

B-17

# LAPORAN PENELITIAN

## KORELASI ANTAR PARAMETER TANAH LEMPUNG PADA LOKASI PUSAT BISNIS DI CIKAMPEK

Dikerjakan Oleh :

**Ir. Idrus M.Sc**  
Staff Pengajar Jurusan Sipil ISTN



**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL  
JAKARTA  
2000**

JOURNAL OF THE

ROYAL SOCIETY OF MEDICINE

AND THE LANCET

Volume 100

Part 1

1907

1907

THE ASSOCIATION OF  
PHYSICIANS AND SURGEONS  
OF GREAT BRITAIN  
1907

**LEMBAR PENGESAHAN  
LAPORAN PENELITIAN**



**ISTN**

**KORELASI ANTAR PARAMETER  
TANAH LEMPUNG  
PADA LOKASI PUSAT BISNIS DI CIKAMPEK**

**Dikerjakan Oleh:**

**Ir .Idrus M.Sc, (Staff Pengajar Jurusan Teknik Sipil)**

**Mengetahui :**

**Ketua Jurusan Teknik Sipil**



**Ir. Harry Hartawan, M.T**

**Program Studi Teknik Sipil  
Institut Sain dan Teknologi Nasional  
Jakarta 2000**

LEMBAGA PENELITIAN  
LABORATORIUM



REKAMATI ALAM KARAMBIK  
TANAH TEMPUK  
KAWA LURAK - KAWA LURAK DI KRAMBIK

Ditulis oleh:  
Nama: [Name], NPM: [NPM], Jurusan Teknik Sipil  
Kawakuluran Teknik Sipil  
[Institution]

Disusun oleh:  
Nama: [Name], NPM: [NPM], Jurusan Teknik Sipil  
Kawakuluran Teknik Sipil  
[Institution]

## KATA PENGANTAR

*Bismillahirrahmanirrahim,*

Alhamdulillah, segala puji dan syukur dipanjatkan ke hadirat Allah SWT, karena Rakhmat dan Karunia-Nya maka penulis dapat menyelesaikan Laporan Penelitian ini dengan sebaik-baiknya.

Pembuatan Laporan Penelitian ini merupakan salah satu syarat akademis yang harus diselesaikan pada Fakultas Teknik Sipil – Institut Sains dan Teknologi Nasional, Jakarta.

Laporan Penelitian ini berjudul **“Korelasi Antar Parameter Tanah Lempung Pada Lokasi Pusat Bisnis Di Cikampek”**.

Dalam menyusun laporan penelitian ini, penulis menyadari masih banyak terdapat kekurangan – kekurangan, karena keterbatasan dan kemampuan yang ada. Walaupun demikian laporan penelitian ini telah dibuat dengan usaha semaksimal mungkin dengan dukungan dan bantuan yang diberikan dari berbagai pihak.

Penulis menyadari bahwa Laporan Penelitian ini masih kurang sempurna, oleh karena itu segala saran dan kritikan yang membangun akan penulis terima dengan senang hati.

Akhir kata, mudah – mudahan laporan Penelitian ini dapat memberikan sumbangan yang berarti bagi perkembangan ilmu Teknik Sipil.

Jakarta, 2000  
Penulis

(Ir. IDRUS M.Sc)

## DAFTAR ISI

viii

Kata Pengantar .....	1
Daftar Isi .....	viii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan Penelitian .....	2
1.4 Manfaat Penelitian .....	2
1.5 Ruang Lingkup .....	3
1.6 Metode Penelitian .....	3
BAB II PEMBAHASAN .....	4
2.1 Konsep Dasar .....	4
2.2 Jenis-jenis .....	5
2.3 Cara Kerja .....	6
2.4 Kelebihan dan Kekurangan .....	7
2.5 Kesimpulan .....	8
BAB III PENUTUP .....	9
3.1 Kesimpulan .....	9
3.2 Saran .....	10
DAFTAR PUSTAKA .....	11

Jakarta, 2021  
 Penulis

Penyunting

# DAFTAR ISI

	Halaman
LEMBAR PENGESAHAN.....	i
PERSETUJUAN FORMAT.....	ii
SURAT PERNYATAAN SEBAGAI PENGGANTI SUMPAH.....	iii
ABSTRAK.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR TABEL.....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR NOTASI.....	xii
<b>BAB I            PENDAHULUAN</b>	
I.1      Latar belakang.....	1
I.2      Maksud dan tujuan.....	3
I.3      Batasan masalah.....	3
I.4      Metode penulisan.....	4
I.5      Sistematika penulisan.....	4
<b>BAB II          PENYELIDIKAN TANAH DI LAPANGAN DAN DI LABORATORIUM</b>	
II.1      Standard Penetration Test	
II.1.1. Umum.....	5
II.1.2. Sejarah perkembangan SPT.....	6
II.1.3. Metode pelaksanaan SPT.....	9
II.1.4. Koreksi nilai tahanan penetrasi standar (N)....	12
II.2      Penggunaan uji sondir secara umum	
II.2.1 Umum.....	25
II.2.2 Metode Pelaksanaan uji sondir.....	31
II.2.3 Penggunaan data sondir secara umum.....	35
II.2.4 Klasifikasi tanah dari uji sondir.....	39
II.2.5 Faktor yang berpengaruh terhadap interpretasi data uji sondir.....	40
II.3      Kuat Geser tanah	
II.3.1 Umum.....	41
II.3.2 Teori keruntuhan Mohr-Coulomb.....	41
II.3.3 Penentuan parameter kuat geser di	

	laboratorium : Triaxial Test.....	44
	II.3.3.1 Unconsolidated-undrained test.....	46
BAB III	HUBUNGAN ANTAR BEBERAPA PARAMETER TANAH	
	III.1. Hubungan antara nilai SPT (N) dan sondir ( $q_c$ ).....	48
	III.2. Hubungan antara sondir ( $q_c$ ) dengan kuat geser ( $c_u$ ).....	57
	III.3. Hubungan antara nilai SPT (N) dengan kuat geser ( $c_u$ )...	61
BAB IV	KORELASI ANTAR PARAMETER TANAH DI CIKAMPEK	
	IV.1. Penyelidikan tanah pada Bisnis Center Cikampek.....	68
	IV.2. Korelasi antara N dengan $q_c$ .....	78
	IV.3. Korelasi antara $q_c$ dengan $c_u$ .....	81
	IV.4. Korelasi antara N dengan $c_u$ .....	88
	IV.5. Perbandingan hasil uji dengan data referensi.....	96
BAB V	KESIMPULAN.....	109
	DAFTAR PUSTAKA	
	LAMPIRAN	



## DAFTAR TABEL

- Tabel 2.1. Characteristic of differ it types of penetrometer and SPT
- Tabel 2.2. Faktor koreksi ratio energi batang
- Tabel 2.3. Faktor koreksi panjang batang dan diameter lubang
- Tabel 2.4. Hubungan antara tegangan oveburden dengan suatu faktor koreksi N – SPT ( $N_1$ )
- Tabel 2.5. Jenis-jenis uji sondir
- Tabel 2.6. Berbagai harga FR untuk berbagai jenis tanah
- Tabel 2.7. Klasifikasi tanah homogen oleh rasio  $f_s/q_c$
- Tabel 3.1. Hubungan perkiraan antara kepadatan relatif pair halus, SPT, penetrometer statis dan sudut geser dalam
- Tabel 3.2. Data penelitian pada gambar 3.1
- Tabel 3.3. Nilai-nilai  $n = q_c / N$
- Tabel 3.4. Hubungan antara tahanan ujung statis  $q_c$  dan nilai N-SPT
- Tabel 3.5. Undrained cohesion in term of consistency
- Tabel 3.6. Perbandingan antara tahanan ujung  $q_c$  bagi beberapa tanah terseleksi di Rhone-Alps Region
- Tabel 3.7. Kuat geser tak terdrainase lempung Guabiro tuba yang berdasarkan pada nilai N-SPT
- Tabel 4.1. Lokasi titik boring
- Tabel 4.2. Lokasi titik sondir

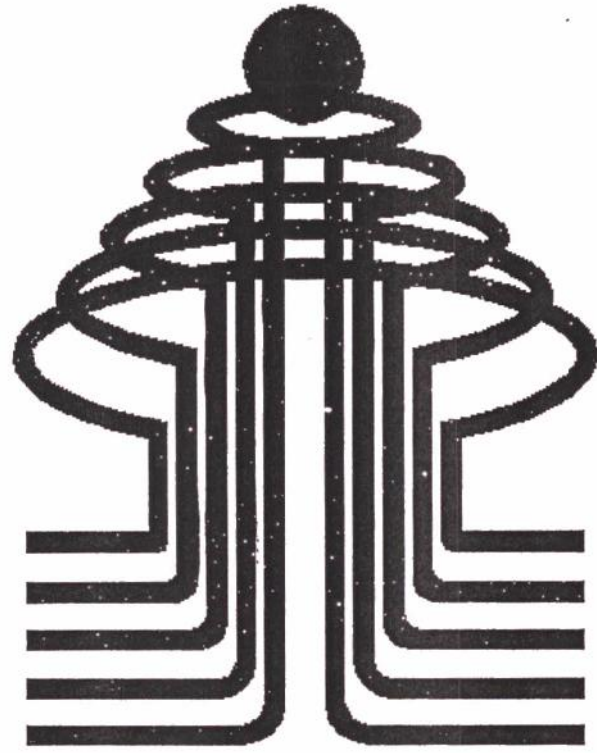
## DAFTAR GAMBAR

- Gambar 2.1 Peralatan SPT pada saat pengujian
- Gambar 2.2 Cara pelepasan beban pemukul dalam percobaan SPT
- Gambar 2.3 Jenis alat pemukul pada percobaan SPT
- Gambar 2.4 Grafik koreksi nilai-nilai tahanan penetrasi standar hasil pengukuran
- Gambar 2.5 Grafik hubungan antara harga SPT di atas dan di bawah muka air tanah untuk pasir halus dan pasir endapan
- Gambar 2.6 Sebuah ujung alat sondir Belanda
- Gambar 2.7 Konus dengan selimut gesekan
- Gambar 2.8 Alat sondir dengan konus biasa
- Gambar 2.9 Alat bikonus
- Gambar 2.10 Grafik hasil pengujian sondir dengan bikonus
- Gambar 2.11 Hubungan antara  $q_c$ ,  $f_s$ , dan jenis tanah
- Gambar 2.12 Kriteria keruntuhan Mohr dan Coulomb
- Gambar 2.13 Kondisi tegangan pada keadaan runtuh
- Gambar 2.14 Skema alat triaksial
- Gambar 2.15 Lingkaran-lingkaran Mohr untuk tegangan total dan garis keruntuhan yang didapat dari alat uji triaksial UU
- Gambar 3.1. Perbandingan antara tahanan penetrometer statis  $q_c$  dan SPT oleh peneliti yang berbeda.
- Gambar 3.2. Hubungan antara penetrasi konus statis  $q_c$  dan kuat geser undrained  $c_u$  pada tanah kohesif di Colombia
- Gambar 3.3. Perkiraan hubungan antara N-SPT vs  $S_u$
- Gambar 3.4. Profil tanah di distrik Portão. Variasi dari parameter tanah
- Gambar 3.5. Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $N < 10$
- Gambar 3.6. Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $10 < N \leq 20$
- Gambar 3.7. Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $20 < N \leq 30$
- Gambar 3.8. Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $30 < N \leq 40$

- Gambar 3.9. Hubungan antara kuat geser ( $S_u$ ) dan nilai SPT ( $N$ )
- Gambar 4.1. Hubungan antara  $q_c$  vs  $N$ -SPT
- Gambar 4.2. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  secara umum
- Gambar 4.3. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  dengan klasifikasi CH
- Gambar 4.4. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  dengan klasifikasi OH-MH
- Gambar 4.5. Hubungan antara  $N$ -SPT vs  $c_u$  secara umum
- Gambar 4.6. Hubungan antara  $N$ -SPT vs  $c_u$  dengan klasifikasi CH
- Gambar 4.7. Hubungan antara  $N$ -SPT vs  $c_u$  dengan klasifikasi OH-MH
- Gambar 4.8. Hubungan antara  $q_c$  vs  $N$ -SPT berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.9. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  secara umum berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.10. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  (CH) berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.11. Hubungan antara  $q_c$  vs  $c_u$  (OH-MH) berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.12. Hubungan antara  $c_u$  vs  $N$ -SPT secara umum berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.13. Hubungan antara  $c_u$  vs  $N$ -SPT (CH) berdasarkan hasil korelasi dan literatur
- Gambar 4.14. Hubungan antara  $c_u$  vs  $N$ -SPT (OH-MH) berdasarkan hasil korelasi dan literatur

## DAFTAR NOTASI

$c$	= kohesi tanah
$c'$	= kohesi tanah efektif
$c_u$	= kohesi tak terdrainase
$c_N$	= koreksi jumlah pukulan
CH	= lempung berplastisitas tinggi
D	= kedalaman test dilaksanakan
Fr	= rasio gesekan
$f_s$	= gesekan selimut
N	= jumlah pukulan dari SPT
n	= rasio perbandingan antara $q_c$ & N
$\emptyset$	= sudut tahanan geser
$\emptyset'$	= sudut geser dalam tanah efektif
$\Theta$	= sudut teoritis antara bidang horizontal dengan bidang runtuh
OH-MH	= lanau berplastisitas tinggi
$q_{ad}$	= tegangan yang diijinkan
$q_t$	= tahanan total
$q_c$	= tahanan ujung konus
$\tau_f$	= kuat geser tanah
$\sigma_f$	= tegangan normal pada bidang runtuh
$\sigma_1$	= tegangan utama besar
$\sigma_3$	= tegangan utama kecil
$\sigma_3$	= tegangan penyekap
$\Delta\sigma_d$	= tegangan deviator
$u$	= tekanan air pori



**ISTN**

# BAB I

## P E N D A H U L U A N

### I.1. LATAR BELAKANG

Salah satu syarat untuk mendirikan suatu bangunan adalah diperlukannya penyelidikan tanah, untuk menentukan kondisi tanah secara umum seperti kedalaman, ketebalan, tinggi muka air tanah, dll.

Dalam pelaksanaannya, penyelidikan tanah dapat dilakukan di lapangan dan di laboratorium atau pun gabungan dari keduanya. Karena kelebihan dan keterbatasan masing-masing jenis pengujian ini, mendorong para pelaksana melakukan dua metode penyelidikan tanah atau lebih pada satu lokasi proyek dengan tujuan agar hasil percobaan dapat dibandingkan satu sama lain dan dapat saling melengkapi sehingga diperoleh hasil yang akurat, dan ekonomis.

Penyelidikan tanah dapat dilakukan berupa penyelidikan di lapangan dan penyelidikan di laboratorium. Penyelidikan di lapangan antara lain adalah dengan Standard Penetration Test (SPT) dan Cone Penetration Test (CPT/sondir), sedangkan penyelidikan di laboratorium untuk menentukan kuat geser antara lain dengan Triaxial Test.

Standard Penetration Test (SPT) adalah metode yang paling sederhana untuk menyelidiki kepadatan tanah di lapangan. Disebut juga sebagai percobaan dinamis karena percobaan tersebut dilakukan dengan hammer (pemukul) yang mempunyai berat tertentu yang dijatuhkan dengan bebas dari suatu ketinggian tertentu pula. Dengan menghitung jumlah tumbukan dari beban yang dijatuhkan untuk mendorong split-spoon (sendok pengambil contoh) ke dalam tanah sedalam 30 cm, kemudian

jumlah tersebut dicatat, yang disebut juga sebagai nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT).

Cone Penetration Test (CPT) atau sondir adalah metode untuk mengetahui kedalaman lapisan tanah keras serta sifat daya dukung ujung ( $q_c$ ) maupun daya lekat ( $f$ ), jumlah hambatan ( $T_f$ ) setiap kedalaman serta menduga jenis tanah berdasarkan diameter butir tanah. Tingkat ketelitian dari uji sondir lebih tinggi daripada uji penetrasi standar (SPT) sehingga hasil uji sondir lebih dapat dipercaya dari pada hasil percobaan dinamis seperti Standard Penetration Test (SPT).

Sedangkan Triaxial Test adalah uji untuk menentukan parameter kuat geser dan merupakan pengujian yang menjadi andalan dewasa ini. Pengujian Triaksial dilakukan untuk mencari nilai kohesi ( $c$ ) dan sudut geser dalam ( $\theta$ ).  $c$  dan  $\theta$  tersebut diperlukan untuk menghitung besarnya daya dukung tanah.

Dengan meluasnya penggunaan sondir dan SPT dalam penyelidikan tanah di berbagai negara yang menerapkan metode tersebut maka dorongan untuk mengembangkan suatu korelasi antara  $N$  dan  $q_c$  menjadi suatu keharusan. Pengembangan ini diikuti pula dengan munculnya korelasi-korelasi empiris baik antara  $N$  dan  $q_c$ ,  $N$  dan  $c_u$ , serta  $q_c$  dan  $c_u$  maupun dengan parameter tanah lainnya. Pengembangan ini bertujuan agar terbentuk suatu basis data pekerjaan lapangan dan korelasi-korelasi yang ada dapat digunakan secara tepat dan efisien.

## I.2. MAKSUD DAN TUJUAN

Pembahasan skripsi ini dimaksudkan untuk memberikan informasi data nilai parameter-parameter tanah yang diperoleh di wilayah Cikampek, sehingga informasi tersebut dapat diambil langkah-langkah untuk dicari hubungan korelasinya.

Hal ini bertujuan untuk mendapatkan suatu hubungan korelasi antara perlawanan ujung konus ( $q_c$ ), parameter SPT ( $N$ ), dan parameter kuat geser ( $c_u$ ). Sehingga dapat diperoleh : hubungan korelasi antara besarnya nilai parameter tanah yang diperoleh di lapangan ( $N$  &  $q_c$ ) dengan nilai parameter tanah yang diperoleh di laboratorium ( $c_u$ ).

Korelasi ini dapat digunakan sebagai acuan dalam perencanaan berbagai keperluan bidang rekayasa apabila hasil penyelidikan lapangan & laboratorium kurang memadai. Hal ini tentu akan menghemat biaya dibandingkan bila diadakan penyelidikan ulang. Korelasi ini juga dapat digunakan untuk menganalisa hasil penyelidikan tanah dan merupakan acuan agar perencana tidak mendesain secara berlebihan yang pada akhirnya akan mengakibatkan biaya pelaksanaan yang meningkat.

### I.3. BATASAN MASALAH

Karena beragamnya masalah, maka pada skripsi ini hanya akan dibahas masalah korelasi parameter  $q_c$ ,  $N$ -SPT &  $c_u$  di kawasan pusat bisnis Cikampek.

### I.4. METODE PENULISAN

Metode yang digunakan adalah dengan menggunakan data sekunder yang tersedia, menyeleksi data laporan penyelidikan tanah, membuat grafik dari data-data tersebut, melakukan analisis dan menarik kesimpulan. Data laporan penyelidikan tanah yang dikumpulkan adalah nilai tahanan ujung konus ( $q_c$ ) pada masing-masing titik sondir dan nilai uji penetrasi standar ( $N$ -SPT), serta nilai cohesion undrained ( $c_u$ ).



## I.5. SISTEMATIKA PENULISAN

Secara keseluruhan sistematika penulisan ini terdiri dari :

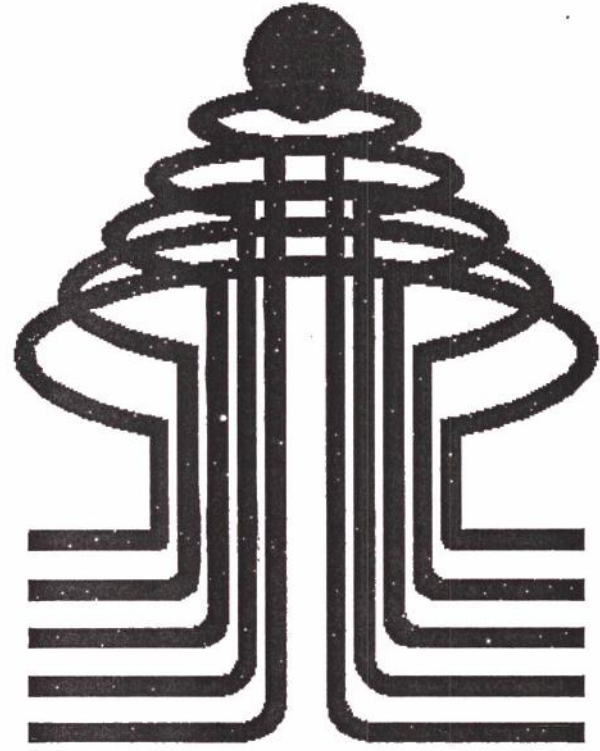
BAB I : PENDAHULUAN, yang meliputi penjelasan latar belakang masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah, metode penulisan, serta sistematika penulisan.

BAB II : PENYELIDIKAN TANAH DI LAPANGAN DAN DI LABORATORIUM, yang meliputi penjelasan Standard Penetration Test (SPT) baik secara umum, sejarah perkembangannya, metode pelaksanaannya, serta koreksi nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT); penggunaan uji sondir secara umum, metode pelaksanaannya, penggunaan data sondir secara umum, serta klasifikasi tanah dari uji sondir; kuat geser tanah baik secara umum, teori keruntuhan Mohr-Coulomb, penentuan parameter kuat geser di laboratorium yaitu uji triaksial.

BAB III: HUBUNGAN ANTAR PARAMETER TANAH, yang meliputi referensi hubungan antara nilai N-SPT dengan sondir ( $q_c$ ); hubungan antara kuat geser ( $c_u$ ) dengan sondir ( $q_c$ ); serta hubungan antara kuat geser ( $c_u$ ) dengan N-SPT.

BAB IV: KORELASI PARAMETER TANAH DI CIKAMPEK, yang meliputi penyelidikan tanah pada Bisnis Center Cikampek; korelasi antara N dengan  $q_c$ ,  $q_c$  dengan  $c_u$ , N dengan  $c_u$ ; serta perbandingan hasil uji dengan data referensi.

BAB V : KESIMPULAN



ISTANBUL

## BAB II

### PENYELIDIKAN TANAH

#### DI LAPANGAN DAN DI LABORATORIUM

##### II.1. STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

###### II.1.1. Umum

Standard Penetration Test (SPT) merupakan suatu pengujian penetrasi yang berasal dari Amerika Serikat. Disebut juga pengujian dinamis karena pengujian tersebut dilakukan dengan hammer (pemukul) yang mempunyai berat tertentu yang dijatuhkan dengan bebas dari suatu ketinggian tertentu pula.

Pengujian Standard Penetration Test (SPT) banyak digunakan untuk mengetahui kondisi bagian bawah dari permukaan tanah dan untuk mendapatkan informasi tentang sifat-sifat lain dari tanah, misalnya : kepadatan relatif ( $D_r$ ), kekuatan geser (shear strength), daya dukung tanah (bearing capacity), dan sebagainya.

