantan Timur)

Merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain kecuali disebut dari sumber aslinya yang tercantum pada daftar pustaka

Pernyataan ini saya buat dengan sebenar-benarnya tanpa ada paksaan dari pihak manapun.

Malang, Maret 2013

Yang memberi pernyataan



Udaya Hartland Trimurti

ABSTRAKSI

Udaya Hartland Trimurti, 2013, Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever dengan Perkuatan Tiang Pancang, Dosen Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto ,MT., Dosen Pembimbing II. Ir. A.Agus Santosa.MT.

Kejadian tanah longsor merupakan kejadian yang sering terjadi di kota Bontang, Kalimantan Timur. Curah hujan tinggi, kontur , dan jenis tanah yang mudah bergerak membuat tanah di daerah ini rentan terhadap longsor, seperti longsor yang terjadi pada daerah kecamatan Bontang Lestari yang mencapai tinggi 6 meter. Dengan adanya kelongsoran tanah yang terjadi maka di perlukan bangunan yang dipergunakan untuk menanggulangi kelongsoran, yang berkerja menahan pergerakan tanah. dikenal dengan struktur dinding penahan tanah.

Struktur dinding penahan tanah merupakan bangunan yang di pergunakan untuk menahan pergerakan lateral tanah yang menyebabkan longsor, tipe yang digunakan adalah tipe kantilever, terbuat dari bahan beton bertulang sehingga kuat menahan gaya lentur yang disebabkan oleh pergerakan tanah. Diperkuat dengan pondasi tiang pancang untuk memberikan dukungan terhadap kestabilan struktur.

Ilmu geoteknik di gunakan untuk memperhitungkan tekanan lateral tanah yang terjadi, perhitungan analisa kstabilan struktur dinding penahan, dan untuk memperhitungkan kedalaman dan daya dukung yang diberikan oleh tiang pancang untuk menstabilkan bangunan. Data – data yang digunakan adalah data SPT untuk menganalisa tekanan tanah lateral, dan Sondir unuk merencanakan tiang pancang.

Hasil perhitungan yang telah di lakukan untuk struktur dinding penahan tanah tanpa tiang pancang, didapatkan nilai dari kestabilan terhadap geser F_{geser} adalah $0,28 < 1,5$, $FS_{guling} = 1,77 > 1,5$ dan terhadap daya dukung $FS = 1,84 < 2$, dilihat dari hasil tersebut, maka struktur memerlukan penambahan perkuatan dari pondasi tiang, dari hasil perhitungan tiang pancang ditemukan kedalaman tiang pancang untuk baris 1 adalah sebesar 4 meter dengan dukungan dapat merima beban sebesar 4.803 ton, dan beban yang di terima tiang pada baris 1 sebesar 0.158 ton. untuk baris 2 adalah sebesar 6 meter dengan dukungan dapat merima beban sebesar 10.848 ton, dan beban yang di terima tiang pada baris 2 sebesar 9.742 ton. untuk baris 3 adalah sebesar 9 meter dengan dukungan dapat merima beban sebesar 19.757 ton, dan beban yang di terima tiang pada baris 3 sebesar 18.69 ton.

Kata Kunci : longsor, strukutur dinding penahan tanah tipe kantilever, Tiang pancang, kota Bontang

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur Alhamdulillah kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat serta hidayah-Nya kepada saya, sehingga saya dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul **PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER DENGAN PERKUATAN TIANG PANCANG SEBAGAI ALTERNATIF UNTUK MENANGGULANGI KELONGSORAN**

Studi Kasus : Proyek Peningkatan Jalan H.M Roem Bontang, Kalimantan Timur yang merupakan salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Sehubungan dengan hal tersebut dalam kesempatan ini kami menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak DR.Ir. Kustamar,. MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.
2. Bapak Ir. H. Hirijanto, MT selaku Ketua Prodi Teknik Sipil S-1.
3. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST,. MT. selaku Sekretaris Prodi Teknik Sipil S-1.
4. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT, sebagai dosen Koordinator perminatan bidang Geoteknik sekaligus Dosen pembimbing I Skripsi yang telah banyak memberikan bimbingan dan pengarahan dalam penyelesaian skripsi ini.
5. Bapak Ir.A.Agus Santosa, MT Selaku dosen Pembimbing II Skripsi.
6. Bapak Eri Andrian, ST.MT. Selaku dosen Pembahas pada sminar proposal, yang banyak memberikan saran dan masukan.

7. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT, Selaku Kepala Lab Bahan Kontruksi
8. Yang tercinta dan tersayang kedua orang tua, keluarga besar, dan kekasih yang selalu memberikan semangat, doa, dan dukungannya dalam penyusunan proposal skripsi ini.
9. Teman – teman sipil 2007 yang telah memberikan banyak saran, masukan, do'a, dukungan, dan bantuannya.

Dalam penulisan ini, penulis menyadari bahwa terdapat banyak kekurangan, hal ini dikarenakan terbatasnya kemampuan penulis. Maka saya mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dari para pembaca, semoga isi dari skripsi ini dapat menjadi manfaat bagi kita semua.

Malang, Januari 2013

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI..... i

LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI..... ii

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI iii

ABSTRAKSI iv

KATA PENGANTAR v

DAFTAR ISI..... vi

DAFTAR GAMBAR vii

DAFTAR TABEL..... viii

BAB I PENDAHULUAN..... 1

1.1 Latar Belakang..... 1

1.2 Uraian Umum Lokasi Studi..... 2

1.3 Judul 2

1.4 Maksud dan Tujuan..... 3

1.5 Rumusan Masalah..... 3

1.6 Batasan Masalah..... 3

BAB II DASAR TEORI..... 4

2.1 Kelongsoran 4

2.2 Struktur Dinding Penahan Tanah..... 5

2.2.1 Dinding Penahan Tanah Kantilever 14

2.3 Struktur Dinding Penahan Tanah Didukung Tiang Pancang 16

2.3.1 Daya Dukung Kelompok Tiang 18

2.4	Tekanan Lateral Tanah.....	24
2.4.1	Tekanan Lateral dalam keadaan diam.....	25
2.1.2.1	Distribusi Tegangan Tanah Lateral Saat Diam	25
2.4.2	Tekanan Lateral Tanah Aktif dan Pasif menurut Rankine	26
2.4.2.1	Tekanan Lateral pada permukaan Horizontal	27
2.4.2.2	Tekanan Laterel pada permukaan Miring	28
2.4.2.3	Diagram Tekanan Aktif dan Pasif Rankine	30
2.4.3	Pengaruh Beban Merata di Atas Urugan Tanah.....	32
2.4.3.1	Beban Titik.....	33
2.4.2.2	Beban Garis.....	34
2.4.2.3	Beban Terbagi Rata Memanjang.....	35
BAB III	DATA LONGSORAN	36
3.1	Pendahuluan	36
3.2	Lokasi dan kondisi longsor.....	36
3.2.1	Lokasi	36
3.2.2	Kondisi longsor	38
3.3	Data Tanah	39
3.3.1	Pengujian SPT.....	40
3.3.2	Pengujian Laboratorium	42
3.3.3	Pengujian Sondir	44
3.3.3.1	Konversi data Sondir.....	44
BAB IV	PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH....	48
4.1	Lokasi dan dimensi struktur	48

4.1.1 Lokasi struktur	48
4.1.2 Perencanaan dimensi struktur	49
4.2 Analisa Kekuatan struktur	51
4.3 Perencanaan pondasi tiang	58
4.4 Perencanaan penulangan dinding penahan.....	76
BAB V KESIMPULAN	91
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jenis – jenis longsoran	4
Gambar 2.2	Tipe Dinding Penahan Tanah	7
Gambar 2.3	Gaya Gaya Dalam Perhitungan Stabilitas	15
Gambar 2.4	Gaya – Gaya Yang Bekerja Pada Bagian Dinding	15
Gambar 2.5	Fondasi Tiang Dibawah Dinding Penahan Tanah	16
Gambar 2.6	Skema Jarak Antar Tiang	20
Gambar 2.7	Skema Efisiensi Tiang Kelompok	21
Gambar 2.8	Momen Yang Terjadi Pada Tiang.....	23
Gambar 2.9	Diagram Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam	25
Gambar2.10	Distribusi Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Rankine 27.....	26
Gambar 2.11	Gaya – Gaya Yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah	28
Gambar 2.12	Diagram Tekanan Tanah Aktif Rankine.....	30
Gambar 3.1	Peta Lokasi Proyek	36
Gambar 3.2	Lokasi Longsoran	37
Gambar 3.3	Foto Longsoran.....	38
Gambar 4.1	Tampak Atas Lokasi Struktur.....	48
Gambar 4.2	Letak Struktur Dinding Penahan Tanah.....	49
Gambar 4.3	Dimensi Dinding Penahan Tanah	50
Gambar 4.4	Pembebanan Dan Lapisan Tanah.....	52
Gambar 4.6	Bagian – Bagian Gaya Vertikal Dan Jarak Masing Masing	53
Gambar 4.7	Lay Out Peletakan Tiang.....	58
Gambar 4.8	Diagram Gaya Yang Berkekerja Pada Dinding Vertika	59

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Nilai N – SPT bore hole 1	41
Tabel 3.2 Parameter tanah hasil pengujian	43
Tabel 3.3 hubungan antara konsistensi tegangan geser dari lempung	45
Tabel 3.4 Klasifikasi jenis tanah	53
Tabel 3.5 Hasil konversi data sondir	54
Tabel 4.1 Hitungan tekanan tanah aktif dan momen terhadap O.....	41
Tabel 4.2 Hasil perhitungan gaya vertikal dan gaya momen terhadap O	43
Tabel 4.3 Hasil hitungan tekanan tanah aktif dan momen kondisi kering.....	49
Tabel 4.4 Hasil hitungan gaya vertikal dan momen kondisi kering.....	49
Tabel 4.5 Koefisien daya dukung terzaghi	53
Tabel 4.6 Perbandingan nilai stabilitas dinding penahan tanah	54
Tabel 4.4 hitungan gaya vertikal dan momen terhadap pusat tiang.....	57
Tabel 4.5 Kontrol daya dukung terhadap beban aksial	54
Tabel 4.6 Kontrol daya dukung terhadap beban lateral	66

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Tanah longsor merupakan masalah yang sering terjadi pada daerah yang memiliki kontur dengan ketinggian yang berbeda. Ketidakmampuan tanah dalam menahan gaya, serta keadaan lereng yang terlalu curam menjadi sebab yang paling sering mengakibatkan kelongsoran tanah.

Keadaan kontur dan jenis tanah di Kota Bontang Kalimantan Timur sangat rentan terhadap bahaya tanah longsor. medan berbukit dengan kontur yang curam serta Kondisi tanah yang sebagian besar merupakan tanah lempung (Clay) yang lunak meningkatkan bahaya terjadinya tanah longsor di daerah ini. Oleh karena itu, masalah tanah longsor banyak dijumpai di Kota Bontang. Dengan banyaknya masalah tanah longsor ini, maka di perlukan sebuah bangunan yang difungsikan sebagai penanggulangan untuk mengatasi, dan mencegah kelongsoran.

Ilmu Teknik Sipil, terutama Ilmu Geoteknik adalah ilmu yang dipakai untuk mengatasi masalah masalah yang terjadi pada tanah. Dengan menerapkan ilmu geoteknik pada daerah tersebut akan sangat membantu dalam upaya menanggulangi masalah kelongsoran yang terjadi. Dalam ilmu Geoteknik diperkenalkan sebuah bangunan yang digunakan untuk mengatasi masalah kelongsoran, yaitu bangunan dinding penahan tanah.

Dinding penahan tanah adalah sebuah bangunan yang difungsikan untuk menahan gaya yang berasal dari pergerakan yang terjadi pada tanah yang menyebabkan longsor. bangunan ini merupakan bangunan yang biasa digunakan

untuk mengatasi masalah kelongsoran. Penerapan ilmu Geoteknik untuk merencanakan bangunan ini harus diterapkan secara teliti agar bangunan bisa di gunakan sebagaimana fungsinya.

Keadaan tanah pada dasar bangunan mempengaruhi kekuatan dari bangunan dinding penahan tanah. dan apabila tanah terlalu lemah digunakan untuk menahan bangunan, maka diperlukan pondasi yang bisa mendukung kekuatan dari bangunan Dinding penahan tersebut. Penggunaan berbagai macam pondasi dipengaruhi berbagai macam sebab. Dengan kondisi tanah di Kota Bontang yang tanah kerasnya yang sangat dalam akan lebih praktis jika digunakan pondasi Tiang Pancang untuk mendukung bangunan di atasnya.

1.2 Uraian Umum Lokasi Studi

Lokasi studi penulisan skripsi adalah longsoran yang terjadi di daerah Kota Bontang bertempat di Jalan M. Roem STA 0 + 100 . Kecamatan Bontang Lestari. Lokasi studi merupakan tempat dilaksanakannya Proyek peningkatan Jalan Pemerintahan Kota Bontang, dengan kelas jalan Arteri Skunder. Longsoran terjadi pada ruas jalan dengan ketinggian 6 meter sepanjang ± 50 Meter.

1.3 Judul

Judul dari skripsi ini adalah ;

"Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever dengan Perkuatan Tiang Pancang sebagai Alternatif Untung Menanggulangi Kelongsoran" studi kasus Proyek Peningkatan Jalan M. Roem, Bontang, Kalimantan Timur.

1.4 Maksud dan Tujuan

Dalam penulisan Skripsi ini penulis bermaksud untuk merencanakan bangunan dinding penahan tanah yang dapat digunakan untuk mengatasi masalah kelongsoran yang terjadi dengan menggunakan ilmu Geoteknik sebagai landasan utama perencanaan. Dengan tujuan untuk menanggulangi kelongsoran dan mencegah agar kelongsoran tidak terjadi kedepannya.

1.5 Rumusan Masalah

Dengan persoalan yang terdapat pada latar belakang di atas, penulis mencoba merumuskan masalah apa yang akan dibahas dalam penulisan skripsi ini . yaitu ;

1. Bagaimana merencanakan sebuah struktur dinding penahan tanah yang dapat menanggulangi kelongsoran ?
2. Bagaimana merencanakan pondasi tiang pancang sebagai pendukung dari kontruksi dinding penahan tanah ?

1.6 Batasan Masalah

Untuk mencegah terjadinya perluasan masalah, maka penulis membatasi masalah dengan batasan sebagai berikut ;

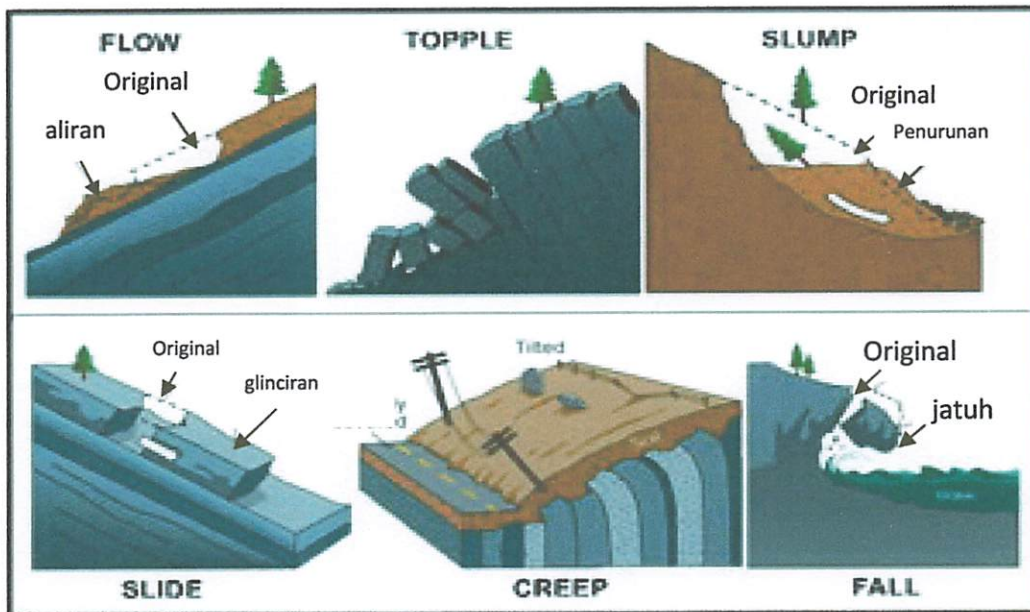
1. Perencanaan Dinding penahan tanah direncanakan dengan menggunakan Tipe Kantilever dengan bahan beton bertulang
2. Perencanaan pondasi pendukung hanya direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang pipa baja.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Kelongsoran

Kelongsoran adalah suatu proses perpindahan massa tanah atau batuan dengan arah miring dari kedudukan semula sehingga terpisah dari massa yang mantap karena pengaruh gravitasi dan rembesan. Adapun jenis longsor sebagai berikut ;



Gambar 2.1 Jenis – jenis Longsor

a. Flow (aliran)

Gerakan tanah yang dipengerahui oleh jumlah kandungan atau kadar air tanah, terjadi pada materila tak terkonsolidasi

b. Slide (gelinciran)

Gerakan yang disebabkan oleh keruntuhan melalui satu atau beberapa bidang yang dapat diamati ataupun diduga. Gerakan dipengaruhi oleh gerak translasional dan susunan materialnya yang banyak berubah.

c. Slump (nendatan)

Longsoran gelinciran dengan susunan materialnya tidak banyak berubah dan umumnya dipengaruhi gerak rotasi

d. Creep (rayapan)

Longsoran yang terjadi akibat gerakan alami dari tanah itu sendiri.

e. Fall (jatuhan)

Longsoran yang terjadi karena berjatuhnya material tanah, atau batu-batuan ke permukaan yang lebih rendah.

f. Topple (ambrukan)

Merupakan longsor yang terjadi akibat gerakan massa tanah yang seakan akan ambruk

2.2. Struktur Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah bangunan yang menyediakan dukungan lateral terhadap suatu massa tanah dan memperoleh kestabilannya terutama dari berat sendiri dan juga berat tanah yang terletak langsung di atasnya.

Dinding penahan tanah di bedakan menjadi beberapa tipe yaitu ;

a) Dinding tipe Gravitasi

Memperoleh kestabilan keseluruhan dari berat batu atau beton dan massa tanah yang berada di atasnya. Tidak ada tulangan yang diperlukan kecuali pada dinding beton, dimana sejumlah tulangan baja ditempatkan di daerah dekat permukaan untuk mencegah terjadinya retak retak permukaan karena permukaan berubah suhu.

b) Tipe semi gravitasi

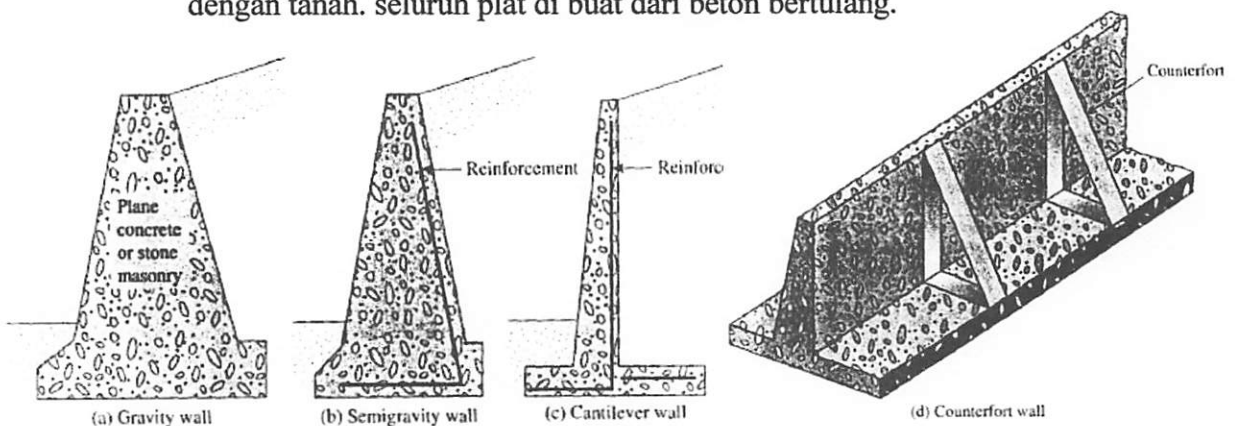
Berukuran lebih tipis dari dinding tipe gravitasi dan memerlukan beberapa tulangan arah vertikal di sepanjang permukaan dinding bagian dalam dan di teruskan sampai pondasi. Seperti pada tipe gravitasi maka di berikan pula tulangan baja di daerah permukaan luar untuk mencegah terjadinya retakan akibat pengaruh suhu

c) Tipe kantilever

Terdiri dari suatu batangan beton vertikal dan suatu plat beton sebagai alasnya, keduanya memiliki ketebalan yang relatif tipis dan di beri penulangan baja untuk mendukung momen dan gaya geser

d) Tipe counterfort

Terdiri dari sebuah plat permukaan beton yang tipis, biasanya terpasang vertikal, didukung pada jarak tertentu pada sisi dalamnya oleh plat plat vertikal . baik plat muka maupun counterfort dihubungkan dengan plat dasar. Dan ruangan di atas plat dasar dan di antara counterfort ditimbun dengan tanah. seluruh plat di buat dari beton bertulang.



Gambar 2.2 Tipe Dinding Penahan Tanah

Hal - hal dasar untuk merencanakan tembok penahan tanah.

1. Pembebanan .

Beban - beban yang dipakai dalam perencanaan adalah.

a) Berat sendiri tembok penahan

berat yang dihasilkan oleh berat konstruksi dinding penahan sendiri

b) Bekanan tanah

beban yang dihasilkan dari tekanan tanah membebani dinding penahan.

c) Beban pembebanan penggunaan lokasi

apabila permukaan tanah dibelakang dinding penahan digunakan untuk jalan raya maka beban yang bekerja dianggap sebesar 1 ton/ m^2

(Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono dan Kazuto Natagawa 131.)

2. Kemantapan dinding penahan tanah.

Analisa kemantapan dinding penahan tanah ditinjau dari beberapa hal berikut ;

a) Faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi

b) Tekanan yang terjadi pada tanah dasar pondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung ijin tanah.

c) Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

(Pondasi I, Hary Christady Herdianto 484)

Perhitungan stabilitas dinding penahan meliputi ;

1. Stabilitas terhadap pergeseran.

Gaya - gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh ;

a) Gesekan antara tanah dengan dasar pondasi

Journal of Management Inquiry 20(6) December 2011 789-801

1. *Introduction*

Befund - Befundung

national Medical Malpractice Institute (n

ribbons and many gossamer-like textures were also made available for use.

August 1964 (1)

1. *Identify the problem*

tasvirlash uchun qayd etilgan. (b)

absoluta perennans (non abstergens) fructus perennans nigrescens nuda

1990-1991

[illegible]

135

...dona mundaq qatnib nasharash. A

1. In direct land acquisition, land acquisition is done by the government or a public authority.

[illegible]

10-11-2019 10:11:20 AM

thamst nqj gmoqduh eahqamqz

© 2006 Blackwell Publishing Ltd *Journal of Internal Medicine* 260: 399–407

(b)(6) exempted material (rule 1.106(e))

Permutation statistics derived from the

metacognition: what's it all about?

1. История создания и развития

haberman, roger. aspects of human cognition. 1978.

- b) Tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Factor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), di definisikan sebagai :

$$F_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \geq 1,5$$

Untuk tanah Granuler ($c = 0$)

$$\begin{aligned} \sum Rh &= W \cdot F \\ &= W \cdot \operatorname{tg} \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b \leq 0 \end{aligned}$$

Untuk tanah kohesif

$$\sum Rh = C_a B$$

Untuk tanah $c - \phi$ ($\phi > 0$ dan $c > 0$)

$$\sum Rh = C_a B + W \cdot \operatorname{tg} \delta_b$$

Dengan

$$\sum Rh = \text{tahanan dinding penahan tanah terhadap pergeseran}$$

$$W = \text{berat total dinding penahan tanah di atas plat pondasi}$$

$$\delta_b = \text{sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi. Biasanya diambil}$$

$$1/3 - 2/3 \phi$$

$$c = \text{kohesi tanah dasar}$$

$$c_a = a_d \times c = \text{adhesi antara tanah dasar dan dinding}$$

$$a_d = \text{faktor adhesi}$$

$$B = \text{lebar fondasi}$$

$$\sum Ph = \text{jumlah gaya gaya horizontal}$$

$$F = \operatorname{tg} \delta_b = \text{koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi}$$

Faktor aman terhadap pergeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum, diambil 1,5. bowles menyarankan ;

$$F_{gs} \geq 1,5 \text{ untuk tanah granuler}$$

$$F_{gs} \geq 2 \text{ untuk tanah dasar kohesif}$$

2. Stabilitas terhadap penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi. Momen penggulingan ini dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat pondasi .

Faktor aman penggulingan (F_{gl}), didefinisikan sebagai

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

Dengan

$$\sum M_w = W b l$$

$$\sum M_{gl} = \sum P_{ah} h l + \sum P_{av} B$$

$$\sum M_w = \text{momen melawan penggulingan}$$

$$\sum M_{gl} = \text{momen mengakibatkan penggulingan}$$

$$W = \text{berat tanah di atas plat fondasi + berat sendiri dinding penahan}$$

$$B = \text{lebar kaki dinding penahan}$$

$\sum P_{ah}$ = jumlah gaya gaya horizontal

$\sum P_{av}$ = Jumlah gaya gaya vertical

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah, yaitu

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah granuler

$F_{gl} \leq 2$ untuk tanah kohesif

Tahanan tanah pasif, oleh tanah yang berada didepan kaki dinding depan sering diabaikan dalam hitungan stabilitas. Jika tahanan tanah pasif yang ditimbulkan oleh pengunci pada dasar fondasi diperhitungkan, maka nilainya harus direduksi untuk mengantisipasi pengaruh pengaruh erosi, iklim dan retakan akibat tegangan – tegangan tarik tanah dasar yang kohesif.

3. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah.

Persamaan yang biasa di pakai untuk menghitung kapasitas dukung tanah utuk dinding penahan tanah memakai beberapa persamaan – persamaan kapasitas dukung terzaghi (1943), Meyerhof (1951,1963), vesic (1975) dan Hansen (1970)

a. Persamaan Terzaghi

kapasitas dukung ultimate (q_u) untuk fondasi memanjang dinyatakan oleh persamaan

$$q_u = cN_c + D_f\gamma N_q + 0,5 B\gamma N_\gamma$$

dengan

c = kohesi tanah

D_f = Kedalaman fondasi

γ = berat volume tanah

B = lebar fondasi dinding penahan tanah

N_c, N_q, N_γ = faktor faktor kapasitas dukung terzaghi

Penggunaan persamaan terzaghi untuk menghitung kapasitas dukung tanah struktur dinding penahan tidak tepat digunakan. Karena persamaan Terzaghi hanya berlaku untuk fondasi yang di bebani secara vertika dan sentris, sedan resultan beban beban pada dinding penahan tanah umumnya miring dan eksentris. Karena itu, hitungan kapasitas dukung tanah di bawah dinding penahan harus didasarkan pada kapasitas dukung kondisi beban miring dan eksentris, misalnya persamaan Meyerhof (1951, 1963), vesic (1975) atau Hansen (1975)

b. persamaan Hansen dan Vesic

kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen dan vesic untuk beban miring dan eksentris

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B_\gamma N_\gamma$$

dengan

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

B = lebar dasar pondasi sebenarnya

e = eksentris beban

γ = berat volume tanah

N_c, N_q, N_γ = faktor faktor kapasitas dukung

Faktor aman dari kapasitas dukung didefinisika sebagai berikut

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3$$

Dengan

q = tekanan akibat beban struktur

2.2.1. Dinding Penahan Tanah Kantilever

Dinding penahan tanah kantilever merupakan dinding penahan tanah yang mempunyai beberapa bagian yaitu ;

1. Dasar dinding

Merupakan dasar dari bagian dinding kantilever yang dibuat cukup lebar untuk memberikan kestabilan yang cukup terhadap guling dan geser. Serta untuk mengurangi tekanan tanah pada batas yang dapat di toleransi. Rasio lebar dasar terhadap tinggi keseluruhan dinding biasanya bervariasi berkisar antara 0,4 – 0,65. Rasio yang lebih kecil sesuai jika dasar dinding di dukung oleh tanah kuat dan jika tanah urugan memiliki permukaan horizontal yang terdiri dari pasir bersih atau krikil bersih. Dengan kata lain ketika kekuatan pada lapisan dasar atau tanah urugan berkurang dan kemiringan tanah urugan bertambah, rasio bisa mendekati atau bahkan melebihi 0,65. Lebih lanjut, lebar dasar di pengaruhi oleh beban tambahan pada urugan di belakang dinding.

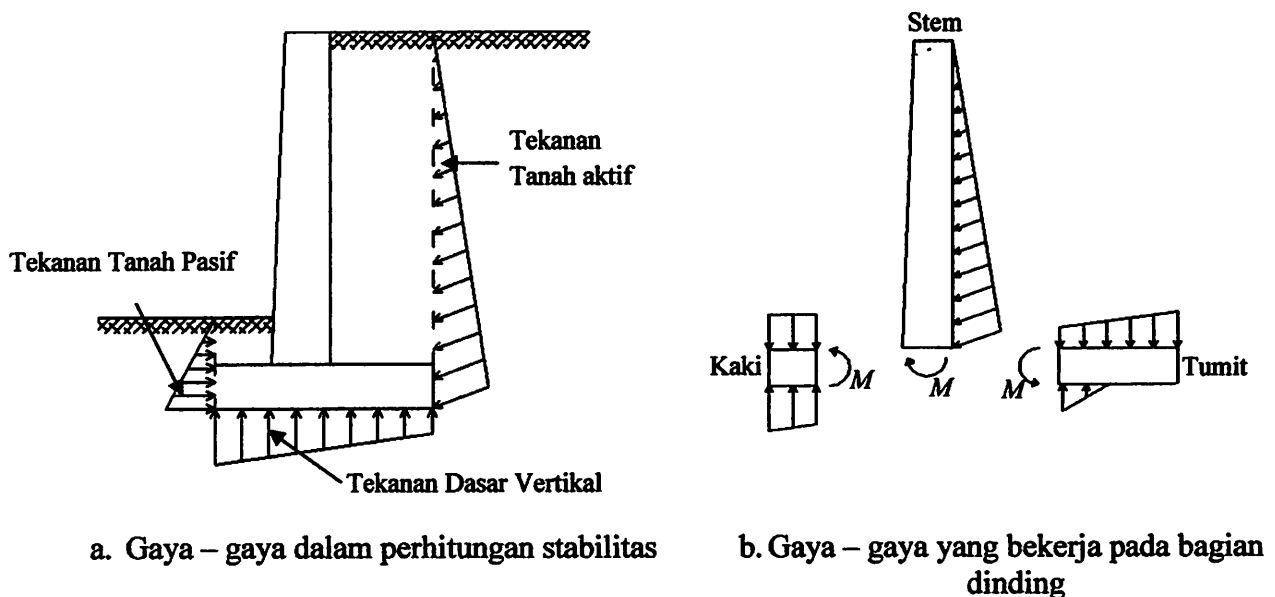
Tebal dasar dinding adalah fungsi dari gaya geser dan momen pada tempat tempat di bagian depan dan belakang permukaan stem. Oleh karena itu,

ketebalan oleh letak stem pada dasar dinding. Tebal dinding dasar berkisar antara $1/12$ sampai $1/8$ tinggi dinding.

2. Stem

Stem adalah dinding dari penahan tanah tipe kantilever. Yang di rancang untuk dapat menahan gaya lintang dan momen terhadap tekanan tanah dari belakang dinding. Tebal puncak dinding harus cukup besar untung menempatkan beton dengan mudah. Bagian yang kritis untuk gaya geser dan momen adalah pada sambungan steam dan dan dasar dinding.

Selain dari pada bagian bagian dinding, dari tiap bagian tersebut terdapat gaya yang berkerja yang terlihat pada gambar ;



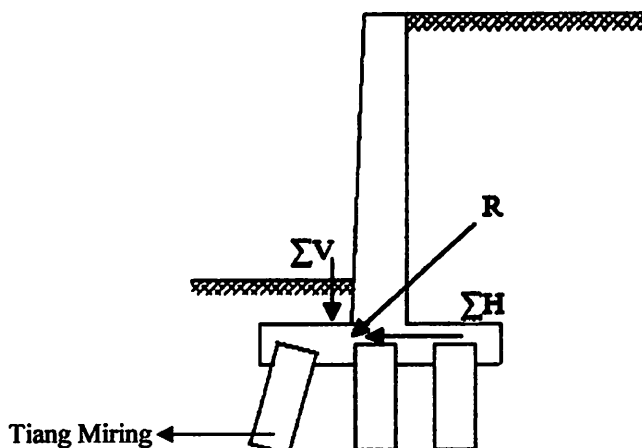
Gambar 2.3 Gaya – gaya yang berkerja pada dinding.