Ada banyak variasi diantara peralatan yang digunakan untuk SPT, dan antara negara yang satu dan negara yang lain ada perbedaannya. Peralatan SPT ini telah distandarisasikan berdasarkan ASTM D -1586 sebagai "Metoda Standar untuk Pengujian Penetrasi dan Pengambilan Contoh Bahan Silinder Belah dari Tanah" dan lazimnya disebut Standard Penetration Test (SPT). Dengan hadirnya standarisasi ASTM D -1586 ini diharapkan hadir pula keseragaman prosedur pengujian serta komponen fisik alat ini. Komponen fisik SPT antara lain meliputi sebuah tabung yang dapat dibelah yang memiliki sepatu pendorong agar tidak mudah rusak pada saat penetrasi. Pada bagian atas tabung, dilengkapi dengan coupling agar dapat disambung dengan batang bor ke permukaan tanah. Sebuah sisipan pengambil contoh

dapat dipasang pada bagian bawah bila tanah yang harus diambil berupa pasir lepas atau lumpur.

#### II.1.2. Sejarah perkembangan SPT

Pengujian SPT pada mulanya dimulai di Amerika Serikat dan diperkirakan pada tahun 1927 oleh Gordon A. Fletcher dari New York dengan bukunya yang berjudul "The Origin, Application And Limitation On Standard Penetration Test". Dan pada tahun 1943 dikembangkan oleh Mohr dari perusahaan Raymond Concrete Pile dan dipublikasikan oleh Terzaghi dan R. B. Peck tahun 1948.

Charles R. Gow pada tahun 1902 memperkenalkan sebuah metoda untuk mendapatkan sebuah contoh dari tanah kering yang kemudian berkembang, di mana contoh tanah didapatkan dari suatu aksi penyemprotan air di dalam lubang bor. Dan ia juga mengembangkan mengenai ukuran dari diameter pipa pemancang untuk mengambil contoh tanah sebesar 1 inchi dengan hammer (pemukul) seberat 110 lb.

Perusahaan Charles R. Gow dan perusahaan Raymond Concrete pile bekerja sama, dan melalui L. Hart dan Gordon A. Fletcher pada tahun 1927 merancang sebuah alat pangambil contoh tanah (split spoon sampler) dengan diameter sebesar 2 inchi.

Dengan melakukan serangkaian pengujian-pengujian, pengujian penetrasi tersebut distandarisasikan oleh Fletcher dan Harry A. Mohr dengan menggunakan alat pengambil contoh tanah (split spoon sampler) dan berat dari hammer (pemukul) sebesar <sup>(63 kg)</sup> 140 lb dengan tinggi jatuhnya 30 inchi (76,2 cm). Kemudian dengan <sup>(63 kg)</sup> mengadakan perbaikan terutama mengenai penggunaan katup atau klep untuk mencegah kehilangan yang terlalu banyak dalam pengujian tanah yang tidak kohesif pada saat mengeluarkan pipa contoh dari dalam lubang bor.

Pada mulanya SPT dipergunakan untuk memperoleh data tanah dalam perencanaan sebuah pondasi dalam. Oleh karena pengujian tersebut terus meluas penggunaannya di Amerika Serikat, maka Terzaghi dan R. B. Peck menyusun data-data percobaan tersebut dalam bentuk tabel untuk digunakan juga pada perencanaan pondasi dangkal.

Prof. Vargas dari Sao Paolo dan President of Committee On Methods Testing By Static and Dinamic Penetrometer of The International Society of Soil Mechanic And Foundation pada tahun 1961 memberikan perbandingan tipe-tipe peralatan yang digunakan dalam percobaan SPT di luar Amerika Serikat, seperti ditunjukkan pada tabel 2.1.

Pada tahun 1964, H. E. Davis dari Mobile Drilling membuat tipe yang khusus dari peralatan SPT yang disebut penetrohammer.

Pada tahun 1972, penelitian tentang SPT ditingkatkan dengan riset tambahan untuk mengevaluasi Liquefaction Potensial oleh Schmertmann.

Dewasa ini beberapa departemen di China telah mengikut sertakan pengujian SPT ke dalam suatu studi proyek dan mereka tidak hanya mendapatkan suatu pengalaman yang berharga atas aplikasi SPT untuk suatu proyek, tetapi juga mendapatkan hasil yang memuaskan dalam riset dan otomatisasi peralatan.

Disamping itu, pengujian SPT telah dimasukkan ke dalam Peraturan Desain Pondasi untuk Bangunan Industri dan Sipil (Foundation Code For Industrial and Civil Building), Peraturan Teknik Explorasi Geologi untuk Bangunan Industri dan Sipil (Engineering Geological Exploration Code For Industrial and Civil Building),

Tabel 2.1.  
Characteristic of differ it types of penetrometer and SPT  
(After M. Vargas)

Countries	Types of penetrometers used	Driving		Casing required	Split-spoon barrel			Conical point		Rod required	Record of penetration resistance
		weight (kg)	fall (cm)		O.L. (cm)	I.C.L. (cm)	I.D. (cm)	O.D. (cm)	I.C. (cm)		
Argentina	standard split-barrel	70	70	drilling frequently used	87	67	3.9	3.9	3.9	1 1/4"	every meter, measuring number of blows to penetrate first 15 cm and then the following 30 cm, the latter being taken as <i>N</i>
Brazil	thick-walled split-barrel	65	75	2" pipe	77	62	2.54 (1")	4.13 (1.5/8")	2.54 (1")	1" pipe	every meter, measuring number of blows to penetrate first 30 cm, the latter being taken as <i>N</i>
	thin-walled split-barrel	60	75	2" pipe	53.7	46.6	3.65 (1 1/16")	4.6 (1 1/2")	3.7 (1 1/2")	3/4" rod	same as above
	standard split-barrel	65	75	2 1/2" pipe	77	62	3.48 (1 3/8")	5.08 (2")	3.48 (1 3/8")	1" pipe	every meter, measuring number of blows to penetrate 30 cm, after first 15 cm penetration
	standard split-barrel	63.5 (140 lb.)	76.2 (30")		81.4	66.6	3.48 (1 3/8")	5.08 (2")	3.48 (1 3/8")	2 cm	the T.H. of Aschen developed a version in which the blows are applied directly over the split-barrel, inside a 12 cm $\phi$ casing number of blows for each 20 cm penetration
Germany	dynamic sounding rod (light)	10	50	none					3.56 10 60°	3.2 cm	same as above
	dynamic sounding rod (heavy)	50	50	none					4.37 15 90°	3.2 cm	same as above
Malhak static									3.56 10 60°	3.2 cm	penetration of 0.2 - 0.4 m/min (D.I.N. 4094, 1st part)
	Dutch static								3.56 10 60°	3.56 cm	penetration resistance = point bearing in bar
Sweden	Swedish static sounding rod								screw point $\phi$ 1" 20 cm long	3/4"	penetration resistance = smallest load (in kg) that causes rod to sink
	Borros hammer	70	50	none					3.2 8 50° square point 4 x 4 x 20	3.2 cm	number of blows for each 25 cm penetration
	S.G.I. sounding machine								2.5 8.0	2 cm	

O.L. = overall length; I.C.L. = inside clear length; I.D. = inside diameter; O.D. = outside diameter; I.C. = inside clearance (diameter); D = maximum diameter of cone; C.S. = minimum cross-section of cone.

Peraturan Desain Tahan Gempa untuk Bangunan Industri dan Sipil (Anti Earthquake Design Code For Industrial and Civil) dan digunakan sebagai dasar dalam desain pondasi pada proyek yang besar dan kecil.

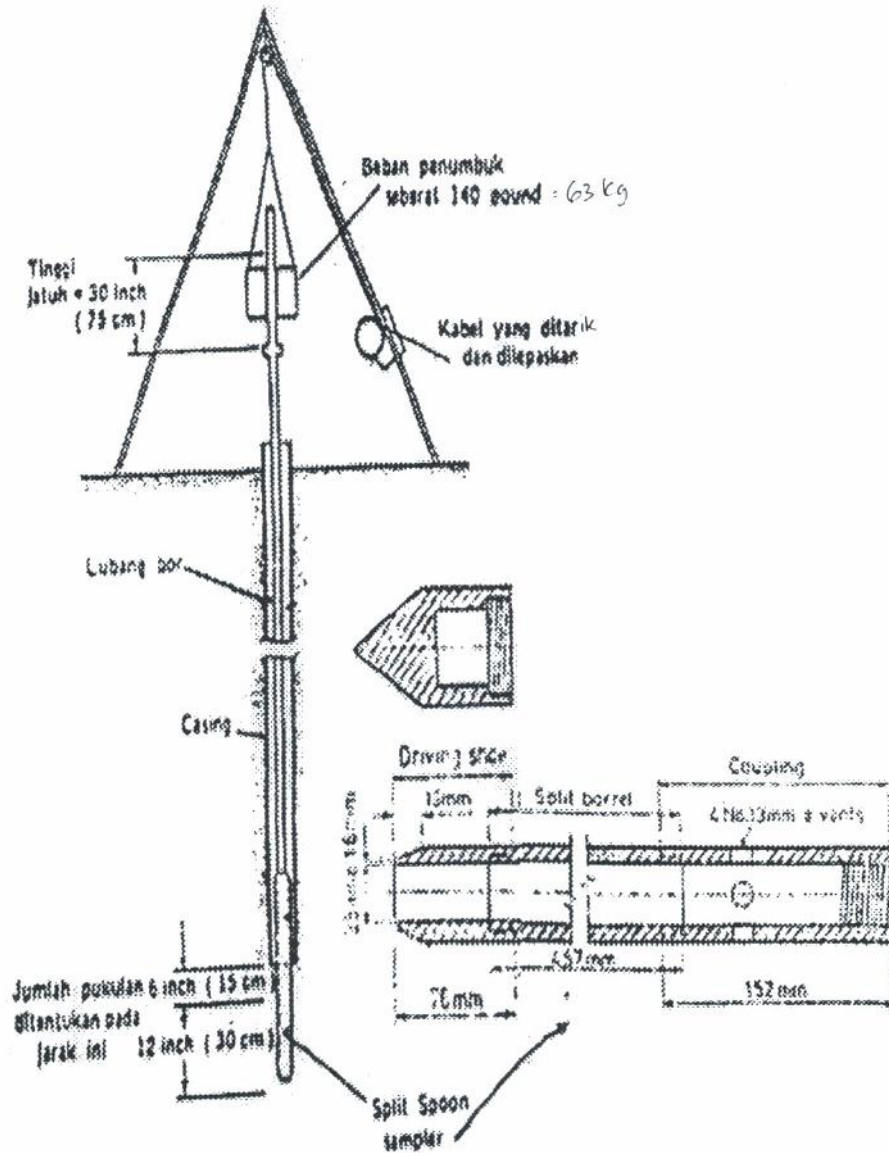
Sampai saat ini pengujian SPT terus berkembang dari tahun ke tahun dan telah digunakan secara luas di seluruh dunia, baik pada tanah yang kohesif maupun tanah yang tidak kohesif.

### II.1.3. Metode pelaksanaan SPT

#### A. Peralatan dan Prosedur Pelaksanaan.

1. Peralatan SPT dapat dilihat pada gambar (II.1) terdiri dari :
  - a). Hammer (pemukul) dengan berat 140 lb (63,5 kg).
  - b). Split-spoon sampler (sendok pengambil contoh) dengan diameter luar sebesar 2 inchi (5cm) dan diameter dalam sebesar  $1\frac{3}{8}$  inchi (3,49 cm).
  - c). Tinggi jatuh bebas hammer 30 inchi (75 cm).
2. Prosedur pengujian SPT berdasarkan ASTM D – 1586.
  - a). Bersihkan lubang bor dari semua material yang lepas-lepas dan material yang terganggu dengan pemboran.
  - b). Masukkan alat pengambil contoh, periksalah apakah alat pengambil contoh tersebut telah mencapai kedalaman yang telah dibersihkan tadi.
  - c). Doronglah alat pengambil contoh sedalam 18 inchi.
  - d). Tentukan tinggi jatuh hammer, setinggi 30 inchi.
  - e). Hitung dan catat jumlah pukulan setiap penurunan 12 inchi.

Peralatan dan prosedur pengujian penetrasi dengan menggunakan sepatu pancang bentuk kerucut (modifikasi) sama dengan percobaan penetrasi standar (SPT). Kerucut dengan sudut  $60^\circ$  dan diameter 2 inci.



Gambar 2.1 : Peralatan SPT pada saat pengujian.

- B. Faktor-faktor penting yang berpengaruh dalam pelaksanaan pengujian tanah.
1. Kondisi dari sendok pengambil contoh.



Apabila terjadi perubahan bentuk pada sendok pengambil contoh, maka akan sangat mempengaruhi pada hasil-hasil percobaan.

2. Adanya kerusakan pada sepatu pemancang.
3. Lokasi dari posisi muka air tanah terhadap contoh tanah yang akan diperoleh.
4. Diameter lubang bor.
5. Posisi relatif dari dasar lubang bor dan ujung dari batang.
6. Terjadi selang waktu antara pengeboran lubang dan pelaksanaan pengujian dengan SPT.
7. Elastisitas dan kelenturan batang penghantar banyak menyerap energi pendorong untuk pemancangan.

Usulan yang dikemukakan oleh Cambefort (1957), untuk menggunakan tabung pengambil contoh yang dilengkapi peluncur khusus sebagai pemecahan masalah ini.

Fletcher (1966) mengusulkan batas-batas lain di antaranya :

8. Variasi dalam menjatuhkan beban pemukul.
9. Penggunaan batang-batang yang berat.
10. Panjangnya batang-batang penghantar yang besar (>15cm).
11. Perlawanan gesekan yang dapat mencegah beban pemukul benar-benar jatuh bebas.
12. Kesalahan perhitungan jumlah pukulan atau dalam pengukuran penetrasi.

Apabila percobaan SPT dilaksanakan dengan teliti, akan memberikan keterangan yang sangat bermanfaat mengenai kepadatan tanah.

Tahanan penetrasi mempunyai nilai yang sangat tinggi apabila contoh tanah tertekan selama pelaksanaan pemancangan. Sebaliknya, data percobaan akan tidak

berarti apabila tanah yang diuji terganggu, sebagai kemungkinan akibat adanya tekanan hidrostatis pada dasar lubang bor di mana air akan mengalir dengan cepat ke dalam lubang.

#### II.1.4. Koreksi nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT)

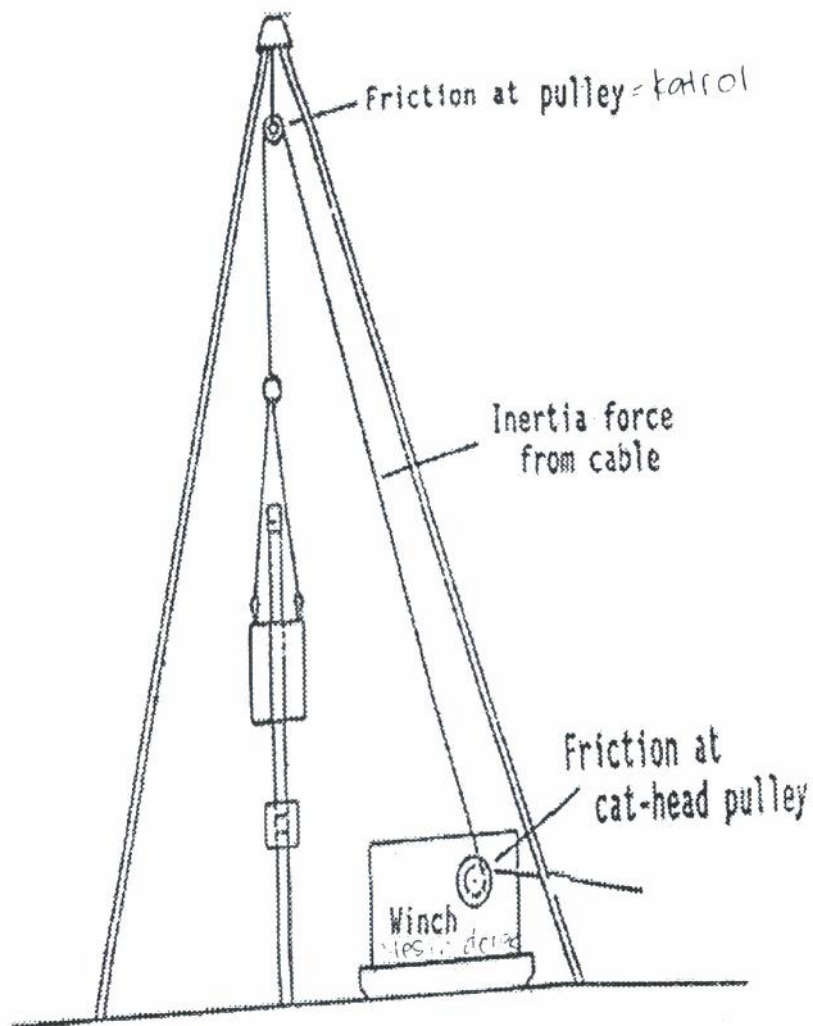
A. Koreksi terhadap ratio energi batang, pengaruh batang bor, serta pengaruh diameter lubang bor.

Pada pengujian SPT ini, nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) yang dihasilkan berkaitan erat dengan kemampuan daya pendorong (energi) yang diberikan oleh beban pemukul setelah beban pemukul membentur landasan (anvil), kemudian diteruskan kepada tabung pengambil contoh yang dimasukkan ke dalam lubang bor. Tetapi terdapat perbedaan cara yang dipakai untuk melepaskan beban pemukul.

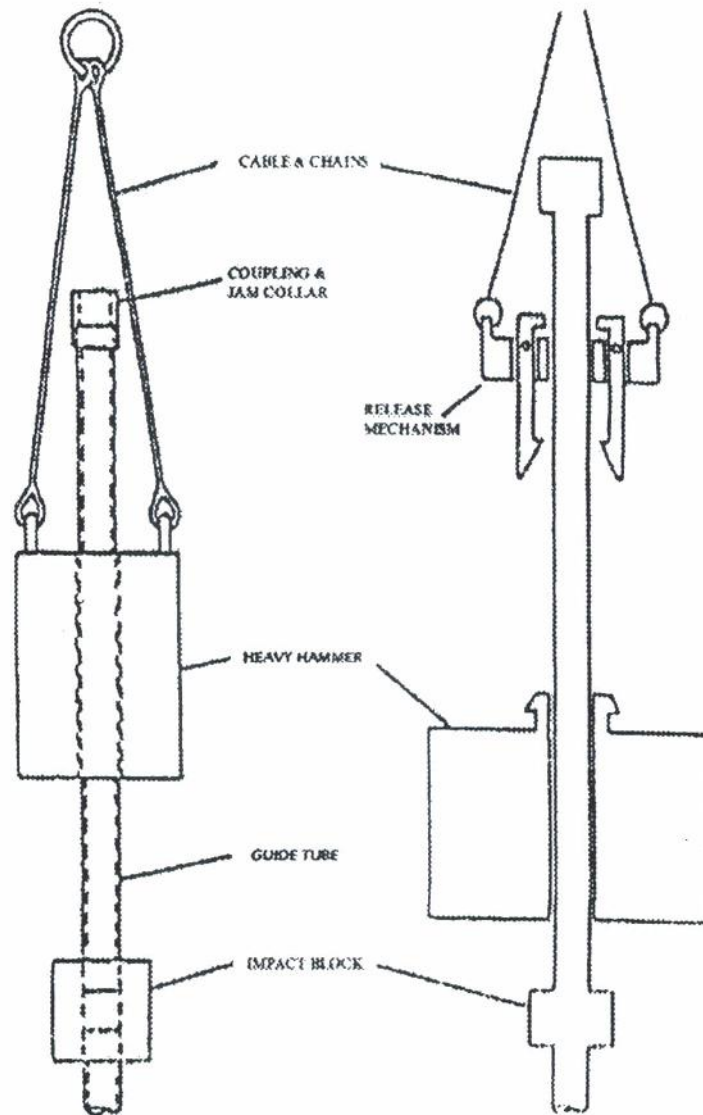
Hanya energi yang sampai pada tabung pengambil contoh saja yang dipakai pada penetrasi, di mana perbandingan dari energi yang sampai pada tabung pengambil contoh dengan energi jatuh bebas beban pemukul disebut sebagai ratio energi batang.

Akan tetapi cara yang dipakai dalam melepaskan beban pemukul berbeda-beda. Cara yang paling sering dipergunakan seperti pada gambar 2.2. Dengan cara ini, tidaklah semua tenaga dari beban pemukul dapat dipakai untuk memasukkan tabung pengambil contoh. Sebagian tenaga menjadi hilang karena adanya perlawanan gesekan pada pulley serta adanya perlawanan inerti pada kabel yang dipakai untuk menaikkan dan menjatuhkan beban pemukul.

Apabila alat pemukul yang dipakai pada pengujian SPT melepaskan beban pemukul sama sekali dari kabel, jenis ini disebut sebagai Free Fall Hammer. Bila kabel tidak dilepaskan dari beban pemukul, jenis ini disebut sebagai Rope and Pulley Hammer, seperti ditunjukkan pada gambar 2.3.



Gambar 2.2 : Cara pelepasan beban pemukul dalam percobaan SPT



Gambar 2.3 : Jenis alat pemukul pada percobaan SPT

Dengan memakai cara rope dan Pulley hammer, ternyata bahwa energi yang diterima oleh tabung pengambil contoh tidak lebih dari 40% sampai 60% energi yang maksimum.

Sedangkan dengan cara free fall hammer jenis yang dipakai di Jepang, energi yang diterima tabung pengambil contoh masih berkisar 78%.

Dengan adanya perbedaan cara dalam melepaskan beban pemukul pada pengujian SPT, maka nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) yang diukur harus dikoreksi atau dinormalisasi terhadap ratio energi batang.

Ratio-ratio energi batang untuk prosedur operasi yang digunakan pada beberapa negara bervariasi antara 45% dan 78%.

Seed dan kawan-kawan pada tahun 1984 mengusulkan besarnya nilai ratio energi batang untuk keperluan menormalisasi nilai-nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) sebesar 60%.

Di Amerika dianjurkan pemakaian ratio energi batang sebesar 50% sampai 55%.

Akan tetapi telah direkomendasikan bahwa suatu ratio energi batang standar sebesar 60% harus diambil. Oleh karena itu semua hasil pengukuran nilai-nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) harus dinormalisasi terhadap ratio energi batang standar ini, di mana nilai-nilai normalisasi ditandai dengan  $N_{60}$ .

Dengan adanya keperluan penormalisasian tersebut, maka nilai-nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) yang terukur dinormalisasi menggunakan rumus sebagai berikut :

$$N_{60} = N \cdot ER_r/60 \quad (2.1)$$

Gibbs dan Holtz (1957) serta kemudian oleh Mc. Lean dan kawan-kawan (1975) dan lain-lain, menganalisis tentang pengaruh ukuran panjang batang bor yang dipergunakan dalam pengujian SPT.