Forces adalah tekanan tanah P_A pada bagian vertikal ab melalui tumit , tekanan PP melalui kaki, tekanan $\sum V$, yang berperan pada dasar. Gaya geser sepanjang dasar, dan berat berbagai bagian dinding dari massa tanah di atas dasar.

Tiga unsur penting struktur dinding penahan tanah untuk penyelidikan kekuatan di tunjukan pada gambar II.7 . gaya yang berperan pada masing masing bagian berhubungan dengan faktor beban, sehingga berbeda dari yang digunakan pada analisis stabilitas awal. Untuk kuat rencana di anggap bahwa tekanan vertikal pada dasar didistribusikan secara seragam dan pusatnya adalah sepertiga dari depan.

2.3. Struktur Dinding Penahan Tanah Didukung Tiang Pancang

Dinding penahan tanah biasanya di dirikan di atas pondasi tiang pancang apabila tanah pada kedalaman tersebut terlalu lemah atau mapat untuk menyediakan dukungan yang cukup bagi struktur. Jika ukurannya melebihi batas, diperlukan faktor aman yang cukup untuk melawan gaya geser atau untuk menjaga tekanan vertikal dalam batas yang di izinkan.



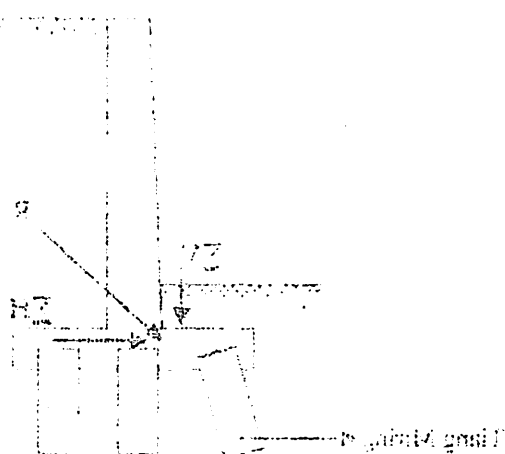
Gambar 2.4 Pondasi tiang di bawah dinding penahan tanah

Jika gaya horizontal pada dinding penahan tanah tidak dapat di tahan, beberapa tiang pancang biasanya dipukul berulang ulang, pengaturan tiang pancang

bagian dan hidrasi. Untuk memastikan bahwa semua air yang diperlukan telah ditambahkan, tambahkan air ke dalam campuran hingga mencapai tingkat yang diinginkan. Setelah selesai, pastikan bahwa semua air telah ditambahkan dan campuran telah dituangkan ke dalam cetakan.

J.S.

1. *Identifikasi Masalah*: Menentukan masalah yang akan diteliti.
 2. *Penelitian Pustaka*: Melakukan pencarian literatur yang relevan.
 3. *Perencanaan Penelitian*: Menentukan metode, lokasi, dan subjek penelitian.
 4. *Pengumpulan Data*: Mengumpulkan data sesuai dengan metode yang telah ditentukan.
 5. *Analisis Data*: Menganalisis data yang telah terkumpul.
 6. *Penyusunan Laporan*: Menyusun hasil penelitian menjadi laporan tertulis.
 7. *Pengujian Hipotesis*: Menguji kebenaran hipotesis yang telah ditetapkan.
 8. *Penyimpulan*: Menarik kesimpulan dari hasil penelitian.
 9. *Penyusunan Kesimpulan*: Menyusun kesimpulan akhir dari penelitian.
 10. *Pengujian Kembali*: Melakukan pengujian kembali untuk memastikan keakuratan hasil.



like gay horizontal bars, lining up the top of them.

yang di tunjukan oleh gambar 2.4 khusus dinding penahan tanah yang tingginya 15 – 20 ft, yang menderita beban horizontal. Untuk dinding yang lebih tinggi dan kondisi pembebanan yang lebih ekstrim, kadang perlu di pakai jumlah tiang pancang yang lebih untuk setiap baris.

Perencanaan pondasi tiang pancang yang di pukul, di dasarkan pada anggapan bahwa gaya horizontal yang bekerja di atas dinding penahan tanah. gaya lateral pada lapisan tanah di mana tiang pancang di pendam jauh lebih besar daripada yang bekerja pada dinding itu sendiri.

- Gaya vertikal tiang pancang

Jika tiang, di atur seperti rencana pada gambar II.8 b, pusat tiang biasanya dekat dengan resultan (R) garis yang bekerja, dan beban pada tiang tiang di perkirakan sama. Beban pada tiang vertikal pada baris B,C , seperti komponen vertikal beban pada tiang pancang pada baris A, di tentukan dengan persamaan

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md}{\sum d^2} \quad (2.14)$$

Dengan

- P = total resultan tiang pancang dan beban langsung
- $\sum V$ = jumlah beban vertikal yang terjadi pada pondasi
- $\sum M$ = Jumlah momen pada pusat gravitasi
- n = jumlah tiang dalam grup
- d = jarak dari pusat berat grup ke tiang
- $\sum d^2$ = jumlah kuadrat jarak tiap tiang dari pusat grup

- Gaya horizontal pada tiang

Beban horizontal $\sum H$ yang bekerja pada bidang alas dinding penahan tanah yang di dukung tiang diteruskan ke tiang tiang dan kemudian ke tanah di mnana tiang tiang tertanam. Maka tiang tiang vertikal tidak boleh terlalu banyak menggantikan faktor aman terhadap pergeseran pada alas atau pada sesuatu lapisan lunak di bawah alas dinding penahan tanah. apabila kekuatan tanah dimana tiang terdapat tidak cukup untuk menghasilkan faktor aman yang di perlukan, perlawanan yang tersedia akan di bantu oleh tiang tiang miring. Biasanya perlawanan tiang tiang miring dan tanah di bawah dinding dianggap berkerja bersama-sama hal ini menganggap bahwa sebelum terjadi keruntuhan akan terjadi gerakan lateral dinding yang cukup yang akan mengambil alih untuk menghasilkan kekuatan ultimit dari kedua elemen.

2.3.1 Daya Dukung Kelompok Tiang

Penentuan daya dukung vertikal sebagai tiang dalam kelompok perlu dihitung dulu efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung vertikal sebuah tiang yang berdiri adalah tidak sama besarnya yang berada dalam suatu kelompok.

Efisiensi η adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok terhadap jumlah tahanan kulit masing-masing tiang pondasi. Misalkan banyaknya baris adalah (n) dan banyaknya kolom (m) dan jarak masing-masing tiang (s), maka banyaknya tiang $K=m.n$.

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{pg}}{n \times Q_s}$$

Penentuan daya dukung vertikal kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus dibawah ini :

$$Q_{\text{tiang}} = \eta \cdot k \cdot Q_{\text{tiang}}$$

Dimana :

Q_{tiang} = daya dukung yang diijinkan untuk sebuah tiang dalam kelompok

Q_{tiang} = daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

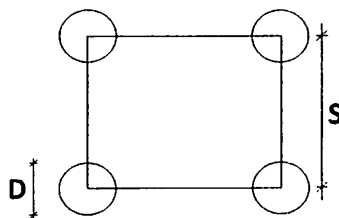
k = jumlah tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

a) Jarak antara tiang dalam kelompok

Syarat jarak tiang kelompok :



Gambar 2.5 Skema Jarak Antar Tiang

$$S \geq 2,5D$$

$$S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m + n) - 2}$$

$$S \leq 2,00 \text{ m}$$

$$S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{(m + n) - 2}$$

Dimana :

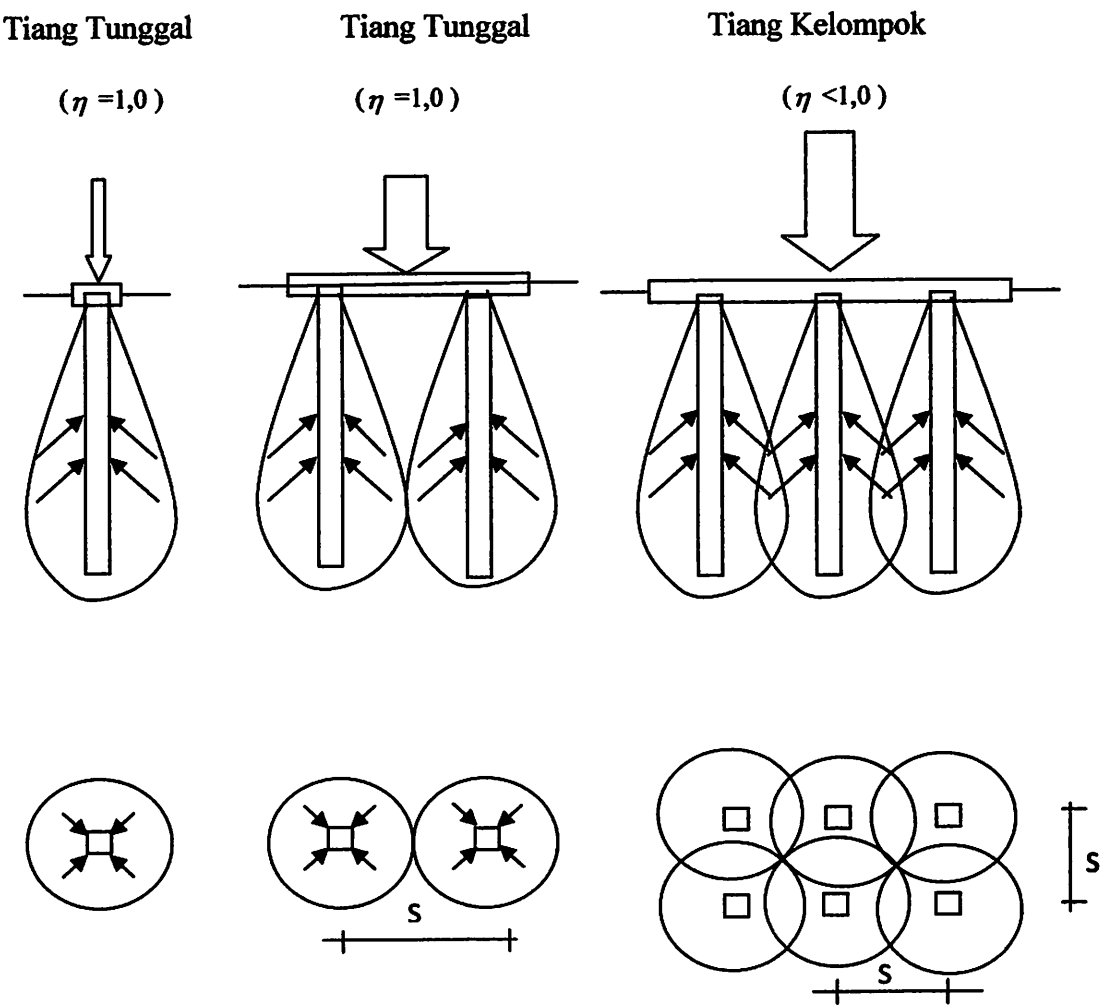
S = jarak antar tiang pondasi (m)

D = diameter tiang pondasi (m)

m = jumlah baris tiang pondasi arah X

n = jumlah tiang pondasi per-baris arah Y

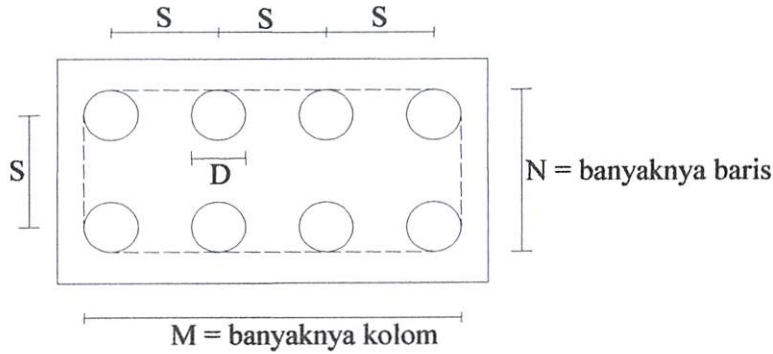
Kontribusi daya dukung tiang pondasi yang dihasilkan dari lekatan/friksi kulit tiang dengan tanah di sekeliling tiang (lihat sketsa) (*Bowles, JE; 1998:331*)



Gambar 2.6 Skema Efisiensi Tiang Kelompok

Efisiensi kelompok tiang dengan rumus sederhana:

$$\eta = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot S + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n}$$



Dimana :

m = jumlah baris tiang; n = jumlah tiang dalam baris

D = diameter tiang (cm)

S = jarak antara as ke as tiang (cm)

p = keliling dari penampang tiang

Rumus efisiensi kelompok banyak sekali ragamnya, di bawah ini disajikan beberapa rumus efisiensi yang lazim digunakan dalam hitungan. Apabila hitungan dilakukan dengan lebih dari satu macam rumus, maka angka efisiensi diambil yang terkecil karena akan diperoleh safety factor yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

a. Rumus Converse-labarre

$$\eta = 1 - \frac{\phi}{90} \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{m \cdot n} \right]$$

Dimana :

$$\phi = \arctg \frac{D}{S}$$

b. Rumus Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot m \cdot S \cdot n} \left[m \cdot (n - 1) + n \cdot (m - 1) + (m - 1)(n - 1) \cdot \sqrt{2} \right]$$

c. Rumus Seiler Keeny

$$\eta = \left[1 - \frac{(11 \cdot S)(m + n - 2)}{7(S^2 - 1)(m + n - 1)} \right] + \left[\frac{0,3}{(m + n)} \right]$$

Dimana :

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam baris

D = diameter tiang (cm)

S = jarak antara as ke as tiang (cm)

Kelompok tiang yang menerima beban normal eksentrisitas dan momen yang bekerja pada dua arah.

2.4. Tekanan Lateral Tanah

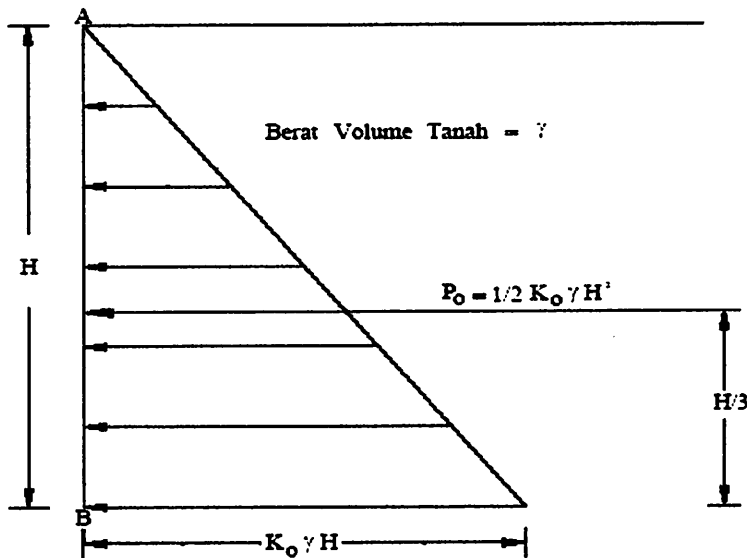
Tekanan tanah lateral adalah tekanan/gaya yang di timbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur dinding penahan tanah. analisa tentang tekanan tanah lateral digunakan untuk perencanaan struktur dinding penahan tanah. pada prinsipnya ada 3 kondisi dalam tanah yaitu;

- a. Dalam keadaan diam (K_o)
- b. Dalam keadaan Aktif (K_a)
- c. Dalam keadaan pasif (K_p)

2.4.1. Tekanan Tanah Lateral dalam Keadaan Diam (K_0)

Yang di maksud Tekanan tanah lateral pada keadaan diam adalah saat kondisi konsolidasi dan creep pada tanah menunjukan nilai 0. Pada keadaan ini, telah terjadi kedudukan tegangan tegangan yang telah stabil , dengan σ_v dan σ_h menjadi tegangan tegangan efektif utamanya. Karena tidak ada perubahan letak, maka tidak ada tegangan geser yang terjadi pada bidang vertikal dan horizontal di sembarang titik pada lapisan tanah. dapat di simpulkan bahwa K_0 adalah kondisi tegangan tegangan tanpa terjadinya tegangan geser.

2.4.1.1. Distribusi Tegangan Tanah Lateral Keadaan Diam K_0



Gambar 2.7 Diagram tekanan tanah dalam keadaan diam (Braja M Das, 1991)

Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertical di namakan K_0 atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.15)$$

Karena $\sigma_v = \gamma h$, maka

$$\sigma_v = K_o(\gamma h) \quad (2.16)$$

Sehingga koefisien tekanan tanah pada saat diam dapat mewakili hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \varphi \quad (2.17)$$

Pada gambar 2.10 menunjukkan tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding, P_o , adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi :

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (2.18)$$

2.4.2. Tekanan Lateral tanah Kondisi Aktif dan Pasif Menurut Rankine

Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen di dalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horizontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang bertikal maupun horizontalnya. Dianggap tanah ditahan dalam arah horizontal pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang di uji dengan penerapan tekanan sel yang di kurangi, sedang tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horizontal di kurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horizontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horizontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan Koefisien tekanan aktif atau K_a . bila dinyatakan dalam persamaan umum :

$$K_o = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.19)$$

Dengan $\sigma_v = \gamma h$

$$(2.1.1)$$

$$K_0 = K_0(y)$$

Sehingga koefisien tekanan tanah akan dapat diketahui berdasarkan rumus

$$(2.1.2) \quad K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$(2.1.3)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Untuk gambar 2.10 menunjukkan tekanan tanah dalam keadaan diam yang berlaku pada

dinding setinggi 11. Gaya total per satuan lebar dinding P_0 adalah sama dengan luas

luas diagram tekanan tanah yang bersangkutan (2.1.4)

$$(2.1.5)$$

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

2.1.5 Tekanan Tanah Kritis (Active Pressure)

Untuk menganalisis tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif di bagian

kedua kesetimbangan pada bagian atas dan bagian bawah dengan kondisi

permukaan yang horizontal dan tidak ada pengaruh geser pada kedua bidang tersebut

tersebut horizontalnya. Untuk gaya tanah diberikan dalam arah horizontal pada kondisi

aktif, seimbang elemen tanah akan seperti pada di bagian atas dan bagian bawah

di bagian tersebut tekanan tanah aktif yang di berikan sebagai tekanan aktif pada

tekanan horizontal di bagian bawah akan sama jika tekanan tanah pasif pada bagian

atas akan seimbang dengan tekanan tanah pasif kemudian menggunakan rumus (2.1.6)

horizontal yang merupakan tekanan tanah aktif yang diberikan pada bagian atas dan

nilai tekanan tanah horizontal dan vertikal pada kondisi ini merupakan tekanan

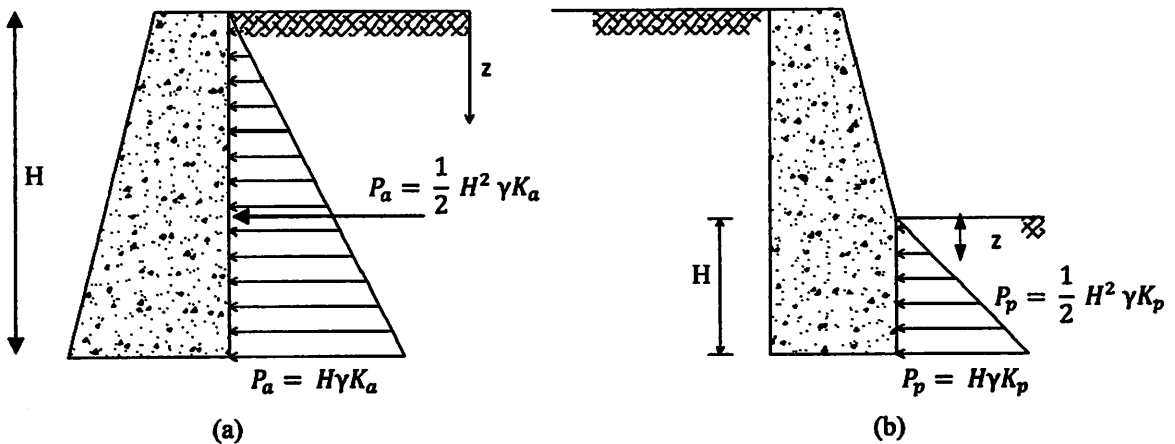
tekanan aktif akan K_0 bisa di rumuskan dengan persamaan umum :

$$(2.1.6)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{\sigma_v}{\sigma_h}$$

$$\text{Untuk } \sigma_v = \gamma H$$

2.4.2.1. Tekanan Tanah Lateral pada Dinding dengan permukaan Horizontal



Gambar 2.8 Distribusi tekanan tanah aktif dan pasif Rankine untuk permukaan tanah horizontal

Gambar 2.8 memperlihatkan dinding penahan tanah dengan urug tak berkohesi seperti pasir ($c=0$), dengan berat volume γ dan sudut gesek dalam ϕ , dan tidak terdapat air tanah. untuk kedudukan aktif rankine, tekanan tanah aktif (p_a) pada dinding penahan tanah pada sembarang kedalaman dinyatakan oleh,

$$p_a = z\gamma K_a, \text{ untuk } c = 0 \quad (2.20)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H sama dengan luas diagram tekanannya (Gambar 2.11a), yaitu ;

$$P_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a \quad (2.21)$$

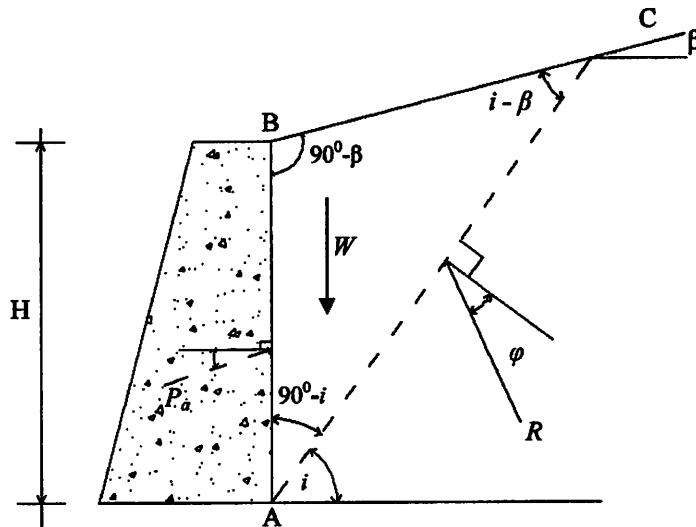
Distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan tanah untuk kedudukan pasif Rankine, di perlihatkan dalam gambar II.10b Tekanan tanah Pasif (P_p) pada sembarang kedalaman dinding penahan tanah di nyatakan oleh

$$P_p = z\gamma K_p, \text{ untuk } c = 0 \quad (2.22)$$

Tekanan tanah pasif pada dasar dinding penahan tanah $p_p = HyK_p$, tekanan tanah pasif total (P_p) adalah luas diagram tekanan pasifnya, yaitu

$$P_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_p \quad (2.23)$$

2.4.2.2. Tekanan Tanah Lateral pada Dinding dengan permukaan Tanah Miring



Gambar 2.9 Gaya gaya yang bekerja pada dinding penahan

Ditinjau dari suatu dinding penahan tanah dengan perkiraan bidang longsornya (Gambar 2.10) tanah urugan kembali (*back fill*) dianggap tak berkohesi (pasir) dan tidak ada gesekan antara tanah dengan permukaan dinding penahan. Berat tanah bekerja secara vertikal dan tekanan tanah lateral (P_a) berkerja permukaan tanah yang miring.

Dari gambar dapat di hitung

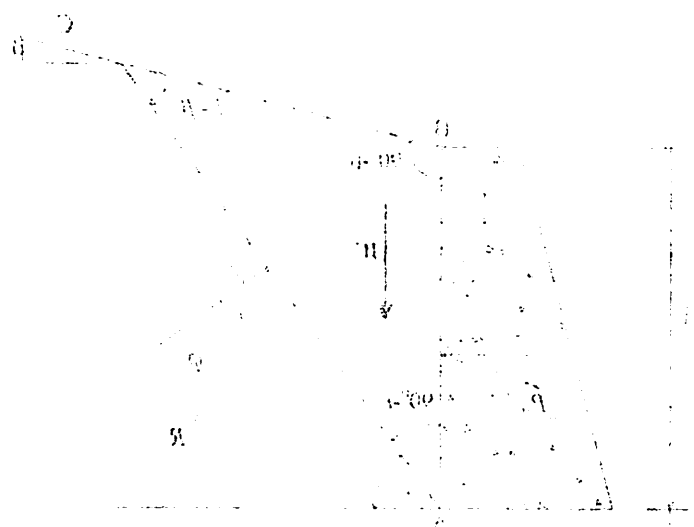
$$Luas ABC = \frac{1}{2} H^2 \frac{\sin (90-i) \sin (90+\beta)}{\sin (i-\beta)} \quad (2.24)$$

[illegible]

$$\frac{d\log H_2/T}{d\log H_1/T} = 0.9$$

don't consider any other political than Israel. I don't mind it. S.S.R.

၁၃၂၁



CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION - UNCLASSIFIED

[illegible]

granted to these testing facilities

$$(40.6) \quad \frac{(-1)^n(1-100+100n)}{(n-1)!} = \frac{99(n-1)}{n!} = 98A + \frac{1}{n}$$

$$\text{Berat } W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos i \cos \beta}{\sin(i-\beta)} \quad (2.25)$$

Dari segitiga gaya ABC

$$P_a = W \frac{\sin(i-\varphi)}{\sin(90-i+\varphi+\beta)} \quad (2.26)$$

Dengan cara substitusi maka di peroleh

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (2.27)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.28)$$

$$\text{dengan } K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (2.29)$$

Dengan cara analogi dapat di peroleh besarnya tekanan tanah pasif untuk cara

Rankine :

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (2.30)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.31)$$

$$\text{dengan } K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \quad (2.32)$$

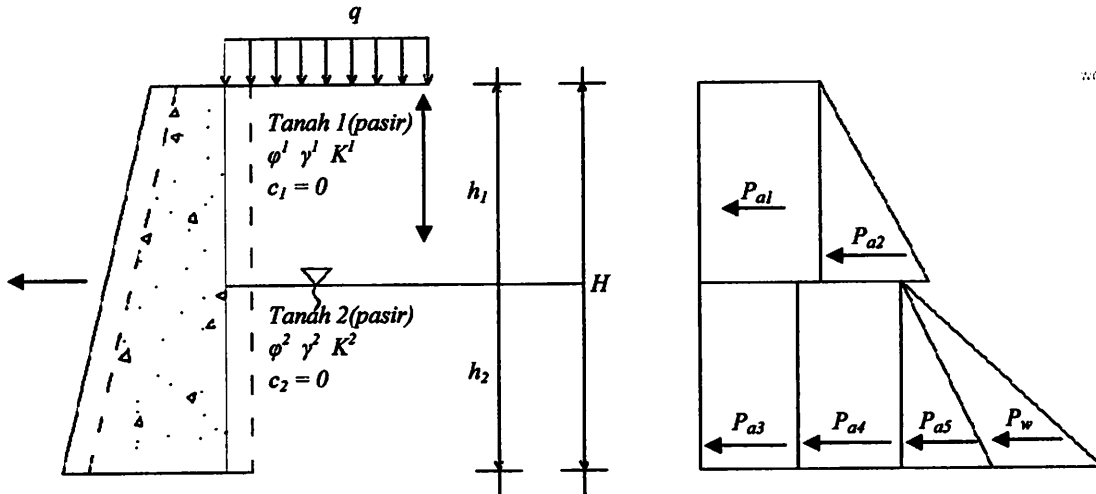
2.4.2.3. Diagram Tekanan Tanah Aktif dan pasif Rankine

Ditinjau dinding penahan tanah dengan tanah urugan berupa tanah pasir yang di atasnya terdapat beban terbagi rata q (gambar II.12). muka air tanah terdapat pada kedalaman h_1 dari muka tanah. di bawah h_1 terdapat tanah pasir 2.

Pada kedalaman $z = 0$:

Tekanan aktif efektif terhadap dinding $P_a = K_a \cdot Q$

Tanah tak bekoheesi



Gambar 2.11 Diagram tekanan tanah aktif Rankine

Pada kedalaman $z = h_1$, karena tanah tidak terendam air, tekanan vertikal total sama dengan tekanan vertikal efektif, atau :

$$\sigma_v = \sigma_v' = (q + \gamma_1 h_1) \quad (2.33)$$

tekanan tanah aktif setinggi h_1 adalah

$$p_a = p_a' = K_{a1} \sigma_v' = K_{a1} (q + \gamma_1 h_1) \quad (2.34)$$

pada kedalaman $z = h_1 - h_2 = H$, karena tanah setebal h_2 terendam air, maka pada bagian ini di pakai berat volume efektif (γ_1'):

$$\sigma_v' = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2) \quad (2.35)$$

tekanan tanah aktif pada bagian dinding setinggi h_1 adalah

$$p_a = p_a' = K_{a1} \sigma_v' = K_{a1} (q + \gamma_1 h_1) \quad (2.36)$$

tekanan lateral akibat tekanan air setebal h_2 atau pada $z = H$:

$$u = \gamma_w h_2 \quad (2.37)$$

tekanan aktif total pada dinding penahan dengan tinggi H adalah sama dengan luas diagram yang di tunjukan pada gambar II.11 yaitu

$$P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} + P_{aw} \quad (2.38)$$

Atau

$$P_a = qh_1K_{a1} + qh_2K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{a1} + \gamma_1 h_1 h_2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_2' h_2^2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_w h_2^2 \quad (2.39)$$

Perhatian bahwa tekanan tanah lateral (tinggi = h_1) terhadap bagian dinding bawahnya adalah sama dengan bila tekanan tanah setebal h_1 dianggap sebagai beban terbagi rata yang menekan pada bagian dinding bawahnya, bila tanah lapisan 1 dianggap sebagai beban terbagi rata terhadap dinding di bagian lapisan 2

$$q' = \gamma_1 h_1 \quad (2.40)$$

tekanan tanah aktif akibat tanah setebal h_1 sebesar q_1 yang terletak di atas tanah urug dengan dinding setinggi h_2 adalah :

$$P_{a4} = q' h_2 K_{a2} = \gamma_1 h_1 h_2 K_{a2} \quad (2.41)$$

Penggambaran diagram tekanan tanah pasif menurut tankine dapat di gambarkan seperti pada tekanan tanah aktif.

2.4.3. Pengaruh Beban Merata di Atas Urugan Tanah

2.4.3.1. Beban Terbagi Rata

Kadang kadang tanah urug di belakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi rata. Dengan menganggap beban terbagi rata q sebagai beban tanah setebal $h_s = \frac{q}{\gamma}$. tekanan tanah lateral pada kelamana h_s , dari tinggi tanah urug akan sebesar

$$P_a = h_s \gamma K_a = q K_a \quad (2.42)$$

Jadi , akibat adanya beban terbagi rata ini, tambahan tekanan tanah aktif total pada dinding penahan tanah setinggi H dapat dinyatakan oleh persamaan

$$P_a = q K_a H \quad (2.43)$$

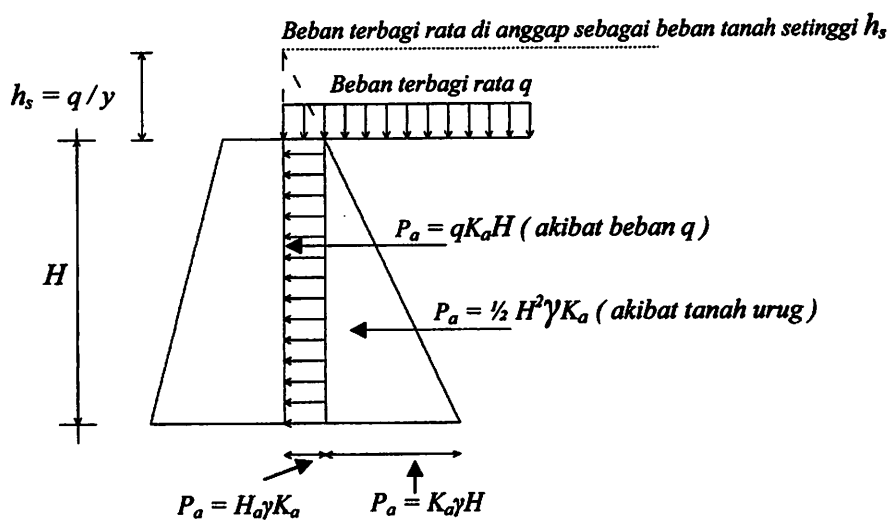
Dengan

P_a = tambahan tekanan tanah aktif total akibat beban terbagi rata

q = beban terbagi rata

H = tinggi dinding penahan tanah

K_a = koefisien tekanan tanah aktif



2.4.3.2. Beban Titik

Tekanan tanah akibat beban titik di atas tanah urug dapat di hitung dengan persamaan Boussinesq (spangler, 1938).

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3x^2 z}{(x^2 + z^2)^{5/2}} \right) \quad (2.44)$$

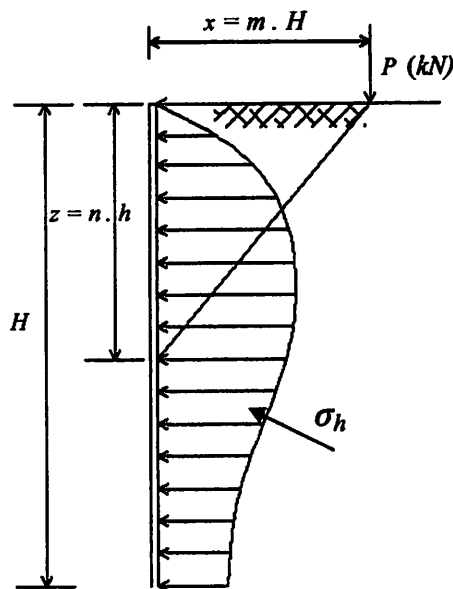
Substitusi $x = mH$, $z = nH$ dan $\sigma_x = \sigma_h$

$$\sigma_h = \frac{3P}{2\pi} \left(\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^{5/2}} \right) \quad (2.45)$$

Dari penyelidikan Garber (1929) dan Spangler (1938), persamaan tersebut mendekati kenyataan bila di ubah menjadi,

$$\sigma_h = \frac{1,77P}{H^2} \left(\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^3} \right), \text{ untuk } m > 0,4 \quad (2.46)$$

$$\sigma_h = \frac{0,28P}{H^2} \left(\frac{n^2}{(0,16 + n^2)^3} \right), \text{ untuk } m < 0,4 \quad (2.47)$$



2.4.3.3. Beban Garis

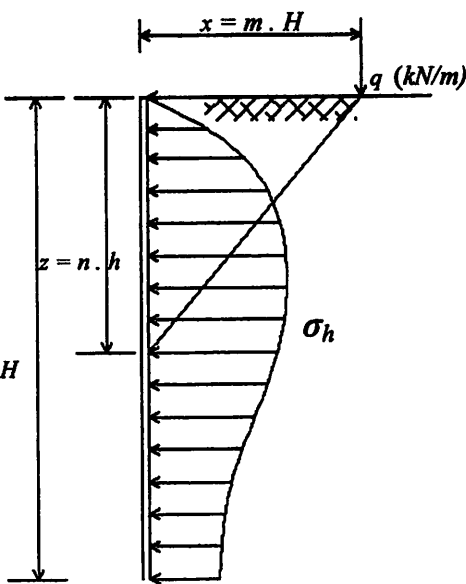
Dalam prakteknya beban garis biasa berupa, dinding, beton, pagar, saluran yang terletak di dalam tanah, dan lain lain. Boussinesq memberikan persamaan tekanan tanah lateral akibat beban garis sebesar q persatuan lebar.

$$\sigma_h = \left(\frac{4qm^2 n}{\pi H(m^2 + n^2)^3} \right) \quad (2.48)$$

Dari hasil penelitian Terzaghi (1954) persamaan ini mendekati kenyataan apabila

$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi H} \left(\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \right), \text{ untuk } m > 0,4 \tag{2.49}$$

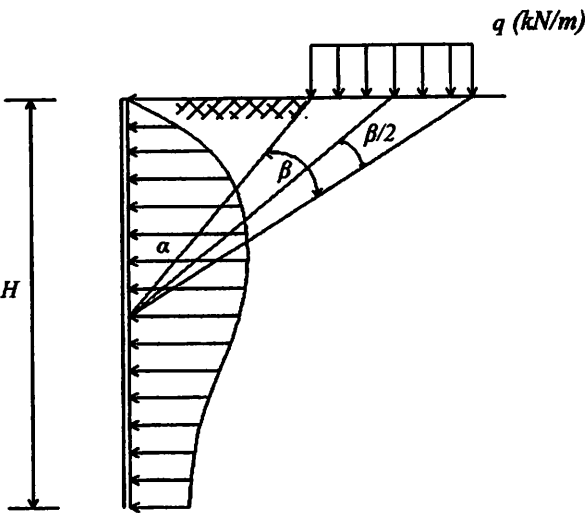
$$\sigma_h = \frac{q}{H} \left(\frac{0,203n}{(0,16 + n^2)^2} \right), \text{ untuk } m > 0,4 \tag{2.50}$$



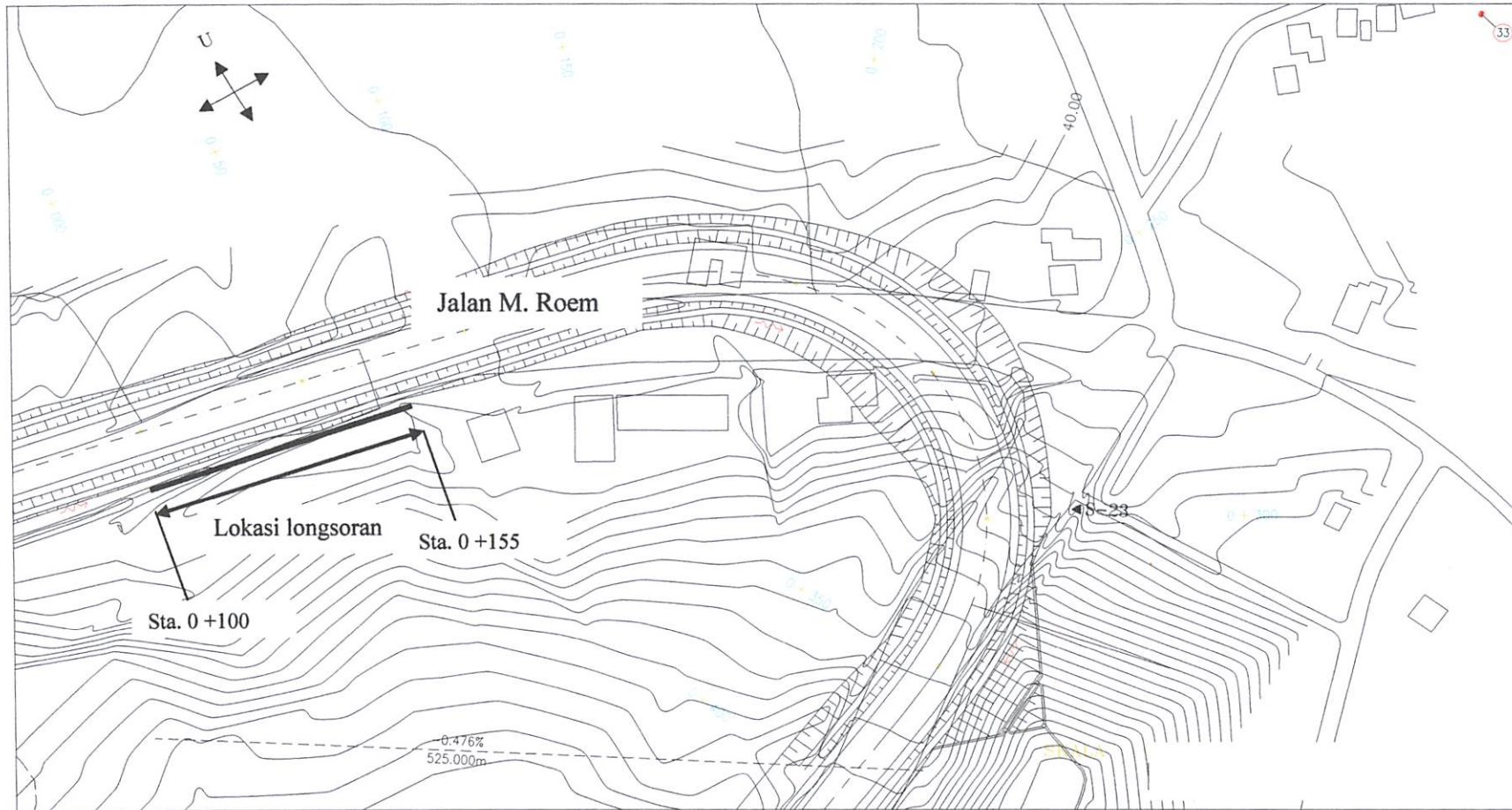
2.4.3.4. Beban Terbagi Rata Memanjang

Beban terbagi rata memanjang (q) dapat berupa jalan raya, rel kereta api, atau timbunan tanah yang sejajar dengan dinding penahan tanah. *terzaghi (1943)* memberikan persamaan untuk beban terbagi rata memanjang sebagai berikut;

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \tag{2.51}$$



Gambar 3.1 Peta Lokasi Proyek



Gambar. 3.2 Lokasi Longsor

3.2.2 Kondisi Longsoran

Subbab ini berisi tentang kondisi longsoran, yang di tunjukan dengan beberapa foto dan sketsa berikut.



Gambar 3.3 Foto Longosoran

3.3 Data Tanah

Dalam bab sebelumnya dijelaskan bahwa longsor merupakan kejadian dimana terjadinya gerakan pada tanah yang menyebabkan runtuhnya tanah dari bidang semula. penyebab longsor yang utama adalah adanya perubahan kekuatan tanah yang tidak mampu menahan gaya geser yang terjadi. Oleh karena itu data mengenai tanah sangat di perlukan untuk di ketahui sebagai parameter terpenting dalam perencanaan bangunan penanggulangan longsor.

Untuk mendapatkan data tanah, diperlukan pengujian (*test*), baik pengujian laboratorium atau pengujian langsung di lokasi. Jenis pengujian yang biasa dilakukan adalah pengujian Sondir dan SPT (*Standart Penetration Test*). Dalam kasus yang di bahas pada Skripsi ini, data tanah yang di dapat di peroleh dari pengujian- pengujian tersebut.

3.3.1 Pengujian SPT (*Standart Penetration Test*)

Pengujian SPT (*standart Penetration Test*) merupakan pengujian dinamis yang berasal dari Amerika Serikat. Menggunakan suatu alat yang dinamakan “split spoon sampler” yang di masukan kedalam tanah pada dasar lubang bor dengan memakai suatu beban penumbuk (*drive weight*) seberat 140 pound (63kg) yang di jatuhkan dari ketinggian 30 in (75cm). Setelah “split spoon” dimasukan 6 inc (15cm) jumlah pukulan ditentukan untuk memasukan 12 inc (30cm) berikutnya. Jumlah pukulan ini di sebut nila N dengan satuan pukulan/kaki (*blow/foot*). Nilai N digunakan untuk mengetahui konsistensi atau density tanah di lapangan. Berikut nilai hasil Uji SPT yang diambil disekitar lokasi longsor.

Tabel 3.1 Nilai N- SPT Bore Hole 1

Kedalaman (meter)	Tebal (meter)	Material	Deskripsi	N – SPT Blow/cm
0 – 1.15	1.15	Clay	Yellowish brown coloured, few fine grained sand, medium plasticity	6/30
1.15 – 28.5	1,7	Clay	Brownish gray coloured , high plasticity , soft	4/30
2.85 - 4.30	1,45	Clay	Brownish gray coloured , high plasticity , soft	2/15
4.30 - 6.15	1,85	Clay	Brownish gray coloured , high plasticity , soft	3/30
6.15 – 8.05	1,9	Clay	Brownish gray coloured , high plasticity , soft	1/20
8.05-9.31	1,26	Clay	Brownish gray coloured , high plasticity , soft	1/17
9.31-11.00	1,69	Clay	Dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, very soft	1/54
11.00-12.15	1,15	Clay	Dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, very soft	2/30
12.15-15.15	3	Clay	Dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, very soft	2/30
15.15 – 17.85	2,7	Clay	Dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, very soft	2/30
17.85 – 20.15	2,3	Clay	Organic clay , black coloured , high plasticity , soft	3/30
20.15 – 22.15	2	Clay	Dark clay to black coloured , some prganic matter, high plasticity , soft medium stiff	6/30

22.15 – 24.15	2	Organic Clay	Black coloured , high plasticity , medium stiff	5/30
24.15 – 26.15	2	Clay	Dark gray coloured , low plasticity soft to medium stiff	3/30
26.15 – 27.85	1,7	Organic clay	Black coloured , soft	5/30
27.85 – 30.15	2,3	Clay	Gray coloured , high plasticity , trace organic matter, medium stiff	6/30
30.15 – 32.15	2	Sand	Gray coloured , fine grained , slightly stiff, few organic matter medium denser	16/30
32.15 – 34.15	4	Clay	Dark gray coloured , few to some organic matter, high plasticity , stiff becoming hard bellow – 36.00 meters depth	33/30
34.15 – 36.15	2	Sandy Clay	Dark gray coloured , low plasticity , few some organic, very stiff	17/30
36.15 – 38.15	2	Sandy Clay	Dark gray coloured , low plasticity , few some organic, very stiff	25/30
38.15 – 40.15	2	Clay	Dark gray coloured , few organic matter, high plasticity , very stiff	27/30
40.15 – 42.15	2	Clay	Dark gray coloured , few organic matter, high plasticity , very stiff	85/26

3.3.2 Pengujian Laboratorium

Pengujian laboratorium dilakukan untuk mendapatkan nilai dan jenis tanah (soil properties) yang ada pada lokasi longsor, metode yang digunakan dalam mengambil sample untuk pengujian menggunakan metode boring. Pengambilan

sample tanah ini dikenal dengan sebutan undisturbed soil sample (pengambilan tanah tidak terganggu). Pengambilan sample dilakukan dengan cara menge-bor sampai kedalaman tertentu dengan menggunakan tabung (pipa) logam berongga kedalam tanah.

Pengujian laboratorium dilakukan untuk mendapatkan nilai/parameter sample tanah yang telah diambil, Dan kemudian parameter ini yang akan di gunakan untuk melakukan analisa terhadap keadaan tanah dilokasi studi kasus.

Parameter tanah yang diuji meliputi

1. Berat Jenis (Gs)
2. Berat isi , Desity (γ)
3. Kadar air (w)
4. Atterberg limit , yang meliputi :
 - Batas cair (Liquit Limit)
 - Batas plastic (Plastic limit)
 - Index plastic (Plasticity index)
 - Index kecairan (Liquidity index)
5. Triaksial UU
6. Kohesi

Berikut ini adalah tabel hasil pengujian laboratorium atas sempel tanah dilokasi longsor ;

Tabel 3.2 Parameter Tanah Hasil Pengujian Laboratorim dengan Boring Sample

Bore hole	Sampel depth m	Gs	Density		Natural water content w _n %	Atterberg Limits			IL	e	n %	Sr %	% finer by weight passing no 200	Unconfined		Triaxial UU		Consolidation	
			γ_m g/cm ³	γ_d g/cm ³		wL %	wP %	IP %						qu Kg/cm ²	St	c Kg/cm ²	ϕ deg	Cc	Pc Kg/cm ²
BH 1	2.00 – 2.70	2.61	1.71	1.13	51.30	72.5	34.0	38.5	0.45	1.31	57	100	99			0.13	4.40	0.45	1.40
	7.00 – 7.70	2.23	1.24	0.40	213.17	176.8	60.5	116.4	1.31	4.61	82	100	99	0.30	1.4			1.88	0.77
	12.00 – 12.70	2.64	1.62	1.02	58.80	59.8	27.2	32.6	0.97	1.59	61	98	99			0.11	2.10	0.56	0.43
	12.90 – 17.00	1.89	1.14	0.32	259.33	164.1	58.2	105.9	1.90	4.95	83	100	100			0.38	5.80	3.68	0.80
	27.00 – 27.70	2.66	1.82	1.31	38.92	48.3	25.4	22.9	0.59	1.03	51	100	100			0.31	2.90	0.40	1.40

Keterangan kolom

Bore hole	: Nomor lokasi bor	wL	: Batas cair
Sample depth	: Kedalaman sample	wP	: Batas Plastis
Gs	: Specivic gravity (berat jenis tanah)	IP	: Plastis indeks
Density	: Berat isi	IL	: Indeks kekentalan
γ_m	: Berat isi tanah		
γ_d	: Berat isi tanah kering		
Natural water content	: Kadar air tanah	Sr	: Drajat Kejenuhan
Atterberg limits	: Kadar minimum tanah dalam kondisi plastis	c	: Cohesi (kekuatan geser)
qu	: Unconfined Compression Streght	ϕ	: Sudut Geser

3.3.3 Pengujian Sondir

Pengujian sondir dilakukan untuk mendapatkan data tingkat kekuatan tanah/kekerasan tanah lapisan tanah, pengujian ini dilakukan dengan menggunakan alat sondir atau *Cone Penetrometer Tes (CPT)*. Hasil cone penetration test disajikan dalam bentuk diagram sondir yang mencatat nilai tahanan konus dan friksi selubung, tes ini dapat menentukan lapisan lapisan tanah berdasarkan pada korelasi tahanan ujung koonus dan daya lekat tanah setiap kedalaman sondir, kemudian dapat di gunakan untuk mengetahui elevasi tanah lapisan keras dan menghitung daya dukung pondasi yang di letakan pada tanah tersebut.

3.3.3.1 Konversi Data Sondir

Konversi data sondir dihitung dengan menggunakan nilai rata – rata per meter, sebagai contoh perhitungan, rata – rata nilai qc pada kedalaman 0 – 1 meter adalah 11 kg/cm² dengan fs (hambatan pelekak) 2,68 % maka akan didapatkan nilai ;

$$q_c = 4N$$

$$N = q_c / 4$$

$$= 11 / 4$$

$$= 2,83$$

$$c_u = q_c / 14$$

$$= 11 / 14$$

$$= 0,87 \text{ kg/cm}^2$$

Dengan menggunakan tabel 3.3 dapat di ketahui konsistensi tanah dengan menggunakan nilai N

Konsistensi	Sangat lunak	lunak	sedang	keras	sangat keras	padat
N	kurang dari 2	2-4	4-8	8-15	15-30	lebih dari 30
qu (kg/cm ²)	kurang dari 0.25	0.25-0.5	0.5-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	lebih dari 4.0

Tabel 3.3.Hubungan antara konsistensi tegangan geser unconfined dari lempung dan nilai N (Terzaghi).

Untuk nilai N = 2,8 deskripsi tanah adalah *lunak*

Dengan menghubungkan nilai qc dan fs dapat ditentukan jenis tanah menggunakan tabel berikut.

Hasil Sondir		Klasifikasi
qc	fs	
6.0	0.15 - 0.40	Humus, lempung sangat lunak
6.0 - 10.0	0.20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0.20 - 0.60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
10.0 - 30.0	0.10	Kerikil lepas
	0.10 - 0.40	Pasir lepas
	0.40 - 0.80	Lempung atau lempung kelanauan
	0.80 - 2.00	Lempung agak kenyal
30 - 60	1.50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1.0 - 3.0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60 - 150	1.0	Kerikil kepasiran lepas
	1.0 - 3.0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan lempung kelanauan
	3.0	Lempung kekerikilan kenyal
150 - 300	1.0 - 2.0	Pasir padat, pasir kekerikilan, pasir kasar pasir, pasir kelanauan sangat padat

(Sumber : Buku Mekanika Tanah, Braja M. Das Jilid 1)

Tabel 3.4 klasifikasi jenis tanah dengan menggunakan hubungan antara nilai qc dan fs

Rata - rata nilai qc pada kedalaman 0-1 meter adalah 11 kg/cm² , nilai fs rata – rata 2,68 diklasifikasikan jenis tanah adalah tanah lempung.

Hasil perhitungan untuk kedalaman selanjutnya akan di tampilkan pada tabel dibawah ini ;

kedalaman (meter)	qc (kg/cm ²)	c _u (kg/cm ²)	N	Deskripsi	fs (%)	Jenis Tanah
0-1	11	0.807	2,83	LUNAK	2.68	LEMPUNG
1-2	22	1.593	6	SEDANG	1.83	LEMPUNG
2-3	25	1.771	6	SEDANG	2.71	LEMPUNG
3-4	27	1.893	7	SEDANG	2.03	LEMPUNG
4-5	37	2.650	9	KERAS	2.32	LEMPUNG
5-6	46	3.274	11	KERAS	1.76	LEMPUNG
6-7	35	2.500	9	KERAS	2.27	LEMPUNG
7-8	43	3.036	11	KERAS	1.88	LEMPUNG
8-9	91	6.464	23	SANGAT KERAS	1.01	LEMPUNG PADAT
9-10	113	8.036	28	SANGAT KERAS	0.60	LEMPUNG PADAT

Tabel 3.3 Hasil Konversi Data Sondir



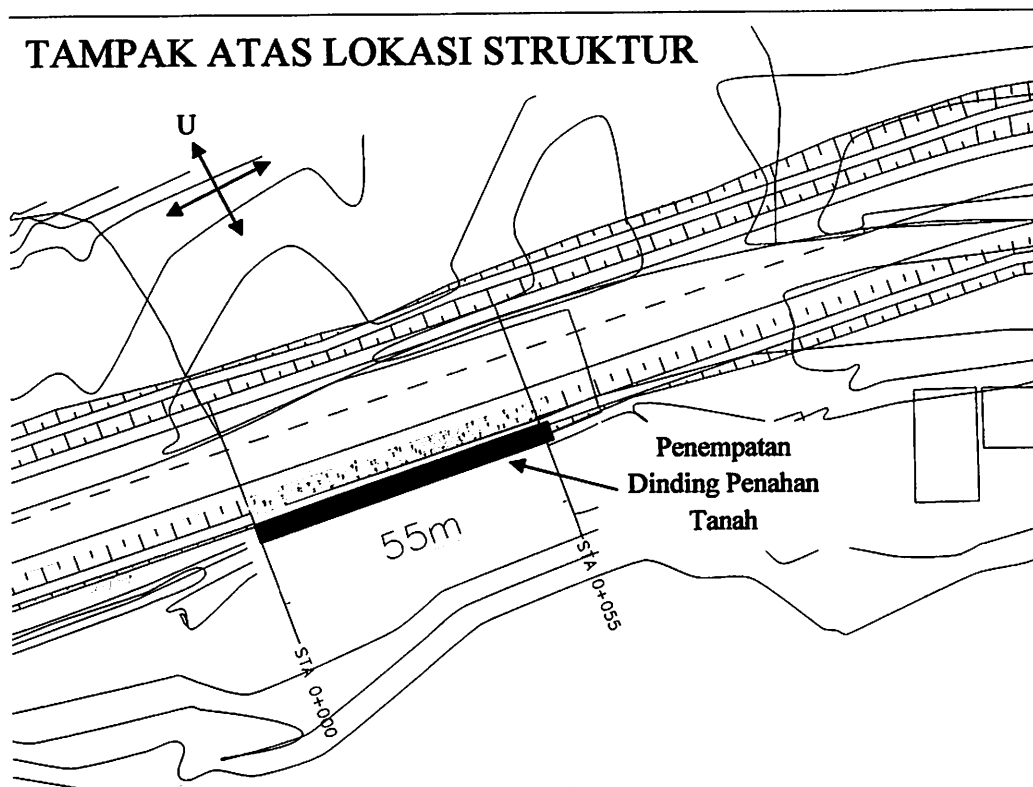
BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH

4.1 Lokasi dan Dimensi Struktur

4.1.1 Lokasi Struktur

Penentuan letak struktur dinding penahan tanah merupakan tahapan awal dalam merencanakan struktur dinding penahan tanah. Letak struktur dinding penahan tanah ditampilkan dalam gambar berikut.

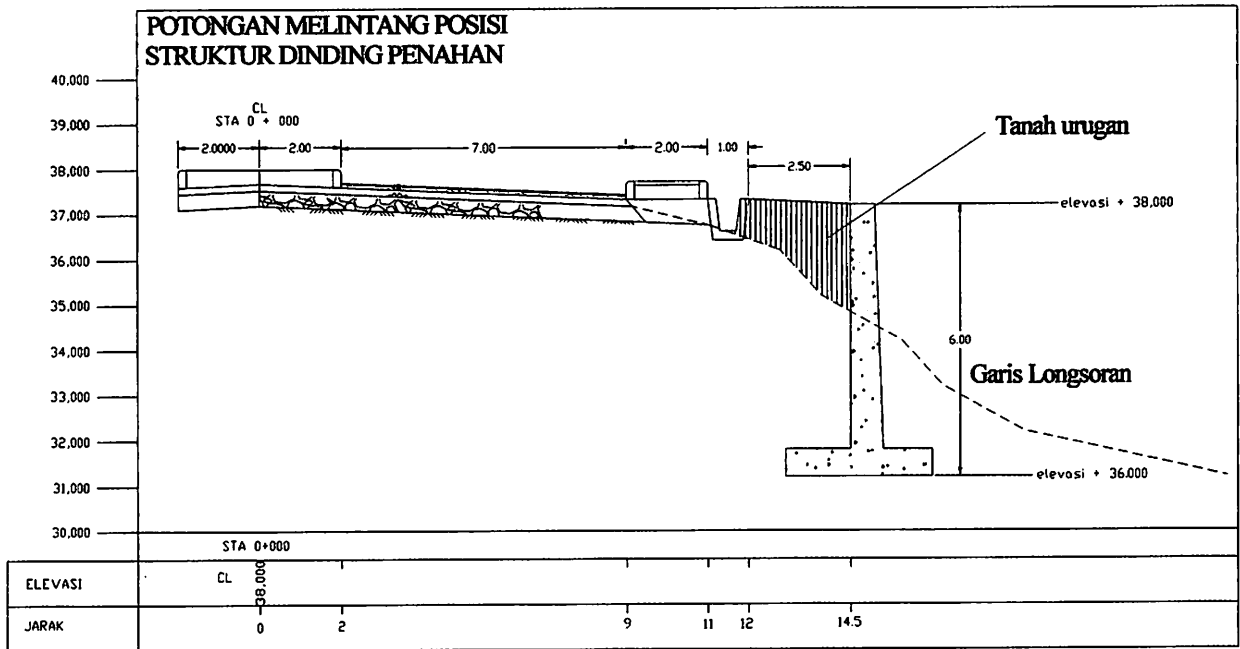


Gambar 4.1 Tampak Atas Lokasi Struktur.

Letak struktur dinding penahan tanah yang di peruntukan sebagai penanggulangan longsor yang terjadi, terletak pada STA. 0+100 sampai dengan STA. 0+155, yang merupakan panjang longsor.

4.1.2 Perencanaan Dimensi Struktur

Perencanaan dimensi struktur didasarkan pada kondisi longsor yang terjadi, kondisi longsor yang mencapai ketinggian 6 meter, menjadi dasar perencanaan tinggi dinding penahan.



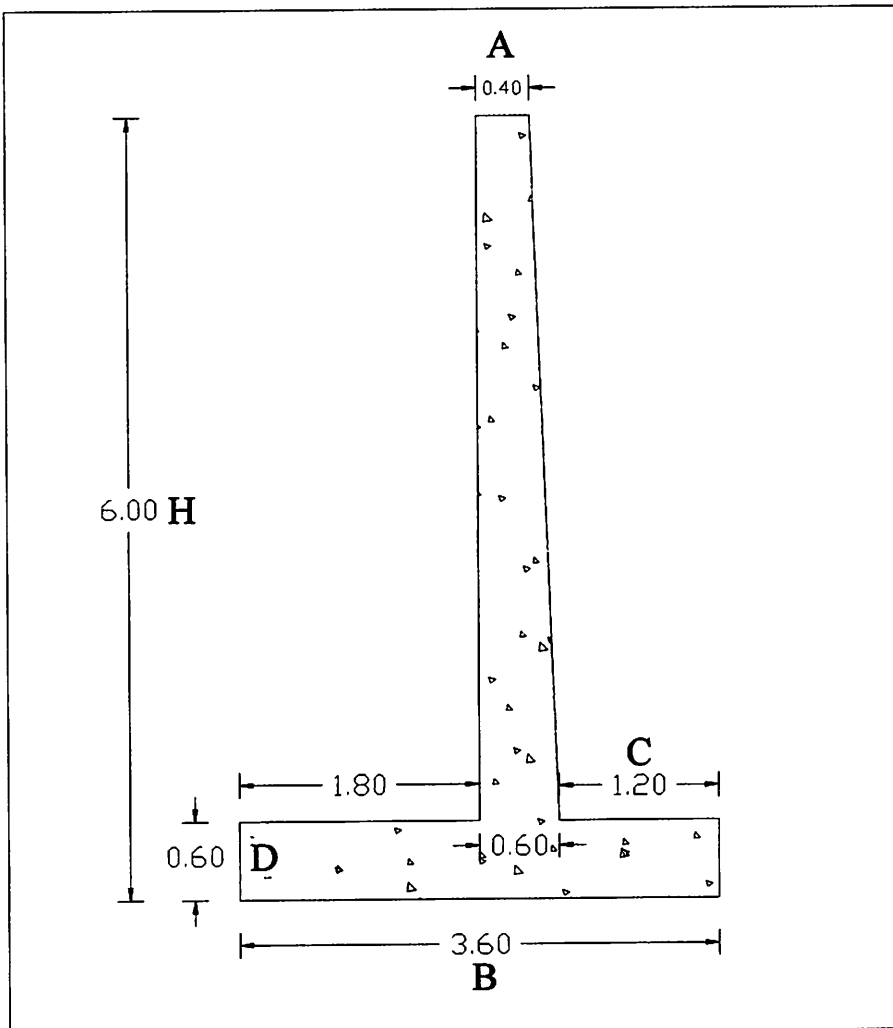
Gambar 4.2 Letak Struktur dinding Penahan Tanah.