Apabila ukuran panjang batang bor yang dipergunakan dalam pengujian SPT melebihi kira-kira 10 m, agaknya tidak bersifat kritis. Akan tetapi bila ukuran panjang batang bor yang lebih pendek yaitu kurang dari 10 m (<10 m), maka akan terjadi suatu pemantulan energi dan hal itu akan mengakibatkan kehilangan energi

yang lebih besar. Dengan demikian nilai- nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) juga harus dikoreksi terhadap pengaruh dari ukuran panjang batang bor apabila ukuran panjang batang bor totalnya yang dipergunakan dalam pengujian SPT lebih kecil dari 10 m (<10 m).

Faktor-faktor ratio energi batang ditunjukkan seperti pada tabel 2.2.

Tabel 2.2.  
Faktor koreksi ratio energi batang

Country	Hammer Type	Hammer Release	Estimated Rod Energy (Percent)	Correction Factor for 60 percent Rod Energy
Japan	Donut	Free-fall	78	78/60 = 1.30
	Donut	Rope and Pulley with special throw release	67	67/60 = 1.12
United States	Safety	Rope and Pulley	60	60/60 = 1.00
	Donut	Rope and Pulley	45	45/60 = 0.75
Argentina	Donut	Rope and Pulley	45	45/60 = 0.75
China	Donut	Free-fall	60	60/60 = 1.00
	Donut	Rope and Pulley	50	50/60 = 0.83

- Japanese SPT results have additional corrections for borehole diameter and frequency effects.
  - Prevalent method in the United State, today.
  - Pilon type hammer develop an energy ratio of about 60 percent.
- SOURCE : Seed et al (1984).

Dan suatu pengaruh tambahan dapat juga ditimbulkan oleh diameter dari lubang bor, di mana telah terbukti bahwa nilai-nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) yang lebih rendah diperoleh pada lubang bor yang berdiameter 150 mm dan 200 mm.

Sedangkan untuk lubang bor yang diameternya kurang dari 115 mm akan menghasilkan energi tahanan penetrasi standar (N-SPT) yang lebih tinggi. Maka nilai-nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) harus dikoreksi akibat pengaruh diameter lubang bor.

Faktor-faktor koreksi untuk nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) akibat pengaruh ukuran panjang batang bor dan akibat pengaruh diameter lubang bor seperti pada tabel 2.3.

Tabel 2.3.  
Faktor koreksi panjang batang dan diameter lubang

Koreksi panjang batang $\eta_1$			
Panjang	> 10 m	$\eta_1 = 1,00$	<i>N</i> terlalu tinggi untuk $L < 10$ m
	6 – 10 m	= 0,95	
	4 – 6 m	= 0,85	
	0 – 4 m	= 0,75	
Koreksi diameter lubang bor $\eta_2$			
Diameter lubang	: 60 – 120 mm	$\eta_2 = 1,00$	Nilai dasar, <i>N</i> terlalu kecil pada waktu memakai lubang yang berukuran lebih.
	150 mm	= 1,05	
	200 mm	= 1,15	

#### B. Koreksi terhadap tegangan overburden

Hasil-hasil dari data laboratorium menunjukkan pentingnya pengaruh dari tegangan efektif pada kedalaman yang diukur atas nilai penetrasi pada pengujian SPT. Di mana tegangan efektif yang disebabkan tekanan efektif akibat tanah di atasnya (overburden pressure) untuk pertama kalinya hal ini dikemukakan oleh Gibbs dan Holtz pada tahun 1957, dan sejak itu perbaikan-perbaikan atau koreksi nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) akibat pengaruh tegangan overburden merupakan aspek yang standar.

Ada beberapa formula seperti yang diberikan oleh Teng (1964), Bazaraa (1967) dan yang lainnya yang dapat dipakai dalam menentukan besarnya faktor koreksi akibat adanya pengaruh tegangan overburden. Kita bebas dalam menggunakan faktor-faktor koreksi tersebut, akan tetapi hal itu dapat menimbulkan interpretasi yang berbeda.

Faktor koreksi akibat pengaruh dari tegangan overburden dalam pengujian SPT adalah  $C_N$  dan ditentukan sebagai ratio perbandingan ukuran penetrasi dari perlawanan SPT pada tingkat pemberian tegangan efektif sampai pada penetrasi dari perlawanan SPT pada tingkat tegangan yang standar atau yang diijinkan ( $\bar{\sigma}_v$ ) yang biasanya dalam satuan ton/sq.ft atau kg/cm<sup>2</sup>.

Beberapa formula yang telah diberikan untuk memperoleh besarnya faktor koreksi  $C_N$  antara lain :

- (a). Teng (1964) yang mempergunakan kurva-kurva yang diberikan oleh Gibbs dan Holtz (1957) untuk mendapatkan hubungan antara nilai-nilai  $N$  yang diukur dengan nilai  $N_1$  yang ada di bawah sebuah tegangan efektif overburden, dan besarnya faktor koreksi  $C_N$  yang diberikan sebesar :

$$C_N = 50 / (10 + \bar{\sigma}_v) \quad \begin{matrix} 1 \text{ psi} = 14.7 \text{ lb/ft}^2 \\ 1 \text{ ton/ft}^2 = 0.703 \text{ kg/m}^2 \times 10^{-3} = 0.703 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_v \leq 40 \text{ psi} = 2.1616 \text{ kg/ft}^2 \quad (2.2)$$

- (b). Bazaraa (1967) memberikan faktor koreksi  $C_N$  sebesar :

$$C_N = 4 / (1 + 2 \bar{\sigma}_v) \quad \begin{matrix} 1 \text{ kips/ft}^2 = 1000 \text{ lb/ft}^2 = 0.0479 \text{ kg/ft}^2 \end{matrix} \quad (2.3)$$

$$\bar{\sigma}_v \leq 1.5 \text{ kips/sq.ft} = 0.7185 \text{ kg/ft}^2$$

$$C_N = 4 / (3.25 + 0.5 \bar{\sigma}_v)$$

$$\bar{\sigma}_v \geq 1.5 \text{ kips/sq.ft} \quad (2.4)$$

- (c). R. B. Peck, Hansen dan Thornburn (1974) memberikan faktor koreksi  $C_N$  sebesar :

$$C_N = 0.77 \log (20 / \bar{\sigma}_v) \quad (2.5)$$

$$\bar{\sigma}_v \text{ (kips/sq.ft)}$$

- (d). Seed (1976) memberikan faktor koreksi  $C_N$  sebesar :

$$C_N = 1 - 1.25 \log \bar{\sigma}_v \quad (2.6)$$

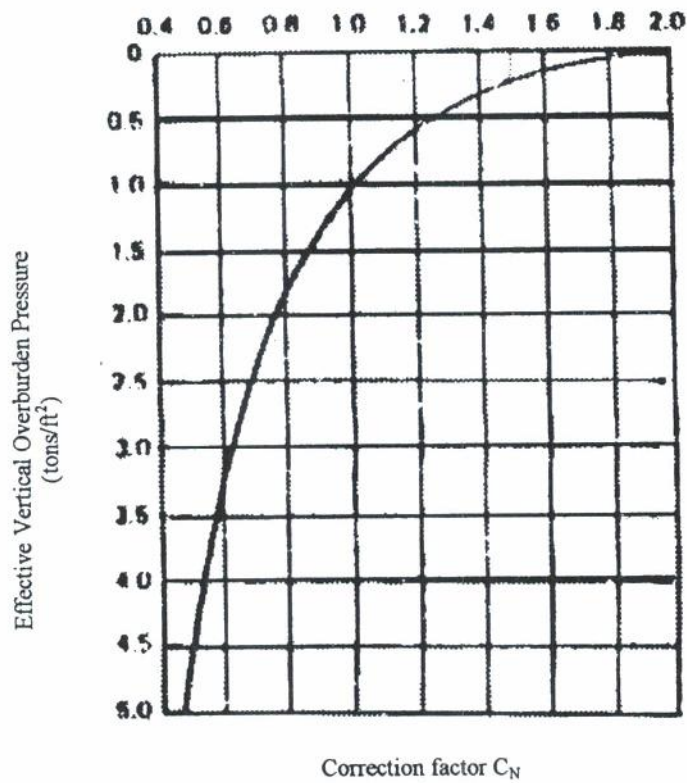
$$\bar{\sigma}_v \text{ (kips/sq.ft)}$$



Dalam prakteknya, nilai perlawanan penetrasi standar yang terukur (N) dan kemudian dikoreksi atau diperbaiki menjadi  $N_1$  dengan mempergunakan persamaan di bawah ini :

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2.7)$$

Di mana faktor koreksi  $C_N$  dapat ditentukan dengan menggunakan grafik 2.1.



Gambar 2.4. : Grafik koreksi nilai-nilai tahanan penetrasi standar hasil pengukuran

Tabel 2.4.  
Hubungan antara tegangan overburden dengan suatu faktor koreksi N-SPT ( $N_1$ )

Reference	Correction factor ( $C_N$ )	Unit of overburden Pressure ( $\sigma_v'$ )
Gibbs and Holtz (1957) (equation by Teng 1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma_v'}$	psi
Peck and Bazaraa (1969)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2 \sigma_v'} & \leq 1.5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5 \sigma_v'} & \geq 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck, Hanson and Thornburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_o'}$	kg/cm <sup>2</sup> or tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma_o'$	kg/cm <sup>2</sup> or tsf
Tokimatsu and Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_o'}$	kg/cm <sup>2</sup> or tsf
Liao and Whitman (1986)	$C_N = \sqrt{1/\sigma_o'}$	kg/cm <sup>2</sup> or tsf
Skempton (1986)	$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \sigma_o'} & \text{For fine sands} \\ & \text{Or medium Dr} \\ \frac{3}{2 + \sigma_o'} & \text{for dense, coarse} \\ & \text{sands when normally} \\ & \text{consolidated} \\ \frac{1.7}{0.7 + \sigma_o'} & \text{for overconsolidated} \\ & \text{fine sands} \end{cases}$	kg/cm <sup>2</sup> or tsf

### C. Koreksi terhadap kondisi muka air tanah

Berdasarkan studi yang dilakukan oleh K. Terzaghi dan R. B. Peck pada tahun 1948 terhadap pasir yang sangat halus atau silty sand dalam keadaan terendam, maka jumlah tumbukan (N-SPT) akan dipengaruhi oleh tegangan air pori (pore water pressure).

Tegangan air pori adalah tegangan air yang ada di dalam pori tanah. Tegangan air pori akibat pemberian tegangan geser akan mengakibatkan terjadinya tegangan air pori positif atau negatif, tergantung dari kepadatan tanah tersebut.

Apabila tanah ditekan dan butiran tanah sangat padat, maka tegangan air pori yang terjadi akan negatif. Sedangkan bilamana butir tanah tersebut tidak padat, maka tegangan air pori yang terjadi akan positif.

Hasil studi yang dilakukan oleh K. Terzaghi dan R. B. Peck menyatakan bahwa, tegangan air pori yang positif akan mengurangi perlawanan geser tanah karena tegangan air pori akan melawan penetrasi dari sendok pengambil contoh, sehingga nilai tahanan penetrasi standar (N-SPT) pada tanah yang dalam keadaan lepas akan berkurang tergantung dari tingkat keterendamannya. Dan tegangan air pori negatif akan menaikkan perlawanan penetrasi dari sendok pengambil contoh.

Oleh karena itu, dengan adanya pengaruh tegangan air pori tersebut maka nilai tahanan penetrasi yang dihasilkan pada saat percobaan penetrasi harus diperbaiki atau dikoreksi terlebih dahulu.

Sebagai akibat adanya pengaruh tersebut, maka K. Terzaghi dan R. B. Peck pada tahun 1948 menganjurkan, untuk pasir yang sangat halus atau silty sand yang terendam dengan nilai penetrasi yang diukur (N) lebih besar dari 15, harus dikoreksi

menjadi sebuah nilai penetrasi ( $N_1$ ) dengan mempergunakan persamaan di bawah ini

$$N_1 = 15 + 0,5 ( N - 15 ) \quad (2.8)$$

Menurut Terzaghi dan Peck, pasir yang sangat halus atau silty sand yang terendam dengan sebuah nilai penetrasi yang terukur ( $N$ ) lebih besar dari 15 akan mempunyai kepadatan relatif yang mendekati atau sebanding dengan pasir kering dengan sebuah nilai penetrasi ( $N_1$ ) seperti yang diberikan oleh persamaan (2.8).

Sedangkan Bazaraa dari hasil studinya menyatakan bahwa, pasir kering dan gravel pada keadaan terendam tidak mempunyai pengaruh yang berarti atas nilai-nilai penetrasi.

Hasil studi ini membantah hasil – hasil pengujian laboratorium yang dilakukan oleh Gibbs dan Holtz pada tahun 1957 serta Schultze dan Meizer pada tahun 1965 yang menyatakan bahwa, keterendaman akan menurunkan nilai perlawanan penetrasi pada pasir yang sangat halus atau silty sand. Dan hasil studi ini juga membantah hasil penyelidikan yang dilakukan oleh Terzaghi dan Peck pada tahun 1948 yang menyatakan bahwa, keterendaman tidak akan menaikkan nilai  $N$  untuk pasir yang sangat halus atau silty sand. Kecuali tanah-tanah tersebut relatif padat dengan sebuah nilai  $N$  yang melebihi 15 di atas muka air.

Pada kenyataannya keterendaman akan menaikkan nilai  $N$  untuk pasir yang sangat halus atau silty sand, begitu juga nilai-nilai  $N$  dari pasir kering di atas maupun di bawah 15.

Meningkatnya nilai  $N$  tergantung kepada tingkat keterendaman dan akan lebih besar pengaruhnya pada pasir yang lepas dibandingkan dengan pasir yang padat.

Kepadatan relatif dari pasir yang terendam dengan sebuah nilai SPT terukur sebesar  $N$ , hampir sama dengan kepadatan relatif dari pasir kering dengan sebuah nilai SPT sebesar  $N_1$ , di mana :

$$N_1 = 0,6 N \quad (2.9)$$

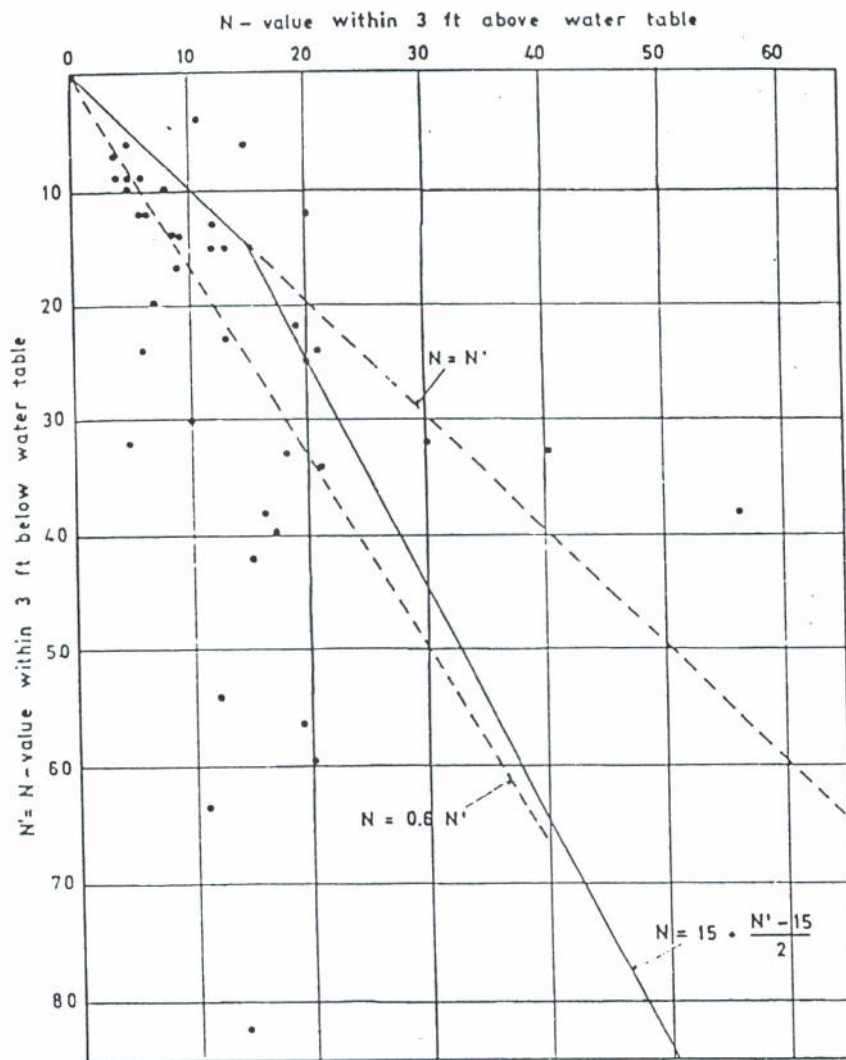
Dengan adanya berbagai macam faktor koreksi atas pengaruh dari keterendaman seperti yang diperlihatkan pada persamaan (2.8) dan persamaan (2.9), maka sebuah koreksi empiris sangat diperlukan dari nilai penetrasi di bawah muka air tanah.

Persamaan (2.8) merupakan suatu gambaran yang tepat untuk suatu harga penetrasi akibat pengaruh muka air tanah, setidaknya untuk nilai penetrasi terukur ( $N$ ) lebih besar 15.

Jika nilai-nilai perlawanan penetrasi standar yang terukur ( $N$ ) kurang dari 15, maka pasir adalah halus sampai kasar atau tanah tersebut adalah kering. Sehingga dipakai persamaan seperti di bawah ini :

$$N_1 = N \quad (2.10)$$

Persamaan (2.8), (2.9), (2.10) juga dapat dilihat pada gambar 2.4



Gambar 2.5. : Hubungan antara harga SPT di atas dan di bawah muka air tanah untuk pasir halus dan pasir endapan

## II.2. CONE PENETRATION TEST ATAU SONDIR

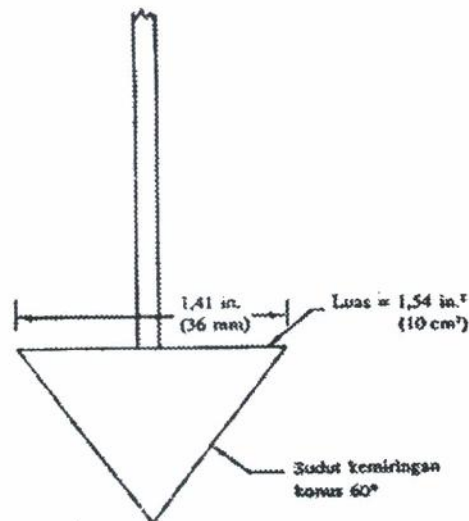
### II.2.1. Umum

Teknik pendugaan lokasi atau kedalaman tanah keras dengan suatu batang telah dipraktekkan sejak jaman dulu. Versi pertama dikembangkan pada tahun 1917 oleh Swedish State Railway dan 10 tahun kemudian disempurnakan oleh Danish Railway. Perkembangan selanjutnya ditandai dengan munculnya metode CPT pada tahun 1934 oleh P. Barentseen, seorang insinyur sipil Belanda. Metode ini dikenal di negara lain dengan nama "Dutch Sounding Test" dan dewasa ini memiliki berbagai nama yaitu Uji Penetrasi Statik, Sounding, Quasi Static Penetration Test. Di Indonesia, CPT dikenal dengan nama sondir. Sondir disebut juga uji penetrasi statik karena dalam pengoperasiannya, alat ini hanya ditekan ke dalam tanah dan kemudian diukur perlawanan tanah terhadap ujung sondir ( $q_c$ ) dan gesekan selimut ( $f_s$ ). Jadi sama sekali tidak diperlukan tumbukan massa pendorong. Salah satu keuntungan utama dari alat ini ialah tidak perlu diadakan pemboran tanah untuk penyelidikan tanah. Tetapi, tidak seperti uji penetrasi standar, dengan sondir sampel tanah tidak dapat langsung diperoleh untuk penyelidikan langsung (observasi mata) atau untuk uji laboratorium.

Tujuan awal metode CPT adalah untuk memperoleh beberapa data kuantitatif mengenai ketebalan dan konsistensi lapisan tanah yang sangat lunak. CPT juga terkenal karena kemampuannya yang baik dalam penggambaran lapisan tanah (stratifikasi) dan mengukur sifat-sifat tanah berbagai secara cepat dan kontinyu. Penerapan hasil uji penetrasi konus cukup beragam, sebagai contoh di Belanda dan Belgia, hasil CPT berupa tahanan ujung ( $q_c$ ) dan local friction digunakan untuk memprediksikan daya dukung pile, pondasi jalur, dan struktur geoteknik lainnya,

untuk memeriksa pengaruh pekerjaan pemadatan dan metode perbaikan tanah lainnya.

Sesungguhnya sondir merupakan modeling pondasi tiang dalam skala kecil. Tahanan ujung ( $q_c$  dalam  $\text{kg/cm}^2$ ) sondir dianggap mewakili daya dukung tiang dan jumlah hambatan lekat ( $T_f$  dalam  $\text{kg/cm}$ ) dianggap mewakili tahanan gesek selimut tiang. Sejak 1970, interpretasi hasil uji sondir berkembang pesat terutama melalui persamaan empiris untuk mendapatkan korelasi dengan parameter tanah. Untuk mengimbangi perkembangan tersebut dan karena penggunaan CPT yang luas maka alat ini distandarisasikan dengan ASTM D3411-75T pada tahun 1975 : “ Tentative Method of Deep Quasi-Static, Cone and Friction Cone Penetration in Soil.



Gambar 2.6. : Sebuah ujung alat sondir Belanda

Jenis-jenis sondir berdasarkan :

a). Kapasitas penetrasinya

Terbagi menjadi sondir ringan, sedang, berat dengan kapasitas masing-masing 2,5 ton, 5 ton, dan 10 ton.



b). Berdasarkan cara pelaksanaan penetrasinya :

Terbagi menjadi 6 jenis sondir yaitu : Statik, Quassi-Statik, Dinamik, Quassi-Statik dan Dinamik, Screw dan Inertial dengan pemakaian sebagai berikut :

Tabel 2.5  
Jenis-jenis uji sondir

NO	TIPE	METODE	KECEPATAN	DIGUNAKAN DI
1	Statik	Dengan peningkatan beban secara konstan	0 m/det <sup>2</sup>	Penelitian
2	Quassi-Statik	Penekanan secara mekanik/hidrolik	1 cm/det <sup>2</sup> – 2 cm/det <sup>2</sup>	Seluruh dunia
3	Dinamik	Tumbukan dari massa pendorong		Seluruh dunia
4	Quassi-Statik dan Dinamik	Kombinasi 2 & 3	Bervariasi	Prancis dan Swiss
5	Screw (pemutar)	Putaran dari konus yang ditekan, terpilih	Bervariasi	Swedia dan Norwegia
6	Inertial	Dijatuh/didorong ke permukaan tanah	Bervariasi	Pantai Kemiliteran

c). Berdasarkan cara pengoperasiannya

Terbagi menjadi sondir mekanis dan sondir elektronis/listrik. Sondir mekanis pada awalnya hanya terdiri dari sebuah konus sederhana dengan luas penampang ujung konus sebesar 10 cm<sup>2</sup> serta potongan melintang dengan sudut puncak 60° tanpa adanya selimut. Pada tahun 1953 Prof. Bagemann menambah selimut dibelakang konus tersebut, yang kemudian dikenal dengan selimut sondir. Selimut ini berfungsi untuk mencegah masuknya partikel tanah ke dalam ruang antar konus dan batang penekan serta untuk mengukur gesekan selimut (fs).

Cara kerja sondir mekanis adalah sebagai berikut :

I. Pada posisi 1, kerucut terpasang pada kedudukannya.

II. Pada posisi 2, memajukan ujung konus untuk mengukur tahanan ujung konus ( $q_c$ ).

III. Pada posisi 3, mendorong ujung konus untuk mengukur gesekan selimut ( $f_s$ ).

IV. Pada posisi 4, mendorong ujung dan selimut konus secara bersamaan untuk mengukur tahanan total ( $q_t$ ) sehingga  $q_t = q_c + f_s$ .

Langkah ke empat (4) ini merupakan cara mengontrol  $f_s$  dari posisi 3 yaitu dengan menghitung  $f_s = q_t - q_c$  pada posisi 4. Dari hasil-hasil di atas dihitung rasio gesekan  $F_r = f_s/q_c \times 100\%$ .

Sondir listrik atau elektrolis merupakan kelanjutan dari perkembangan sondir di mana gaya perlawanan tanah akibat penetrasi sondir dapat dilakukan bersamaan.

Perbedaan utama sondir listrik dengan sondir mekanis terletak pada cara penetrasinya. Pada sondir mekanis, penetrasi dilakukan secara bertahap untuk mengukur tahanan ujung ( $q_c$ ) dan gesekan selimut ( $f_s$ ). Sedangkan pada sondir listrik/elektronis, penetrasi dilakukan sekaligus secara kontinyu. Perbedaan lain adalah cara pembacaannya. Pada sondir mekanis dilakukan secara manual dengan teknik hidrolik yang dibaca pada manometer Bourdon sedangkan pada sondir elektronik, pembacaan dilakukan melalui transducer ke unit pembacaan atau langsung pada layar komputer bila digunakan interface untuk mengubah sinyal voltage menjadi digital (digital analog method). Perbedaan cara penetrasi ini menyebabkan perbedaan hasil uji. Schmertmann (1978) menunjukkan hasil uji sondir mekanis yang dibandingkan hasil uji sondir elektronik pada harga tahanan ujung ( $q_c$ ) < 40 kg/cm<sup>2</sup> akan menunjukkan pembacaan yang lebih besar.

Terlepas dari jenis sondir apapun yang dilakukan, uji sondir sebagai satu bagian dari uji lapangan, telah diterima oleh para praktisi dan pakar geoteknik serta digunakan secara luas di berbagai belahan dunia. Hal ini disebabkan oleh :

- 1). Cukup ekonomis dan dapat dilakukan berulang-ulang dengan hasil yang relatif sama.
- 2). Perkembangan pesat khususnya dengan hadirnya sensor pada sondir listrik seperti batu pori untuk mengukur respon tekanan air pori saat penetrasi dan stress cell di bagian selimut untuk mengukur tekanan lateral tanah.
- 3). Kebutuhan Pengujian lapangan di mana sampel tidak dapat diambil (tanah lembek dan pasir) serta sulitnya pengujian contoh tanah di sekitar pantai dengan kualitas yang baik.

Sedangkan peranan uji sondir sangat beragam, antara lain :

- 1). Menentukan profil tanah dan mengidentifikasi perilakunya.

Penggunaan hasil uji sondir untuk klasifikasi tanah maupun untuk kepentingan interpretasi parameter tanah yang lain seperti kuat geser dan kompresibilitas tanah masih berdasarkan data empiris sehingga perlu memperhatikan keterbatasan pemakaian korelasi yang ada.

- 2). Merupakan pelengkap informasi dari pengeboran tanah.

Pengujian awal dengan sondir dapat merupakan arahan untuk pemilihan jenis uji tanah berikutnya dan dapat membantu penentuan posisi (kedalaman) untuk uji lapangan yang lain (seperti pressuremeter) serta lokasi pengambilan contoh tanah untuk uji laboratorium.

- 3). Mengevaluasi karakteristik parameter tanah.

Evaluasi karakteristik tanah dengan uji sondir hanya bersifat elementer sehingga perlu ditunjang dengan data-data pengeboran atau hasil uji laboratorium.

4). Menentukan daya dukung dan penurunan pondasi.

Aplikasi desain pondasi tiang berdasarkan uji sondir lebih bersifat langsung tanpa memerlukan perhitungan parameter tanah. Untuk pondasi dangkal, metode ini dikaitkan dengan cara analitis konvensional lainnya.

5). Mengevaluasi hasil pemadatan tanah.

Penggunaan alat sondir sebagai kontrol mutu hasil pemadatan tanah telah berkembang terutama pada pemadatan dalam (deep compaction) sedangkan untuk pemadatan di permukaan belum banyak penerapannya.

6). Mengevaluasi potensial pencairan tanah pasiran (liquafaction). Dalam hal ini uji sondir mendapatkan prioritas utama, terutama untuk daerah yang luas.

Salah satu unsur untuk menentukan perlu tidaknya uji sondir dan jumlah uji yang harus dilaksanakan di lapangan adalah mengetahui kelebihan dan keterbatasan dari uji sondir itu sendiri. Di bandingkan dengan SPT, uji sondir memiliki kelebihan sebagai berikut :

- 1). Lebih cepat terutama digunakan sondir elektronis sehingga dapat diadakan penekanan biaya (ekonomis).
- 2). Gangguan pada tanah sekeliling lebih kecil.
- 3). Memungkinkan pencatatan tahanan konus yang terus menerus pada lapisan tanah yang dikehendaki sejauh tidak menemui tanah atau batuan yang sangat keras.

Keterbatasan uji sondir, antara lain :

- 1). Tidak adanya contoh tanah yang dapat diambil selama pengujian.
- 2). Kedalaman penetrasi terbatas terutama pada tanah keras dan padat.
- 3). Tidak dapat menembus kerikil atau lapisan pasir yang padat.

Untuk kekurangan yang terakhir ini, dapat digunakan sondir dengan kapasitas yang lebih tinggi (5 atau 10 ton) tetapi tidak semua masalah dapat diselesaikan dengan cara ini. Jumlah uji sondir yang diperlukan dari suatu proyek tergantung dari keperluannya. Pengujian umumnya dilakukan hingga kapasitas  $200 \text{ kg/cm}^2$  untuk sondir ringan dan  $750\text{-}800 \text{ kg/cm}^2$  untuk sondir berat.

#### II.2.2. Metode pelaksanaan uji Sondir

Pada umumnya pengujian ini dilakukan dengan cara Belanda (Dutch Cone Penetrometer) di mana pengujian ini dapat dilakukan dengan cara :

- a). Secara continue, artinya yaitu pembacaan terus-menerus dari manometer, mengenai daya dukung ( $q_c$ ) dari lapisan tanah sehubungan dengan kedalamannya.
- b). Secara discontinue, artinya yaitu sebelum dilakukan pembacaan dari manometer, dilakukan penurunan yang besarnya tertentu dalam pengujian ini dilakukan pembacaan tiap-tiap penurunan ( $h$ ) 20 cm. Yang didapat dari pengujian ini adalah daya dukung ( $q_c$ ) dan daya dukung tambah lekatan ( $q_t$ ) dari lapisan tanah sehubungan dengan kedalamannya.

#### I. Peralatan uji sondir terdiri dari :

- a). Alat sondir kapasitas tekan 2,5 ton dengan 2 buah manometer yang masing-masing berkapasitas  $60 \text{ kg/cm}^2$  dan  $250 \text{ kg/cm}^2$  dengan pengatur zat cair castrolie.

- b). Bikonus.
- c). Pipa atau stik sondir yang masing-masing panjangnya 1 meter dan di dalamnya terdapat tongkat besi (stang dalam).
- d). Jangkar beserta kunci 4 buah.
- e). Besi kanal 4 buah, dua pendek dan dua panjang, pada ujung yang pendek nantinya sebagai penghubung pada jangkar.
- f). Kunci T dan tongkat besi untuk memutar angkur.
- g). Peralatan lainnya yaitu water pass, kunci pipa 2 buah, balok kayu 2 batang, meteran, kunci Inggris dan oli.

## 2. Prosedur pengujian sondir

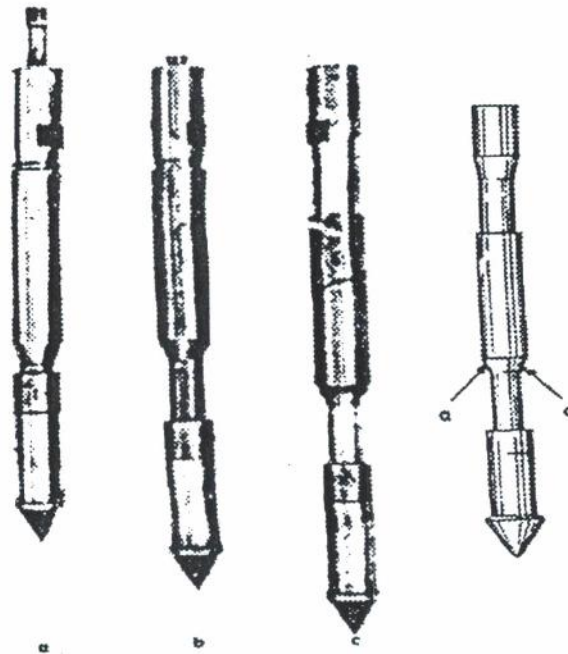
### Pemasangan alat sondir.

- Ratakan permukaan tanah yang akan dilakukan penyelidikan
- Buat ukuran untuk pemasangan jangkar dengan ukuran 60 x 80 cm dan beri tanda pada setiap titik sudutnya (pojoknya).
- Pasang jangkar pada setiap titik sudut (pojok) ukuran dengan bantuan kunci T dan tongkat besi diputar sambil ditekan searah jarum jam.
- Letakkan 2 batang balok kayu dengan arah memanjang ukuran diusahakan permukaan kayu datar.
- Letakkan alat sondir di atas 2 batang balok dengan arah menyilang kayu.
- Letakkan 2 batang besi kanal panjang di atas kaki sondir menyilang kayu.
- Letakkan besi kanal pendek menyilang di atas besi kanal panjang di sebelah kiri dan kanan sondir dengan ujung kanal masuk pada jangkar.

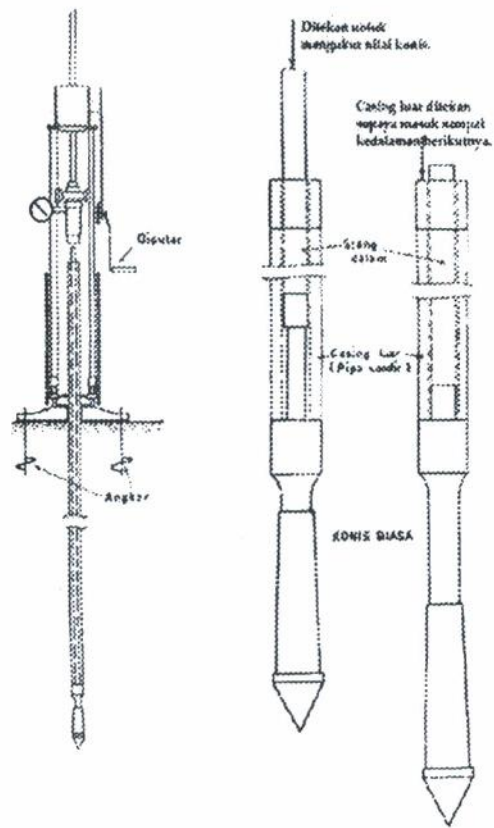
- Periksa keadaan bikonus dan stik sebelum dilakukan pengujian.

#### Pembacaan Daya Dukung

- Pasang stik yang telah ada bikonusnya pada sondir, tekan stang luarnya sedalam 20 cm dengan alat sondir. Sewaktu stik masuk posisinya dibuat vertikal kedua permukaannya dengan bantuan waterpass.
- Tekan tongkat besi dalam, pada waktu penekanan ini manometer dibaca. Pembacaan pertama adalah nilai  $q_c$  dan pembacaan kedua adalah  $q_t$ , pembacaan manometer ini harus teliti karena waktunya sangat singkat.
- Jika nilai  $q_t$  menunjukkan  $> 60 \text{ kg/cm}^2$  gunakan manometer yang kedua dengan kapasitas  $250 \text{ kg/cm}^2$ .
- Pekerjaan ini diulang sampai mendapatkan tanah keras.

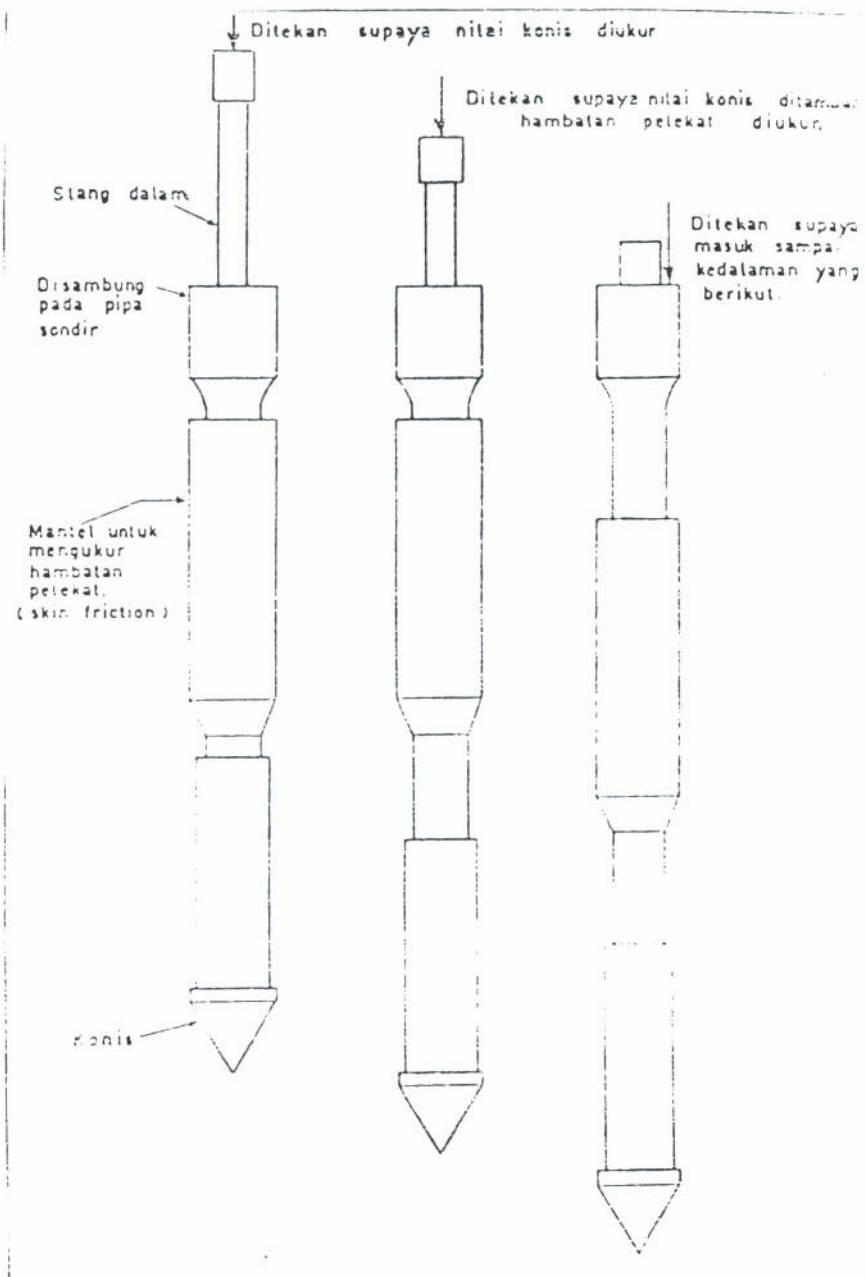


Gambar 2.7. Konus dengan selimut gesekan



Gambar 2.8. : Alat sondir dengan konus biasa





Gambar 2.9. : Alat bikonus

### II.2.3. Penggunaan data sondir secara umum

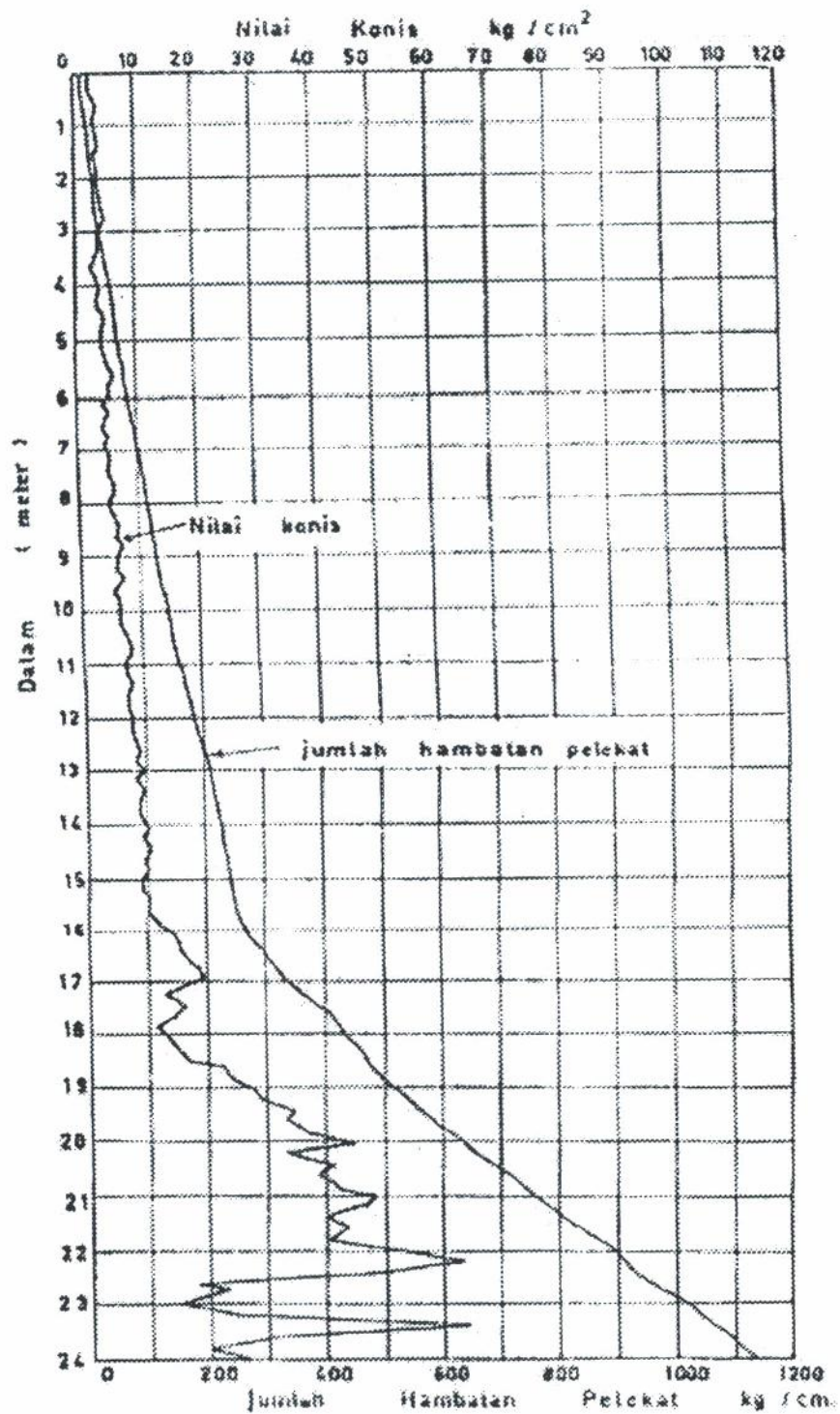
Pada uji sondir terjadi perubahan yang kompleks dari tegangan tanah saat penetrasi sehingga hal ini mempersulit interpretasi secara teoritis. Dengan demikian, meskipun secara teoritis analisa untuk interpretasi hasil uji sondir telah ada, dalam praktek penggunaan uji sondir tetap bersifat empiris. Penggunaan hasil uji sondir

untuk klasifikasi tanah juga berdasarkan data secara empiris. Hal yang sama diterapkan untuk kepentingan interpretasi parameter tanah yang lain seperti kuat geser dan kompresibilitas tanah. Oleh karena itu penting untuk memperhatikan keterbatasan pemakaian korelasi yang ada. Dalam praktek di lapangan, dianjurkan agar uji sondir didampingi dengan uji lain baik uji lapangan maupun uji laboratorium.

Dari hasil uji sondir terdapat berbagai parameter-parameter di antaranya adalah tahanan ujung ( $q_c$ ) dan gesekan selimut ( $f_s$ ).

#### 11.2.3.1. Tahanan Ujung ( $q_c$ ).

Besaran penting yang diukur pada uji sondir adalah perlawanan ujung konus yang diambil sebagai gaya penetrasi per satuan luas penampang ujung sondir ( $q_c$ ). Besarnya gaya ini seringkali menunjukkan identifikasi dari jenis tanah dan konsistensi. Pada tanah pasiran, tahanan ujung jauh lebih besar dari pada tanah butir halus. Pada pasir padat, sondir ringan umumnya tidak dapat menembus lapisan ini sehingga hal ini menjadi keterbatasan sondir ringan karena terhentinya penetrasi pada lapisan pasir padat tersebut sehingga terdapat kemungkinan lapisan tanah pendukung belum sebetulnya belum tercapai.



Gambar 2.10 : Hasil pengujian sondir dengan bikonus

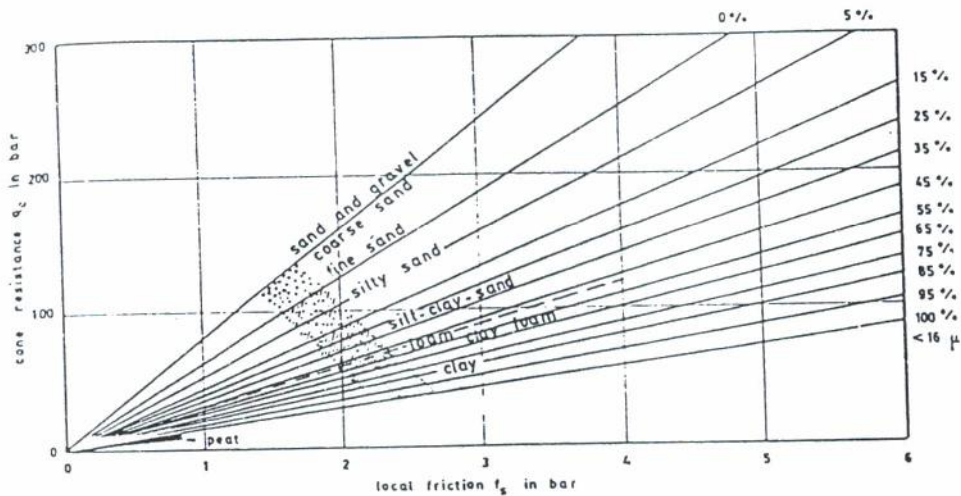
### 11.2.3.2. Gesekan Selimut ( $f_s$ )

Pengukuran gesekan selimut ( $f_s$ ) untuk pertama kalinya diperkenalkan oleh Bagemann. Nilai  $f_s$  memberikan keuntungan bagi interpretasi uji sondir, khususnya untuk klarifikasi tanah. Rasio antara  $f_s$  dan  $q_c$  dikenal dengan rasio gesekan (FR) yang digunakan untuk membedakan tanah butir halus dengan tanah butir kasar. Berdasarkan penelitian para pakar sondir, tanah butir kasar ternyata memiliki nilai FR yang kecil (umumnya  $< 2\%$ ) sedangkan tanah butir halus (lanau dan lempung) nilai rasio gesekannya (FR) lebih tinggi. Berbagai harga FR untuk berbagai jenis tanah dirumuskan dalam tabel 2.6.