Dengan ketinggian longsor yang menjadi acuan perencanaan, maka ditetapkan untuk perencanaan tinggi struktur dinding penahan tanah senilai dengan tinggi longsor ;

$$H = 6 \text{ meter}$$

Ditetapkannya ketinggian struktur dinding penahan tanah menjadi dasar untuk menentukan dimensi – dimensi lain dari bagian bagian struktur dinding penahan tanah tipe kantilever, yaitu sebagai berikut (*Analisis dan Perencanaan Pondasi I, Hary Cristiady Hardiyatmo, Hal 494*);

- $H = 6$ meter
- $B = 0,4 - 0,7H = 3,6$ meter ($0,6H$)
- $D = H/12 - H/10 = 0,6$ meter ($H/10$)
- $C = B/3 = 1,2$ meter
- $A = \min 0,2 \text{ m} = 0,4$ meter



Gambar 4.3 Dimensi Dinding Penahan Tanah

4.2 Analisa Kekuatan Struktur

4.2.1 Data Perencanaan

Data pembebanan

a. Pembebanan akibat dari penggunaan lokasi

- Beban Jalan Raya = 1 ton/m²

b. Data tanah

Hasil uji laboratorium untuk tanah pada kedalaman 0 – 6 meter

- γ_m = 1,71 ton/m³ = 1710 Kg/m³

- γ_d = 1,13 ton/m³ = 1130 Kg/m³

- c = 0,13 kg/cm² = 1300 Kg/m²

- ϕ = 4,40°

Hasil uji laboratorium untuk tanah pada kedalaman 7 meter

- γ_m = 1,24 ton/m³

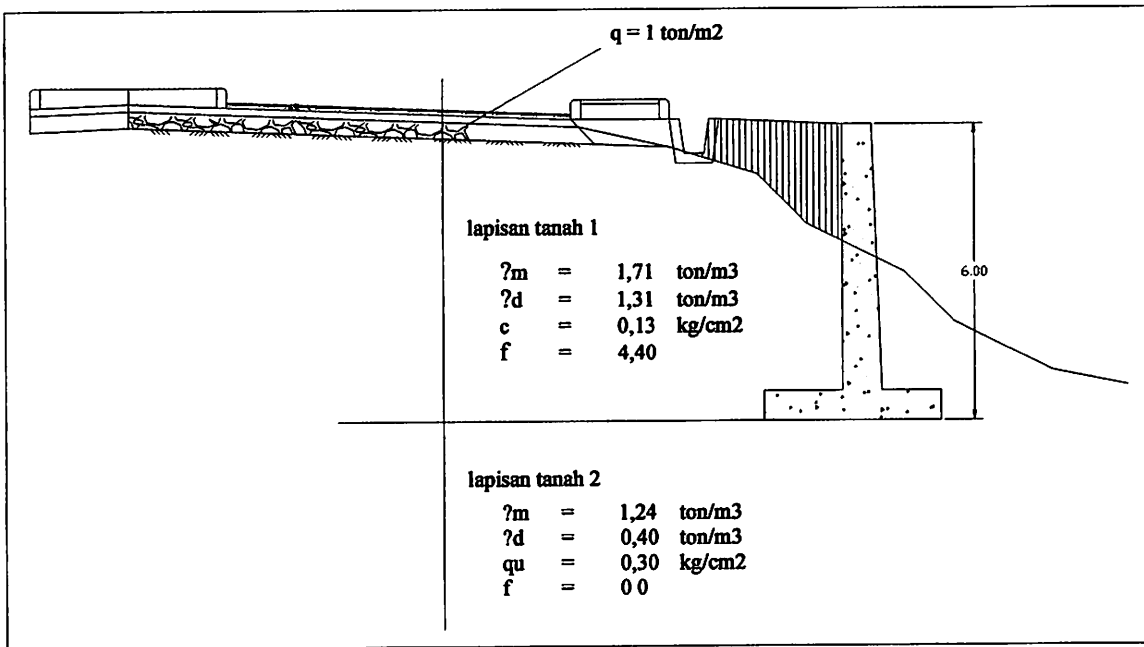
- γ_d = 0,40 ton/m³

- qu = 0,30 kg/cm²

- ϕ = 0°

c. Data bahan struktur

- Berat jenis beton = 2400 kg/m³



Gambar 4.4 Pembebanan dan lapisan tanah

4.2.2 Analisa Tekanan Tanah Pada Kondisi γ_m (basah)

- koefisien tekanan tanah aktif (K_a)

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{4,40}{2} \right) \\
 &= 0,857
 \end{aligned}$$

- Tegangan tanah aktif (akibat tekanan tanah dimuka dinding penahan)

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_a - 2 \cdot c_1 \cdot \sqrt{K_a} \\
 &= 1700 \cdot 6 \cdot 0,857 - 2 \cdot 1300 \cdot \sqrt{0,857} \\
 &= 6385,889 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_1 &= 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot (H - h_c) \\
 &= 0,5 \cdot 6385,889 \cdot (6 - 1,65)
 \end{aligned}$$

$$= 13889,30858 \text{ Kg}$$

- Tegangan tanah aktif akibat beban merata

$$P_2 = q.H.K_a$$

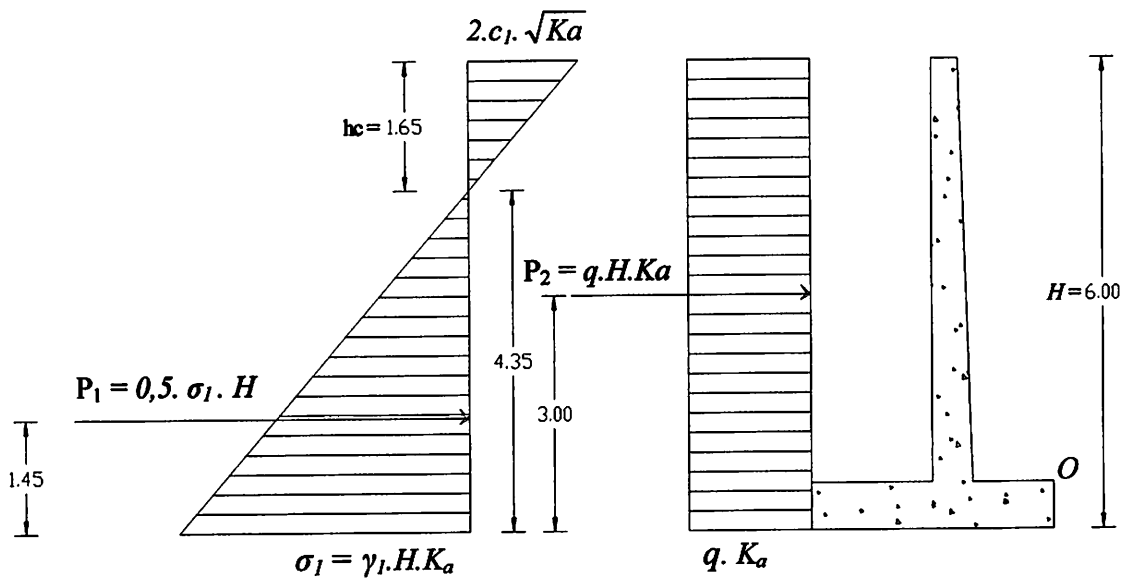
$$= 1000.6.0,857$$

$$= 5142 \text{ Kg}$$

$$\Sigma P = P_1 + P_2$$

$$= 13889,30858 + 5142 \text{ Kg}$$

$$= 19031,30858 \text{ Kg}$$

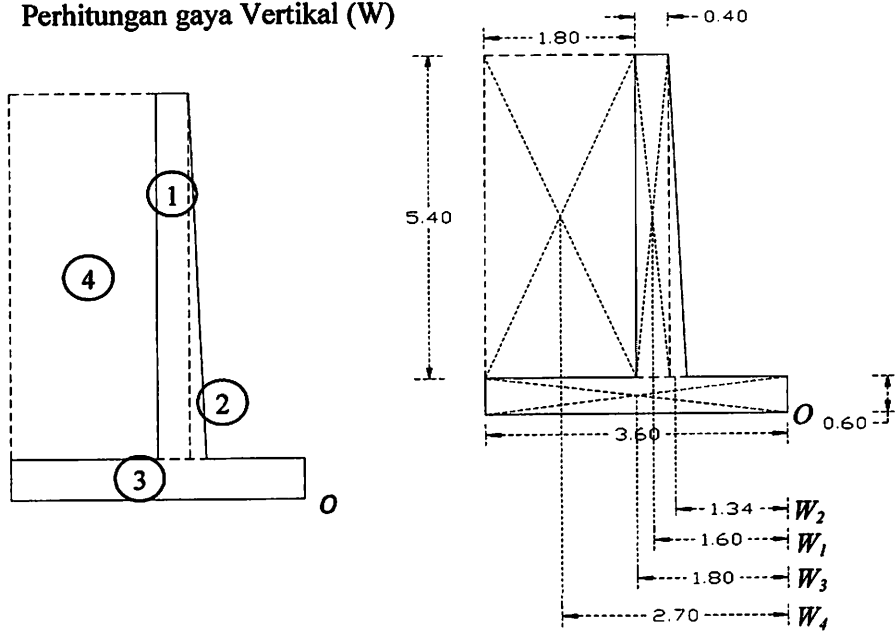


Gambar 4.5 Diagram Tegangan Tanah akibat tekanan tanah

Tabel 4.1 Hitungan tekanan tanah aktif dan momen terhadap O,

	Tekanan Tanah Total (Kg)	Jarak ke O (m)	Momen ke O (Kg.m)
P_1	13889,30858	1,45	20139,49744
P_2	5142	3	15426
ΣP	19031,3085	ΣM_p	35565,49744

- Perhitungan gaya Vertikal (W)



Gambar 4.6 Bagian – bagian gaya vertikal dan Jarak dari masing – masing titik berat terhadap *O*

- Gaya Vertikal (W) bagian 1

$$\text{Luas (A)} = 0,4 \times 5,40 = 2,16 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} W &= A \cdot B_j \text{ Beton} \\ &= 2,16 \times 2400 = 5184 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= W \cdot \text{Jarak Titik Berat Bagian 1 terhadap } O \\ &= 5184 \times 1,6 = 8294,4 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Hasil Perhitungan gaya Vertikal dan gaya momen terhadap *O*,

No	Luasan (m ²)	Berat Jenis (Kg/m ³)	W (Kg)	Jarak titik berat W terhadap <i>O</i>	Momen (Kg.m)
1	2,16	2400	5185	1,6	8294,4
2	0,54	2400	1296	1,34	1736,64
3	2,16	2400	5184	1,8	8294,4
4	9,72	1710	16621,2	2,7	44877,24
ΣW			28285,2	ΣM_w	63202

4.2.3 Analisa Tekanan Tanah Pada Kondisi γ_d (kering)

Dengan koefisien tanah aktif ;

$$\begin{aligned} K_a &= \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{4,40}{2}\right) \\ &= 0,857 \end{aligned}$$

Tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan pada kondisi tanah kering dengan nilai ;

$$\gamma_d = 1,13 \text{ ton/m}^3 = 1130 \text{ Kg/m}^3$$

hasil perhitungan tekanan tanah pada kondisi tanah kering di tampilkan pada tabel berikut ;

	Tekanan Tanah Total (Kg)	Jarak ke O (m)	Momen ke O (Kg.m)
P_1	7402,674	1,45	10733,88
P_2	5142	3	15426
ΣP	12544,67	ΣM_p	26159,88

Tabel 4.3 Hitungan tekanan tanah aktif dan momen terhadap O , pada kondisi γ_d

No	Luasan (m ²)	Berat Jenis (Kg/m ³)	W (Kg)	Jarak titik berat W terhadap O	Momen (Kg.m)
1	2,16	2400	5185	1,6	8294,4
2	0,54	2400	1296	1,34	1736,64
3	2,16	2400	5184	1,8	8294,4
4	9,72	1130	16621,2	2,7	44877,24
ΣW			22648,6	ΣM_w	49019,56

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan gaya Vertikal dan gaya momen terhadap O , pada kondisi γ_d

4.2.4 Analisa Kestabilan Struktur Pada Saat Kondisi γ_m

1. Analisa Kekuatan Struktur Terhadap Pergeseran

dari data laboratorium melalui pengujian Unconfined didapat

$q_u = 0,30 \text{ Kg/cm}^2$, maka dengan menganggap $\phi = 0$, akan di dapat nilai

$$c_u = 0,5 \cdot q_u$$

$$= 0,5 \cdot 0,30 = 0,15 \text{ Kg/cm}^2 = 1500 \text{ Kg/m}^2$$

dikarenakan kondisi tanah $\phi = 0$, maka untuk menghitung kekuatan dinding penahan dalam menahan pergeseran digunakan rumus

$$\Sigma R = c_u \cdot B$$

$$= 1500 \cdot 3,6 = 5400 \text{ Kg/m}$$

Dengan :

$$\Sigma R = \text{tahanan dinding penahan terhadap pergeseran}$$

$$c_u = \text{Cohesi}$$

$$B = \text{lebar plat dasar dinding penahan tanah}$$

Perhitungan stabilitas struktur terhadap pergeseran dihitung dengan membandingkan nilai kekuatan struktur dinding dalam menahan geser dengan kekuatan geser dari tekanan tanah yang menggeser dinding, yaitu ;

$$SF_{geser} = \frac{\Sigma R h}{\Sigma P h}$$

$$= \frac{5400}{19031,3085}$$

$$= 0,28 < 2, \text{ maka dinding penahan bahaya terhadap pergeseran.}$$

2. Analisa Kekuatan Struktur Terhadap Guling

$$SF_{guling} = \frac{\Sigma Mw}{\Sigma Mgl}$$

$$= \frac{63202,68}{35565,49744}$$

= 1,77 < 2 , Tidak Memenuhi Faktor keamanan.

3. Stabilitas terhadap daya dukung

$$\begin{aligned} X_e &= \frac{\Sigma Mw - \Sigma Mgl}{\Sigma W} \\ &= \frac{63202,68 - 35565,49744}{28285,2} \\ &= 0,977 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - X_e \\ &= \frac{3,6}{2} - 0,977 \\ &= 0,823 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{2V}{3(B - 2e)} \\ &= \frac{2.28285,2}{3(3,6 - 2.0,823)} \\ &= 9653,3224 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \\ &= 1500 \cdot 5,7 + 5,4 \times 1710 + 0 \\ &= 17784 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{q_{ult}}{q_{mak}} \\ &= \frac{17784}{9653,3224} \end{aligned}$$

= 1,84 < 2 , struktur tidak aman terhadap daya dukung.

4.2.4 Analisa Kestabilan Struktur Pada Saat Kondisi γ_d

1. Analisa Kekuatan Struktur Terhadap Pergeseran

$$\begin{aligned} SF_{geser} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} \\ &= \frac{5400}{12544,67} \\ &= 0,430 < 2 \end{aligned}$$

2. Analisa Kekuatan Struktur Terhadap Guling

$$\begin{aligned} SF_{guling} &= \frac{\Sigma Mw}{\Sigma Mgl} \\ &= \frac{49019,56}{26159,88} \\ &= 1,87 < 2, \text{ Tidak Memenuhi Faktor keamanan} \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap daya dukung

$$\begin{aligned} Xe &= \frac{\Sigma Mw - \Sigma Mgl}{\Sigma W} \\ &= \frac{49019,56 - 26159,88}{22648,6} \\ &= 1,009 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - Xe \\ &= \frac{3,6}{2} - 1,009 \\ &= 0,79123 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6 \end{aligned}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{3(B - 2e)}$$

$$= \frac{2.22648,6}{3(3,6 - 2.0,791)}$$

$$= 7482,193$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$= 1500 \cdot 5,7 + 5,4 \times 1310 + 0$$

$$= 14652$$

$$SF = \frac{q_{ult}}{q_{mak}}$$

$$= \frac{14652}{7482,193}$$

$$= 1,958 < 2 \text{ , struktur tidak aman terhadap daya dukung.}$$

Tabel 4.5 Koefisien daya Dukung Terzaghi

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

Sumber : (Hardiyatmo, H.C., 2002., : 94)

Stabilitas		SF	Keterangan
Geser			
γ_d	0,430	2	Tidak aman
γ_m	0,280		Tidak aman

Stabilitas		SF	Keterangan
Guling			
γ_d	1,87	2	Tidak aman
γ_m	1,77		Tidak aman

Stabilitas		SF	Keterangan
Daya Dukung			
γ_d	1,95	2	Tidak aman
γ_m	1,84		Tidak aman

Tabel.4.6 Perbandingan nilai Stabilitas dinding penahan pada saat kondisi γ_d dan γ_m

Dilihat dari hasil perhitungan nilai stabilitas dinding pada kondisi tanah basah dan kering, dari kedua hitungan tersebut tidak ada yang memenuhi faktor keamanan untuk stabilitas dinding. Oleh karena itu, untuk memberi dukungan kepada dinding penahan tanah agar bisa stabil akan digunakan tiang pancang sebagai pondasi dinding penahan tanah.

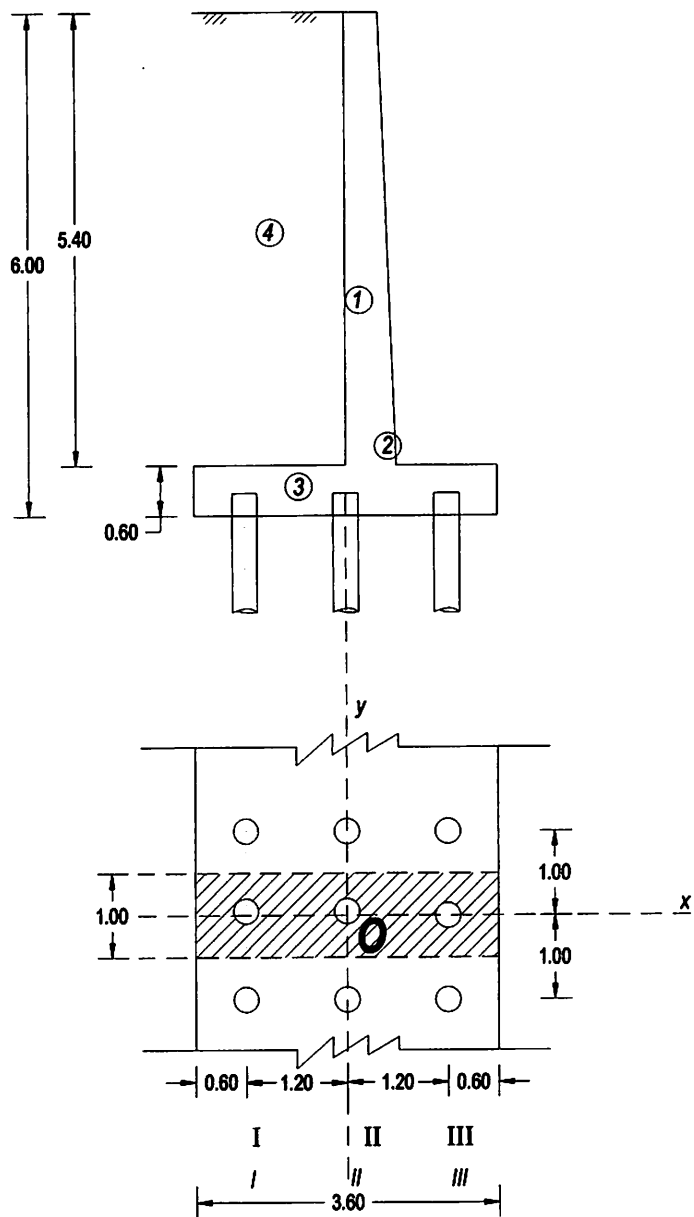
Gaya – gaya yang digunakan dalam merencanakan pondasi tiang adalah nilai yang dihasilkan dari perhitungan tanah dalam kondisi basah.

4.3 Perencanaan Pondasi Tiang

4.3.1 Perhitungan Beban yang bekerja pada tiang.

Pondasi tiang direncanakan menggunakan pipa baja dengan $D = 35,56 \text{ cm}$

- Posisi peletakan tiang (lay out) rencana



Gambar 4.7 Lay Out Peletakan Tiang

Syarat jarak antar tiang (s)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57.D.m.n - 2.D}{m + n - 2} \\ &\leq \frac{1,57.35,55.3.3 - 2.35,56}{3 + 3 - 2} \\ &\leq 107,8357 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57.D.m.n}{m + n - 2} \\ &\leq \frac{1,57.35,55.3.3}{3 + 3 - 2} \\ &\leq 125,6157 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &\geq 2,5 \cdot D \\ &\geq 2,5 \cdot 35,56 \\ &\geq 88,9 \end{aligned}$$

Maka di pakai jarak antar tiang (s)

Searah sumbu x = 1,2 meter

Searah sumbu y = 1,0 meter

Direncanakan peletakan tiang seperti pada **gambar 4.7**

Dengan luas daerah perhitungan adalah daerah yang diarsir dengan ukuran 3,6 x 1

Jumlah tiang (n) pada daerah perhitungan sebanyak 3 buah

- titik pusat berat tiang **O** ditinjau pada tiang baris I

$$\begin{aligned} O &= \frac{(1 \times 1,2) + (1 \times 2,4)}{n} \\ &= \frac{1,2 + 2,4}{3} \\ &= 1,2 \text{ m dari tiang baris I} \end{aligned}$$

- Jarak (x) antara tiap – tiap baris tiang dengan pusat berat tiang ;

Baris I : $x_1 = -1,2 \text{ m}$

Baris II : $x_2 = 0$

Baris III : $x_3 = 1,2 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= 1. (-1,2^2) + 0 + 1.(1,2^2) \\ &= 1,44 + 0 + 1,44 \\ &= 2,88 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- Hitungan Gaya vertikal dan Momen terhadap pusat berat tiang (O)

- Gaya Vertikal (V) bagian 1

Luas (A) = $0,4 \times 5,40 = 2,16 \text{ m}^2$

$V = A \cdot B_j \text{ Beton}$
 $= 2,16 \times 2400 = 5184 \text{ Kg}$

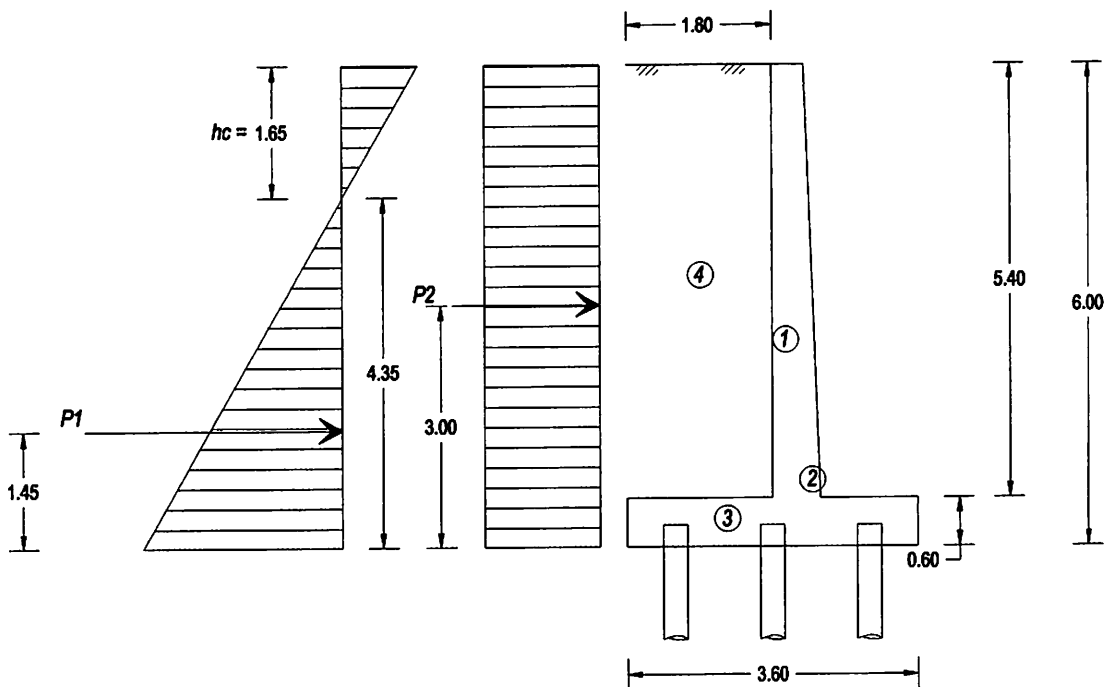
Momen = W. Jarak Titik Berat Bagian 1 terhadap pusat berat tiang (O)
 $= 5184 \times 0,2 = 1036,8 \text{ Kg.m}$

Perhitungan untuk bagian – bagian yang lain ditampilkan pada tabel berikut;

No	Luasan (m ²)	Berat Jenis (Kg/m ³)	W x 1,2m (Kg)	Jarak titik berat W terhadap O	Momen (Kg.m)
1	2,16	2400	5184	0,2	1036.8
2	0,54	2400	1296	0,467	605,232
3	2,16	2400	5184	0	0
4	9,72	1710	16621.2	- 0,9	-14959.1
			ΣV		ΣMV
			28285.2		-133317

Tabel 4.4 Hitungan Gaya vertikal dan Momen terhadap pusat berat tiang (O)

- Hitungan gaya Horizontal dan momen terhadap pusat berat tiang.



$$P_1 = 13889,308 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 5142 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 19031,308 \text{ Kg}$$

Momen akibat gaya horizontal terhadap pusat berat tiang.

$$MH_1 = P_1 \times (\text{jarak gaya } P_1 \text{ terhadap titik pusat berat tiang})$$

$$= 13889,308 \times 1,45$$

$$= 20139.308 \text{ Kg.m}$$

$$MH_2 = P_1 \times (\text{jarak gaya } P_2 \text{ terhadap titik pusat berat tiang})$$

$$= 5142 \times 3$$

$$= 15426 \text{ Kg.m}$$

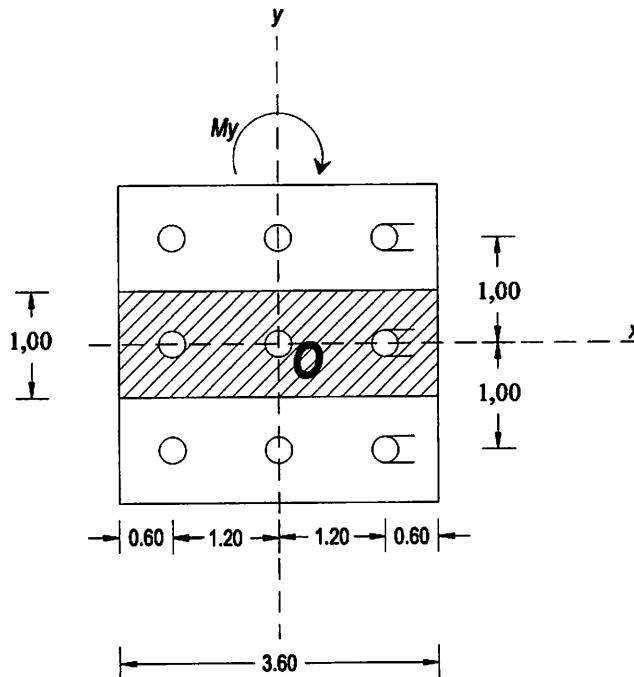
$$\Sigma MH = MH_1 + MH_2$$

$$= 20139.308 \text{ Kg.m} + 15426 \text{ Kg.m}$$

$$= 35565,4966 \text{ Kg.m}$$

Momen total M_y pada titik pusat berat tiang (O)

$$\begin{aligned} O ; M_y &= \sum MV + \sum MH \\ &= -133317 + 35565,4966 \\ &= 22248.4486 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$



Hitungan

beban vertikal, horizontal, dan aksial yang bekerja pada 3 baris tiang dengan luasan daerah hitungan 3,6 x 1 m , jumlah tiang pada daerah luasan (n) = 3 buah , dan jumlah tiang per baris adalah 1. Seperti yang tergambar pada **Gambar 4.7**

1. Baris I (tiang tegak) $Q_v = Q_{aksial}$

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \\ &= \frac{28285,2}{3} + \frac{22248,4486(-1,2)}{2,88} \\ &= 158,2131 \text{ Kg / tiang} \end{aligned}$$

2. Baris II (tiang tegak) $Q_v = Q_{aksial}$

$$\begin{aligned} Q_{v2} &= \frac{V}{n} + \frac{My.x_1}{\sum x^2} \\ &= \frac{28285,2}{3} + \frac{22248,4486(0)}{2,88} \\ &= 9428,4 \text{ Kg / tiang} \end{aligned}$$

3. Baris III

$$\begin{aligned} Q_{v3} &= \frac{V}{n} + \frac{My.x_1}{\sum x^2} \\ &= \frac{28285,2}{3} + \frac{22248,4486(1,2)}{2,88} \\ &= 18698,59 \text{ Kg / tiang} \end{aligned}$$

4. Gaya Transfersal (lateral) yang masih harus ditanggung oleh tiang - tiang tegak

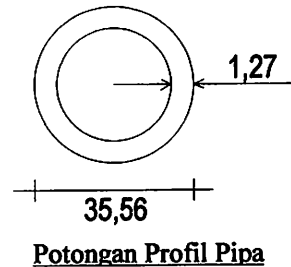
$$\begin{aligned} H &= \frac{\sum H}{3} \\ &= \frac{19031,308}{3} \\ &= 6343,76933 \text{ Kg} \\ &= 62,168 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.3.2 Perhitungan daya Dukung Tiang

4.3.2.1 Daya Dukung Terhadap Beban Aksial

Pada perencanaan spesifikasi bahan tiang yang digunakan sebagai pondasi adalah sebagai berikut. (tabel baja Ir. V Sunggono,)

$$\begin{aligned}
 D &= 35,56 \text{ cm} \\
 t &= 1,27 \text{ cm} \\
 \text{Luas penampang (A)} &= 136,8 \text{ cm}^2 \\
 \text{Berat} &= 107 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{\text{ijin}} &= 1850 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{keliling tiang} &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 35,56 \\
 &= 111,715 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



a. Berdasar kan kekuatan tiang

$$\begin{aligned}
 P_{\text{ijin tiang}} &= \sigma_{\text{ijin baja}} \times A_{\text{tiang}} \\
 &= 1850 \cdot 136,8 \\
 &= 253080 \text{ Kg} \\
 &= 253,080 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Berdasarkan kekuatan tanah.

1. Perhitungan kedalaman minimum tiang pancang, dengan menggunakan *metode Brooms*, untuk tiang kepala bebas.

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{SF \cdot H \cdot (e + 1,5d + 0,5f)}{2,25 \cdot d \cdot C_u}} + 1,5f + f$$

Dimana :

$$SF = \text{angka keamanan} = 3$$

$$\begin{aligned}
 H &= \text{Beban Horizontal tiang} \\
 &= 62,168 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$e = 0,3 \text{ m}$$

$$C_u = \text{Kohesi tanah}$$

$$= 261,336 \text{ kN/m}^2$$

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{3.62,168.(0,3 + 1,5.0.3556 + 0,5.0,6689)}{2,25.0,3556.261,336}} + 1,5.0,668 + 0,668$$

$$= 2,479 \text{ meter}$$

Jadi untuk merencanakan kedalaman tiang pancang dipakai acuan nilai minimum sebesar $D_{\min} = 2,479$ meter

2. Perhitungan daya dukung untuk tiang pada baris 3 dengan beban aksial sebesar 18698,59 Kg / tiang

Direncanakan ;

$$\text{kedalaman tiang } L = 9 \text{ meter}$$

$$\text{diameter tiang (} D \text{)} = 35,56 \text{ cm}$$

$$q_{ca} = \frac{\text{rata - rata } q_c 4D + \text{rata - rata } q_c 8D}{2}$$

$$= \frac{138,75 + 58,53}{2}$$

$$= 98,64 \text{ kg/cm}^2$$

JHL kedalaman 9 meter

$$= 682,966 \text{ Kg/cm}$$

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A.q_{ca}}{F_{s1}} + \frac{JHL.P}{F_{s2}}$$

$$= \frac{136,8.98,64}{3} + \frac{682,966.111,715}{5}$$

$$= 19757,484 \text{ Kg}$$

3. Perhitungan daya dukung untuk tiang pada baris 2 dengan beban aksial sebesar 9428,4 Kg / tiang

Direncanakan ;

$$\text{kedalaman tiang } L = 6 \text{ meter}$$

$$\text{diameter tiang (D)} = 35,56 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} qca &= \frac{\text{rata - rata qc 4D} + \text{rata - rata qc 8D}}{2} \\ &= \frac{36,25 + 37,066}{2} \\ &= 36,658 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

JHL kedalaman 6 meter

$$= 410,132 \text{ Kg/cm}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{tiang}} &= \frac{A.qca}{Fs1} + \frac{JHL.P}{Fs2} \\ &= \frac{136,8.36,65}{3} + \frac{410,734.111,715}{5} \\ &= 1671,62 + 9177,03 \\ &= 10848,65 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4. Perhitungan daya dukung untuk tiang pada baris 1 dengan beban aksial

sebesar 168,213 Kg/ tiang

Direncanakan kedalaman tiang L = 4 meter

$$\text{diameter tiang (D)} = 35,56 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} qca &= \frac{\text{rata - rata qc 4D} + \text{rata - rata qc 8D}}{2} \\ &= \frac{28 + 20,533}{2} \\ &= 24,266 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

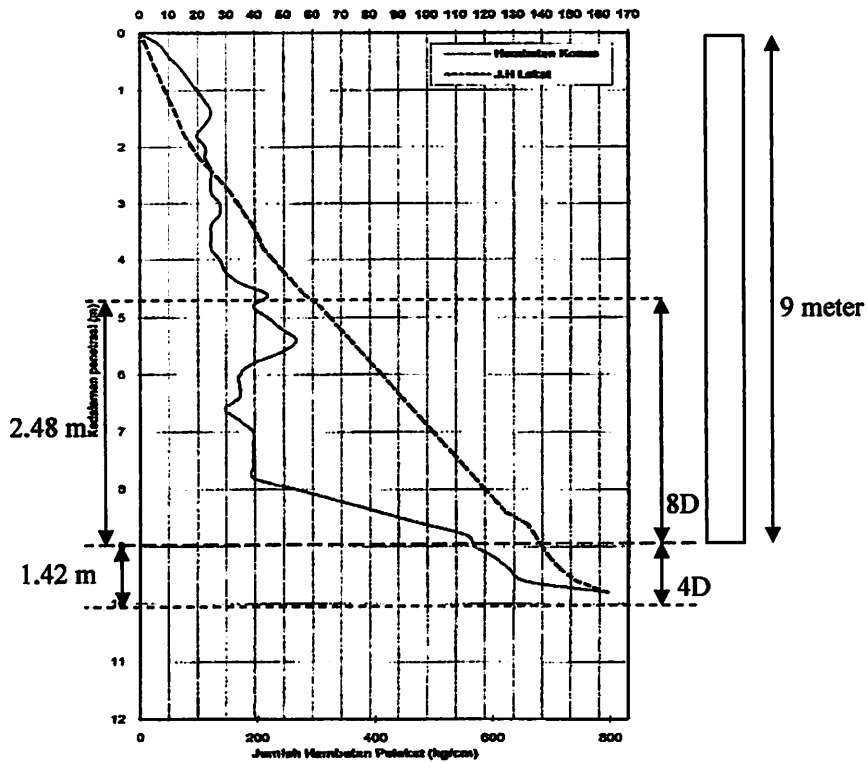
JHL kedalaman 6 meter

$$= 165,461 \text{ Kg/cm}$$

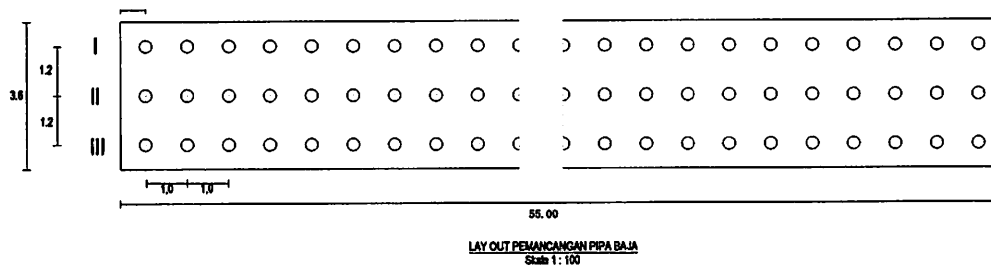
$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A.qca}{Fs1} + \frac{JHL.P}{Fs2}$$

$$= \frac{136,8.24,266}{3} + \frac{165,461.111,715}{5}$$

$$= 4803,455 \text{ Kg}$$



c. Efisiensi kelompok tiang



1. Menggunakan rumus Converse – Labarre

$$\eta = 1 - \frac{\phi}{90} \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{m.n} \right]$$

$$= 1 - \frac{16.50}{90} \left[\frac{(3-1).55 + (55-1).3}{55.3} \right]$$

$$= 0.69778$$

2. Menggunakan Rumus Los Engles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi.m.S.n} \left[m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1)(n-1).\sqrt{2} \right]$$

$$= 1 - \frac{0.3556}{\pi.55.1.2.3} \left[55.(3-1) + 3.(55-1) + (55-1)(3-1).\sqrt{2} \right]$$

$$= 0.75$$

Dari 2 hasil perhitungan efisiensi tersebut diatas, diambil nilai terkecil yaitu; $\eta = 0.69778$, maka

$$Q = \eta . n . Q_{\text{tiang}}$$

$$= 0.69778 . 3 . 19757.57 \text{ Kg}$$

$$= 41539.31 \text{ Kg.}$$

$$Q_u = 41539.31 > \Sigma V \text{ 28285.2 (Aman)}$$

d. Kontrol daya dukung terhadap beban aksial tiang

1. Berdasarkan kekuatan Bahan

Baris	Beban Aksial (ton)	Daya dukung tiang (ton)	Keterangan
1	0,1582131	253,080	Aman
2	9,4284	253,080	Aman
3	18,69859	253,080	Aman

2. Berdasarkan Kekuatan tanah

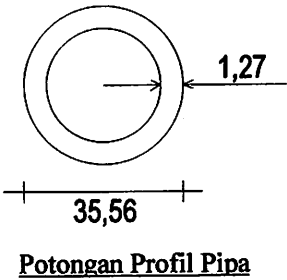
Baris	Beban Aksial (ton)	Kedalaman tiang (m)	Daya dukung (ton)	Keterangan
1	0,1582131	4	4,8034	Aman
2	9,4284	6	10,848	Aman
3	18,69859	9	19,757	Aman

Tabel 4.5 Kontrol Daya Dukung terhadap Beban Aksial

4.3.2.1 Daya Dukung Terhadap Beban Lateral

Data Tiang , (tabel baja Ir.sunggono K.H)

D	=	35,56	cm
t	=	1,27	cm
Luas penampang	=	136,8	cm ²
Berat	=	107	kg/m ²
Momen inersia I_x	=	20100	cm ⁴
Jari Jari inersia I	=	12,1	cm
Mutu baja f_y	=	240	Mpa
Modulus elastisitas	=	210000	Mpa
Momen tahanan (W)	=		
	W	=	$I_x / (D/2)$
		=	$0,000201 / (0,3556/2)$
		=	$0,001130848 \text{ m}^3$



Momen maksimum

$$\begin{aligned} My &= f_y \cdot W \\ &= 23520000 \cdot 0,001130848 \\ &= 260,571 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

- a. Menghitung besar daya dukung lateral maksimum berdasarkan momen maksimum

Persamaan yang dipakai menggunakan Metode Broome ,

$$M_{\max} = H_u (e + 1,5d + 0,5f) \quad \dots (1)$$

$$M_{\max} = (9/4) dg^2 C_u \quad \dots (2)$$

$$C_u = 2,667 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$= 261,366 \quad \text{kN/m}^2$$

$$e = 0,3 \quad \text{m}$$

$$f = \frac{H_u}{9C_u d}$$

$$= \frac{H_u}{9.261,366.0,3556}$$

$$= 0,0012 H_u$$

$$g = L - (f + 1,5d)$$

$$= 9 - (0,0012 H_u + 1,5 \cdot 0,3556)$$

$$= 9 - (0,0012 H_u + 0,5334)$$

$$= 8,4666 - 0,0012 H_u$$

Dari persamaan 1 dan 2 menghasilkan persamaan

$$H_u (e + 1,5d + 0,5f) = (9/4) dg^2 C_u$$

$$H_u (0,3 + 1,5.0,3556 + 0,5.0,0012 H_u) = (9/4).0,3556. g^2 \cdot 261,366$$

$$H_u (0,8334 + 0,0006 H_u) = 209,118 \cdot (8,466 - 0,0012 H_u)^2$$

$$0,000299 H_u^2 + 5,082343 H_u - 14988,1 = 0$$

Dari persamaan kuadrat diatas maka didapat

$$H_u = 2562,824 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{H_u}{9C_u d} \\
 &= \frac{H_u}{9.261,366.0,3556} \\
 &= 0,0012 \cdot 2562,824 \\
 &= 3,075
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= H_u (e + 1,5d + 0,5f) \\
 &= 2526,824 (0,3 + 1,5 \cdot 0,3556 + 0,5 \cdot 3,075) \\
 &= 6076,198 \text{ Kg.m}
 \end{aligned}$$

$M_{\max} > M_{\max}$ tiang, merupakan tiang panjang ,maka dihitung H_u berdasarkan momen maksimum tiang $M_y = 260,571$,

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= H_u (e + 1,5d + 0,5f) \\
 260,571 &= H_u (0,30 + 1,5 \cdot 0,3556 + 0,5 \cdot H_u / 9.261,366 \cdot 0,3556) \\
 &= H_u (0,8334 + 0,0012 H_u) \\
 0 &= 0,0012 H_u^2 + 0,8334 H_u - 260,571
 \end{aligned}$$

Dari persamaan kuadrat tersebut didapat

$$H_u = 233,891 \text{ kN}$$

- b. Menghitung besar daya dukung lateral maksimum berdasarkan defleksi maksimum

$$\begin{aligned}
 k_h &= 67.C_u / d \\
 &= 67.261,366 / 0,3556 \\
 &= 49245 \text{ kN/ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 4 \sqrt{\frac{k_h d}{4 \cdot E_p \cdot I_p}} \\ &= 4 \sqrt{\frac{49245.0,3556}{4.2,1 \times 10^8 \cdot 0,000201}} \\ &= 0,56\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta L &= 0,56 \cdot 9 \\ &= 5,04 > 2,5 ; \text{ maka termaksud tiang panjang}\end{aligned}$$

Tiang ujung bebas, kelakuan tiang panjang, dengan defleksi maksimum y_o 6 mm maka gaya H maksimum adalah ;

$$\begin{aligned}H &= \frac{y_o \cdot k_h \cdot d}{2\beta(e\beta + 1)} \\ &= \frac{0,006 \cdot 49245 \cdot 0,3556}{2 \cdot 0,56(0,30 \cdot 0,56 + 1)} \\ &= 80,31 \text{ kN}\end{aligned}$$

c. Gaya lateral (horizontal) H_u ijin

1. Berdasarkan momen maksimum

$$\begin{aligned}H_{ijin} &= H_u / FS \\ &= 233,891 / 3 \\ &= 77,963 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Berdasarkan defleksi maksimum 6 mm

$$\begin{aligned}H_{ijin} &= H_u \\ &= 80,31 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diambil nilai yang paling kecil yaitu berdasarkan momen maksimum

$$H_u = 77,963 \text{ kN}$$

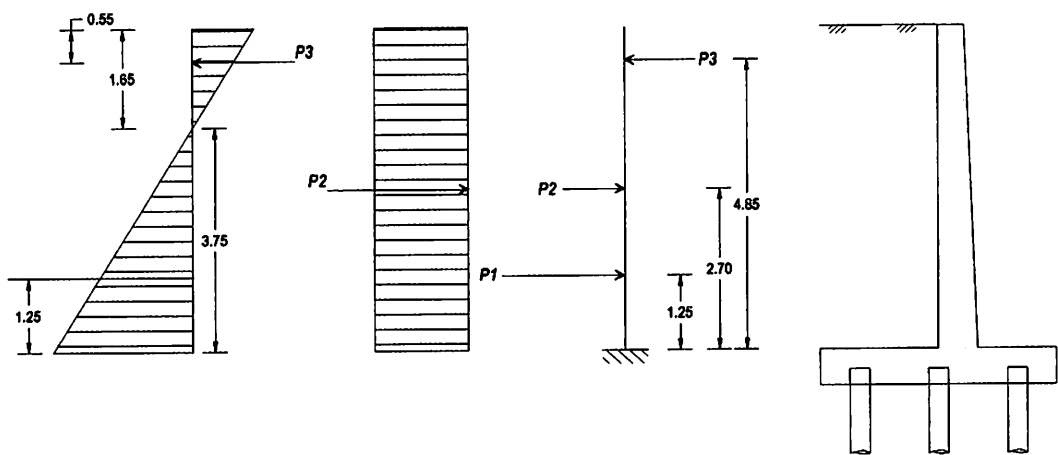
d. Kontrol gaya horizontal pada tiang terhadap H_{ijin}

Baris	Beban Horizontal kN	Daya dukung kN	Keterangan
1	56,4527	77,963	Aman
2	56,4527	77,963	Aman
3	56,4527	77,963	Aman

Tabel 4.6 Kontrol daya dukung terhadap beban lateral

4.3 Perencanaan Penulangan Dinding Penahan Tanah

1. Penulangan bagian vertikal



Gambar 4.8 Diagram gaya yang bekerja pada dinding vertikal

Perhitungan tekanan yang bekerja pada dinding

1. Akibat tekanan tanah

- $P1 = 0,5 (\gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_a - 2 \cdot c_1 \cdot \sqrt{K_a}) (H - hc)$

$= 0,5 (1700 \cdot 5,4 \cdot 0,857 - 2 \cdot 1300 \cdot \sqrt{0,857}) (5,4 - 1,65)$

$= 10238,12 \text{ Kg}$

- $P2 = q \cdot K_a \cdot H$

$= 1000 \cdot 0,857 \cdot 5,4$

$= 4627 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned}
 - P_3 &= 2 \cdot c_l \cdot \sqrt{K\alpha}) \\
 &= 2 \cdot 1300 \cdot \sqrt{0,857} \\
 &= 2406,93
 \end{aligned}$$

Perhitungan Momen akibat gaya yang bekerja pada dinding.

$$\begin{aligned}
 - M_{P1} &= 10238,12 \text{ Kg} \cdot 1,25 \text{ m} \\
 &= 12797,65 \text{ Kg.m (} ^+ \text{)} \\
 - M_{P2} &= 4627 \text{ Kg} \cdot 2,70 \text{ m} \\
 &= 12492,9 \text{ Kg.m (} ^+ \text{)} \\
 - M_{P3} &= 2406,93 \text{ Kg} \cdot 4,85 \text{ m} \\
 &= 11673,61 \text{ Kg.m (} ^- \text{)} \\
 M_u &= M_{P1} + M_{P2} - M_{P3} \\
 &= 12797,65 + 12492,9 - 11673,61 \\
 &= 13616,9 \text{ Kg.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan Tulangan Lentur

Data Perencanaan

$$\text{Mutu beton } f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 300 \text{ MPa}$$

Diameter

$$\text{Tulangan Pokok} = D19$$

$$\text{Tulangan Bagi} = D16$$

$$\text{Tebal Selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$M_u (^+) = 13616,9 \text{ Kg.m}$$

$$= 136,169 \text{ kN.m}$$

$$d = \text{tinggi plat} - \text{selimut beton} - D \text{ tulangan pokok}$$

$$= 500 - 50 - 19$$

$$= 431 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Tulangan Pokok

$$\text{Momen pikul (K)} = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{136,169 \times 10^6}{0.8 \cdot 1000 \cdot 431^2}$$

$$= 0,862 \text{ Mpa}$$

$$K_{\max} = \frac{385 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (600 + f_y - 225 \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{385 \cdot 0.85 \cdot 25' \cdot (600 + 300 - 225 \cdot 0.85)}{(600 + 300)^2}$$

$$K_{\max} = 7,158 \text{ Mpa} > K$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,549}{0.85 \cdot 25}} \right) \cdot 531$$

$$= 17,86 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 17,86 \cdot 1000}{300}$$

$$= 1265,186 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} f_c < 31,36 = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1,4}{300} \cdot 1000 \cdot 431$$

$$= 2011 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan yang di pakai adalah

$$A_s = 2011 \text{ mm}^2$$

Kontrol rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4/300$$

$$= 0,00083$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 25}{300} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 300}$$

$$= 0.040$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.040$$

$$= 0.0301$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

$$= 2011 / (1000 \cdot 431)$$

$$= 0,0053$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, rasio tulangan OK...

Jarak Tulangan

$$s \leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s}$$

$$\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000}{2011}$$

$$\leq 140,891 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan 150 mm

Untuk tulangan pokok dipasang tulangan D22 – 150

Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}A_{s,bagi} &= 20 \% \cdot A_{s, \text{ pokok}} \\&= 20 \% \cdot 2011 \\&= 402,2 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s,bagi} &= 0,0020 \cdot b \cdot h \\&= 0,0020 \cdot 1000 \cdot 600 \\&= 1200 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}s &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s} \\&\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{1200} \\&\leq 167,4667 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai jarak tulangan bagi $s = 150 \text{ mm}$

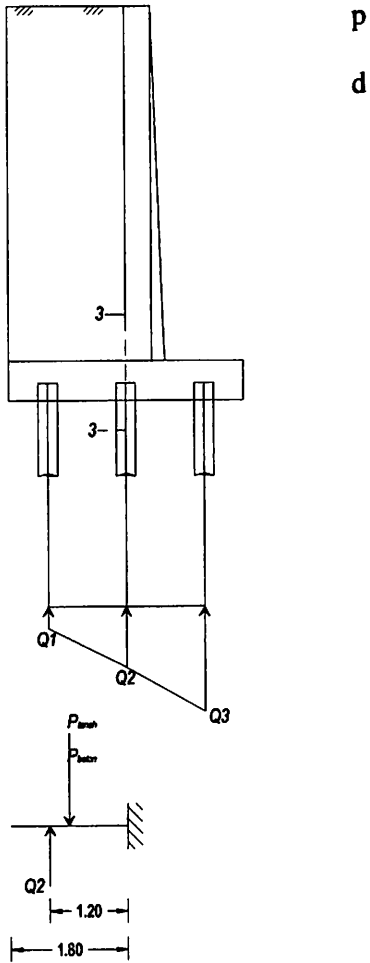
Untuk tulangan dinding vertikal dipasang tulangan

D19 – 100 (tulangan pokok)

D16 – 150 (tulangan susut)

2.

Potongan 3 – 3



Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding

1. Akibat tanah di atas dinding

$$P_{\text{tanah}} = 1700 \cdot 1,8 \cdot 5,4$$
$$= 16254 \text{ kg}$$

2. Akibat beban sendiri dinding

$$P_{\text{beton}} = 1,8 \cdot 0,6 \cdot 2400$$

$$= 2592 \text{ kg}$$

3. Akibat reaksi tiang

$$Q_1 = 158,2131 \text{ kg}$$

Perhitungan momen yang bekerja pada bagian dinding

$$\begin{aligned} - M_{ptanah} &= 16254 \cdot 0,9 \\ &= 14628,6 \text{ kg.m (-)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - M_{pbeton} &= 2592 \cdot 0,9 \\ &= 2332,8 \text{ kg.m (-)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - M_{Q1} &= 158,2131 \cdot 1,2 \\ &= 189,855 \text{ kg.m (+)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_{ptanah} - M_{pbeton} + M_{Q1} \\ &= -14628,6 - 2332,8 + 189,855 \\ &= 16771,545 \text{ kg.m (-)} \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan Tulangan Lentur

Data Perencanaan

$$\text{Mutu beton } f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 300 \text{ MPa}$$

Diameter

$$\text{Tulangan Pokok} = D19$$

$$\text{Tulangan Bagi} = D16$$

$$\text{Tebal Selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$M_u (+) = 16771,545$$

$$= 167,71545 \text{ Mpa}$$

$$d = \text{tinggi plat} - \text{selimut beton} - D \text{ tulangan pokok}$$

$$= 600 - 50 - 19$$

$$= 531 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Tulangan Pokok

$$\text{Momen pikul (K)} = \frac{M_u}{\phi . b . d^2}$$

$$= \frac{167,71545 \times 10^6}{0.8 . 1000 . 531^2}$$

$$= 0,6997 \text{ Mpa}$$

$$K_{\max} = \frac{385 . \beta_1 . f_c' . (600 + f_y - 225 \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{385 . 0.85 . 25' . (600 + 300 - 225 . 0.85)}{(600 + 300)^2}$$

$$K_{\max} = 7,158 \text{ Mpa} > K$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 . K}{0.85 . f_c}} \right) . d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 . 1,549}{0.85 . 25}} \right) . 531$$

$$= 17,78 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.85 . f_c . a . b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85.25.17,78.1000}{300}$$

$$= 1259,713 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} f_c < 31,36 = \frac{1,4}{f_y} . b . d$$

$$= \frac{1,4}{300} . 1000 . 531$$

$$= 2478 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan yang di pakai adalah

$$A_s = 2478 \text{ mm}^2$$

Kontrol rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4/300$$

$$= 0,00083$$

$$\rho_b = \frac{0.85f_c}{f_y} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85.25}{300} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 300}$$

$$= 0.040$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.040$$

$$= 0.0301$$

$$\rho = A_s / (b.d)$$

$$= 2478 / (1000.531)$$

$$= 0,00237$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, rasio tulangan OK...

Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}s &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s} \\&\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000}{2478} \\&\leq 114,36 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai jarak tulangan 100 mm

Untuk tulangan pokok dipasang tulangan D19 – 100

Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}A_{s, \text{bagi}} &= 20 \% \cdot A_{s, \text{pokok}} \\&= 20 \% \cdot 2478 \\&= 495,6 \text{ mm}^2 \\A_{s, \text{bagi}} &= 0,0020 \cdot b \cdot h \\&= 0,0020 \cdot 1000 \cdot 600 \\&= 1200 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}s &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s} \\&\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{1200} \\&\leq 167,4667 \text{ mm}\end{aligned}$$

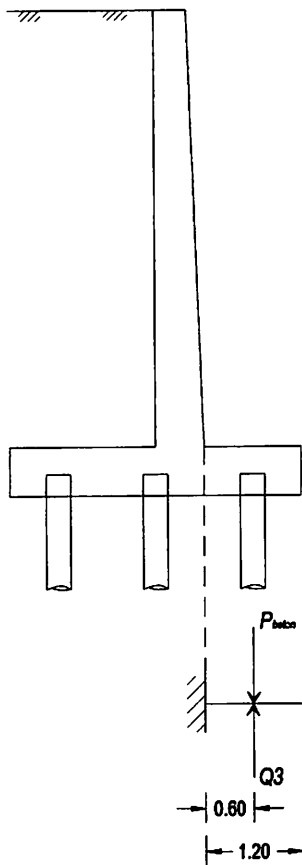
Dipakai jarak tulangan bagi $s = 150 \text{ mm}$

Untuk tulangan dinding vertikal dipasang tulangan

D19 – 100 (tulangan pokok)

D16 – 150 (tulangan bagi)

3. **Penulangan bagian poer**



Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding

1. Akibat beban sendiri dinding

$$\begin{aligned} P_{beton} &= 1,2 \cdot 0,6 \cdot 2400 \\ &= 1728 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Akibat reaksi tiang

$$Q_1 = 18698,59 \text{ kg}$$

Perhitungan momen yang bekerja pada bagian dinding

$$\begin{aligned} - M_{pbeton} &= 1728 \cdot 0,6 \\ &= 1036,8 \text{ kg.m (+)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - M_{Q3} &= 18698,59 \cdot 0,6 \\
 &= 11219,154 \text{ kg.m (-)} \\
 M_u &= M_{\text{pbeton}} + M_{Q3} \\
 &= 1036,8 - 11219,154 \\
 &= 10182,354 \text{ kg.m (-)}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan Tulangan Lentur

Data Perencanaan

$$\text{Mutu beton } f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 300 \text{ MPa}$$

Diameter

$$\text{Tulangan Pokok} = D19$$

$$\text{Tulangan Bagi} = D16$$

$$\text{Tebal Selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$M_u (+) = 10182,354 \text{ kg.m}$$

$$= 101,82354 \text{ kNm}$$

$$d = \text{tinggi plat} - \text{selimut beton} - D \text{ tulangan pokok}$$

$$= 600 - 50 - 19$$

$$= 531 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Tulangan Pokok

$$\text{Momen pikul (K)} = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{101,82354 \times 10^6}{0.8.1000.531^2}$$

$$= 0,424 \text{ Mpa}$$

$$K_{\max} = \frac{385.\beta_1 . fc'.(600 + f_y - 225 \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{385.0.85 . 25'.(600 + 300 - 225 .0,85)}{(600 + 300)^2}$$

$$K_{\max} = 7,158 \text{ Mpa} > K$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.fc.}} \right) d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.0,424}{0,85.25.}} \right) .531$$

$$= 10,72 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85.fc.a.b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85.25.10,72 .1000}{300}$$

$$= 759,664 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} fc < 31,36 = \frac{1,4}{f_y} . b.d$$

$$= \frac{1,4}{300} .1000.531$$

$$= 2478 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan yang di pakai adalah

$$A_s = 2478 \text{ mm}^2$$

Kontrol rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,4/300 \\
 &= 0,00083 \\
 \rho_b &= \frac{0.85f_c}{f_y} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85.25}{300} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 300} \\
 &= 0.040 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.040 \\
 &= 0.0301 \\
 \rho &= A_s / (b.d) \\
 &= 2478 / (1000.531) \\
 &= 0,00237
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, rasio tulangan OK...

Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 s &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s} \\
 &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000}{2478} \\
 &\leq 114,36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai jarak tulangan 100 mm

Untuk tulangan pokok dipasang tulangan D19 – 100

Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 A_{s,\text{bagi}} &= 20 \% \cdot A_{s,\text{pokok}} \\
 &= 20 \% \cdot 2478
 \end{aligned}$$

$$= 495,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{bagi}} &= 0,0020 \cdot b \cdot h \\ &= 0,0020 \cdot 1000 \cdot 600 \\ &= 1200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_s} \\ &\leq \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{1200} \\ &\leq 167,4667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai jarak tulangan bagi $s = 150 \text{ mm}$

Untuk tulangan dinding vertikal dipasang tulangan

D19 – 100 (tulangan pokok)

D16 – 150 (tulangan bagi)

BAB IV

KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan pada perencanaan struktur dinding penahan tanah tipe kantilever pada lokasi lonsoran dapat diambil kesimpulan sebagai berikut ;

1. Daya dukung tanah tidak mampu memberi dukungan kepada bangunan dinding penahan tanah agar tetap berdiri dengan stabil. Pada perhitungan yang telah dilakukan, angka keamanan yang diperoleh lebih kecil dari angka keamanan (Safety Factor) yang telah ditentukan. Adapun nilai dari masing – masing parameter dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah yang telah dihitung dan dibandingkan dengan angka keamanan yang telah ditentukan adalah sebagai berikut.

- a. Stabilitas terhadap geser

$$Fs_{geser} = 0,28 < 1,5$$

- b. Stabilitas terhadap penggulingan

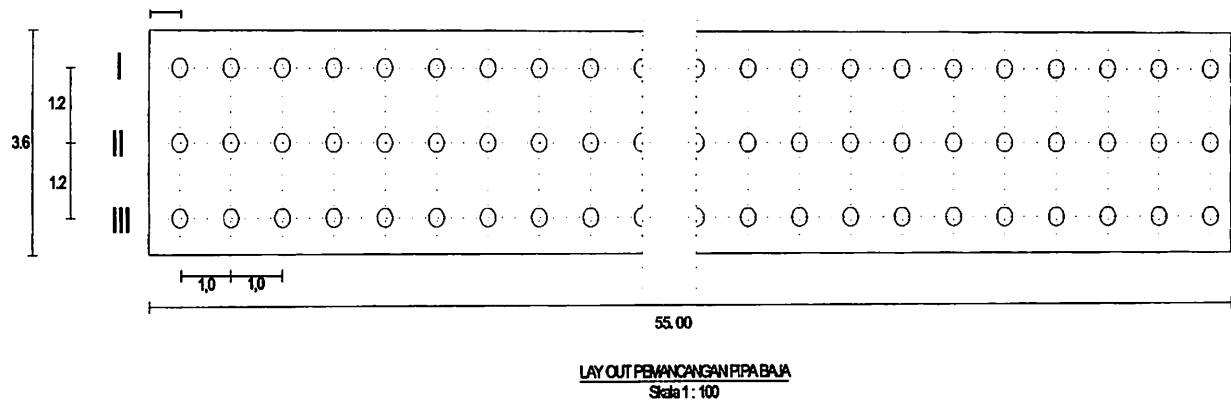
$$Fs_{guling} = 1,77 < 2$$

- c. Stabilitas terhadap gaya dukung tanah

$$FS = 1,84 < 2$$

2. Penggunaan tiang pancang sebagai pondasi struktur dinding penahan tanah tipe kantilever dapat memberi kestabilan pada struktur dinding penahan tanah untuk tetap kokoh berdiri. Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan, ditentukan ;

- a. Lay out peletakan tiang sebagai berikut ;



Dengan peletakan tiang seperti pada gambar diatas didapatkan gaya gaya aksial yang bekerja pada tiang ;

$$\text{Baris I} = 158,2131 \text{ kg/tiang}$$

$$\text{Baris II} = 9428,4 \text{ kg/tiang}$$

$$\text{Baris III} = 18698,59 \text{ kg/tiang}$$

Dan beban lateral masing masing tiang tiap baris sebesar

$$H_{\text{tiang}} = 62,168 \text{ kN/tiang}$$

b. Kedalaman tiang pancang

Keadaan dimana beban yang bekerja pada baris – baris tiang berbeda, maka kedalaman tiang pancang dibuat berbeda tiap baris nya, dari hasil perhitungan daya dukung dengan kedalaman tiang yang berbeda tiap barisnya didapatkan nilai daya dukung sebagai berikut

1. Baris I kedalaman tiang pancang 4 meter, daya dukung ;

$$= 4,8034 \text{ ton} > \text{dari beban yang bekerja pada tiang baris I}$$

2. Baris II kedalaman tiang pancang 6 meter, daya dukung;

$$= 10,848 \text{ ton} > \text{dari beban yang bekerja pada tiang baris II}$$

3. Baris III kedalaman tiang pancang 9 meter, daya dukung ;

$$= 19,757 \text{ ton} > \text{dari beban yang bekerja pada tiang baris III}$$

Dengan hasil perhitungan tersebut maka dapat diambil kesimpulan bahwa penggunaan tiang pancang untuk pondasi dinding penahan tanah kantilever pada daerah longsor dengan data tanah yang ada dapat menstabilkan struktur dinding penahan tanah yang direncanakan.

DAFTAR PUSTAKA

- Braja, M. Das., *Principles Of Foundation Engineering Second Edition*, PWS-Kent Publishing Company, Boston, 1990.
- Bowles, J.E., *Analisa dan Desain Pondasi, jilid 1*, PT Erlangga, Jakarta., 1992
- Coduto D.P., *Principle of foundation Enggining*, PWS – KENT Publishing Company, Boston, 1990
- Dyaningwati , Mait., *Studi Perencanaan Pondasi Tiang Pancung Baja Padu Atbudment Jembatan Sukorame Kecamatan Gandung Sari Kabupaten trenggalek*, ITN Malang, 2006
- Hardiyatmo,H.C., *Analisa dan Perancangan Fondasi I edisi kedua* , Gadjah Mada University Press, Yogyakarta, 2011.
- Hardiyatmo,H.C., *Mekanika Tanah 2* , Gadjah Mada University Press, Yogyakarta, 2007.
- Hardiyatmo,H.C., *Teknik Fondasi 2 edisi kedua* , Gadjah Mada University Press, Yogyakarta, 2003.
- Purwoko, Deni., *Studi Perbandingan Dinding Penahan Tipe Gravitasi Dan Tipe Kantilever Pada Gedung Laboratorium D (Work Shop) Kampus 2 ITN Malang*, 2007.
- Ralp B.P, Walter,EH, Thomas,H.T. *Teknik Fondasi Edisi kedua* , Gadjah Mada University Press, Yogyakarta, 1986.
- Suyono, Sosrodarsono., Kazuto Nakazawa, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, PT Pradnya Paramita, Jakarta, 2000.

LAMP IRAN



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

EROGI MALANG
SA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

: ITN- 0305.09/21/B/TA/II/Gnp 2012

03 Mei 2012

: -

: Bimbingan Skripsi

Yth : Bpk./ Ibu Ir. Eding Iskak Imananto., MT

Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : Udaya Hartland Trimurti

Nim : 07 21 009

Prodi : Teknik Sipil (S-1)

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan Mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
“Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Dengan Perkuatan Tiang Pancang Sebagai Alternatif Untuk Menanggulangi Kelongsoran”.

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi.

Waktu penyelesaian Skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal :
03 Mei 2012 ¹/₄ **02 Nopember 2012**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di
tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib
memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan



busan Kepada Yth :



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

**FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK**

ISERO) MALANG
AGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

: ITN- 0305.09/21/B/TA/I/Gnp 2012

03 Mei 2012

: -
: Bimbingan Skripsi

a Yth : Bpk./ Ibu Ir. A. Agus Santosa, MT

Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : Udaya Hartland Trimurti

Nim : 07 21 009

Prodi : Teknik Sipil (S-1)

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan Mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Dengan Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Dengan Perkuatan Tiang Pancang Sebagai Alternatif Untuk Menanggulangi Kelongsoran".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi.

Waktu penyelesaian Skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal :
03 Mei 2012 'a 02 Nopember 2012. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan


Ir. H. Hiriyanto, MT
NIP. 101 88 00182

usan Kepada Yth :



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jalan Bendungan Sigura – gura No.2

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Udaya Hartland Trimurti
Nim : 07.21.009
Fakultas/Jurusan : FTSP / Teknik Sipil S-1
Judul : *Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever
Sebagai Alternatif untuk Menanggulangi Kelongsoran*
(Studi Kasus Proyek Peningkatan Jalan M. Roem Bontang, KALTIM)
Pembimbing : Ir. Eding Iskak Imananto, MT

No	Tanggal	Catatan / Keterangan	Tanda Tangan
1	02'12 10	- Bab I & II ok, sesuai proposal dan sudah diumbar - Bab III - data → satuan cek. - buat sketsa / gbr. kondisi longoran & penanggulangannya dg. dinding penahan tanah	
2	10'12 10	- Bab III — ok - Conjoin	
3	17'12 12	- perbaikan perhitungan sesuai arahan - telusur tanah P ₁ - ⊕ buat tanah di depan dinding - gult → $E(D, \gamma) = q(L - \text{teg. overboard})$ - Conjoin	
4	19'13 09	- perhitungan pondasi: panjang 9 m → Rv. P4 cek basis 1, &c. bisa diumbar L nya	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jalan Bendungan Sigura – Gura No 1

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Udaya Hartland Trimurti
Nim : 07.21.009
Jurusan : Teknik Sipil
Judul : *Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah tipe Kantilever dengan perkuatan tiang pancang sebagai Alternatif untuk menanggulangi kelongsoran.*
Pembimbing : Ir. Eding Iskak Imananto, MT

No	Tanggal	Catatan / Keterangan	Tanda Tangan
5	21' 01/13	- perencanaan tiang boris I, II, III - ok lanjutan perencanaan pondasi & dinding	
6	26' 01/13	- perencanaan pondasi & dinding - ok - sbr. baut di A ₂	
7	28' 01/13	- ⊕ sbr. detail perencanaan pondasi sbr. ujung tiang baja	
8	29' 01/13	- simpornakan di sbr.	
9	30' 01/13	- Skripsi lengkap Ace Siapkan Y. seminar hari & ujian	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jalan Bendungan Sigura – gura No.2

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Udaya Hartland Trimurti
Nim : 07.21.009
Fakultas/Jurusan : FTSP / Teknik Sipil S-1
Judul : *Perencanaan Struktur Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever
Sebagai Alternatif untuk Menanggulangi Kelongsoran
(Studi Kasus Proyek Peningkatan Jalan M. Roem Bontang, KALTIM)*
Pembimbing : Ir. A.Agus Santosa, MT

No	Tanggal	Catatan / Keterangan	Tanda Tangan
1	26-6-12	Ya data perencanaan. Lanjutkan.	
2	2-10-12	- Perbaiki Rms-an masalah Lanjutkan	
3	21-1-13	- Cek dan perbaiki data perh. yg salah tulis Lanjutkan.	
4	27-1-13	- Betulkan perh. momen pd bid yg ditinjau	
5	31-1-13	- Acc bisa maju seminar hasil	



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG Geoteknik

Nama

UDAYA

NIM

07.21.009

Hasil tanggal

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi:

- > Penulisan tul dinding.
- > gbr. yg lengkap

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk Ujian Skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari Dosen Pembahas dan Kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui:

Malang.