Tabel 2.6  
Berbagai harga FR untuk berbagai jenis tanah

FR	JENIS TANAH
0% - 0.5%	Soft Rock, Shells or loose gravel
0.5% - 2%	Sand or Gravel
2% - 5%	Sandy Clay, Silt
$> 5\%$	Clay

Adanya fenomena ini dimanfaatkan oleh para ahli untuk melakukan klasifikasi jenis tanah berdasarkan kombinasi nilai tahanan ujung  $q_c$  dan nilai rasio gesekan FR. Salah satunya yang dilakukan oleh Bagemann (1965) yang menentukan jenis tanah dengan hasil sondir. Dia menetapkan jenis tanah berdasarkan persentase butiran tanah yang lebih halus dari  $16\ \mu$ . Hubungan  $f_s$ ,  $q_c$  dan jenis tanah diperlihatkan pada gambar 2.10.



Gambar 2.11. : Hubungan antara  $q_c$ ,  $f_s$  dan jenis tanah

#### II.2.4. Klasifikasi tanah dari uji Sondir

Berdasarkan harga tahanan ujung ( $q_c$ ) dan rasio gesekan (FR), Schmertmann mengklasifikasikan tanah seperti pada gambar berikut :

Pengalaman menunjukkan bahwa ketika tanah tersebut homogen, maka nilai tahanan ujung statis ( $q_c$ ) dan gesekan selimut ( $f_s$ ) tetap konstan untuk semua tujuan yang praktis. Ini memungkinkan untuk menentukan sifat dasar/alami tanah oleh besarnya dari masing-masing tipe tahanan  $q_c$ ,  $f_s$  dan rasio  $FR = f_s/q_c$  yang merupakan suatu karakteristik tipe tanah.

Tabel 2.7  
Klasifikasi tanah homogen oleh rasio  $f_s/q_c$

$q_c < 30$ bar and	$f_s / q_c < 0.1 \%$	recent loose gravel fills
$q_c > 30$ bar and	$f_s / q_c < 0.6 \%$	soft rocks, shelly sands
$q_c > 30$ bar and	$0.6 < f_s / q_c < 2 \%$	sands and gravels above and below ground water table
$q_c > 30$ bar and	$2 < f_s / q_c < 4 \%$	silt-sand mixtures, clayey sands and silts
$q_c > 30$ bar and	$4 < f_s / q_c > 8 \%$	clays
$q_c < 6$ bar and	$f_s / q_c > 6 \%$	organic clays, peats, lacustrine muds

### II.2.5. Faktor yang berpengaruh terhadap interpretasi data uji Sondir

Dengan mengasumsikan pelaksanaan uji sondir terlepas dari ketergantungan kepada operator, dan tak disesatkan oleh akurasi alat, maka interpretasi sondir harus memperhatikan aspek-aspek berikut :

#### 1). Konfigurasi alat uji sondir.

Bentuk ujung sondir memberikan pengaruh yang amat besar pada perlawanan ujung. Sondir standar memiliki sudut puncak  $60^\circ$  dan mempunyai luas penampang  $10 \text{ cm}^2$ , dan interpretasi uji sondir yang bersifat empiris telah dikaitkan dengan konfigurasi ini. Oleh karena itu bentuk ujung tertentu tidak dapat menggunakan data-data yang dikumpulkan dari konfigurasi ujung yang lain. Sondir dengan ujung yang lebih lancip akan memberikan perlawanan konus yang lebih kecil.

#### 2). Kecepatan penetrasi dan metode penetrasi

Kecepatan penetrasi memberikan pengaruh pada besarnya tekanan air pada tanah lempung. Menurut standar, pengujian sondir harus dilakukan dengan kecepatan  $2 \text{ m/det}$ . Pada kecepatan ini perilaku pasir dapat dianggap terdrainase sedangkan pada tanah lempung dianggap tidak terdrainase sehingga tekanan air pori dapat besar sekali. Penetrasi umumnya dilakukan dengan cara quassi-statik, yaitu konus ditekan secara perlahan ke dalam tanah. Metode penetrasi yang lain antara lain Dinamik dan Statik. Respon tanah tidak akan sama untuk cara penetrasi yang berbeda.

#### 3). Kadar air tanah

Pada uji sondir terhadap tanah lempung dipadatkan menunjukkan bahwa kadar air dalam tanah lempung amat menentukan interpretasi hasil uji sondir pada tanah lempung<sup>1</sup>.

## II.3. KUAT GESER TANAH

### II.3.1. Umum

Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan perlawanan internal tersebut per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepijang bidang geser dalam tanah yang dimaksud. Untuk menganalisis masalah stabilitas tanah seperti daya dukung, stabilitas lereng, dan tekanan tanah ke samping pada turap maupun tembok penahan tanah, mula-mula kita harus mengetahui sifat-sifat ketahanan gesernya.

### II.3.2. Teori keruntuhan Mohr-Coulomb

Pengetahuan tentang kekuatan geser diperlukan untuk menyelesaikan masalah-masalah yang berhubungan dengan stabilitas massa tanah. Bila suatu titik pada sembarang bidang dari suatu massa tanah memiliki tegangan geser yang sama dengan kekuatan gesernya, maka keruntuhan akan terjadi pada titik tersebut. Mohr (1910) menyuguhkan sebuah teori mengenai keruntuhan suatu bahan (material) yang menyatakan bahwa keruntuhan suatu bahan dapat terjadi oleh akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser, dan bukan hanya akibat tegangan normal maksimum atau tegangan geser maksimum saja. Selanjutnya, hubungan fungsi antara tegangan normal dan tegangan geser pada bidang runtuhnya, dinyatakan menurut persamaan :

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.11)$$

---

<sup>1</sup> Tony Gunawan, Tugas Akhir

dengan  $\tau_f$  adalah tegangan geser pada saat terjadinya keruntuhan atau kegagalan, dan  $\sigma$  adalah tegangan normal pada saat kondisi tersebut. Garis keruntuhan yang dinyatakan oleh persamaan (2.11) di atas sebenarnya berbentuk garis lengkung seperti yang terlihat pada Gambar 2.9. Kekuatan geser tanah ( $\tau_f$ ) di suatu titik pada suatu bidang tertentu merupakan suatu fungsi linear terhadap tegangan normal ( $\sigma_f$ ) pada bidang tersebut pada titik yang sama dikemukakan oleh Coulomb, yang dinyatakan sebagai berikut :

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \emptyset \quad (2.12)$$

dimana :

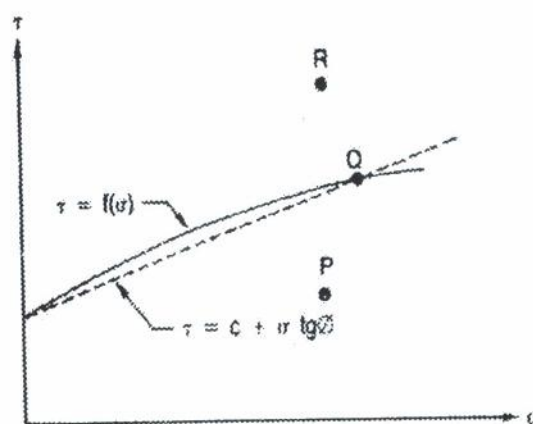
$c$  = kohesi tanah

$\emptyset$  = sudut tahanan geser

$\tau_f$  = kuat geser tanah

$\sigma_f$  = tegangan normal pada bidang runtuh

Persamaan 2.12 ini disebut kriteria keruntuhan atau kegagalan Mohr-Coulomb, di mana garis selubung kegagalan dari persamaan tersebut dilukiskan dalam gambar 2.12.



Gambar 2.12. : Kriteria keruntuhan Mohr dan Coulomb



Berdasarkan konsep dasar Terzaghi, tegangan geser pada suatu tanah hanya dapat ditahan oleh tegangan partikel-partikel padatnya<sup>2</sup>. Tegangan-tegangan efektif yang terjadi dalam tanah sangat dipengaruhi oleh tekanan air pori. Kekuatan geser tanah dapat juga dinyatakan sebagai fungsi dari tegangan normal efektif. Terzaghi (1925) mengubah rumus Coulomb dalam bentuk tegangan efektif sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\tau_f &= c' + (\sigma_f - u) \tan \phi' \\ \tau_f &= c' + \sigma_f' \tan \phi'\end{aligned}\quad (2.13)$$

di mana  $c'$  dan  $\phi'$  adalah kohesi tanah efektif dan sudut geser dalam tanah efektif. Sedangkan  $u$  adalah tekanan air pori dan  $\sigma_f'$  adalah tegangan normal efektif. Dengan demikian keruntuhan akan terjadi pada titik yang mengalami keadaan kritis yang disebabkan oleh kombinasi tegangan geser dan tegangan normal efektif.

Selain itu, kuat geser tanah juga dapat dinyatakan dalam tegangan utama besar  $\sigma_1'$  dan kecil  $\sigma_3'$  pada keadaan runtuh di titik yang ditinjau. Garis yang dihasilkan oleh persamaan 2.13 pada keadaan runtuh merupakan garis singgung terhadap lingkaran Mohr yang menunjukkan keadaan tegangan dengan nilai positif untuk tegangan tekan, seperti diperlihatkan pada Gambar 2.13. koordinat titiknya adalah  $\tau_f$  dan  $\sigma_f'$ , di mana:

$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\theta \quad (2.14)$$

$$\sigma_f' = \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\theta \quad (2.15)$$

dengan  $\theta$  sudut teoritis antara bidang horizontal dengan bidang longsor, yang besarnya :

$$\theta = 45^\circ + \phi'/2 \quad (2.16)$$

<sup>2</sup> R. F. Craig, Mekanika Tanah.

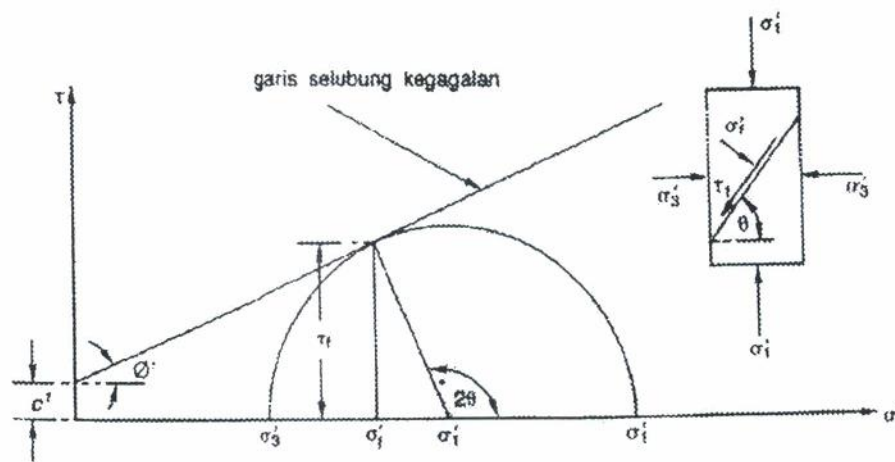
Dari gambar 2.13 dapat dilihat hubungan antara tegangan utama efektif pada keadaan runtuh dan parameter-parameter kekuatan geser. Kini :

$$\sin \phi' = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3')}{c' \operatorname{ctg} \phi' + \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3')} \quad (2.17)$$

sehingga :

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \phi' + 2 c' \cos \phi' \quad (2.18)$$

Persamaan 2.18 disebut sebagai kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb.



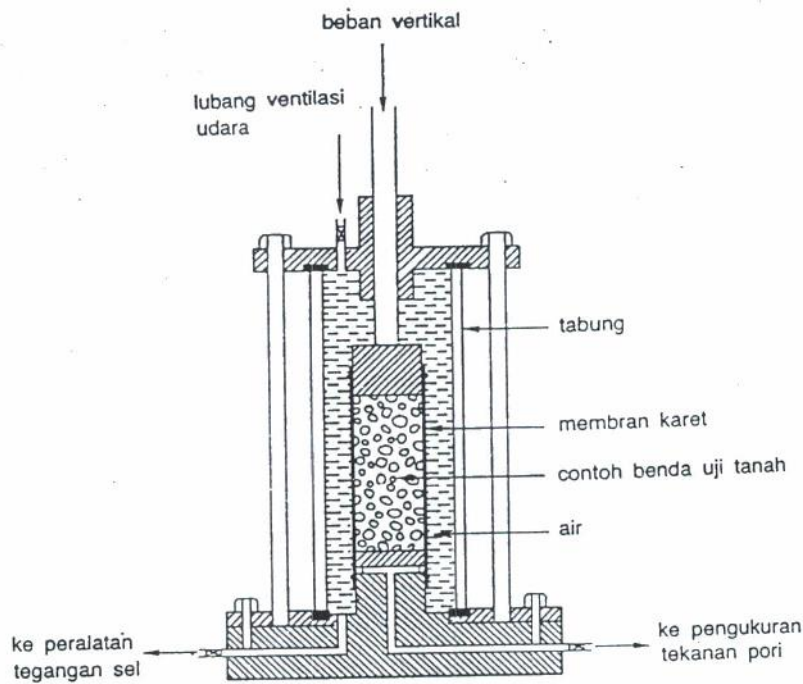
Gambar 2.13. : kondisi tegangan pada keadaan runtuh

### II.3.3. Penentuan parameter kekuatan geser di laboratorium : Triaxial Test

Dewasa ini, uji geser triaksial adalah uji yang paling dapat diandalkan untuk menentukan parameter tegangan geser. Uji ini telah digunakan secara luas untuk keperluan pengujian biasa atau pun untuk keperluan riset. Gambar skematik dari uji ini diberikan pada gambar 2.13.

Percobaan triaksial dilakukan untuk mencari kohesi (c) sudut geser dalam ( $\phi$ ). C dan  $\phi$  tersebut diperlukan untuk menghitung besarnya daya dukung tanah, tegangan

tanah dan kestabilan lereng. Pada uji triaksial, contoh tanah diberi tegangan keliling sebelum digeser. Cara ini adalah yang paling ideal untuk penentuan kuat geser tanah. Contoh tanah diuji dengan tiga (3) buah tegangan keliling untuk menentukan perilakunya.



Gambar 2.14. : Skema alat Triaxial

Pada uji ini umumnya digunakan sebuah sampel tanah kira-kira berdiameter 1,5 inci (38,1 mm) dan panjang 3 inci (76,2 mm). Sampel tanah (= benda uji) tersebut ditutup dengan membran katek yang tipis dan diletakkan di dalam sebuah bejana silinder dari bahan plastik (atau juga gelas) yang kemudian bejana tersebut diisi dengan air atau larutan gliserin. Di dalam bejana, benda uji tersebut akan mendapat tekanan hidrolis. (Catatan : untuk media penekan dapat juga digunakan udara). Untuk menyebabkan terjadinya keruntuhan geser pada benda uji, tegangan aksial (vertikal) diberikan melalui suatu piston vertikal (tegangan ini

biasanya juga disebut tegangan deviator). Pembebanan arah vertikal dapat dilakukan dengan dua (2) cara :

- a). Dengan memberikan beban mati yang berangsur-angsur ditambah (penambahan setiap saat sama) sampai benda uji runtuh (deformasi arah aksial akibat pembebanan ini diukur dengan sebuah arloji ukur/dial gauge);
- b). Dengan memberikan deformasi arah aksial (vertikal) dengan kecepatan <sup>perubahan bentuk</sup> deformasi yang tetap dengan bantuan gigi-gigi mesin atau pembebanan hidrolis, cara ini disebut juga sebagai uji regangan terkendali.

Beban aksial yang diberikan diukur dengan bantuan dengan sebuah proving ring (lingkaran pengukur beban) yang berhubungan dengan piston vertikal.

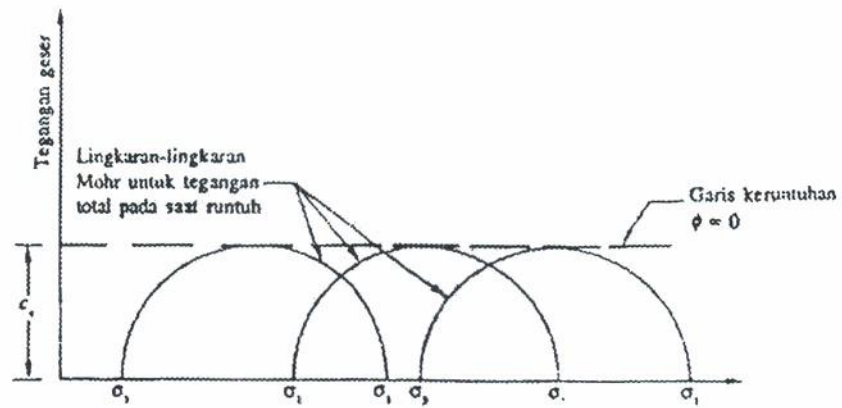
Juga alat ini dilengkapi dengan pipa-pipa untuk mengalirkan air ke dan dari dalam sample tanah di mana pipa-pipa tersebut juga berguna sebagai sarana pengukur tegangan air pori (pada kondisi uji). Ada tiga tipe standar dari uji triaksial yang biasanya dilakukan :

1. Consolidated - drained test atau drained test (CD test)
2. Consolidated - undrained test (CU test)
3. Unconsolidated – undrained test (UU test)

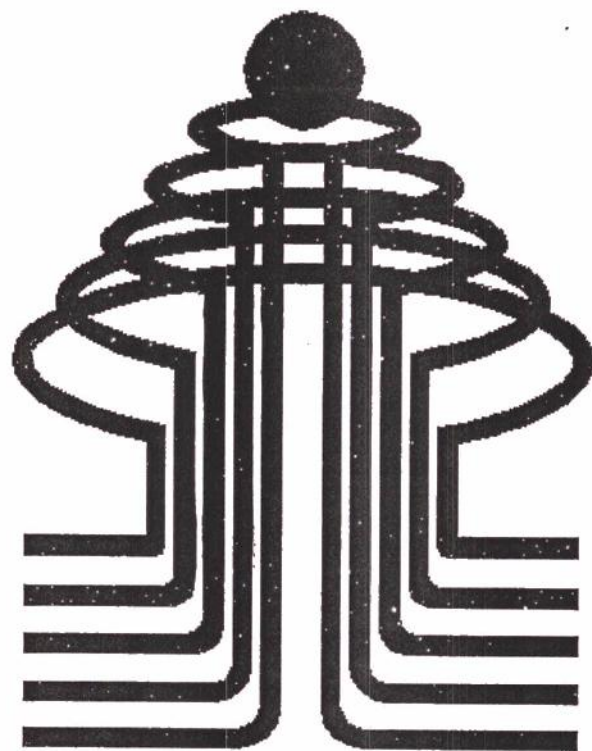
#### II.3.3.1. Unconsolidated – Undrained Test

Pada uji air-termampatkan-tak terkonsolidasi, kita tidak diizinkan mengalirkan air dari dan ke benda uji selama memberikan tekanan sel  $\sigma_3$ . Benda uji tadi kita uji sampai runtuh dengan memberikan tegangan deviator  $\Delta\sigma_d$ , (di arah aksial) tanpa memperbolehkan pengaliran air (dari dan ke dalam benda uji). Karena pengaliran air tidak dapat terjadi di kedua tahap tersebut, maka pengujian ini dapat

diselesaikan dengan cepat.



Gambar 2.15. : Lingkaran-lingkaran Mohr untuk tegangan total dan garis keruntuhan ( $\phi = 0$ ) yang didapat dari uji triaksial UU pada lempung Normally Consolidation



**ISTAN**

## BAB III

### HUBUNGAN ANTAR PARAMETER TANAH

#### III.1. HUBUNGAN ANTARA NILAI N-SPT DENGAN SONDIR ( $q_c$ )

##### III.1.1. Taksiran Meyerhoff untuk pasir halus dan pasir kelanauan

Beberapa studi yang berhubungan dengan perbandingan telah dilaksanakan di United States (Terzaghi dan Peck, 1948; Tschebotarioff, 1951; Lacroix, 1971), di Amerika Selatan (Rios dan Silva, 1948; Huizinga, 1951), di Inggris dan Kanada bagian Timur yang menggunakan SPT dan penetrometer statis atau dinamis untuk tujuan perbandingan dengan test atau uji pembebanan pelat.

Meyerhoff (1965) memberikan data yang bertalian dengan perbandingan antara SPT dan beberapa uji penetrasi statis klasik. Meyerhoff memperkirakan bahwa tahanan penetrasi statis, dinamis dan SPT memperlihatkan perubahan yang sama apabila kedalaman bertambah.

Tahanan penetrasi dinamis dari sebuah konus ( $60^\circ$ , diameter 2 inchi ( $\pm 5,08$  cm), batang tak terlindungi  $15/8$  inchi ( $\pm 4,763$ )) yang didorong dengan energi 350 ft/lb kira-kira 2 kali dari SPT. Ini dapat sebagian dikarenakan fakta bahwa daerah ujung konus kira-kira 2 kali dari sendok yang digunakan pada SPT. Untuk pasir halus atau pasir padat medium kelanauan ke lepas, ini ditunjukkan oleh Meyerhoff bahwa korelasi dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$q_c = 4 N \quad (3.1)$$

di mana  $q_c$  = tahanan statis konus dalam tons/sq.ft., dan  $N$  = jumlah pukulan per kaki penetrasi SPT di mana  $N$  dapat dikoreksi jika pasir halus di bawah muka air tanah.

Penemuan Meyerhoff diringkaskan di dalam tabel 3.1.

Nilai terkecil atau terendah dari sudut geser dalam diberikan pada tabel 3.1 yaitu menurut taksiran yang tetap ada untuk pasir yang seragam, bersih dan pasir-pasir tersebut harus direduksi setidaknya  $5^\circ$  untuk pasir kelempungan. Nilai ini, sama baiknya dengan nilai tertinggi (terbesar) dari sudut geser dalam yang menerapkan pasir derajat baik, dapat ditingkatkan dengan  $5^\circ$  pada pasir berkerikil.