20

Dosen Pembahas

Malang.

20

Dosen Pembahas

ISI



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG Geoteknik

Nama Udaya Hartland Trimurti

NIM 07.21.009

Hari/tanggal Jumat / 15 Februari 2013

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi:

Banyak salah !

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk Ujian Skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari Dosen Pembahas dan Kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui:

Malang, 18-02 2013.
Dosen Pembahas

Malang, 15 Februari 2013
Dosen Pembahas

Eksendera Eksendera

ISI

FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG GEOTEKNIK

Nama : CIDAYA HARTLAND T.

NIM : 07.21.009

Hari / tanggal : KAMIS 121-02-2013

Isi materi Skripsi meliputi :

masih ada salah & dalam :

Isi Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian
makan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 2 April, 2013
Dosen Penguji

Malang, 21 FEBRUARI, 2013
Dosen Penguji

[Signature]

[Signature]

FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG _____

Nama : WIDAYA H T

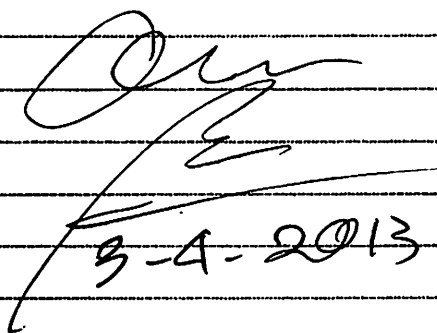
NIM : 0721009

Hari / tanggal : Kamis / _____

Isikan materi Skripsi meliputi :

> Analisis Daya dukung Tiang
- JHL. - - - ?

> Tinjauan ulang mengenai Efisiensi

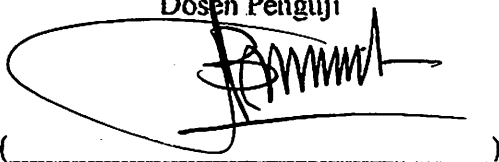

3-4-2013

Isikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian
anakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

s Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

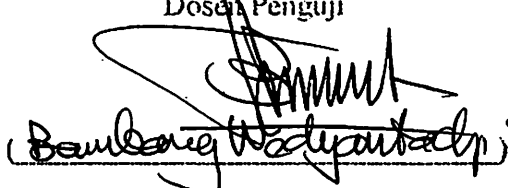
Malang, _____ 2013

Dosen Penguji



Malang, 21-2- 2013

Dosen Penguji


(Bambang Widyantadji)



UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SAMARINDA
LABORATORIUM
MEKANIKA TANAH, BAHAN, ASPAL, HIDROLIKA DAN ILMU UKUR TANAH
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN TEKNIK SIPIL
Alamat : Jl. Ir. H. Juanda Kotak Pos No. 1052 Telp. (0541) 7080019 Fax. 7080019

LAPORAN
SONDIR

KEGIATAN:
Peningkatan Jalan M. Room
(STA 0 ± 100 dan 0 ± 130)

LOKASI:
Jl. M. Room
Bontang

TAHUN
2012



Nomor : 136/ Lab - FT. Untag - 45 / III / 2012

Samarinda, 6 Maret 2012

Perihal : Laporan Pengujian Sondir

Kepada Yth,
PT. JAYA KONSTRUKSI

di

Samarinda

1 PENDAHULUAN

- 1 Uji sondir merupakan salah satu uji in-situ di Indonesia yang cukup ekonomis dan populer, dapat memberikan gambaran jenis tanah secara berkelanjutan yang dapat dipakai untuk profiling.
- 2 Pengujian lapangan dengan alat sondir dilaksanakan mengacu pada Methode Standar Nasional Indonesia (SNI 03-2827-1992)
- 3 Peralatan yang dipergunakan adalah sondir semi berat (5.0 ton) dengan menggunakan bikonus, kapasitas maksimum perlawanan konus 150 Kg/Cm^2 dan kedalaman maksimum 25 meter.
- 4 Pengujian dilaksanakan sebanyak 2 (Dua) titik sesuai sket lokasi sondir

2 Hasil Pemeriksaan

Hasil penyelidikan tanah dengan alat sondir yang dilaksanakan di daerah rencana diperoleh hasil - hasil sebagai berikut dengan grafik terlampir

No.	No. Titik Sondir	Kedalaman	Konus (Kg / Cm^2)	JHP (Kg/ Cm^2)	Keterangan
1	Sondir 01	9.80 Meter	163.16	793.86	
2	Sondir 02	24.50 Meter	128.55	2344.62	

3 KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil penyelidikan memberikan gambaran bahwa tanah keras dengan daya dukung tanah terdapat pada sebagai berikut :

1. Kesimpulan

- 1 Titik Sondir I (S.01)
Daya dukung tanah 163.162 kg/cm^2
Kedalaman relatif 9.80 meter

2

Titik Sondir II (S.02)
Daya dukung tanah 128.552 kg/cm^2
Kedalaman relatif 24.00 meter

Untuk menghitung besarnya daya dukung tiang (single pile) digunakan rumus empiris

$$Q_A = \frac{P \cdot A}{SF}$$

Dimana :

Q_a = Daya Dukung
P = Nilai Konus
A = Luas Penampang Tiang
SF = Faktor Keamanan

Untuk Menghitung besarnya daya dukung tiang kelompok (friction piles) digunakan rumus empiris (formula wesley) :

$$Q_A = \frac{P \cdot A}{SF_1} + \frac{c \cdot C}{SF_2}$$

Dimana :

c = Jumlah Hambatan Lekat
C = Keliling Tiang
SF = Faktor Keamanan
Untuk Tanah Berpasir ; SF = 1 - 3 ; SF2 = 5
Untuk Tanah Lempung ; SF = 1 - 5 ; SF2 = 10

2. Saran :

- Untuk mendapatkan daya dukung tanah yang cukup kuat dipakai tiang pancang sampai mencapai tanah keras
- Dalam pengerjaan setiap pancangan dikelendering
- Jika pemancangan tidak sampai pada tanah keras sebaiknya digunakan tiang kelompok dengan memperhitungkan jumlah hambatan pelekak

4 PEMBAHASAN

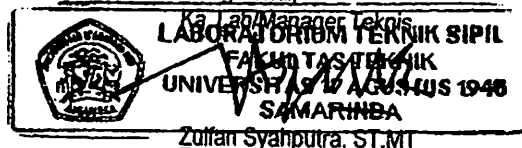
Tinjauan geologi sangat diperlukan dalam penempatan lokasi dan kami anjurkan sebaiknya dikonsultasikan kepada Direktorat Geologi dan Pertambangan Daerah setempat.

5 PENUTUP

Demikian Laporan ini dibuat agar dapat menjadi pertimbangan dalam pelaksanaan pekerjaan tersebut, atas kerja samanya kami ucapkan terima kasih.

Samarinda, 6 Maret 2012

Mengetahui,



TABEL PERHITUNGAN SONDIR

SNI 03 - 2027 - 1992

Titik Sondir : Titik Sondir 01
 Proyek : Peningkatan Jalan M. Room STA 00 ± 100
 Lokasi : Bontang

Tanggal Pelaksanaan : 02/03/2012
 Dikerjakan : Team Sondir Untang SMD
 Dihitung : Yuliansyah, ST

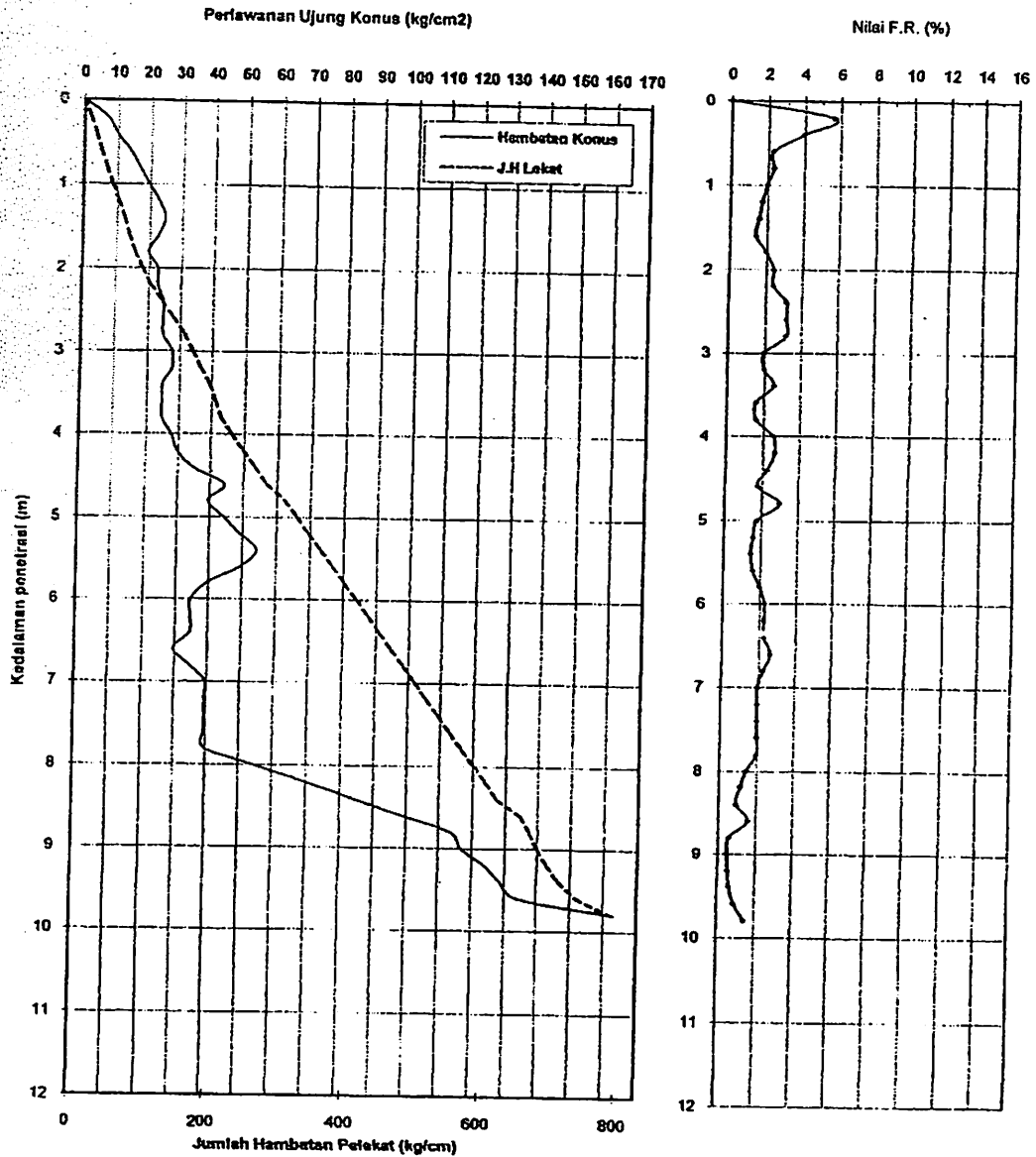
Kedalaman (Meter)	Bacaan Manometer		Tengangan		Hamb, Lekat HL = $\frac{(M2 - M1) \times C2 \times L}{1}$ (Kg / Cm)	Jumlah Hamb, Lekat HL + ΣHL (Kg / Cm)	Rasio Gesekan % $\frac{Fs}{qc} \times 100$
	(M1)	(M2)	Hambatan Konus M1 x Co (Kg / Cm²)	Hambatan Setempat (M2 - M1) x C1 (Kg / Cm)			
	(Kg / Cm²)	(Kg / Cm²)					
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	7	12	6.922	0.395	8.801	8.801	5.638
0.40	10	15	9.889	0.395	8.801	17.602	3.947
0.60	14	18	13.844	0.316	7.041	24.643	2.255
0.80	17	22	16.811	0.395	8.801	33.444	2.322
1.00	20	25	19.777	0.395	8.801	42.245	1.973
1.20	23	28	22.744	0.395	8.801	51.046	1.716
1.40	25	30	24.721	0.395	8.801	59.848	1.579
1.60	23	27	22.744	0.316	7.041	66.888	1.373
1.80	20	25	19.777	0.395	8.801	75.690	1.973
2.00	23	30	22.744	0.553	12.322	88.011	2.402
2.20	23	30	22.744	0.553	12.322	100.333	2.402
2.40	25	35	24.721	0.789	17.602	117.935	3.157
2.60	25	35	24.721	0.789	17.602	135.537	3.157
2.80	25	35	24.721	0.789	17.602	153.139	3.157
3.00	28	35	27.688	0.553	12.322	165.461	1.973
3.20	28	35	27.688	0.553	12.322	177.782	1.973
3.40	25	33	24.721	0.631	14.082	191.864	2.526
3.60	25	30	24.721	0.395	8.801	200.665	1.579
3.80	25	30	24.721	0.395	8.801	209.466	1.579
4.00	28	37	27.688	0.710	15.842	225.308	2.537
4.20	30	40	29.666	0.789	17.602	242.911	2.631
4.40	35	45	34.610	0.789	17.602	260.513	2.255
4.60	45	55	44.499	0.789	17.602	278.115	1.754
4.80	40	55	39.554	1.184	26.403	304.518	2.960
5.00	45	55	44.499	0.789	17.602	322.121	1.754
5.20	50	60	49.443	0.789	17.602	339.723	1.579
5.40	55	65	54.387	0.789	17.602	357.325	1.435
5.60	50	60	49.443	0.789	17.602	374.927	1.579
5.80	40	50	39.554	0.789	17.602	392.530	1.973
6.00	35	45	34.610	0.789	17.602	410.132	2.255
6.20	35	45	34.610	0.789	17.602	427.734	2.255
6.40	35	45	34.610	0.789	17.602	445.336	2.255
6.60	30	40	29.666	0.789	17.602	462.938	2.631
6.80	35	45	34.610	0.789	17.602	480.541	2.255
7.00	40	50	39.554	0.789	17.602	498.143	1.973
7.20	40	50	39.554	0.789	17.602	515.745	1.973
7.40	40	50	39.554	0.789	17.602	533.347	1.973
7.60	40	50	39.554	0.789	17.602	550.950	1.973
7.80	40	50	39.554	0.789	17.602	568.552	1.973
8.00	55	65	54.387	0.789	17.602	586.154	1.435
8.20	70	80	69.220	0.789	17.602	603.756	1.128
8.40	85	95	84.053	0.789	17.602	621.358	0.929
8.60	100	120	98.886	1.579	35.204	656.563	1.579
8.80	115	123	113.719	0.631	14.082	670.645	0.549
9.00	118	125	116.685	0.553	12.322	682.966	0.468
9.20	125	133	123.607	0.631	14.082	697.048	0.505
9.40	130	140	128.552	0.789	17.602	714.650	0.607
9.60	135	150	133.496	1.184	26.403	741.054	0.877
9.80	165	195	163.162	2.368	52.807	793.860	1.435

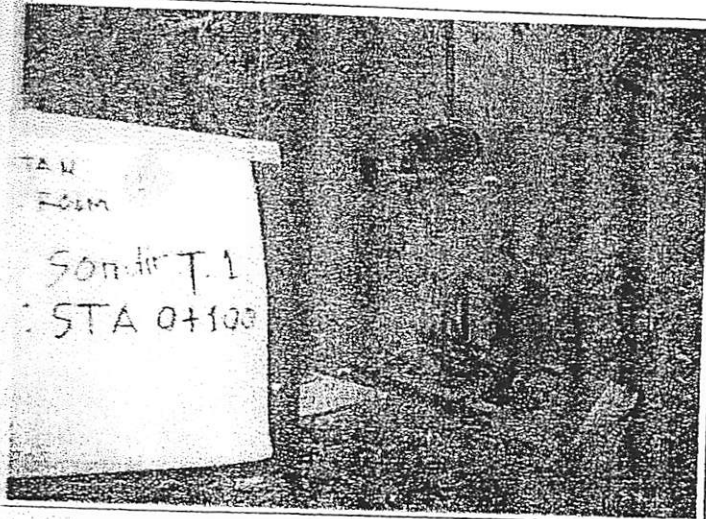
GRAFIK SONDIR

SNI 03 - 2827 - 1992

Titik Sondir : Titik Sondir 01
Proyek : Peningkatan Jalan M. Room STA 00 ± 100
Lokasi : Bontang

Tanggal Pelaksanaan : 02/03/2012
Dikerjakan : Team Sondir Untang SMD
Dihitung : Yuliansyah, ST

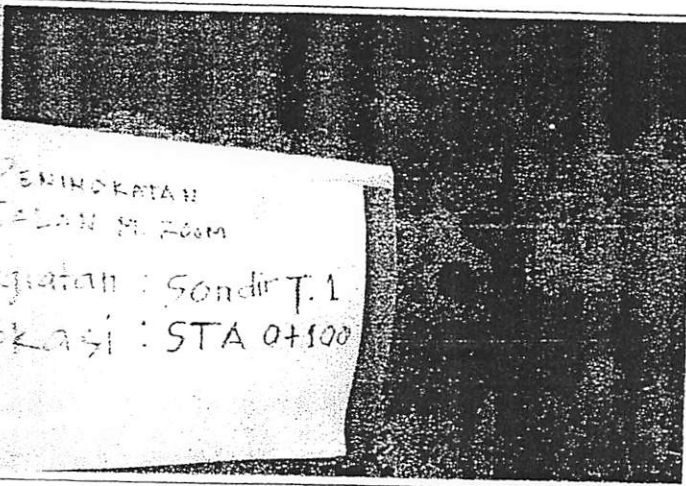




Kegiatan :
Sondir Titik. 1

Proyek :
Pening.Jalan.M. Room

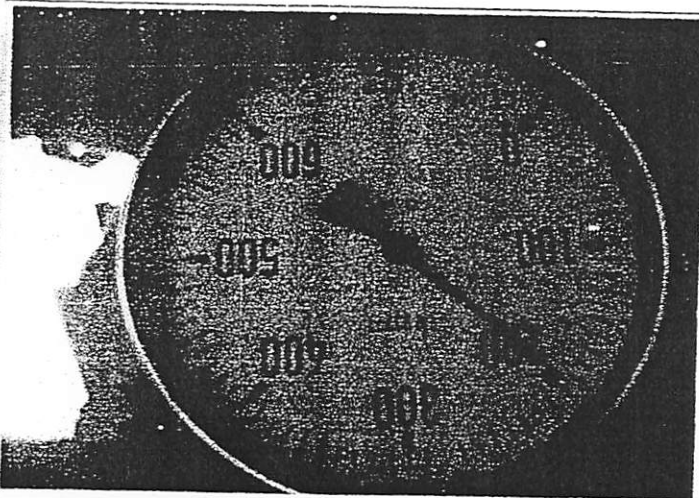
Lokasi :
STA 0 + 100



Kegiatan :
Sondir Titik. 1

Proyek :
Pening.Jalan.M. Room

Lokasi :
STA 0 + 100



Kegiatan :
Sondir Titik. 1

Proyek :
Pening.Jalan.M. Room

Lokasi :
STA 0 + 100

TABEL PERHITUNGAN SONDIR

SNI 03 - 2827 - 1992

Titik Sondir : Titik Sondir 02
 Peningkatan Jalan M. Room STA (00 ± 130)
 Lokasi : Bontang

Tgl. Pelaksanaan : 03 / 03 / 2012
 Dikerjakan : Team Sondir Untang SMD
 Dihitung : Yuliansyah, ST

Kedalaman (Meter)	Bacaan Manometer		Tengangan		Hamb, Lekat HL = $\frac{(M2 - M1) \times C2 \times L}{1}$ (Kg / Cm)	Jumlah Hamb, Lekat HL + ΣHL (Kg / Cm)	Rasio Gesekan % $\frac{Fs}{qc} \times 100$
	(M1) (Kg / Cm²)	(M2) (Kg / Cm²)	Hambatan Konus M1 x Co (Kg / Cm²)	Hambatan Selempat (M2 - M1) x C1 (Kg / Cm)			
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	5	10	4.944	0.395	8.801	8.801	7.893
0.40	5	10	4.944	0.395	8.801	17.602	7.893
0.60	10	18	9.889	0.631	14.082	31.684	6.315
0.80	10	18	9.889	0.631	14.082	45.766	6.315
1.00	28	32	27.688	0.316	7.041	52.807	1.128
1.20	30	40	29.666	0.789	17.602	70.409	2.631
1.40	25	35	24.721	0.789	17.602	88.011	3.157
1.60	25	30	24.721	0.395	8.801	96.812	1.579
1.80	13	20	12.855	0.553	12.322	109.134	4.250
2.00	15	25	14.833	0.789	17.602	126.736	5.262
2.20	18	28	17.799	0.789	17.602	144.338	4.385
2.40	20	28	19.777	0.631	14.082	158.420	3.157
2.60	20	30	19.777	0.789	17.602	176.022	3.947
2.80	20	27	19.777	0.553	12.322	188.344	2.763
3.00	21	28	20.766	0.553	12.322	200.666	2.631
3.20	20	35	19.777	1.184	26.403	227.069	5.920
3.40	30	40	29.666	0.789	17.602	244.671	2.631
3.60	23	28	22.744	0.395	8.801	253.472	1.716
3.80	26	32	25.710	0.474	10.561	264.033	1.822
4.00	20	30	19.777	0.789	17.602	281.636	3.947
4.20	18	25	17.799	0.553	12.322	293.957	3.070
4.40	20	30	19.777	0.789	17.602	311.559	3.947
4.60	20	34	19.777	1.105	24.643	336.202	5.525
4.80	20	30	19.777	0.789	17.602	353.805	3.947
5.00	22	35	21.755	1.026	22.883	376.688	4.664
5.20	30	39	29.666	0.710	15.842	392.530	2.368
5.40	40	50	39.554	0.789	17.602	410.132	1.973
5.60	43	55	42.521	0.947	21.123	431.254	2.203
5.80	45	58	44.499	1.026	22.883	454.137	2.280
6.00	45	55	44.499	0.789	17.602	471.740	1.754
6.20	43	50	42.521	0.553	12.322	484.061	1.285
6.40	45	55	44.499	0.789	17.602	501.663	1.754
6.60	45	55	44.499	0.789	17.602	519.266	1.754
6.80	43	50	42.521	0.553	12.322	531.587	1.285
7.00	42	50	41.532	0.631	14.082	545.669	1.503
7.20	45	55	44.499	0.789	17.602	563.271	1.754
7.40	45	60	44.499	1.184	26.403	589.674	2.631
7.60	40	55	39.554	1.184	26.403	616.078	2.960
7.80	40	55	39.554	1.184	26.403	642.481	2.960
8.00	37	48	36.588	0.868	19.362	661.844	2.347
8.20	36	45	35.599	0.710	15.842	677.686	1.973
8.40	35	45	34.610	0.789	17.602	695.288	2.255
8.60	32	43	31.643	0.868	17.602	712.890	2.255
8.80	30	40	29.666	0.789	17.602	730.492	2.631
9.00	35	45	34.610	0.789	17.602	748.094	2.255
9.20	35	45	34.610	0.789	17.602	765.696	2.255
9.40	40	55	39.554	1.184	26.403	792.099	2.960
9.60	43	55	42.521	0.947	21.123	813.221	2.203
9.80	30	45	29.666	1.184	26.403	839.624	3.947



LABORATORIUM TEKNIK SURVEI
 FAKULTAS TEKNIK
 UNIVERSITAS SAMUDRA
 SAMARINDA

TABEL PERHITUNGAN SONDIR

SNI 03 - 2827 - 1992

Tek Sondir : Tek Sondir 02

Peringkat Jalan M. Room STA (00 ± 130)

Bentang

Tgl. Pelaksanaan : 03 / 03 / 2012

Dikerjakan : Team Sondir Urutang SMD

Dihitung : Yuliansyah, ST

12.00	33	40	32.632	0.553	12.322	853.708	1.674
12.20	35	45	34.610	0.789	17.602	871.310	2.255
12.40	35	45	34.610	0.789	17.602	888.912	2.255
12.60	33	41	32.632	0.631	14.082	902.994	1.914
12.80	35	45	34.610	0.789	17.602	920.596	2.255
13.00	37	48	36.588	0.868	19.362	939.959	2.347
13.20	37	50	36.588	1.026	22.883	962.842	2.773
13.40	40	55	39.554	1.184	26.403	989.245	2.960
13.60	40	53	39.554	1.026	22.883	1012.128	2.565
13.80	45	60	44.499	1.184	26.403	1038.531	2.631
14.00	45	62	44.499	1.342	29.924	1068.455	2.982
14.20	45	65	44.499	1.579	35.204	1103.659	3.508
14.40	50	60	49.443	0.789	17.602	1121.262	1.579
14.60	45	55	44.499	0.789	17.602	1138.864	1.754
14.80	55	70	54.387	1.184	26.403	1165.267	2.153
15.00	55	75	54.387	1.579	35.204	1200.472	2.870
15.20	57	77	56.365	1.579	35.204	1235.676	2.770
15.40	65	85	64.276	1.579	35.204	1270.880	2.429
15.60	65	90	64.276	1.973	44.006	1314.886	3.036
15.80	70	95	69.220	1.973	44.006	1358.892	2.819
16.00	80	95	79.109	1.184	26.403	1385.295	1.480
16.20	85	95	84.053	0.789	17.602	1402.897	0.929
16.40	90	100	88.997	0.789	17.602	1420.499	0.877
16.60	90	100	88.997	0.789	17.602	1438.102	0.877
16.80	95	100	93.942	0.395	8.801	1446.903	0.415
17.00	75	90	74.164	1.184	26.403	1473.306	1.579
17.20	75	95	74.164	1.579	35.204	1508.510	2.105
17.40	80	90	79.109	0.789	17.602	1526.113	0.987
17.60	85	95	84.053	0.789	17.602	1543.715	0.929
17.80	90	105	88.997	1.184	26.403	1570.118	1.316
18.00	90	110	88.997	1.579	35.204	1605.323	1.754
18.20	95	105	93.942	0.789	17.602	1622.925	0.831
18.40	95	115	93.942	1.579	35.204	1658.129	1.662
18.60	95	110	93.942	1.184	26.403	1684.533	1.246
18.80	98	118	96.908	1.579	35.204	1719.737	1.611
19.00	100	120	98.886	1.579	35.204	1754.942	1.579
19.20	98	120	96.908	1.737	38.725	1793.666	1.772
19.40	100	115	98.886	1.184	26.403	1820.070	1.184
19.60	100	113	98.886	1.026	22.883	1842.953	1.026
19.80	95	110	93.942	1.184	26.403	1869.356	1.246
20.00	95	105	93.942	0.789	17.602	1886.958	0.831
20.20	90	100	88.997	0.789	17.602	1904.560	0.877
20.40	90	105	88.997	1.184	26.403	1930.964	1.316
20.60	95	115	93.942	1.579	35.204	1966.168	1.662
20.80	100	120	98.886	1.579	35.204	2001.373	1.579
21.00	105	125	103.830	1.579	35.204	2036.577	1.503
21.20	105	125	103.830	1.579	35.204	2071.782	1.503
21.40	100	120	98.886	1.579	35.204	2106.986	1.503
21.60	105	125	103.830	1.579	35.204	2142.190	1.503
21.80	100	120	98.886	1.579	35.204	2177.394	1.503
22.00	105	125	103.830	1.579	35.204	2212.598	1.503
22.20	110	135	108.774	1.973	44.006	2247.802	1.794
22.40	115	140	113.719	1.973	44.006	2300.610	1.716
22.60	130	155	128.552	1.973	44.006	2344.616	1.518



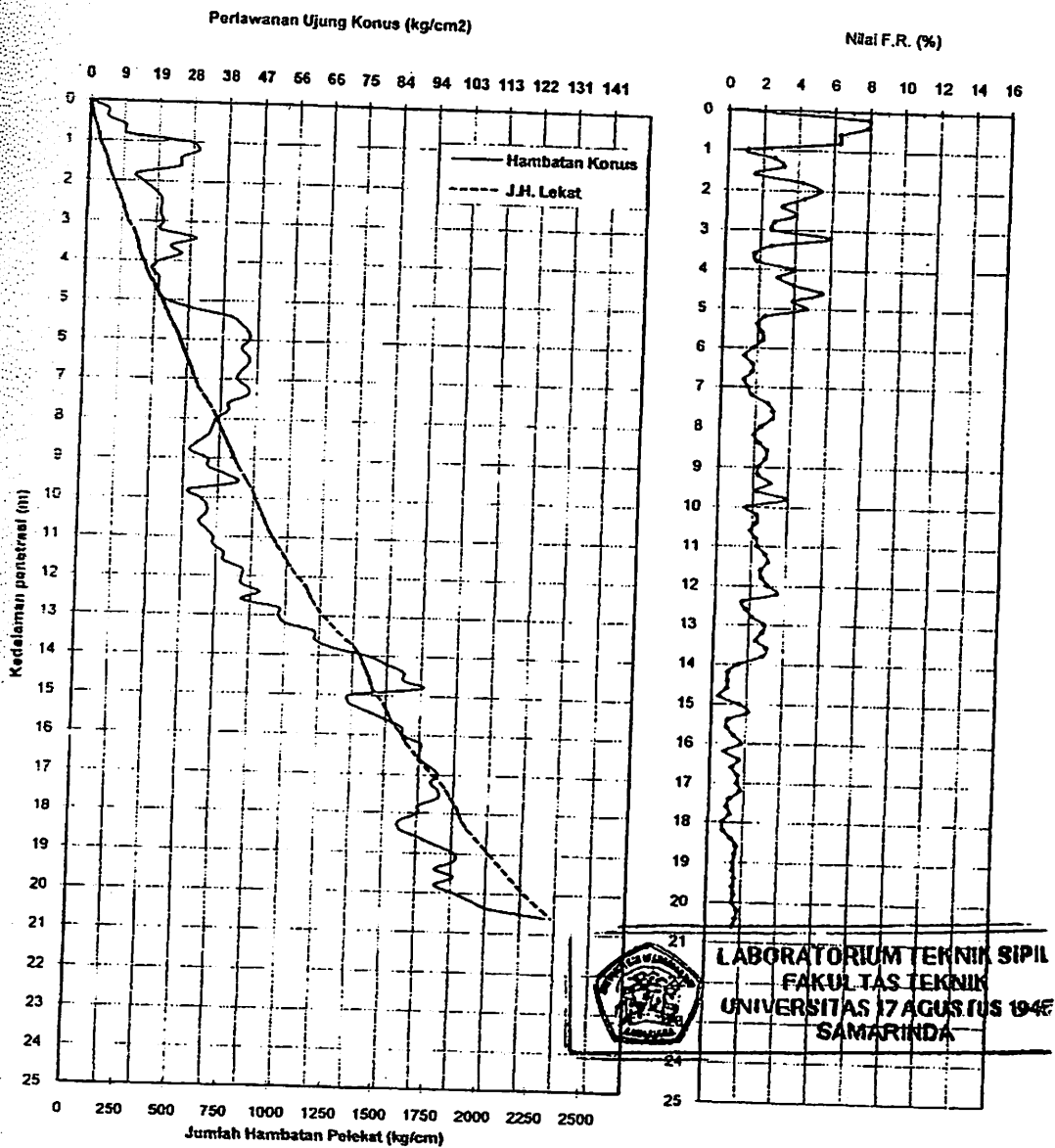
LABORATORIUM TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS SAMARINDA
JULIUS 1948