Tabel 3.1  
Hubungan perkiraan antara kepadatan relatif pasir halus, SPT, penetrometer statis, dan sudut geser dalam

<i>Compactness Of fine sand</i>	<i>Relative density (Dr)</i>	<i>S.P.T (N)</i>	<i>Static cone resistance (<math>q_c</math> in bar)</i>	<i>Angle of internal friction (<math>\phi</math>, in degrees)</i>
Very loose	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Loose ( <i>lepas</i> )	0.2 – 0.4	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Medium dense	0.4 – 0.6	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Dense ( <i>rapat</i> )	0.6 – 0.8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Very dense	0.8 – 1.0	> 50	> 200	45

Gambar 3.1 merupakan ringkasan atau ikhtisar hasil-hasil pengujian yang dikerjakan oleh : Rios dan Silva (1948); Terzaghi dan Peck (1948); Tschebotarioff (1951); Huizinga (1951); Meyerhoff (1953, 1954, 1955); Narahari dan Aggarwal (1957, 1969); Lacroix (1971); Meigh dan Nixon (1961).

S. Rodin dari Great Britain menegaskan bahwa hasil-hasil tersebut (S. Rodin, 1961) dan menjelaskan bahwa korelasi dapat bervariasi dengan keadaan lapisan-lapisan selama pengujian. Meigh dan Nixon (1961) membuat tes atau uji banding pada pasir dan kerikil. Mereka menunjukkan bahwa ini sangat sukar untuk memperoleh contoh pasir tak terganggu di bawah muka air tanah dan hampir tidak mungkin melakukannya pada kerikil.

Uji yang berhubungan dengan perbandingan dilakukan di Motherwell (Lancashire), Argyll Street (Glasgow), Sizewell (Suffolk), Mammeebay (Jamaica),



Purkey Way Croydon (Surrey), Dinslaken (Germany), Dungeness (Kent).

Kesimpulan-kesimpulan berikut ini dibuat yaitu

1). SPT memberikan sebuah evaluasi yang masuk akal (agak konservatif, namun) dari daya dukung pasir halus.

2). Metode memperkirakan daya dukung pasir dan kerikil sangat rendah.

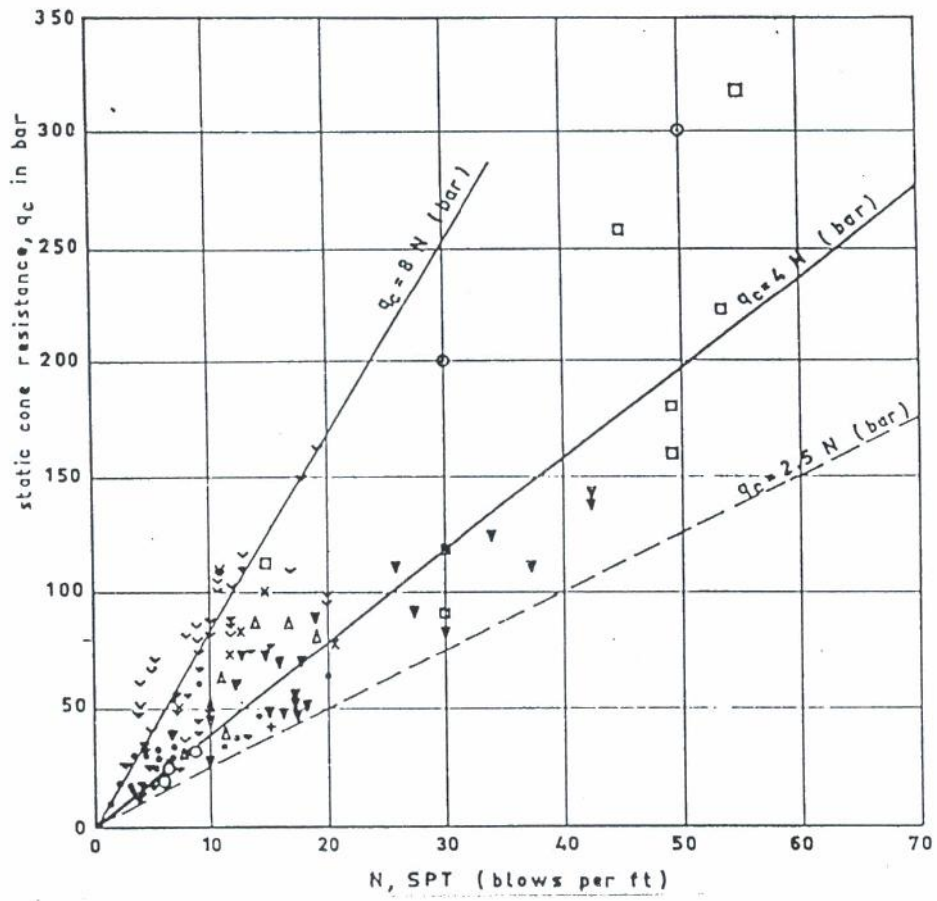
Di lain pihak, metode penetrometer statis memberikan suatu taksiran yang tepat dari daya dukung yang diijinkan dari pasir halus dan pasir berkerikil dan di sini ada korelasi atau hubungan yang baik dengan uji pembebanan pelat. Data mengarah atau mengacu pada kesimpulan bahwa penetrometer statis akan memberikan hasil yang memuaskan untuk memperkirakan daya dukung pasir dari penyebaran beberapa ukuran.

3). Dalam prakteknya rasio  $n = q_c / N$  bervariasi menurut jenis tanah. Meigh dan

Nixon menyarankan untuk : pasir kasar  $n = 2$  ; pasir berkerikil

$n = 3 - 4$  .

Rasio  $n = q_c / N$  bagi berbagai macam jenis tanah yang berbeda akan diberikan pada pembahasan berikutnya.



Gambar 3.1 : Perbandingan antara tahanan penetrometer statis  $q_c$  dan SPT oleh peneliti yang berbeda

Tabel 3.2  
Data penelitian pada gambar 3.1

denseness	area	authors	symbol
loose	Sao Paulo Brazil	Rios and Silva 1948	○
	Scotia	Meyerhof 1954	•
medium dense	Ludington fine sand with silt	Y. Lacroix 1971	▽
	New York	Terzaghi and Peck 1948	x
	U. S. A.	Tchebotarloff 1951	△
	Burlington Sorel	Meyerhof 1955	▼ +
	Ludington medium sand	Y. Lacroix 1971	∨
dense	Maracaibo Lake	Huizinga 1951	□
	Philadelphia	Tchebotarloff 1951	■
	London	Meyerhof 1953	⊙

### III.1.2. Pengujian yang telah dilaksanakan di Brazil

Uji SPT yang telah dilaksanakan di Brazil, lebih banyak menggunakan peralatan tipe Brazil yang menggunakan sendok tebal, yang berdiameter 1 – 5/8 inchi.

Jika pada kasus lempung kelanauan tak jenuh dan berlubang-lubang, rasio berdasarkan pada 354 pengujian antara tahanan ujung konus ( $q_c$ ) penetrometer Belanda dan SPT, didapat sebagai berikut :

$$q_c (\text{in bar})^1 = 3,1 \text{ SPT} + 4,2 \quad (3.2)$$

<sup>1</sup> 1 bar = 1.02 kg/cm<sup>2</sup>

Para insinyur dari Franki Pile telah mengambil suatu korelasi antara tahanan ujung statis  $q_c$  (in bar) dan nilai  $N$  :

$$q_c = n.N \quad (3.3)$$

di mana  $n$  bervariasi dari 2 bagi lempung dan 10 untuk pasir. Lebih tepatnya, berikut ini nilai-nilai yang digunakan :

$n = 6$  untuk pasir kelempungan,

$n = 5$  untuk pasir kelanauan,

$n = 4$  untuk lempung kepasiran, dan

$n = 3$  untuk lempung kelanauan.

Nilai-nilai ini dari kepentingan yang besar dan harus dibandingkan dengan yang diberikan oleh De Mello dan Meyerhoff. De Alencar Velloso (1959) memberikan data seperti pada tabel 3.2

Tabel 3.3  
Nilai-nilai  $n = q_c / N$  (from De Alencar Velloso, 1959)

<i>Soil type</i>	<i>Number of comparative tests</i>	<i>Value of n</i>
Clay, silty clay, clayey silt	202	3.5
Sandy clay and silty sand	120	2
Sandy silt	131	3.5
Fine sand	104	6
Sand	122	10

### III.1.3. Tes yang dilaksanakan di Spanyol

(a). Suatu pengujian yang dilaksanakan di Jefatura de Sondeos oleh Zapata (1958) terdiri dari pendorong sebuah pipa bertepinya tajam yang berdiameter 60 – 45 mm dengan sebuah palu pemukul seberat 40 kg. Energi pendorong sebesar 32 kg.m. Kedalaman penetrasi  $N'$  untuk 20 pukulan hammer dicatat. Daya dukung yang diijinkan biasanya dinyatakan di Spanyol sebagai berikut :

$$q_{ad} = \frac{200}{(N'+2)(D+5)} + KD \quad (3.4)$$

Dimana  $q_{ad}$  = tegangan yang diijinkan (dalam bar) dengan faktor keamanan 4;  $N'$  = penetrasi untuk 20 pukulan, dalam cm;  $D$  = kedalaman dimana test dilaksanakan dalam m;  $K$  = suatu koefisien tanpa besaran sama dengan 0,2 tanah kering dan 0,1 untuk tanah jenuh air.

Tejedor telah mengkritik formula ini yang digunakan di Spanyol dan memperdebatkan bahwa formula ini tidak berlaku untuk tanah berbutir atau tanah kohesif. Uji itu sendiri dapat mempunyai beberapa nilai tetapi formula ini digunakan sampai perbaikan dilakukan.

(b). Cimentacioness Especiales (metode Rhodio) dari Madrid telah melaksanakan pengujian yang berhubungan dengan perbandingan antara SPT dan penetrometer Belanda. Kesimpulannya diringkas sebagai berikut :

$$q_c = 3 N \quad (3.5)$$

Untuk uji SPT dikerjakan pada beberapa lubang yang dilaksanakan dengan menggunakan alat bor lumpur. Untuk tanah kepasiran yang mengandung kerikil, rasio  $n = q_c / N = 10$ .

Cimentaciones Especiales juga menyimpulkan bahwa penetrometer statis memberikan antara informasi untuk endapan lumpur heterogen dan mengerjakan SPT.

(c). L. F. Renau menyajikan beberapa catatan di Montreal mengenai karya tulis Begemann (1965) mengenai kapasitas mencabut atau menarik tiang ditentukan dari hambatan pelekak yang diukur dengan mantel dari penetrometer Belanda.

(d). Zapata mengembangkan test dinamis yang berbeda di tahun 1953 yang dipakai dengan maksud yang berbeda dari penyelidikan tanah . Metode yang paling umum digunakan terdiri dari mendorong konus berdiameter 55 mm dengan energi 50 kg.m. Pinggir atau tepi konus dibulatkan untuk memudahkan pencabutannya. Sebuah casing dapat digunakan tergantung bagaimana kondisi tanahnya. Dimensi peralatan membuatnya mudah untuk membandingkan hasil-hasilnya dengan SPT ini. Untuk penyelidikan dangkal, Zapata menggunakan sebuah konus kecil berdiameter 40 mm dengan tenaga pendorong 15,5 kg.m. Piranti ini mudah ditangani dan diangkat.

#### III.1.4. Tes yang dilaksanakan di India

Narahari dan Aggarwal (1967) telah mempelajari pengaruh jenis-jenis tanah yang berbeda di India pada pelaksanaan SPT dan tahanan penetrometer statis  $q_c$ . Tes tersebut menunjukkan bahwa pada tanah berpasir nilai  $n = q_c / N$  menurun (berkurang) apabila kepadatan relatif meningkat (bertambah).

Secara umum,  $n = q_c / N$  bervariasi antara 2 dan 8. Nilai-nilai yang direkomendasikan adalah :

$n = q_c / N = 6$  untuk pasir dan tanah kepasiran,

$n = q_c / N = 2$  untuk tanah-tanah kelembungan.

Mohan dan Sen Gupta (1970) berfikir bahwa uji penetrasi konus dinamis itu praktis, cepat dan peralatan pendukungnya ekonomis pada eksplorasi tanah bersamaan dengan beberapa penyelidikan lubang bor. Hal ini memberikan catatan yang berkesinambungan dari tahanan penetrasi. Nilai-nilai tes merupakan suatu index (petunjuk) konsistensi yang dapat dipercaya dan kepadatan relatif dari lapisan bawah sejak faktor-faktor yang mengganggu, seperti ukuran lubang bor dan

gangguan dasar yang disebabkan oleh pasir panas, operasi pemboran, sedimentasi, dan sebagainya, telah dihapuskan. Tahanan konus pada dasarnya, untuk konus berdiameter 2,5 inchi sesuai dengan nilai N dari suatu SPT. Test yang telah dilaksanakan untuk menyelidiki kedalaman yang tinggi pada eksplorasi tanah untuk beberapa proyek utama di India.

Standart Penetration Test (SPT) merupakan suatu pengujian yang rutin di beberapa negara dan penting untuk mengetahui batasan-batasannya dan untuk tipe tanah yang diberikan, nilai N dapat bervariasi ,dengan faktor tingkat kesulitan dan peralatan yang sama digunakan dalam pelaksanaan test itu.

Meyerhoff mengemukakan hubungan antara SPT dengan penetrometer statis tidak dapat diterapkan atau dipakai pada semua jenis tanah. Setelah meninjau data-data pengujian dari berbagai negara, rasio yang dianjurkan adalah :  $n = q_c / N$ . Nilai n diberikan pada tabel 3.4. Nilai ini dapat membantu mengubah urutan data SPT dalam menggunakan beberapa teori penetrometer statis yang berhubungan dengan daya dukung dan penurunan sebagaimana yang dianjurkan oleh Schmertmann.

Schmertmann (1970) menyarankan hubungan antara  $q_c$  dengan N-SPT untuk setiap jenis tanah yang berbeda.

Tabel 3.4  
Hubungan antara tahanan ujung statis  $q_c$  dan nilai N-SPT  
(After Schmertmann, 1970)

<i>Soil type</i>	$q_c / N$
Silts, sandy silt, and slightly cohesive silt-sand mixtures	2.0
Clean, fine to medium sands and slightly silty sands	3 - 4
Coarse sands and sands with little gravel	5 - 6
Sandy gravels and gravel	8 - 10

## III.2. HUBUNGAN ANTARA KUAT GESER DENGAN SONDIR

### III.2.1. Penetapan kohesi tak terdrainase dengan Sondir

Test yang dilaksanakan di Great Britain telah menunjukkan bahwa tahanan ujung pada penetrasi konus adalah berkisar pada 9 sampai 9,5. Secara sepintas pada segi konservatif, kohesi dapat dikatakan sebagai berikut :

$$c_u = q_c / 10 \quad (3.6)$$

Hubungan sederhana ini berlaku hanya untuk alat penetrasi yang konus-konusnya tidak secara kaku berhubungan dengan mantel.

Namun demikian, secara teori untuk penetrometer Belanda atau piranti yang sejenis, kohesinya kira-kira :

$$c_u = q_c / 20 \quad (3.7)$$

Persamaan (3.7) menyatakan secara tidak langsung bahwa gesekan di bagian atas dari konus Delft sama dengan kohesi, dan oleh karena itu hal tersebut memberikan nilai minimum dari kohesi beberapa lapisan permukaan di mana tegangan overburden tidak perlu diperhatikan.

Caquot telah merekomendasikan nilai-nilai yang dikemukakan oleh Tomlinson (1957) untuk mengklasifikasikan tanah lempung dengan nilai kohesi tak terdrainase-nya sendiri, sebagaimana ditentukan dengan unconfine compression test. Tabel 3.5 memberikan nilai tersebut (dalam ton/m<sup>2</sup>).

Tabel 3.5  
Undrained cohesion in terms of consistency

<i>Consistency</i>	<i>Undrained cohesion (tons/m<sup>2</sup>)</i>
Very soft	less than 1.25
Soft	1.25 – 2.50
Medium stiff	2.50 – 5
Stiff	5 – 10
Very stiff	10 – 20
Hard	over 20



Untuk Lempung lunak dari daerah Annecy (France), kohesi undrained-nya selalu dalam lingkup nilai  $q_c/20$  sampai  $q_c/10$ , dan seringkali sangat dekat pada nilai  $q_c/15$ , sehingga :

$$c_u = q_c / 15 \quad (3.8)$$

di mana  $q_c$  adalah tahanan ujung dari suatu penetrometer Belanda.

Persamaan (3.8) dijelaskan mengingat bahwa gesekan nyata tidak sama dengan  $c_u$  tetapi kurang lebih  $0,8c_u$  dan bentuk sleeve terpancung cenderung mengurangi gerakan gesekan di atasnya. Persamaan (3.8) persetujuan terdekat dengan teori atau pun formula Begemann dan Perez.

Jangot-Bonneton dan Andina penetrometer juga digunakan pada lempung lunak Annecy di mana untuk  $c_u = q_c/10$  diberikan terus-menerus nilai terkecil dari  $q_c$ . Ini dikarenakan konstruksi dari alat untuk batang meluncur ke bawah masuk ke dalam casing luar.

Tabel 3.6 menghubungkan diagram penetrasi dengan hasil-hasil tes laboratorium.

Tabel 3.6  
Perbandingan antara tahanan ujung  $q_c$  bagi beberapa tanah terseleksi  
di Rhône - Alps Region

<i>Location</i>	<i>Laboratory Cohesion <math>c_u</math> (tons/m<sup>2</sup>)</i>	<i><math>q_c</math> in bar (Delft cone)</i>
Annecy		
Clos-Payot (2-3 m depth)	2.25 - 2.33	5
Dannenmuller Building	2.2, 1.5, 0.80	3.1 - 5
Thiou River Bridge	1.2, 2.70, 3.4, 2.4	1.6 - 5.3
Tuileries de Voreppe	4	6 - 7

### III.2.2. Eksperimen atau percobaan Liems (Colombia)

A.H. Liems memberikan relasi antara  $q_c$  dan  $c_u$  pada endapan teluk (paling banyak CH) dari rawa-rawa sekitar Teluk Carthagen, Colombia.

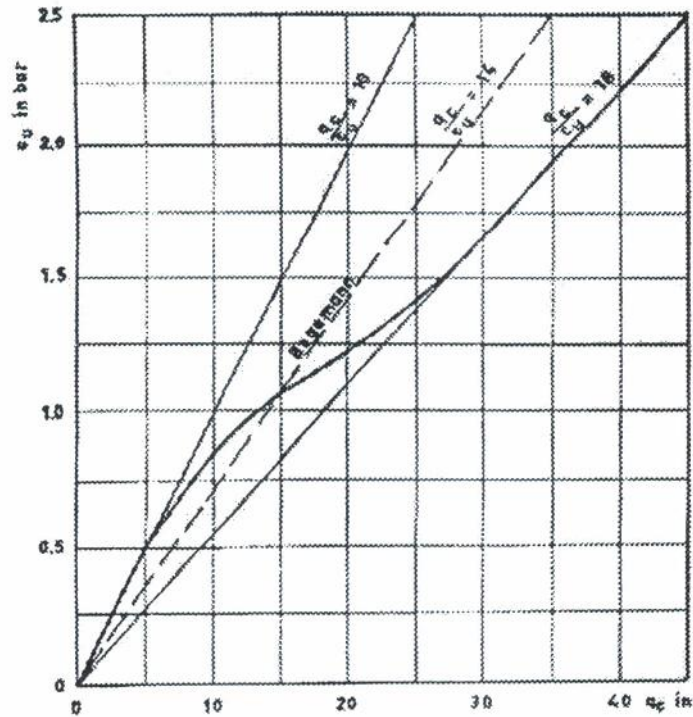
Liems menemukan bahwa dengan sebuah konus Belanda :

$$q_c / c_u = 10 \quad \text{untuk } q_c < 5 \text{ bar}$$

$$q_c / c_u = 18 \quad \text{untuk } q_c < 27 \text{ bar}$$

Untuk  $q_c = \pm 15$  bar rasio  $q_c / c_u$  mendekati 14 sebagaimana yang diberikan oleh Begemann dan persamaan (3.8). Selama nilai-nilai  $q_c$  lebih besar dari 25 bar biasanya ditemukan hanya pada lempung kaku overconsolidasi, yang biasanya retak, penyebab dari hubungan faktor tinggi agak jelas. Untuk  $q_c > 5$  bar suatu faktor kekakuan memasuki permainan yang dapat dinyatakan sebagai suatu fungsi  $q_c$  dan yang mencapai maksimum pada  $q_c \approx 27$  bar.

Meigh dan Corbett (1969) menyarankan suatu pengaruh dari hambatan pelekat bergerak di atas selimut konus, tetapi, khusus pada lempung yang lebih kaku, sebenarnya tidak ada hambatan pelekat terjadi selama selimut konus tersebut tirus, walaupun pada bagian dasarnya mempunyai diameter yang lebih kecil daripada konusnya. Suatu faktor yang seharusnya diperhatikan adalah pengaruh gesekan dalam seluruh sistem dalam pembacaan lempung lebih lunak; selanjutnya dengan peralatan elektrik rasio  $q_c / c_u$  akan lebih mendekati 14, sebagaimana Liems berfikir seharusnya.  $q_c / c_u$  akan bervariasi hanya antara 14 dan 18, dan faktor kekakuan atau agak kerapuhan akan diterapkan hanya untuk  $q_c \approx 15$  bar. ( $\pm 15,3 \text{ kg/cm}^2$ ).



Gambar 3.2. : Hubungan antara penetrasi konus statis  $q_c$  dan kuat geser undrained  $c_u$  pada tanah kohesif di Colombia. (After Liems, 1970)

### III.2.3. Penelitian oleh D. Thomas

Penelitian yang dilaksanakan oleh Thomas (1965) terdiri dari memperbandingkan uji kuat geser pada lempung London dengan menentukan kuat geser dari nilai-nilai  $q_c$ .

Angka penetrasi (1, 3 atau 4 ft./min) dan bentuk kerucut (konus) diamati untuk menentukan efek-efeknya pada nilai  $q_c$ . Kesimpulan Thomas diringkas di bawah ini :

- (a). Nilai  $q_c$  antara 8 dan 40 bar bertambah sedikit sebagaimana angka penetrasi bertambah melebihi 2 – 3 ft/min.
- (b).  $q_c$  tidak dipengaruhi oleh ukuran konus atau kerucut, tetapi dipengaruhi oleh bentuknya dan pola keruntuhan di tanah selama pengujian.

Thomas menjelaskan nilai-nilai terkecil  $q_c$  diperoleh dengan sebuah ujung konus yang dasarnya agak besar dari pada diameter batang diletakkan dengan segera di atasnya dengan keadaan ujungnya didorong ke bawah, sebuah rongga dibuat tepat di atas konus atau kerucut. Ini telah diamati oleh peneliti dengan penetrometer Jangot-Bonneton.

Untuk menentukan kohesi kuat geser undrained Lempung London dari uji penetrometer dibuat pada angka konstan dari penetrasi 3 – 4 ft/min dan dengan sebuah diameter konus hanya agak lebih besar daripada batang kerucut di atas, Thomas mendapatkan persamaan berikut ini :

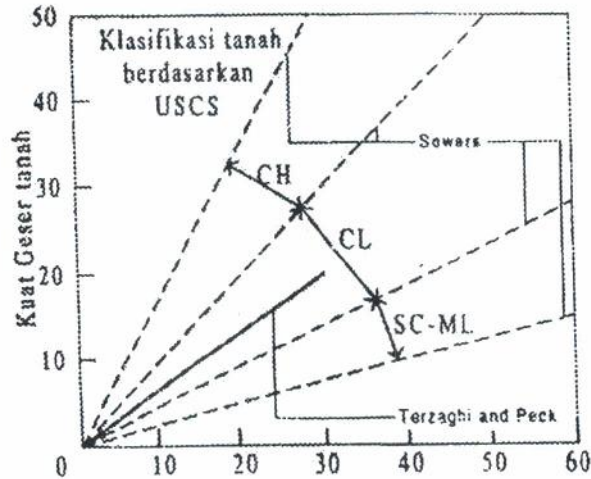
$$c_u = q_c / 18 \quad (3.9)$$

Persamaan ini mendekati persamaan (3.8). Sebuah catatan peringatan dimasukkan yang memberitahukan bahwa hubungan ini dapat tidak benar untuk semua lempung dan dapat tergantung pada unsur-unsur pokok mineral sebaik sejarah tegangan lapisan lempung. Ini, namun yang menarik untuk dicatat bahwa hasil-hasil ini sangat dekat dengan hasil-hasil yang diperoleh di Prancis dan di Belgia untuk lempung-lempung konsolidasi normal kepekaan rendah.

### III.3. HUBUNGAN ANTARA NILAI N-SPT DENGAN KUAT GESER

#### III.3.1. Korelasi SPT dengan kuat geser berdasarkan garis Terzaghi dan Peck

De Mello mengusulkan korelasi N-SPT dengan kuat geser tanah pasir seperti ditunjukkan oleh gambar 3.3 yang berlaku untuk tanah pasir yang tidak menyemen dan pada kedalaman lebih dari 2 m.



Gambar 3.3. : Perkiraan hubungan N-SPT vs  $S_u$   
 (Sumber : Terzaghi & Peck, 1967, Sowers, 1979)

Untuk tanah lempung telah diteliti korelasi nilai N-SPT dengan kuat geser tak terdrainase,  $S_u$ , dari tanah lempung. Data dari Terzaghi dan Peck (1967) dan Sowers (1979) diberikan pada gambar 3.4. Pada rentang jenis tanah CH (lempung dengan plastisitas tinggi), CL (lempung dengan plastisitas rendah), dan ML (lanau dengan plastisitas rendah).

### III.3.2. Penyelidikan tanah lempung di Brazil

Pengujian yang dilaksanakan di Brazil dilakukan pada tanah lempung lempung Guabirotuba. Pembentukan lempung Guabirotuba adalah dari periode kuartar dan terletak didaerah kota Curitiba di Brazil Selatan.

Standard Penetration Test (SPT) adalah uji penetrasi dinamik yang paling umum dilaksanakan selama pengeboran beberapa penyelidikan (eksplorasi) standar bor basah di Brazil. Ini dinormalisasikan dan dilaksanakan setiap meter dari kedalaman. Ini semacam test yang sangat akrab dengan bagi engineer di Brazil. Karena itu penggunaan beberapa percobaan / usaha tersebut tersebar luas untuk

mendapatkan pengertian yang lebih baik dari beberapa hasil tersebut dan pembatasan sangat sesuai.

Lempung Guabirotuba adalah suatu lempung kelanauan kuarter yang prakonsolidasi dengan pasir halus. Berwarna abu-abu hingga abu-abu kecoklatan dengan bintik hitam.

Kuat geser undrained lempung Guabirotuba ditentukan melalui konduksi uji triaksial undrained, uji unconfined dan uji pembebanan pelat.

Uji triaksial telah dilaksanakan pada contoh lempung tak terganggu yang diperoleh dengan thin walled sampling atau terpotong (carved) dari dinding lubang uji atau beberapa sumuran. Contoh-contoh tanah tersebut diuji unconsolidated undrained.

Variasi dengan kedalaman nilai N dan kuat geser undrained lempung Guabirotuba untuk suatu profil tanah khas ditunjukkan dalam gambar 3.4.

Untuk memperoleh hubungan antara kuat geser undrained lempung Guabirotuba dengan nilai N-SPT, tahanan penetrasi dibagi dalam 4 (empat) kelompok (group) sebagaimana diindikasikan di bawah ini :

Group 1 : - tanah lempung dengan nilai N kurang dari 10

$$N \leq 10$$

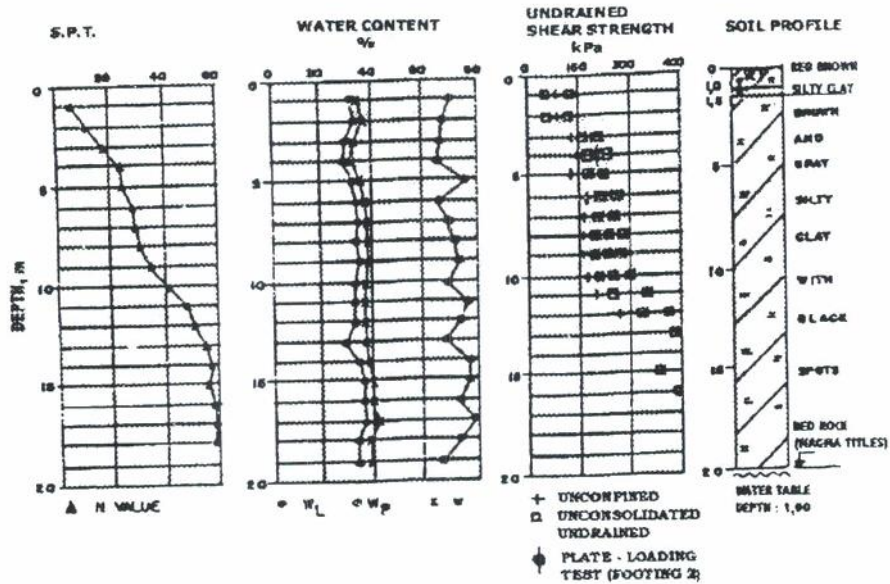
Group 2 : - tanah lempung dengan nilai N lebih dari 10 dan tidak melampaui 20

$$10 < N \leq 20$$

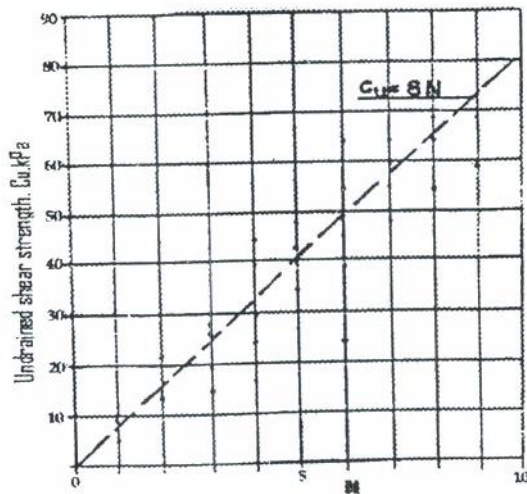
Group 3 : - tanah lempung dengan nilai N lebih dari 20 dan tidak melampaui 30

$$20 < N \leq 30$$

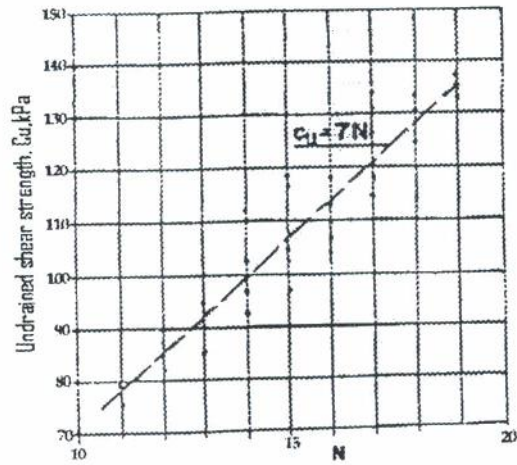
Group 4 : - tanah lempung dengan nilai N lebih dari 30 dan tidak melampui 40

$$30 < N \leq 40$$


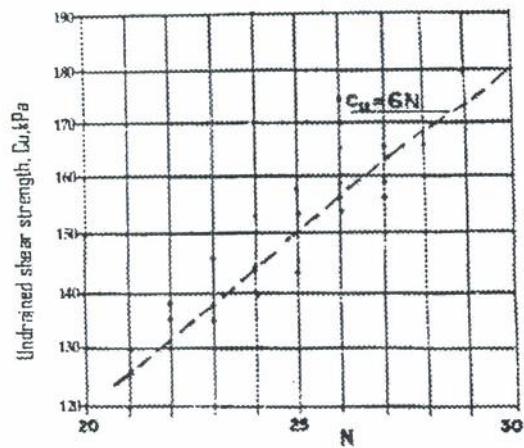
Gambar 3.4. : Profil tanah di distrik Portão. Variasi dari parameter tanah  
 Hubungan kuat geser undrained dengan nilai N untuk ke 4 (empat) group / kelompok  
 tahanan penetrasi seperti yang ditunjukkan dalam gambar 3.5, 3.6, 37, dan 3.8.



Gambar 3.5. : Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $N < 10$

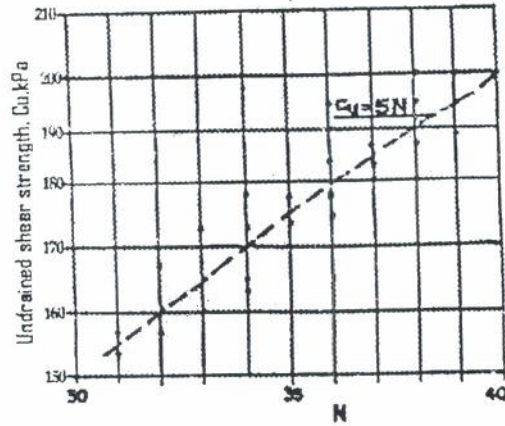


Gambar 3.6. : Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $10 < N < 20$



Gambar 3.7. : Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $20 < N < 30$





Gambar 3.8. : Hubungan N-SPT dengan kuat geser untuk  $30 < N < 40$

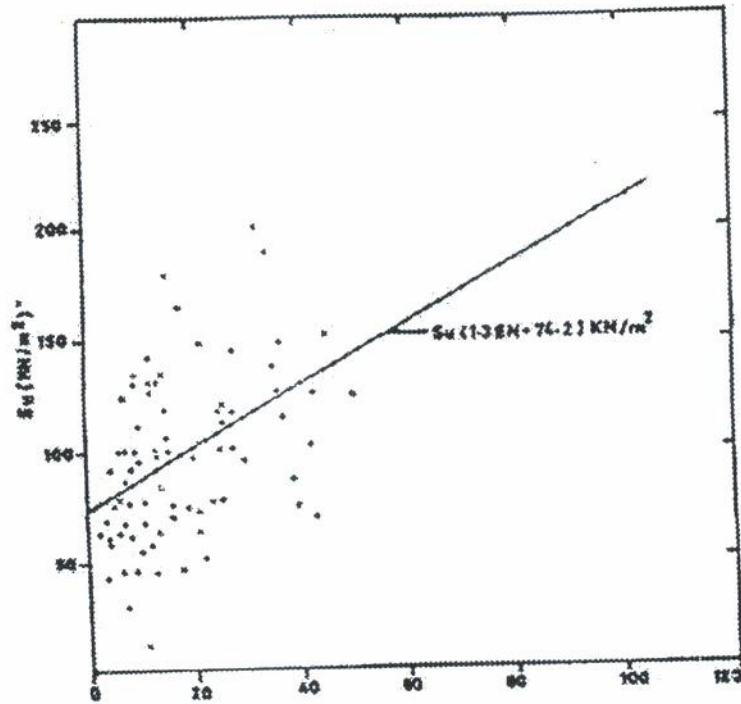
Pada tabel 3.7. korelasi nilai N dan kuat geser undrained diindikasikan sebagai berikut :

Tabel 3.7.  
Kuat geser tak terdrainase lempung Guabirotuba  
yang berdasarkan pada nilai N-SPT

Range of N	Undrained shear strength In kPa	
$N \leq 10$	$c_u = 8 N$	(3.10)
$10 < N \leq 20$	$c_u = 7 N$	(3.11)
$20 < N \leq 30$	$c_u = 6 N$	(3.12)
$30 < N \leq 40$	$c_u = 5 N$	(3.13)

### III.3.3. Penyelidikan di Nigeria

Pengukuran kuat geser laboratorium dan yang berhubungan dengan beberapa nilai N-SPT pada kedalaman yang sesuai telah diplot pada gambar 3.9.



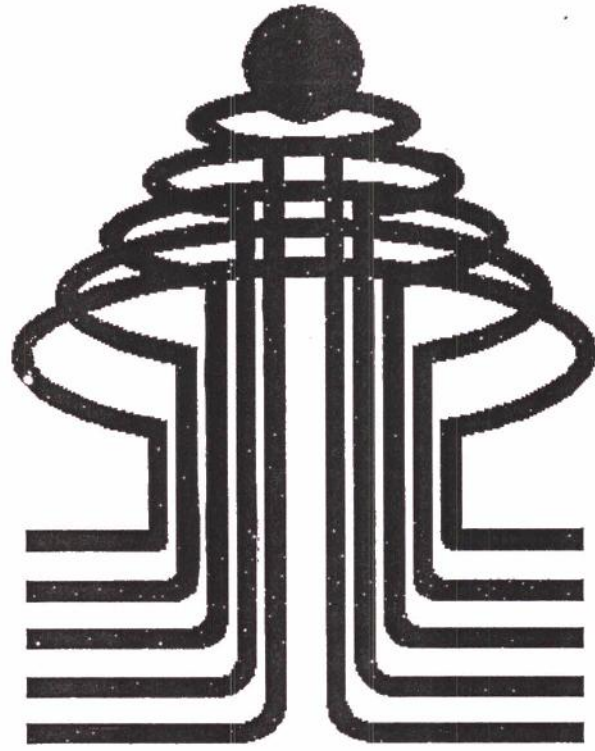
Gambar 3.9. : Hubungan antara kuat geser ( $S_u$ ) dan nilai SPT ( $N$ )

Lagi pula penyebaran yang sangat lebar yang diamati pada gambar 3.9 tersebut mungkin dikarenakan gangguan contoh tanah lapangan / lahan pada beberapa hasil dari kedua test tersebut. Analisa regresi linier dari penyajian beberapa hasil tersebut memberikan garis yang sesuai sebagaimana :

$$S_u = (1,39 N + 74,2) \text{ kN/m}^2 \quad (3.14)$$

Koefisien korelasi adalah 0,405 dimana sebagai refleksi / pantulan penyebaran yang melebar dari beberapa hasil.

Beberapa peneliti sebelumnya telah mengamati penyebaran yang melebar beberapa hasil yang sama. Garis-garis lurus dihasilkan mewakili garis yang sesuai atau cocok untuk pengamatan penyebaran yang meluas / melebar. Korelasinya diambil dengan tidak memperhitungkan efek dari overburden dan tidak juga mengingat secara terpisah efek-efek dari overkonsolidasi sebagaimana dalam exercise ini.



**ISTN**

## BAB IV

### KORELASI ANTAR PARAMETER TANAH DI CIKAMPEK

#### IV.1. PENYELIDIKAN TANAH PADA BISNIS CENTER CIKAMPEK

##### IV.1.1. Umum

Penyelidikan tanah dilakukan pada bisnis center pada lahan seluas 15 ha di kawasan industri Cikampek Jawa Barat. Pada penyelidikan tanah ini dilakukan pekerjaan lapangan berupa pekerjaan Sondir (Cone penetration Test) kapasitas 2,5 tonf sebanyak 28 (dua puluh delapan) titik, dan pekerjaan bor dalam (Depth Boring) sebanyak 20 (dua puluh) titik kedalaman –30.00 meter 17 titik dan kedalaman –50 meter 3 titik, serta diikuti pengambilan contoh tanah tak terganggu (undisturbed soil), serta pengujian Standard Penetration Test (SPT) tiap 2 meter kedalaman. Selanjutnya dari contoh tanah tidak terganggu tersebut dilakukan pengujian-pengujian laboratorium antara lain adalah untuk mengetahui kuat geser dari tanah tersebut.

Penyelidikan tanah ini dimaksudkan untuk mengetahui sifat sifat tanah antara lain berupa sifat kuat gesernya, serta untuk mengetahui konsistensi lapisan tanah keras yang ditunjukkan dengan tahanan ujung konus  $> 100 \text{ kg/cm}^2$  atau nilai SPT  $> 30$ .

Pada pelaksanaannya di lapangan, peralatan yang digunakan adalah :

1. 1 (satu) alat CPT (sondir) lengkap dengan kapasitas 2,5 tonf, menggunakan biqonus, dengan maksimum kedalaman pengujian hingga 30 meter.
2. 1 (satu) unit alat bor dalam lengkap dengan Thin Walled Sampler (tabung contoh) dengan diameter 75 mm panjang 60 cm serta tebal tabung 2.00 mm.
3. 1 (satu) unit alat SPT lengkap

4. 1 (satu) unit alat pompa air.

#### IV.1.2. Metode pelaksanaan

1. CPT (sondir)

Konus yang digunakan adalah frictioncone (bikonus) dengan suatu luas penampang  $10 \text{ cm}^2$ , luas selimut geser  $150 \text{ cm}^2$ .

Sondir dilakukan secara terus-menerus dengan interval 20 cm kedalaman (penetrasi) sampai menunjukkan tahanan konus (ujung) dan geser maksimum sebesar  $250 \text{ kg/cm}^2$ , atau sampai pada kedalaman maksimum sedalam 30 meter.

Data yang disajikan dalam percobaan ini adalah nilai tahanan ujung konus ( $f/q_c$ ) dari tiap kedalaman sampai kedalaman maksimum dari kapasitas alat sondir yang dipakai atau sampai maksimum kedalaman 30 meter.

2. Boring

Pengeboran dilakukan secara terus menerus dengan cara Rotary Core Drilling dengan menggunakan Single Core Barrel.

Deskripsi tanah secara visual dilakukan terus menerus sepanjang lubang pengeboran. Semua contoh tanah hasil coring dan disimpan dalam kantong plastik tertutup, lengkap dengan keterangannya.

Untuk mengatasi kelongsoran dinding tanah setelah dilakukan pengeboran, adakalanya digunakan casing pipa (pipa pelindung) dengan diameter 100 mm.

3. Undisturbed Sampling.

Pengambilan contoh tanah tak terganggu atau asli dilakukan dengan menggunakan "Shelby Type Thin Walled Sampler" dan dilakukan sesuai dengan persyaratan prosedur percobaan dari ASTM D. 1587.

Tabung yang sudah terisi contoh tanah akan ditutup kedua ujungnya dengan campuran parafin ditambah damar, dimasukkan ke dalam kantong plastik lengkap dengan keterangannya, kemudian disimpan, dihindari kemungkinan terjadinya benturan-benturan atau tumbukan serta panas sinar matahari secara langsung. Kemudian contoh tanah tersebut dikirim ke laboratorium.

#### IV.1.3. Jumlah dan hasil penyelidikan

- CPT / Sondir sebanyak 28 (dua puluh delapan titik) titik.

Titik	Tahan Konus > 100 kg/cm <sup>2</sup>	Total friction (kg/cm <sup>2</sup> )	MAT ( m )	Elevation ( m )
S-1	19.80	> 2000	----	+76.83
S-2	20.00	> 2000	----	+76.18
S-3	19.40	> 2000	----	+75.35
S-4	19.00	> 2000	----	+74.01
S-5	14.20	> 2000	----	+68.83
S-6	14.80	2000	----	+68.23
S-7	14.20	2000	-9.00	+65.81
S-8	19.60	> 2000	-12.00	+65.00
S-9	19.80	> 2000	-12.00	+64.70
S-10	20.80	> 2000	-16.00	+65.00
S-11	13.40	> 2000	----	+68.70
S-12	10.80	2000	----	+67.80
S-13	17.20	2000	----	+76.36

Titik	Tahan Konus > 100 kg/cm <sup>2</sup>	Total friction (kg/cm <sup>2</sup> )	MAT ( m )	Elevation ( m )
S-14	16.80	> 2000	----	+76.48
S-15	22.00	> 2000	----	+75.48
S-16	18.60	> 2000	----	+75.80
S-17	15.40	2000	----	+76.06
S-18	22.00	> 2000	----	+78.06
S-19	21.60	> 2000	----	+77.58
S-20	20.40	> 2000	----	+77.16
S-21	17.00	> 2000	----	+77.70
S-22	18.20	> 2000	----	+79.59
S-23	21.80	> 2000	----	+79.19
S-24	21.20	> 2000	----	+79.63
S-25	21.60	> 2000	----	+79.38
S-26	21.80	> 2000	----	+78.58
S-27	20.60	> 2000	----	+77.03
S-28	20.00	> 2000	----	+77.51

- Hasil Depth Boring 20 (dua puluh) titik dan Undisturbed sampling.

Titik Bor	Kedalaman (m)	SPT	UD Spl.	Elevation (m)
BH-1	-50.00	28	3	+76.95
BH-2	-50.00	28	3	+76.309
BH-3	-50.00	28	3	+75.426
BH-4	-30.00	18	3	+74.126

Titik Bor	Kedalaman (m)	SPT	UD Spl.	Elevation (m)
BH-5	-30.00	18	3	+68.833
BH-6	-30.00	18	3	+68.232
BH-7	-30.00	18	3	+68.300
BH-8	-30.00	18	3	+65.959
BH-9	-30.00	18	3	+76.358
BH-10	-30.00	18	3	+76.061
BH-11	-30.00	18	3	+75.477
BH-12	-30.00	18	3	+78.057
BH-13	-30.00	18	3	+77.581
BH-14	-30.00	18	3	+77.697
BH-15	-30.00	18	3	+77.697
BH-16	-30.00	18	3	+79.193
BH-17	-30.00	18	3	+79.628
BH-18	-30.00	18	3	+65.810
BH-19	-30.00	18	3	+65.344
BH-20	-30.00	18	3	+79.383

#### IV.1.4. Penelitian di laboratorium

Penelitian di laboratorium meliputi kondisi contoh tanah diantaranya undisturbed sample, yang berasal dari Thin Walled Tube Sampler dilakukan penelitian soil properties antara lain shear strength properties.

Penelitian dari contoh tanah tidak terganggu (undisturbed sample) dilakukan sesuai dengan persyaratan prosedur percobaan dari A.S.T.M (American Standard for



Testing Material), yang meliputi di antaranya adalah shear strength by Triaxial Unconsolidated Undrained Test (UU Test).