GRAFIK SONDIR

SNI 03 - 2827 - 1992

Titik Sondir : Titik Sondir 02
 Proyek : Peningkatan Jalan M. Room STA (00 ± 130)
 Lokasi : Bontang

Tgl. Pelaksanaan : 03 / 03 / 2012
 Dikerjakan : Team Sondir Urutang SMD
 Dihitung : Yuliansyah, ST



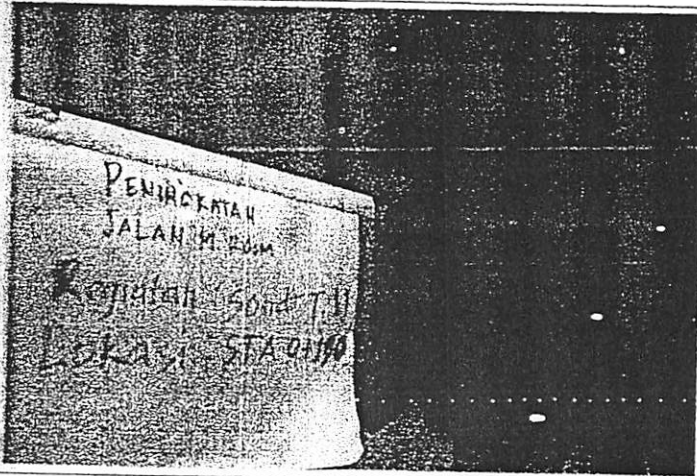
Dokumentasi Kegiatan Sondir



Kegiatan :
Sondir Titik. 2

Proyek :
Pening. Jalan. M. Room

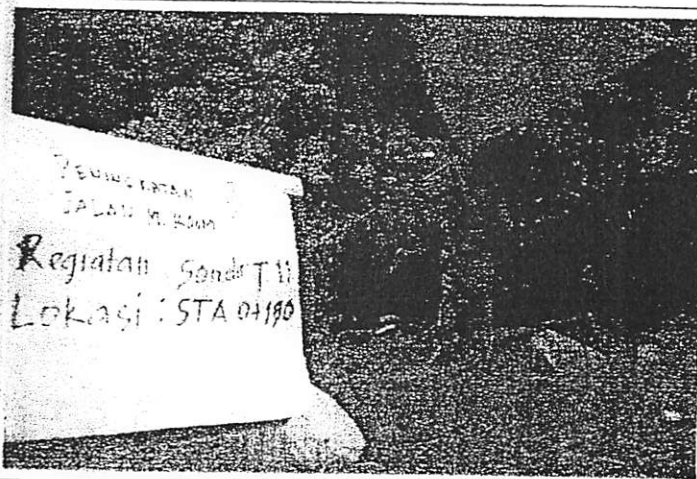
Lokasi :
STA 0 + 130



Kegiatan :
Sondir Titik. 2

Proyek :
Pening. Jalan. M. Room

Lokasi :
STA 0 + 130



Kegiatan :
Sondir Titik. 2

Proyek :
Pening. Jalan. M. Room

Lokasi :
STA 0 + 130

LABORATORY TEST TABLE

Bore Hole No.	Sample Depth (m)	Specific Gravity Gs	Density		Natural water content wn %	Atterberg Limits			IL	e	n %	Sr %	% finer by weight passing no 200 sieve	Unconfined		Triaxial UU		Consolidation	
			ym	yd		wL	wP	IP						qu	St	c	φ	Cc	Pc
			g/cm ³	g/cm ³		%	%	%						kg/cm ²		kg/cm ²	deg		kg/cm ²
BH-01	2.00 - 2.70	2.61	1.71	1.13	51.30	72.5	34.0	38.5	0.45	1.31	57	100	.99	-	-	0.13	4.40	0.45	1.40
	7.00 - 7.70	2.23	1.24	0.40	213.17	176.8	60.5	116.4	1.31	4.61	82	100	99	-	-	-	-	-	-
	12.00 - 12.70	2.64	1.62	1.02	58.80	59.8	27.2	32.6	0.97	1.59	61	98	99	0.30	1.4	-	-	1.88	0.77
	17.00 - 17.70	1.89	1.14	0.32	259.33	164.1	58.2	105.9	1.90	4.95	83	100	100	-	-	0.11	2.10	0.56	0.43
	27.00 - 27.70	2.66	1.82	1.31	38.92	48.3	25.4	22.9	0.59	1.03	51	100	100	-	-	0.38	5.80	3.68	0.80
														-	-	0.31	2.90	0.40	1.40

Note:

MILIK
PERPUSTAKAAN
ITN MALANG

UNCONFINED COMPRESSION TEST

POINT No : BH-1

SAMPLE No :

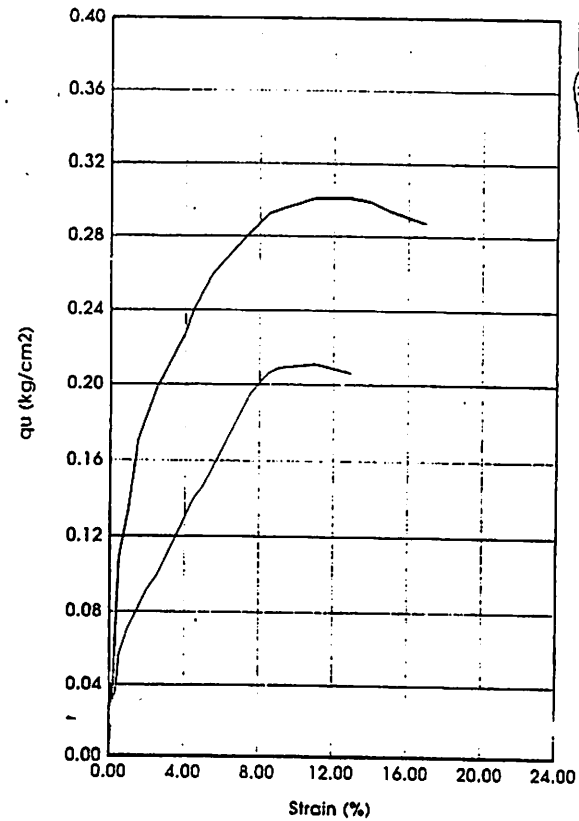
DEPTH in M : 7.00 - 7.70

DESCRIPTION : Organic Clay, black.

Water contnt (%) : 117.4 Strength (ka/cm2) : 0.30

Bulk dsty (g/cc) : 1.36 Strain (%) : 11.0

Dry dsty (g/cc) : 0.63 Sensitivity : 1.40



BORING LOG

PROJECT	: M. ROEM	WATER TABLE	: -
CLIENT	:	DATE	: July 1 to July 03, 2011
LOCATION	: BONTANG LESTARI	BORING METHOD	: Coring, Sampling
BORE HOLE NO.	: BH - 1	SAMPLING METHOD	: Thin Walled (Shelby) Tube
ELEVATION	:	SPT	: Cable Hosited Hammer
COORDINATES	:	LOGGER	: Dede Djuju
DEPTH	: 49.95 m.	DRAWN BY	: Nick

SAMPLE	DEPTH (meter)	USCS CHART	GRAPH SYMBOL	ROCK/SOIL DESCRIPTION	DEPTH (meter)	qu (kg/cm2)	SPT - N value			RECOVERY (%)
							Depth (m)	BLOWS PER CM	N PER FOOT	
	0.00	SM		SILTY SAND, yellowish brown coloured, medium to coarse grained sand, occasionally rock boulder, dense. (fill material)						
	1.00	CL		SILTY CLAY, yellowish brown coloured, low fine grained sand, medium plasticity, stiff.			1.15	6/30		
	2.00			CLAY, brownish gray coloured, high plasticity, soft.						
	2.70				2.70	1.00	2.85	4/30		
					3.15	1.00				
		CH			4.00	1.00	4.30	2/15		
					4.52	0.50				
					5.00	0.75				
					6.00	0.50	6.15	3/30		
					6.45	0.50				
					7.00	0.50				
	7.00			ORGANIC CLAY, black coloured, high plasticity, soft.						
	7.70				7.70	0.50	8.05	1/20		
		OH			8.25	0.50				
					9.00	0.50	9.31	1/17		
					9.48	0.20				
	10.00			CLAY, dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, very soft.						
					10.00	0.20				
					11.00	0.20	11.00	1/54		
					11.54	0.20				
					12.00	0.20	12.15	2/30		
		CH			12.70	0.25				
					13.15	0.30				
					14.00	0.30				
					15.00	0.30	15.15	2/30		
					15.45	0.30				
					16.00	0.30				
					17.00	0.40				
	17.00			ORGANIC CLAY, black coloured, high plasticity, soft.						
					17.70	0.40	17.85	2/30		
		OH			18.17	0.40				
					19.00	0.40				
					20.00	0.50	20.15	3/30		
	20.00			CLAY, dark gray to black coloured, some organic matter, high plasticity, soft medium stiff.						
					20.45	0.50				
		CH			21.00	0.75				
					22.00	0.75	22.15	6/30		
					22.45	0.50				
	23.00			ORGANIC CLAY, black coloured, high plasticity, medium stiff.			24.15	5/30		
		OH								
					25.00	0.50				
	25.00			CLAY, dark gray coloured, low plasticity, soft to medium stiff.						
					26.00	0.50	26.15	3/30		
		CL			26.45	0.75				
					27.00	1.00				
					27.70	1.25	27.85	5/30		
					28.14	1.25				
	28.00			ORGANIC CLAY, black coloured, soft.						
		OH			29.00	1.25				
	29.00			CLAY, gray coloured, high plasticity, trace organic matter, stiff.						
		CH								
	30.00			END OF THIS PAGE. CONTINUED TO NEXT PAGE.						

BORING LOG

PROJECT	: M. ROEM	WATER TABLE	: -
CLIENT	:	DATE	: July 1 to July 03, 2011
LOCATION	: BONTANG LESTARI	BORING METHOD	: Coring, Sampling
BORE HOLE NO.	: BH - 1	SAMPLING METHOD	: Thin Walled (Shelby) Tube
ELEVATION	:	SPT	: Cable Hosited Hammer
COORDINATES	:	LOGGER	: Dede Djuju
DEPTH	: 49.95 m.	DRAWN BY	: Nick

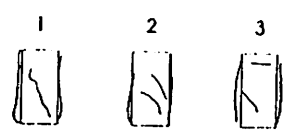
SAMPLE	DEPTH (meter)	USCS CHART	GRAPH SYMBOL	ROCK/SOIL DESCRIPTION	DEPTH (meter)	qu (kg/cm2)	SPT - N value		RECOVERY (%)
							Depth (m)	BLOWS PER CM	
	30.00	CH		CLAY, gray coloured, high plasticity, trace organic matter, medium stiff.	30.45	1.25	30.15	6/30	
	32.00	SP		SAND, gray coloured, fine grained, slightly silt, few organic matter, medium dense.			32.15	16/30	
	34.00	CH		CLAY, dark gray coloured, few to some organic matter, high plasticity, stiff, becoming hard below -36.00 meters depth.	35.00	1.00	34.15	8/30	
	37.00	CL		SANDY CLAY, dark gray coloured, low plasticity, few to some organic, very stiff.	36.00 36.45 37.00	1.00 2.50 1.75	36.15	13/30	
	39.00	CH		CLAY, dark gray coloured, few organic matter, high plasticity, very stiff.	38.00 38.45 39.00	1.50 1.50 1.50	38.15	17/30	
	43.00	SP		SILTY SAND, dark gray coloured, some organic matter, dense to very dense.	40.00 40.45 41.00	1.50 1.50 1.50	40.15	25/30	
	45.00	CH		CLAY, dark brownish gray to black coloured, high plasticity, trace organic matter, hard.	42.00 42.45 43.00	1.50 1.50 1.50	42.15	27/30	
	45.95			END OF THIS BORING. CASING DOWN TO - 35.04 METERS DEPTH.	45.95	>4.5	45.65	36/30	

UNCONSOLIDATED - UNDRAINED TRIAXIAL TEST

ECT : M. ROEM
IT :
TION : BONTANG LESTARI
HOLE NO. : BH - 1
H (m) : 2.00 - 2.70
TYPE : Clay , brownish gray

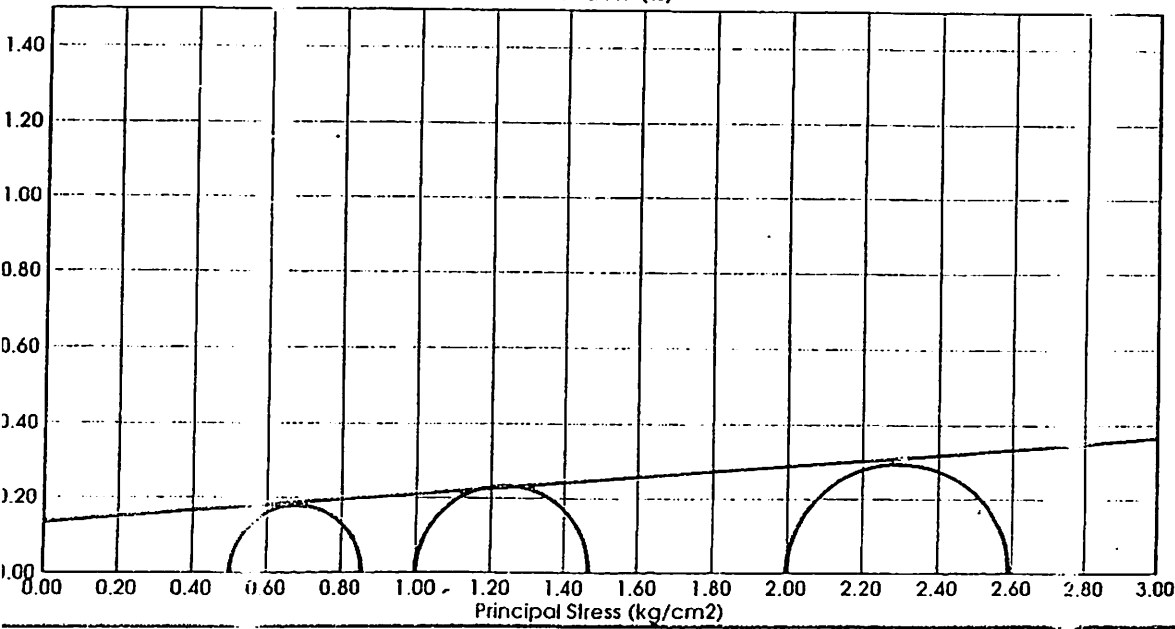
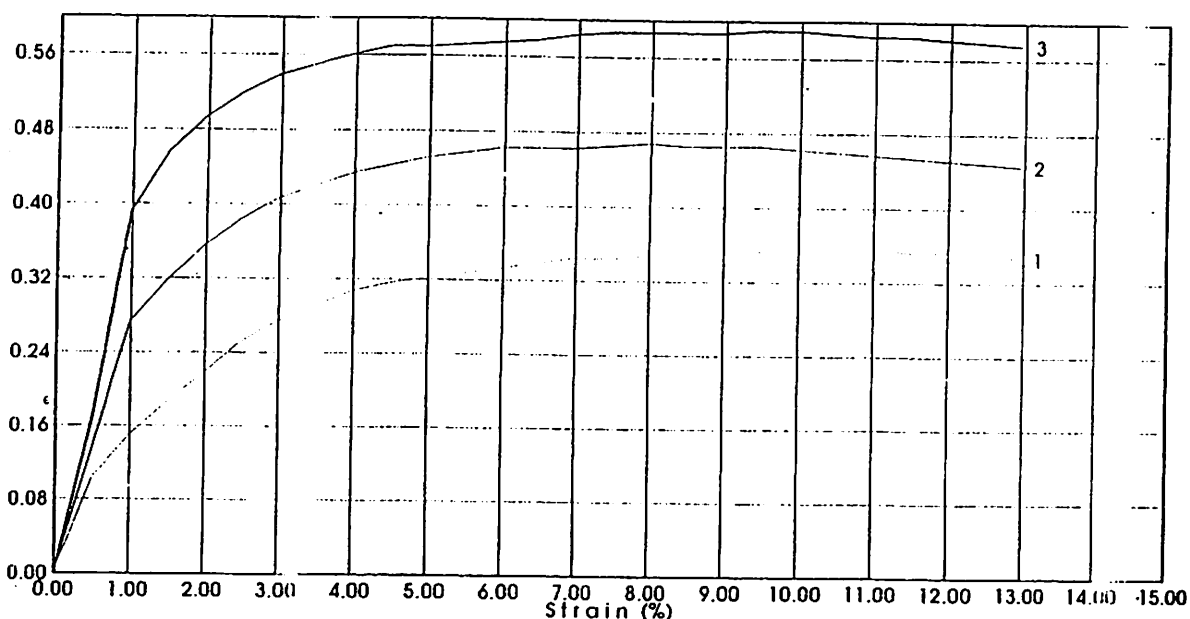
JOB NO. :
DATE : JULY 18, 2011
TASTED BY : Ade / Bambang
RECORDED BY : Nick
CHECKED BY : NR

Soil Specimen No	1	2	3
Bulk Density (g/cm ³)	1.79	1.80	1.80
Moisture Content (%)	51.89	51.28	50.11
Dry Density (g/cm ³)	1.18	1.19	1.20
Specific Gravity	2.61	2.61	2.61
Void Ratio	1.22	1.20	1.17
Degree of Saturation (%)	100.	100.	100.
Lateral Pressure (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00
Deviator Stress (kg/cm ²)	0.36	0.47	0.59
Strain (%)	10.47	7.98	9.97



Cohesion : 0.13 kg/cm²

Angle of Internal friction : 4.40°



0102.UU - AvantiGarde-Demi

UNCONSOLIDATED - UNDRAINED TRIAXIAL TEST

PROJECT : M. ROEM

CLIENT :

LOCATION : BONTANG LESTARI

BORE HOLE NO. : BH - 1

DEPTH (m) : 12.00 - 12.70

SOIL TYPE : Clay, Dark clay

JOB NO. :

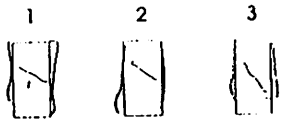
DATE : JULY 18, 2011

TASTED BY : Ade / Bambang

RECORDED BY : Nick

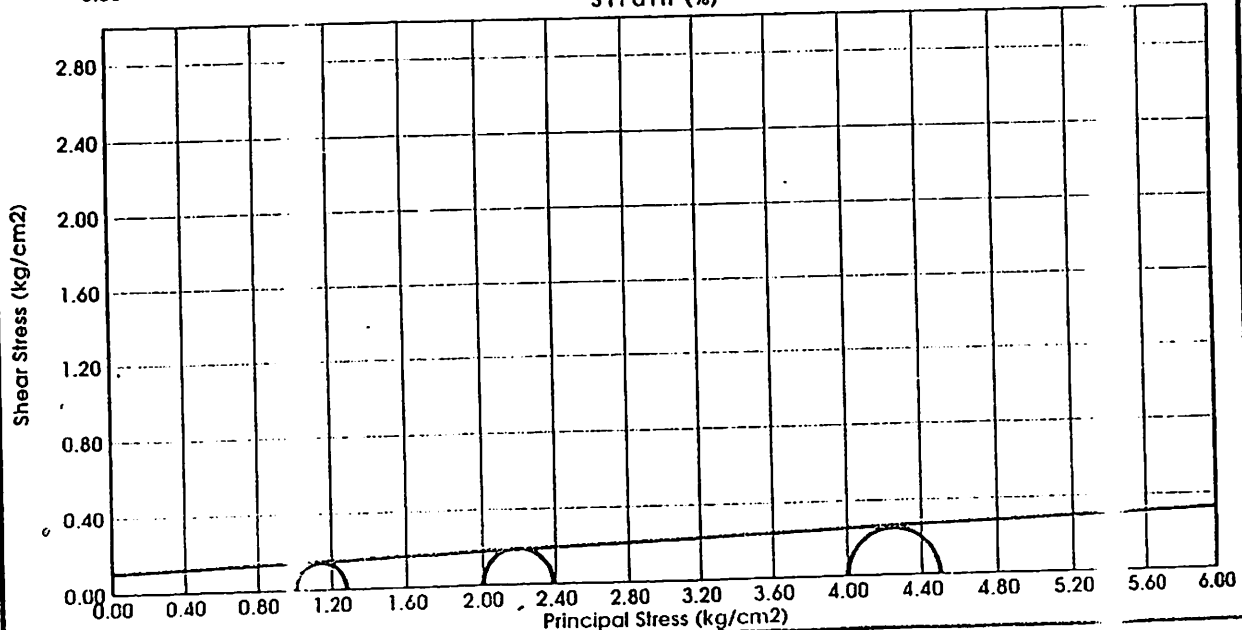
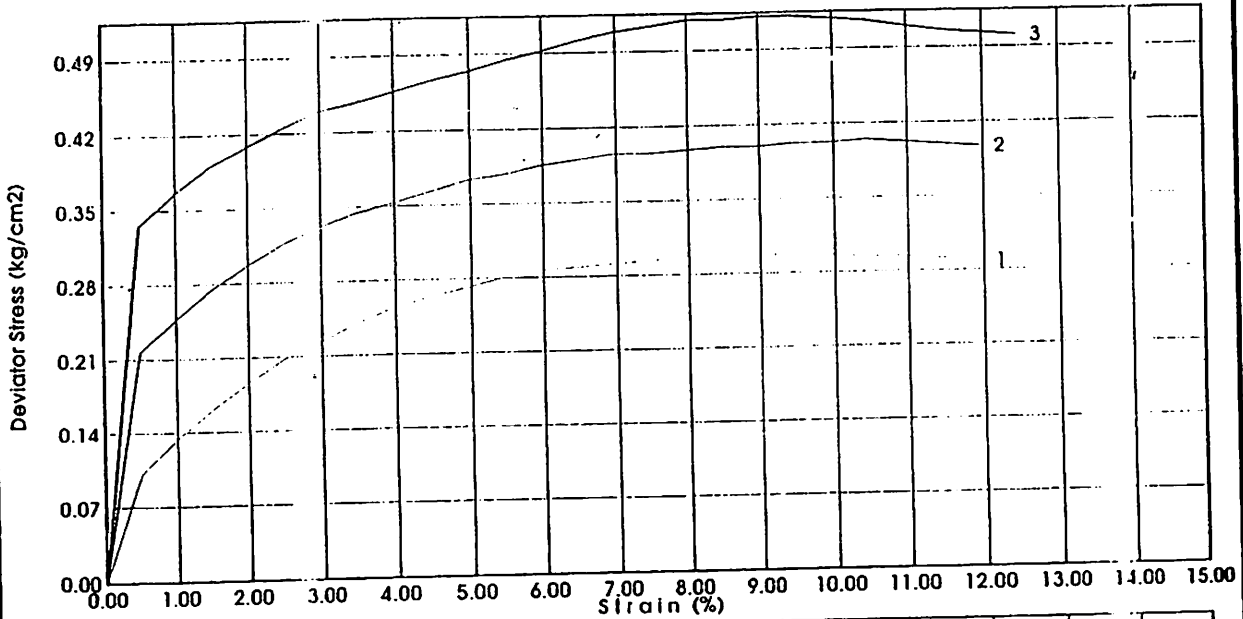
CHECKED BY : NR

Soil Specimen No	1	2	3
Bulk Density (g/cm3)	1.62	1.63	1.64
Moisture Content (%)	58.28	57.41	57.34
Dry Density (g/cm3)	1.02	1.03	1.04
Specific Gravity	2.64	2.64	2.64
Void Ratio	1.58	1.56	1.54
Degree of Saturation (%)	97.2	97.36	98.31
Lateral Pressure (kg/cm2)	1.00	2.00	4.00
Deviator Stress (kg/cm2)	0.28	0.39	0.50
Strain (%)	9.48	10.47	9.48



Cohesion : 0.11 kg/cm2

Angle of Internal friction : 2.10°



UNCONSOLIDATED - UNDRAINED TRIAXIAL TEST

PROJECT : M. ROEM

CLIENT :

LOCATION : BONTANG LESTARI

BORE HOLE NO. : BH - 1

DEPTH (m) : 17.00 - 17.70

SOIL TYPE : Clay, brownish gray

JOB NO. :

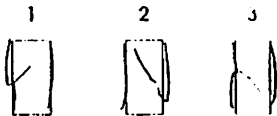
DATE : JULY 18, 2011

TASTED BY : Ade / Bambang

RECORDED BY : Nick

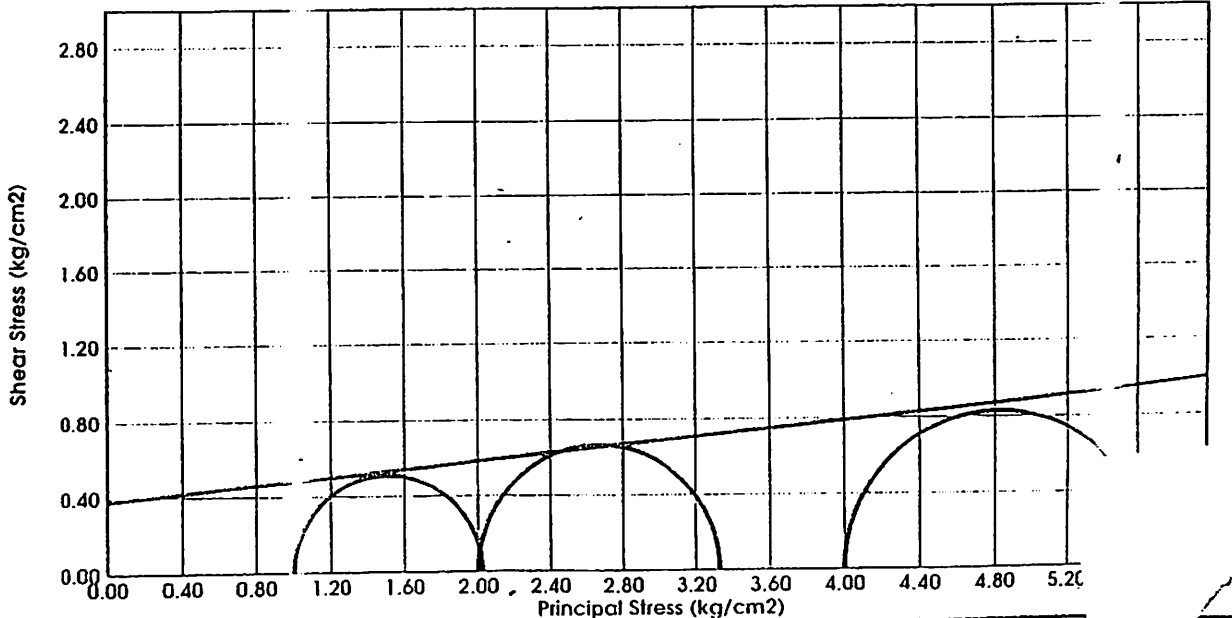
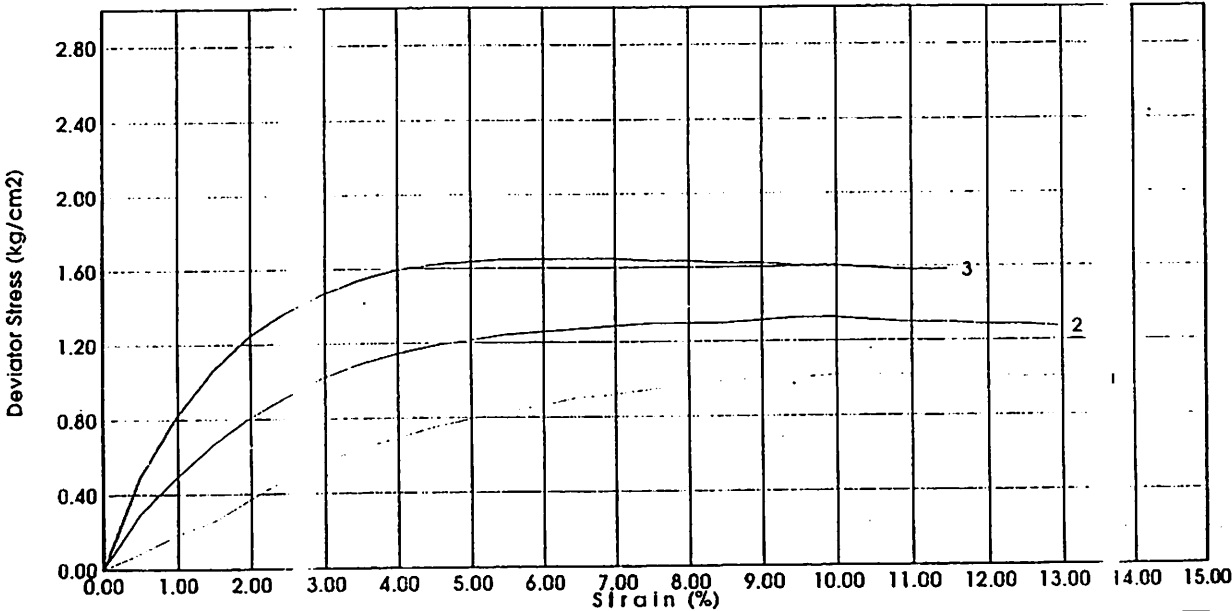
CHECKED BY : NR

Soil Specimen No	1	2	3
Bulk Density (g/cm3)	1.13	1.15	1.18
Moisture Content (%)	253.87	242.32	230.19
Dry Density (g/cm3)	0.32	0.34	0.36
Specific Gravity	1.89	1.89	1.89
Void Ratio	4.92	4.60	4.30
Degree of Saturation (%)	97.59	99.48	100.
Lateral Pressure (kg/cm2)	1.00	2.00	4.00
Deviator Stress (kg/cm2)	1.02	1.33	1.66
Strain (%)	10.97	9.48	5.49



c Cohesion : 0.38 kg/cm2

Angle of Internal friction : 5.80 °

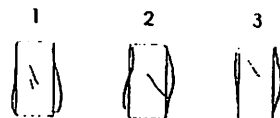


UNCONSOLIDATED - UNDRAINED TRIAXIAL TEST

PROJECT : M. ROEM
 CLIENT :
 LOCATION : BONTANG LESTARI
 BORE HOLE NO. : BH - 1
 DEPTH (m) : 27.00 - 27.00
 SOIL TYPE : Clay, dark gray

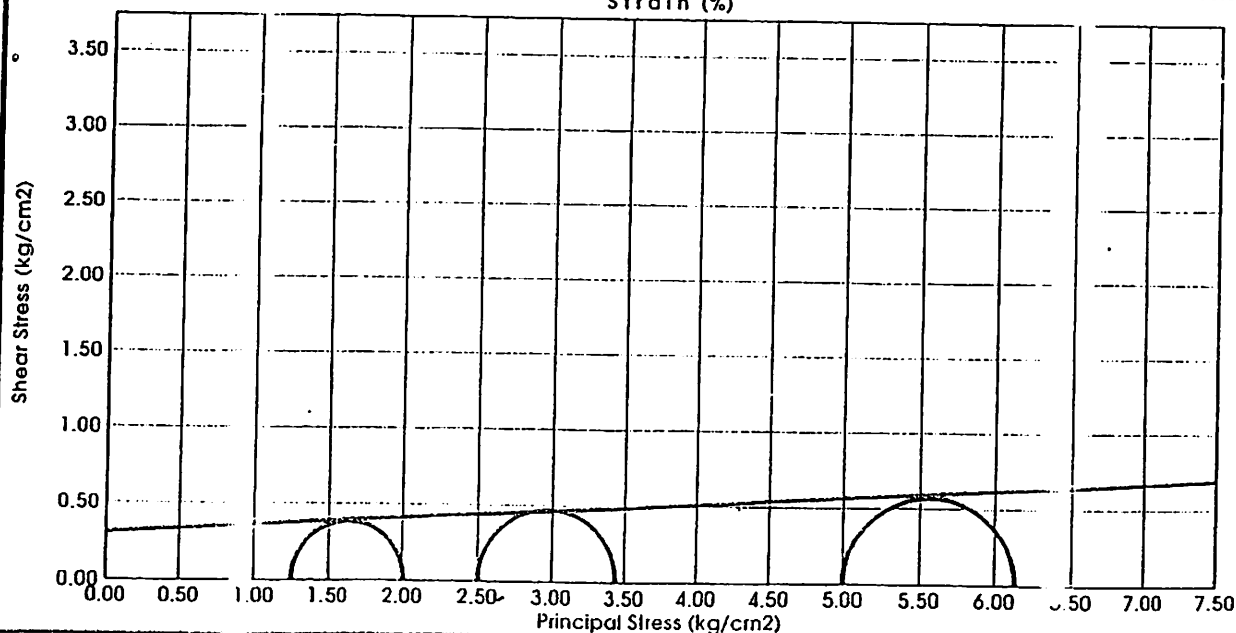
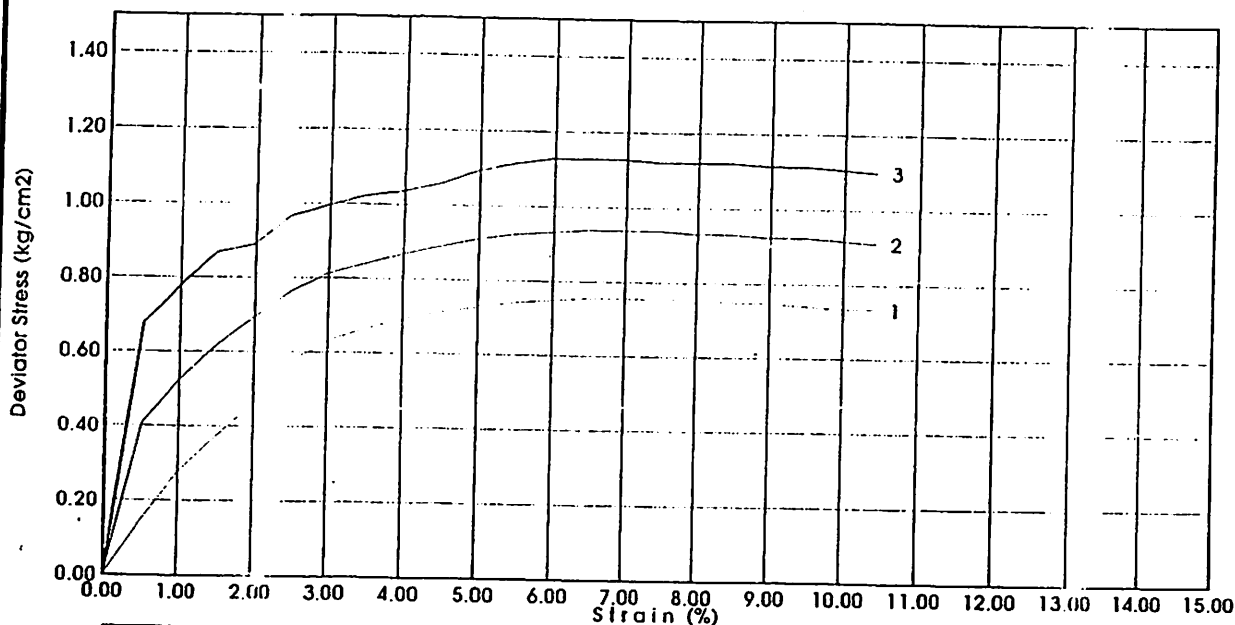
JOB NO. :
 DATE : JULY 18, 2011
 TASTED BY : Ade / Bambang
 RECORDED BY : Nick
 CHECKED BY : NR

Soil Specimen No	1	2	3
Bulk Density (g/cm ³)	1.81	1.84	1.87
Moisture Content (%)	37.85	38.47	37.34
Dry Density (g/cm ³)	1.31	1.33	1.36
Specific Gravity	2.66	2.66	2.66
Void Ratio	1.03	1.00	0.95
Degree of Saturation (%)	97.85	100.	100.
Lateral Pressure (kg/cm ²)	1.25	2.50	5.00
Deviator Stress (kg/cm ²)	0.76	0.94	1.13
Strain (%)	6.98	6.98	6.48



Cohesion : 0.31 kg/cm²

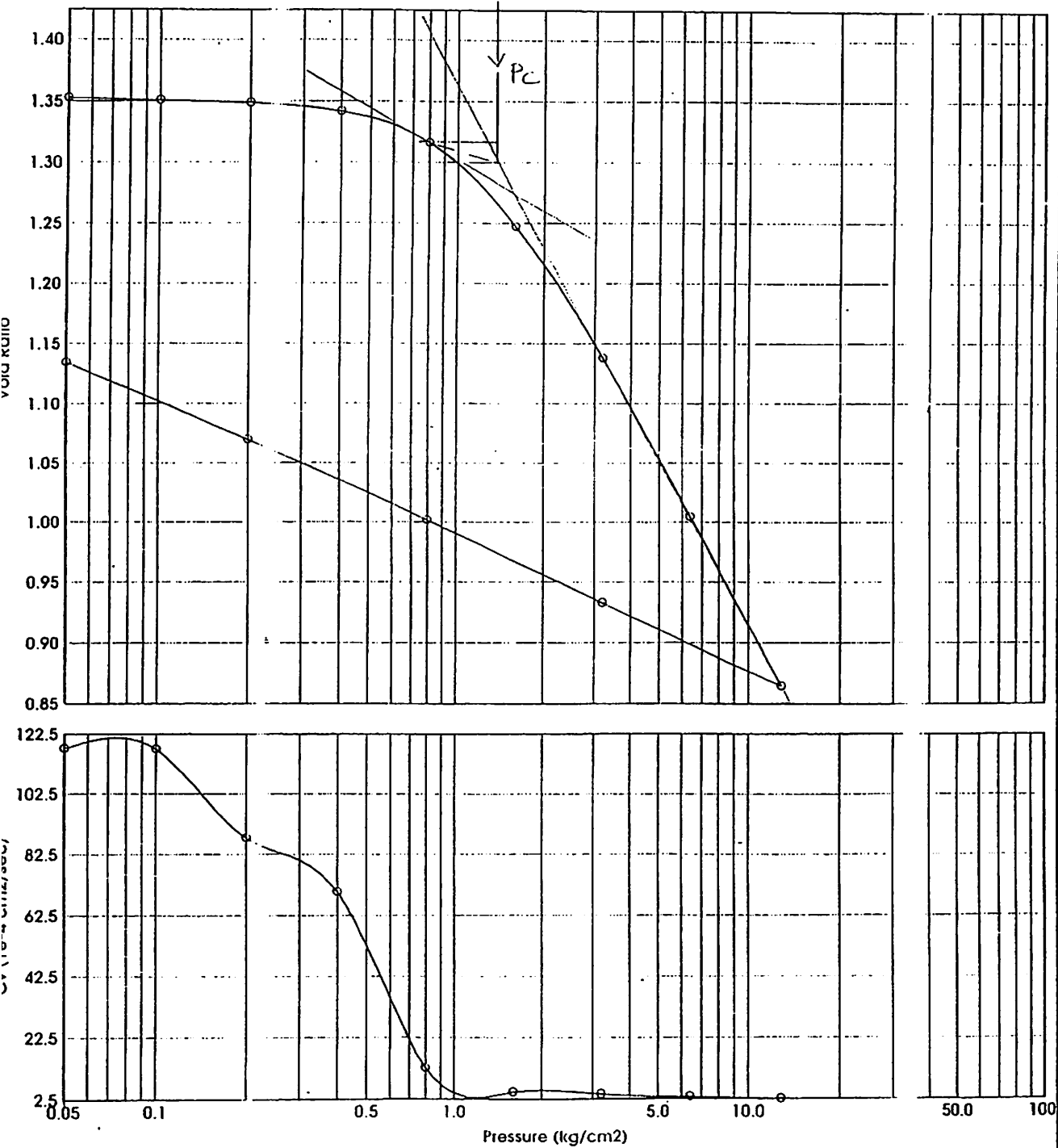
Angle of Internal friction : 2.90°



CONSOLIDATION CURVE

PROJECT	: M. ROEM	JOB NO.	:
CLIENT	:	DATE	: JULY 16, 2011
LOCATION	: BONTANG LESTARI	TASTED BY	: Ade / Bambang
BORE HOLE NO.	: BH - 1	RECORDED BY	: Nick
DEPTH (m)	: 2.00 - 2.70	CHECKED BY	: NR
SOIL TYPE	: Clay, brownish gray		

Initial Water Content (%)	: 51.93	Specific Gravity (Gs)	: 2.61
Final Water Content (%)	: 44.27	Initial Degree of Saturation (%)	: 100.
Initial Wet Density (g/cm3)	: 1.69	Final Degree of Saturation (%)	: 100.
Final Wet Density (g/cm3)	: 1.77	Initial Void Ratio	: 1.36 $0.42e_v = 0.57$
Initial Dry Density (g/cm3)	: 1.11	Precompression Pressure (kg/cm2)	: 1.40
Final Dry Density (g/cm3)	: 1.21	Compression Index (Cc)	: 0.45

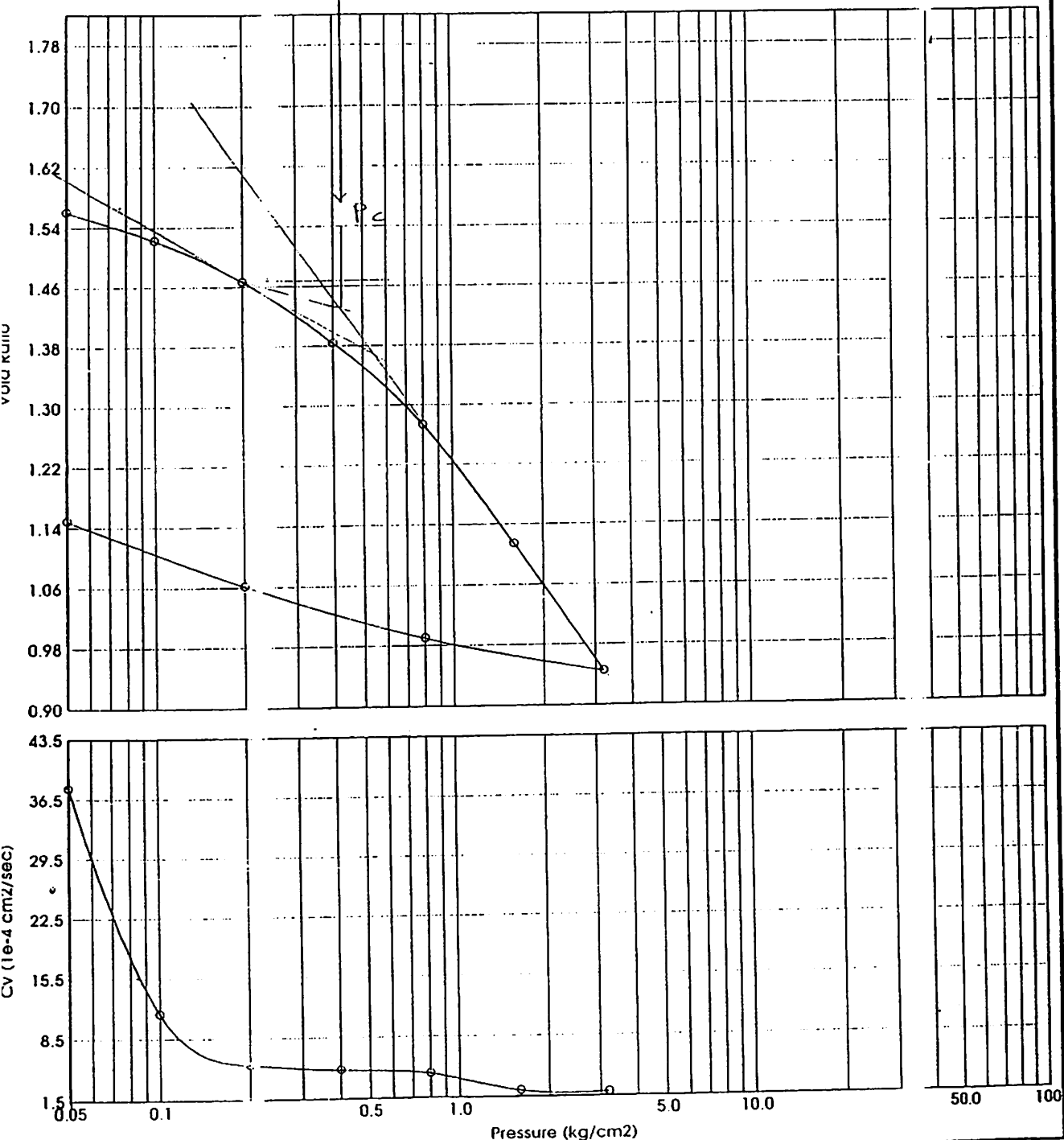


CONSOLIDATION CURVE

PROJECT : M. ROEM
CLIENT :
LOCATION : BONTANG LESTARI
BORE HOLE NO. : BH - 1
DEPTH (m) : 12.00 - 12.70
SOIL TYPE : Clay, dark gray.

JOB NO. :
DATE : JULY 16, 2011
TASTED BY : Juhana / Ariadi
RECORDED BY : Nick
CHECKED BY : NR

Initial Water Content (%)	: 59.31	Specific Gravity (Gs)	: 2.64
Final Water Content (%)	: 46.04	Initial Degree of Saturation (%)	: 98.45
Initial Wet Density (g/cm ³)	: 1.62	Final Degree of Saturation (%)	: 100.
Final Wet Density (g/cm ³)	: 1.77	Initial Void Ratio	: 1.59 $0.42E_u = 0.67$
Initial Dry Density (g/cm ³)	: 1.02	Precompression Pressure (kg/cm ²)	: 0.43
Final Dry Density (g/cm ³)	: 1.19	Compression Index (Cc)	: 0.56

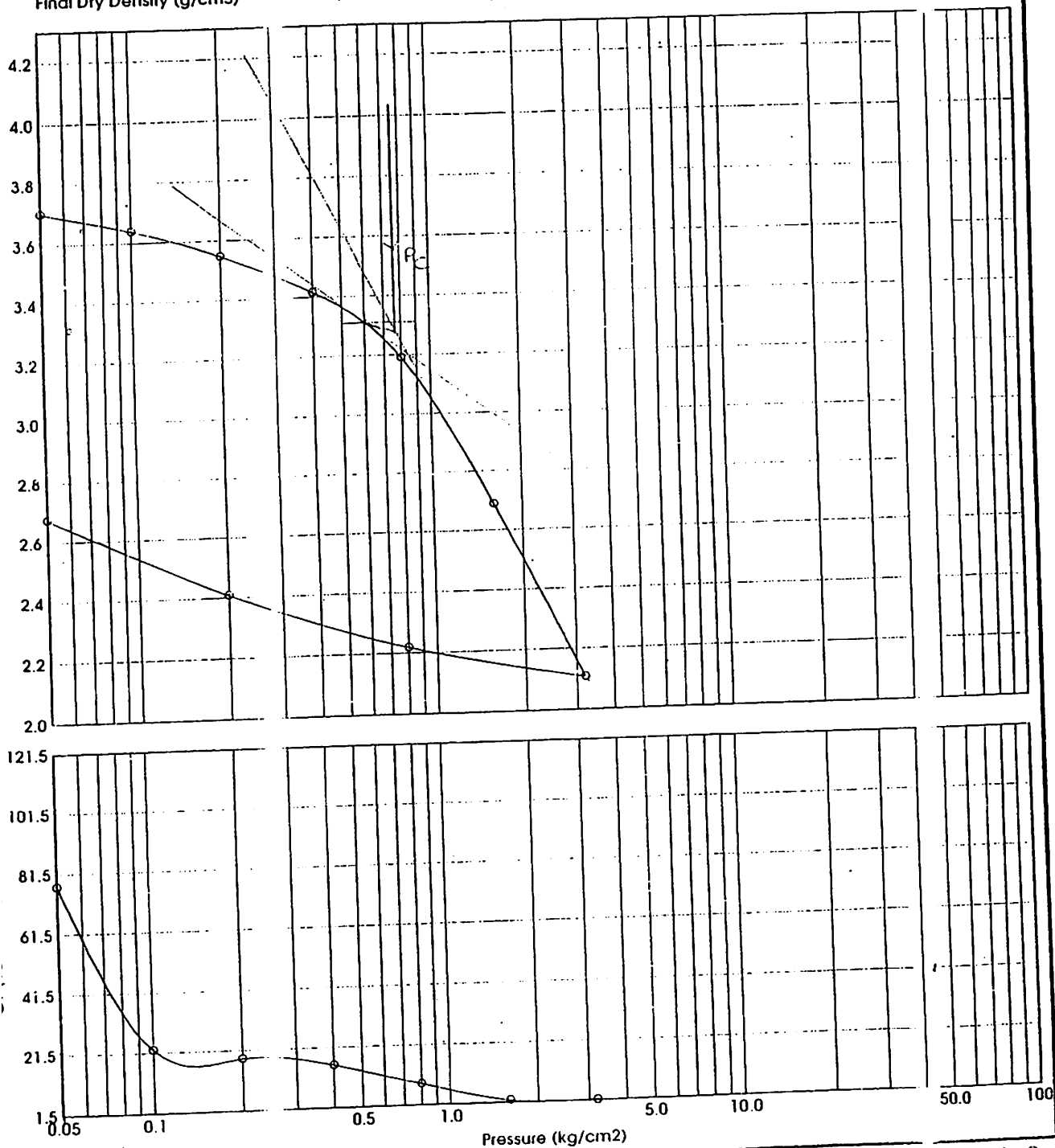


CONSOLIDATION CURVE

CT : M. ROEM
 T :
 ION : BONTANG LESTARI
 HOLE NO. : BH - 1
 d (m) : 7.00 - 7.70
 TYPE : Organic clay, black

JOB NO. :
 DATE : JULY 16, 2011
 TASTED BY : Juhana/Ariadl
 RECORDED BY : Nick
 CHECKED BY : NR

Initial Water Content (%)	: 166.97	Specific Gravity (Gs)	: 2.23
Final Water Content (%)	: 129.42	Initial Degree of Saturation (%)	: 98.45
Initial Wet Density (g/cm ³)	: 1.24	Final Degree of Saturation (%)	: 100.
Final Wet Density (g/cm ³)	: 1.42	Initial Void Ratio	: 3.78 $0.42e_0 = 1.59$
Initial Dry Density (g/cm ³)	: 0.47	Precompression Pressure (kg/cm ²)	: 0.77
Final Dry Density (g/cm ³)	: 0.57	Compression Index (Cc)	: 1.88

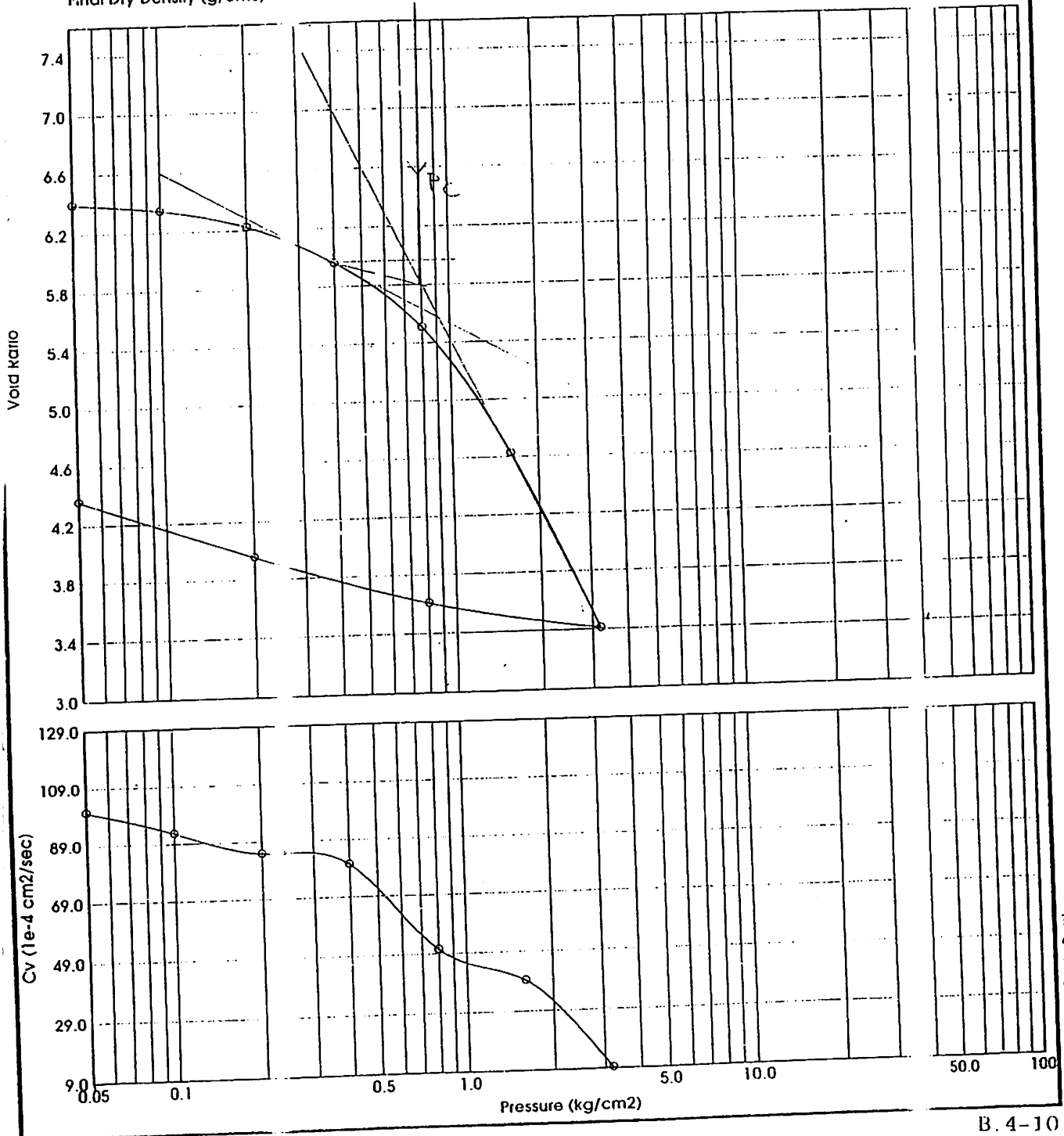


CONSOLIDATION CURVE

PROJECT : M. ROEM
CLIENT :
LOCATION : BONTANG LESTARI
CORE HOLE NO. : BH - 1
DEPTH (m) : 17.00 - 17.70
SOIL TYPE : Organic clay, black

JOB NO. :
DATE : JULY 16, 2011
TESTED BY : Juhana / Ariadi
RECORDED BY : Nick
CHECKED BY : NR

Initial Water Content (%)	: 310.92	Specific Gravity (Gs)	: 1.89
Final Water Content (%)	: 243.99	Initial Degree of Saturation (%)	: 91.36
Initial Wet Density (g/cm ³)	: 1.04	Final Degree of Saturation (%)	: 100.
Final Wet Density (g/cm ³)	: 1.20	Initial Void Ratio	: 6.43 0.42Eo = 2.70
Initial Dry Density (g/cm ³)	: 0.25	Precompression Pressure (kg/cm ²)	: 0.80
Final Dry Density (g/cm ³)	: 0.34	Compression Index (Cc)	: 3.68



K0117.KON - AvantGarde-Demi

CONSOLIDATION CURVE

: M. ROEM

JOB NO.

:

:

DATE

: JULY 18, 2011

: BONTANG LESTARI

TASTED BY

: Juhana / Ariadi

: BH - 1

RECORDED BY

: Nick

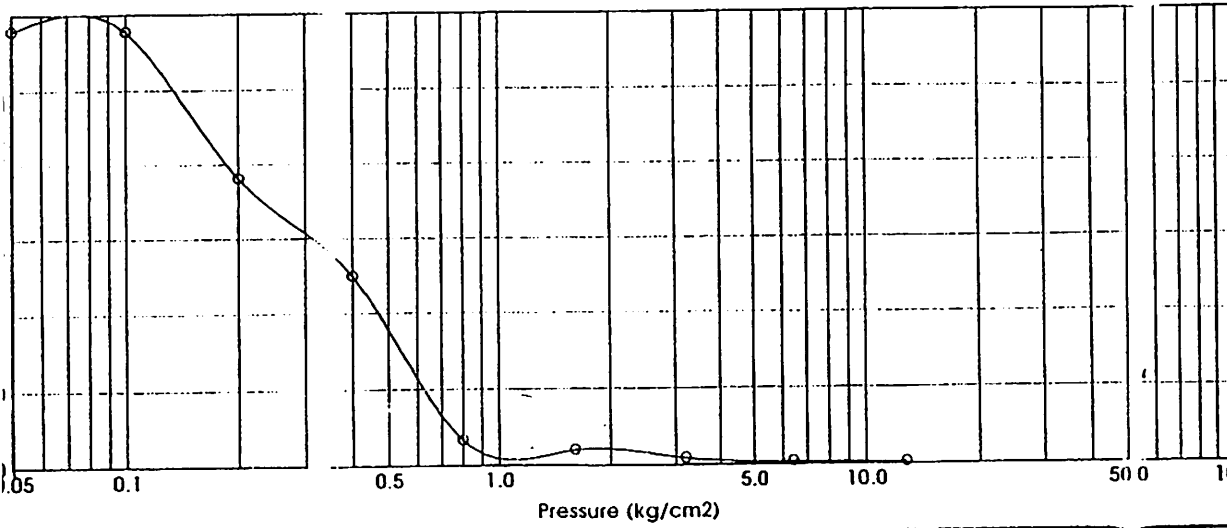
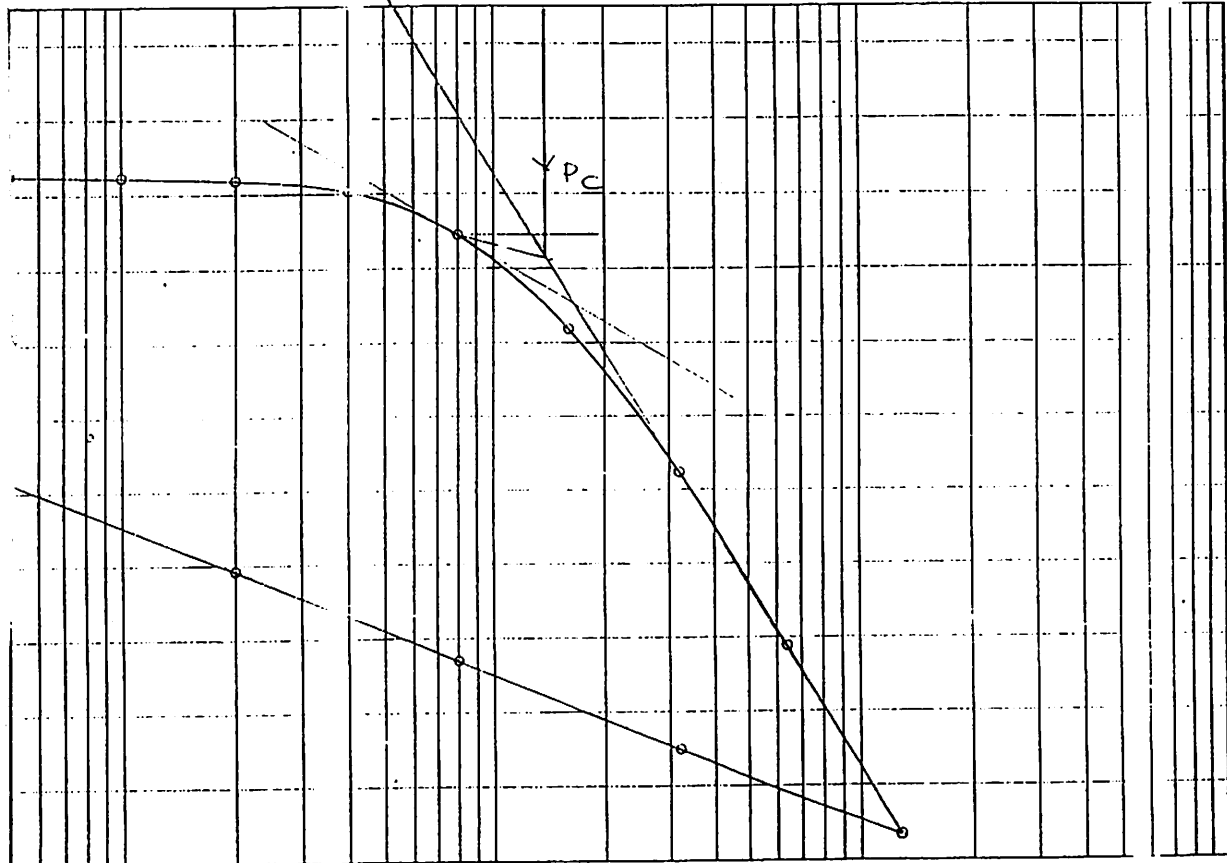
: 27.00 - 27.70

CHECKED BY

: NR

: Clay, dark gray

Initial Water Content (%)	: 42.13	Specific Gravity (Gs)	: 2.66
Final Water Content (%)	: 36.78	Initial Degree of Saturation (%)	: 96.18
Initial Wet Density (g/cm3)	: 1.75	Final Degree of Saturation (%)	: 100.
Final Wet Density (g/cm3)	: 1.85	Initial Void Ratio	: 1.17 $0.42E_o = 0.49$
Initial Dry Density (g/cm3)	: 1.23	Precompression Pressure (kg/cm2)	: 1.40
Final Dry Density (g/cm3)	: 1.34	Compression Index (Cc)	: 0.40



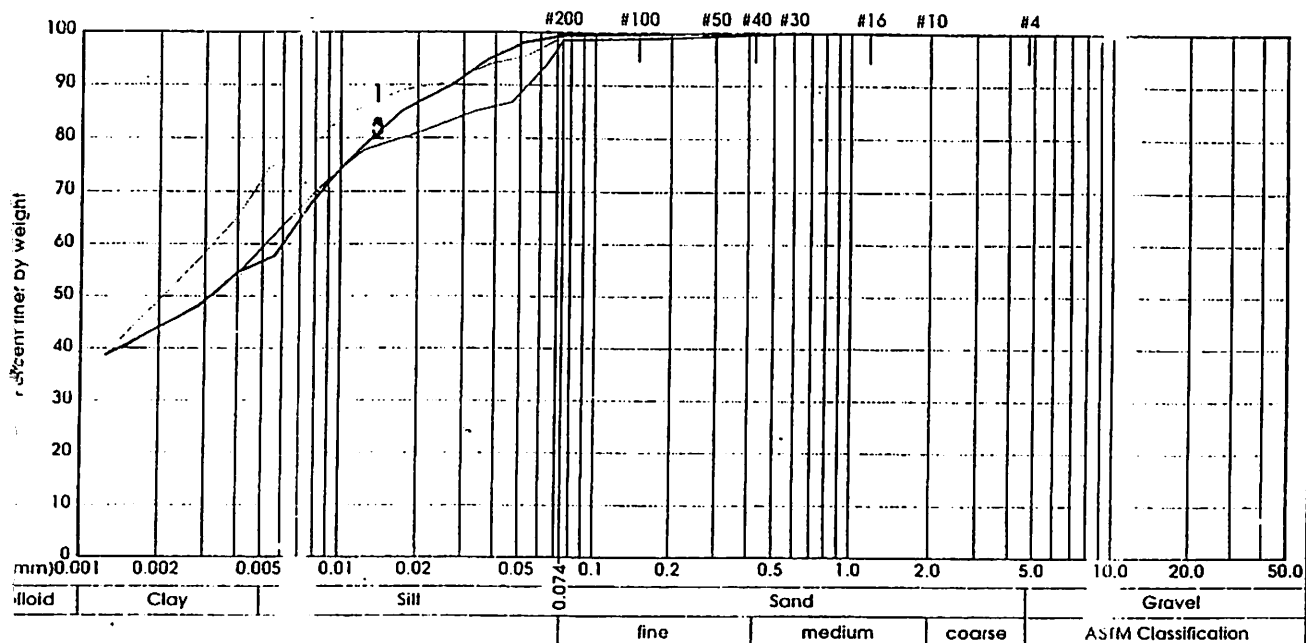
K0127.KON - AvantGarde-Demi

GRAINSIZE ANALYSIS

PROJECT : M. ROEM
 CLIENT :
 LOCATION : BONTANG LESTARI
 BORE HOLE NO. : BH - 1
 DEPTH (m) :
 SOIL TYPE :

JOB NO. :
 DATE : JULY 18, 2011
 TASTED BY : Shd
 RECORDED BY : Nick
 CHECKED BY : NR

NO	DEPTH (M)	CLASSIFICATION	Gravel	Sand	Silt	Clay	D60(mm)	D10(mm)	Uc	% weight < #200
1	2.00 - 2.70		0%	1%	27%	73%	.003			99
2	7.00 - 7.70		0%	2%	39%	59%	.005			99
3	12.00 - 12.70		0%	1%	43%	57%	.006			99



NO	DEPTH (M)	CLASSIFICATION	Gravel	Sand	Silt	Clay	D60(mm)	D10(mm)	Uc	% weight < #200
4	17.00 - 17.70		0%	0%	21%	79%				100
5	27.00 - 27.70		0%	0%	27%	72%	.003			100