#### IV.1.5. Kondisi lapisan tanah

Dari pengujian di lapangan dengan 28 (dua puluh delapan) titik sondir dan 20 (dua puluh) titik Depth coring, dapat dijelaskan kondisi lapisan tanah sebagai berikut

:

- Pada permukaan tanah di sekitar titik BH-1, BH-2, dan BH-3 (elevasi antara +75.426 s/d +76.950 meter) hingga kedalaman 17.00 meter (rata-rata) dijumpai suatu lapisan lempung kelanauan berwarna coklat (sampai dengan 6.00 meter) kemudian coklat dengan bintik-bintik lanau kuning keputihan (-6.00 meter s/d 15.00 meter) dan abu-abu (pada kedalaman -15.00 meter s/d -17.00 meter) berplastisitas tinggi dengan konsistensi stiff (s/d -8.00 meter), konsistensi medium (-8.00 meter s/d -17.00 meter).
- Pada kedalaman -17.00 meter sampai dengan -22.00 meter dijumpai lapisan tanah lanau kelempungan dan lanau kepasiran serta lapisan pasir kelanauan dengan konsistensi very stiff to hard.
- Lapisan tanah keras yang ditunjukkan dengan tahanan ujung konus  $> 100\text{kg/cm}^2$  (hasil sondir) diperoleh pada kedalaman 20.00 meter (disekitar titik BH-1 s/d BH-3).
- Pada kedalaman -22.00 meter sampai dengan 24.00 meter dari permukaan tanah dijumpai suatu lapisan lempung kelanauan dan lanau kelempungan dengan konsistensi hard, kecuali pada titik BH-3 stiff consistency.

- Pada kedalaman -24.00 meter sampai dengan kedalaman akhir pengeboran (-50.00 meter) dijumpai suatu lapisan lempung kelanauan berwarna abu-abu, serta abu-abu kekuningan dengan beberapa ketebalan tercampur material organik dengan konsistensi stiff to very stiff.
- Pada titik bor lainnya, kondisi lapisan tanah pada umumnya sama dengan lapisan tanah pada BH-1, BH-2 maupun BH-3. Namun di beberapa titik bor ditemui lensa lapisan pasir kelanauan dengan ketebalan lensa bervariasi.
- Lapisan tanah keras dengan lensa yang cukup tebal (minimum 5 meter) terjadi di BH-1, BH-2, BH-3, BH-4. Namun ke arah daerah titik BH-5, BH-6, BH-18, dan BH-19, sampai dengan 30 meter pengeboran tidak ditemui lapisan tanah keras dengan nilai N-SPT > 30. Namun  $q_c > 100 \text{ kg/cm}^2$  dari hasil sondir kapasitas 2.50 tonf diperoleh pada rata-rata kedalaman 15.00 meter sampai 20.00 meter dan beberapa titik lebih dari 20 meter.
- Lensa dengan konsistensi keras berupa lanau kelempungan atau pasir kelanauan yang tidak terlalu tebal pada daerah Blok BH-9, BH-10, dan BH-11 ditemui pada kedalaman -15.00 meter s/d -18.00 meter dari permukaan tanah.
- Permukaan air tanah pada tiap titik bor ditemui pada kedalaman sebagai berikut :

BH-1 = -13.10 m	BH-11 = -12.00 m
BH-2 = -13.20 m	BH-12 = -12.20 m
BH-3 = -12.70 m	BH-13 = -12.50 m
BH-4 = -11.90 m	BH-14 = -11.60 m
BH-5 = -4.70 m	BH-15 = -11.70 m
BH-6 = -4.30 m	BH-16 = -11.50 m
BH-7 = -4.30 m	BH-17 = -12.10 m

BH-8 = -4.20 m

BH-18 = -4.20 m

BH-9 = -12.20 m

BH-19 = -4.10 m

BH-10 = -12.80 m

BH-20 = -14.10 m

20 (dua puluh) titik Boring dalam

Tabel 4.1.  
Lokasi titik boring

BOR HOLE NO	COORDINATE		ELEVATION
	N	E	
1	89.556,65	69.446,87	76,100
2	89.572,76	69.490,79	76,309
3	89.541,09	69.512,47	75,426
4	89.518,86	69.583,24	74,126
5	89.504,76	69.819,42	68,833
6	89.488,68	69.668,49	68,232
7	89.396,25	69.650,15	68,300
8	89.390,52	69.707,87	65,959
9	89.422,85	69.422,41	76,358
10	89.450,75	69.463,01	76,061
11	89.408,09	69.494,09	75,477
12	89.498,29	69.353,90	78,057
13	89.488,78	69.204,82	77,581
14	89.514,14	89.221,32	77,164
15	89.536,38	89.248,59	77,697
16	89.845,21	69.301,88	79,193
17	89.600,99	69.313,93	79,628
18	89.470,49	69.717,49	65,810
19	89.438,70	69.786,54	65,344
20	89.645,37	69.202,29	79,383

28 (dua puluh delapan) titik sondir (CPT)

Tabel 4.2.  
Lokasi titik sondir

SONDIR NO	COORDINATE		ELEVATION
	N	E	
1	89.556,65	69.446,87	76,100
2	89.572,76	69.490,79	76,309
3	89.541,09	69.512,47	75,426
4	89.518,86	69.583,24	74,126
5	89.504,76	69.819,42	68,833
6	89.488,68	69.668,49	68,232
7	89.470,49	69.717,49	65,810
8	89.438,70	69.786,54	65,344
9	89.924,12	69.822,06	65,652
10	89.388,62	69.786,64	65,271
11	89.396,25	69.650,15	68,300
12	89.390,52	69.707,87	65,959
13	89.422,85	69.422,41	76,358
14	89.485,61	69.431,93	76,483
15	89.408,09	69.494,09	75,477
16	89.471,67	69.497,90	75,286
17	89.450,75	69.463,01	76,061
18	89.498,29	69.353,90	78,057
19	89.488,78	69.204,82	77,581
20	89.514,14	89.221,32	77,164
21	89.536,38	89.248,59	77,697
22	89.603,11	69.250,89	79,589
23	89.845,21	69.301,88	79,193
24	89.600,99	69.313,93	79,628
25	89.645,37	69.202,29	79,383
26	89.612,40	69.153,44	78,581
27	89.516,04	69.122,35	77,031
28	89.497,03	69.151,54	77,505

## IV.2. KORELASI ANTARA SPT DENGAN SONDIR ( $q_c$ vs $N$ ).

Pada sub bab ini akan dibahas mengenai korelasi / hubungan antara SPT ( $N$ ) dengan sondir ( $q_c$ ) yang akan digambarkan dalam grafik  $q_c$  vs  $N$ -SPT secara keseluruhan (umum). Sedangkan hasil korelasi  $q_c$  vs  $N$ -SPT pada tanah lempung Cikampek untuk setiap titik disajikan dalam lampiran.

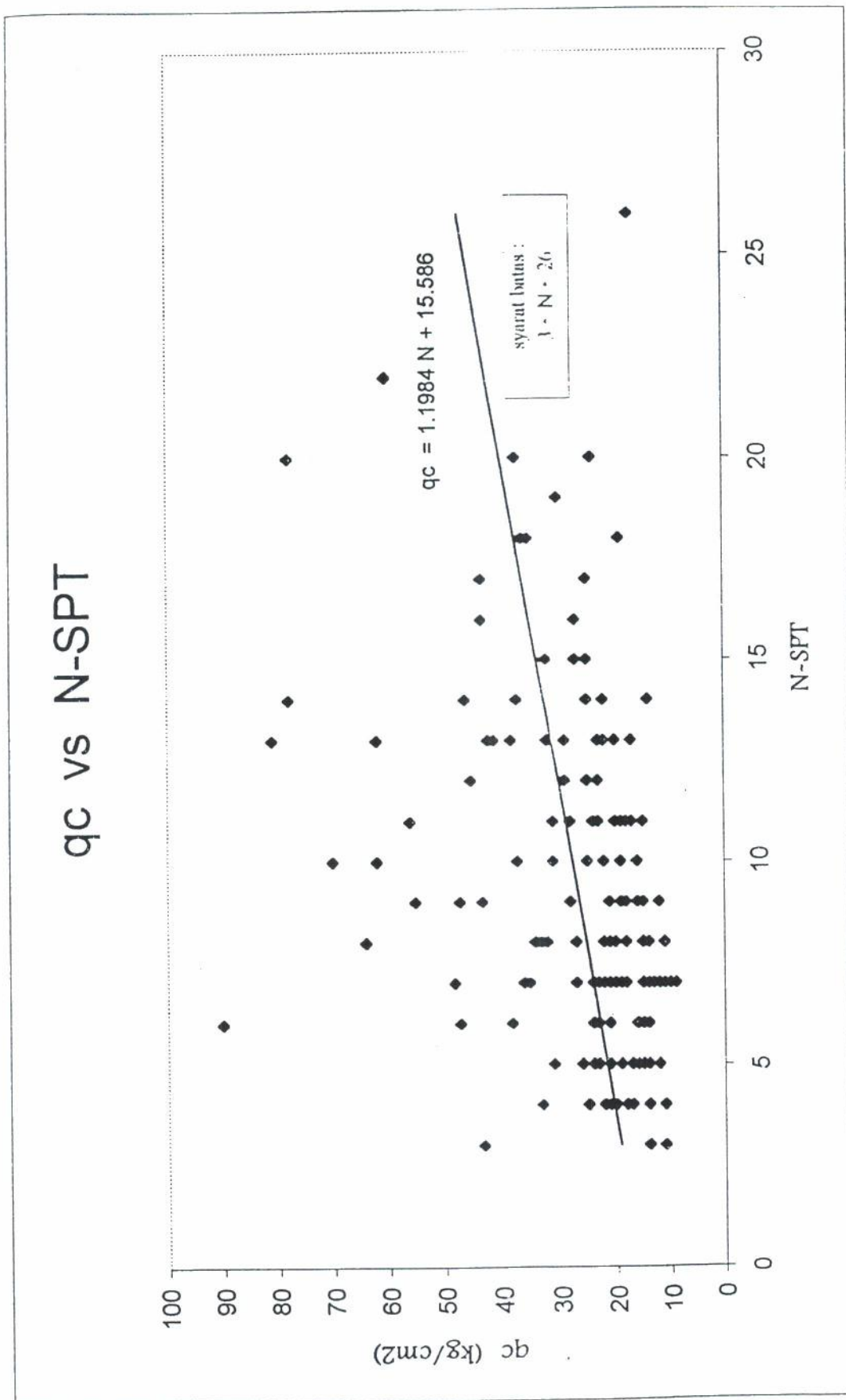
### IV.2.1. Seleksi data

Data - data yang akan dibuat korelasinya diambil dari 20 titik borhole (depth boring) dan 20 titik sondir yang letaknya saling berdekatan. Dari setiap titik borhole dan titik sondir, data yang diambil hanya sampai pada kedalaman  $-20$  meter atau disesuaikan dengan kedalaman dari nilai sondir paling akhir dari setiap titik sondir apabila kedalamannya kurang dari  $-20$  meter.

Untuk data Standard Penetration Test (SPT) nilai  $N$  diambil pada setiap kedalaman  $-2m$ ,  $-4m$ ,  $-6m$ ,  $-8m$ ,  $-10m$ ,  $-12m$ ,  $-14m$ ,  $-16m$ ,  $-18m$ , dan  $-20m$ . Demikian juga dengan data sondir, nilai tahanan ujung ( $q_c$ ) diambil dari setiap kedalaman yang sama dengan kedalaman SPT, akan tetapi untuk data sondir dari setiap kedalamannya dihitung rata-ratanya. Pada setiap level kedalaman, diambil 3 nilai  $q_c$  yaitu  $q_{c1}$ ,  $q_{c2}$ ,  $q_{c3}$ . Sebagai contoh, pada kedalaman  $-2,00$  meter, nilai  $q_c$  yang diambil adalah  $-2,00$  m,  $-2,20$  m,  $-2,40$  m sehingga akan didapatkan nilai  $q_{c1}$ ,  $q_{c2}$ ,  $q_{c3}$  lalu dihitung  $q_c$  rata-rata. Dengan demikian akan didapatkan BH/S dari setiap titik, yang secara keseluruhan berjumlah 20 BH/S.

#### IV.2.2. Proses pengolahan data

Untuk mendapatkan grafik  $q_c$  vs N-SPT maka dibuatlah titik - titik data dari setiap BH/S dari setiap kedalaman yang ditinjau dengan nilai N-SPT sebagai absis dan nilai  $q_c$  sebagai ordinat, namun tidak semua nilai yang ada dari proses tersebut dapat diplot dalam sumbu X-Y karena harus diseleksi lagi, ini dikarenakan adanya batasan-batasan antara N dan  $q_c$ . Nilai  $q_c$  minimal 2 (dua) kali lebih besar nilai N dan maksimal 10 (sepuluh) kali lebih besar dari nilai N. Beberapa nilai yang tidak memenuhi kriteria batasan tersebut di atas maka tidak dapat diplot ke dalam sumbu X-Y. Kemudian dibuat grafik garis regresi yang menghasilkan persamaan garis linear. Ini dilakukan untuk setiap BH/S yang berjumlah 20 BH/S. Dari setiap BH/S jumlah titik koordinat yang ada tidak selalu sama, sehingga setiap titik akan mempunyai persamaan garis linear yang berbeda-beda. Untuk korelasi N vs  $q_c$  terdapat 20 grafik BH/S untuk setiap titik dan satu grafik BH/S secara menyeluruh.



Gambar 4.1. Hubungan antara qc vs N-SPT pada tanah lempung / lanau secara umum dengan konsistensi antara medium to very stiff



#### IV.2.3. Hasil analisa

Berdasarkan grafik yang telah dibuat tersebut, maka dapat dibuat garis regresi linear. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai N-SPT maka semakin tinggi / besar pula nilai  $q_c$ .

Persamaan garis linear yang didapatkan dari hubungan  $q_c$  vs N-SPT pada tanah lempung kelanauan tersebut adalah :

$$q_c = 1,1984 N + 15,586$$

atau

$$N = \frac{q_c - 15,586}{1,1984}$$

dengan syarat batas  $3 < N < 26$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $N = 0$  (nol) maka nilai  $q_c$  akan ada.

Hubungan nilai  $q_c$  dengan N-SPT tersebut hanya berlaku untuk tanah lanau / lempung dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak, dan keras.

Nilai N tersebut langsung didapat dari uji SPT di lapangan dan bila data N tersebut untuk keperluan daya dukung pondasi dalam, maka nilai N tersebut harus dikoreksi.

#### IV.3. KORELASI ANTARA SONDIR DENGAN TRIAXIAL ( $q_c$ vs $C_u$ )

Pada sub bab ini akan dibahas mengenai korelasi / hubungan antara sondir ( $q_c$ ) dengan triaxial ( $C_u$ ) yang akan digambarkan dalam grafik  $q_c$  vs  $C_u$  baik secara keseluruhan (umum) maupun berdasarkan jenis tanah CH dan OH-MH.

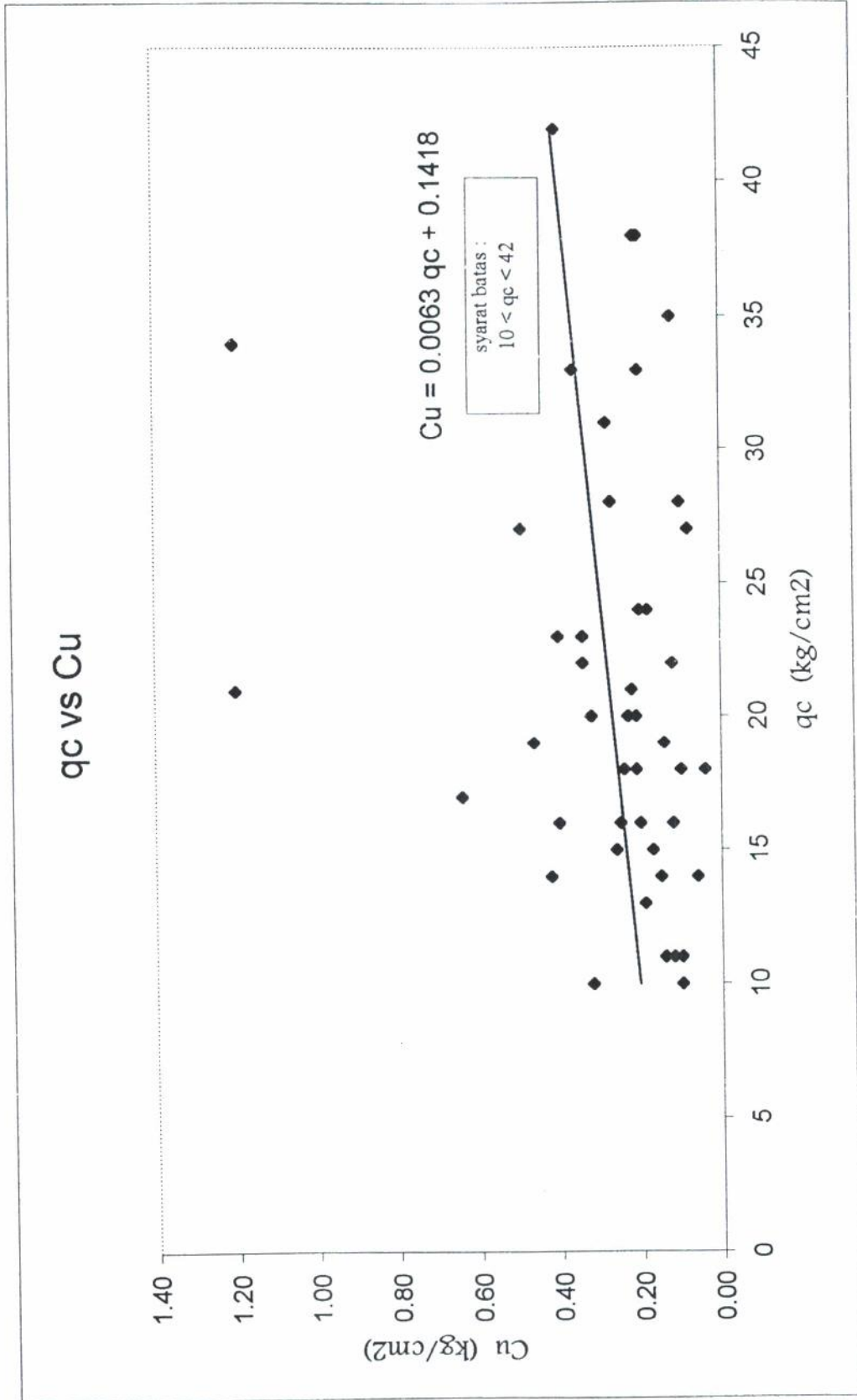
#### IV.3.1. Seleksi data

Untuk nilai  $c_u$  didapat dari pengujian triaxial tanah tak terganggu dari pelaksanaan boring pada setiap 20 titik borhole. Sedangkan nilai  $q_c$  didapat dari 20 titik sondir yang letaknya berdekatan dengan titik borhole tersebut.

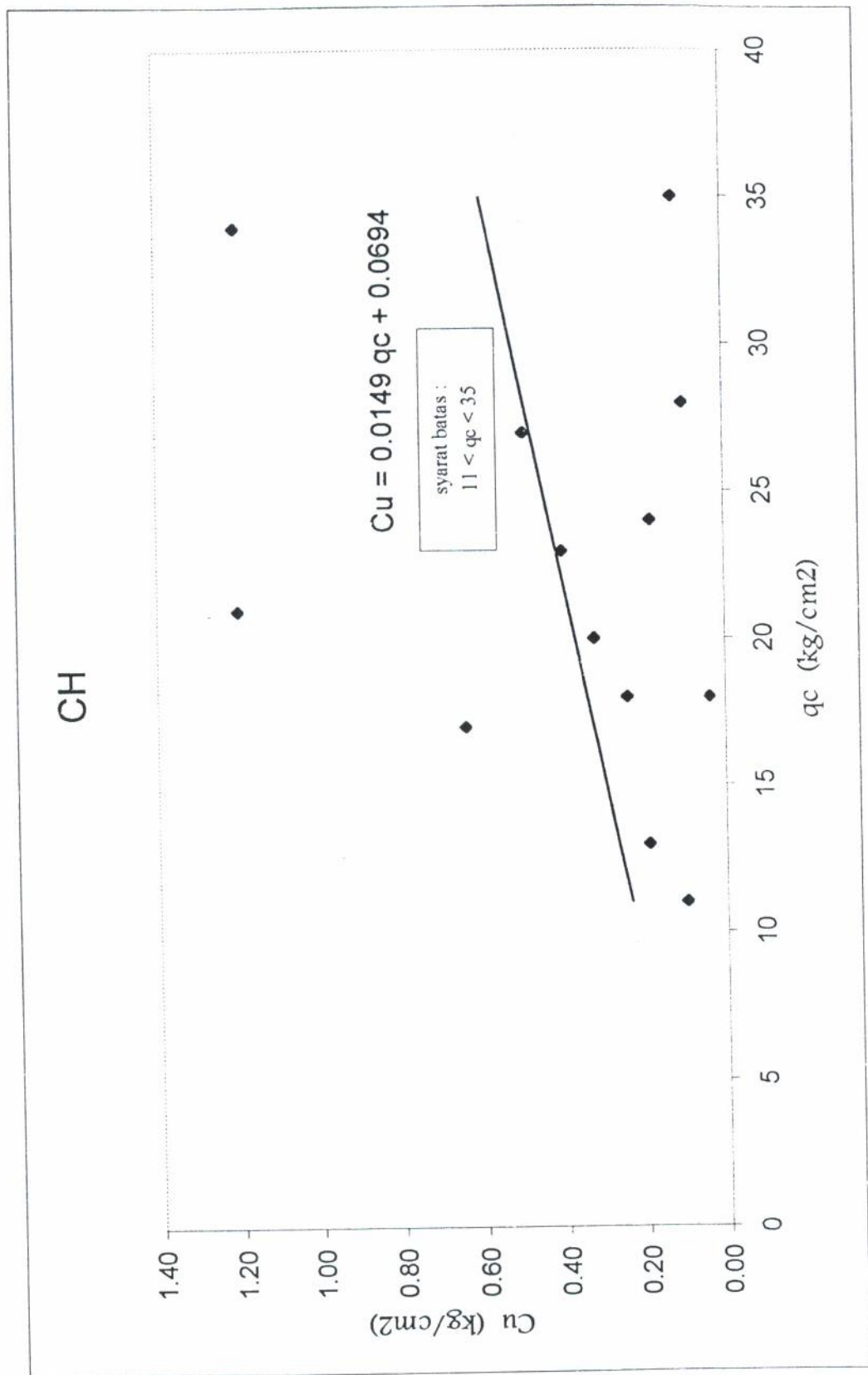
Pada setiap titik borhole terdapat 3 nilai  $c_u$ . Kedalaman yang ditinjau dari masing-masing titik adalah -4m, -8m, -12m untuk BH-1, BH-2, BH-3, BH-9, BH-10, BH-11, BH-12, BH-14, BH-15, BH-17, dan BH-20. Pada kedalaman -4m, -8m, -14m untuk BH-4, BH-13. Untuk kedalaman -4m, -8m, -16m untuk BH-16. Sedangkan pada kedalaman -3m, -6m, -9m untuk BH-5, BH-6, BH-7, BH-8, BH-18, BH-19. Dan untuk nilai  $q_c$  didapat dari titik sondir yang kedalamannya sama dengan kedalaman nilai  $c_u$ .

#### IV.3.2. Proses pengolahan data

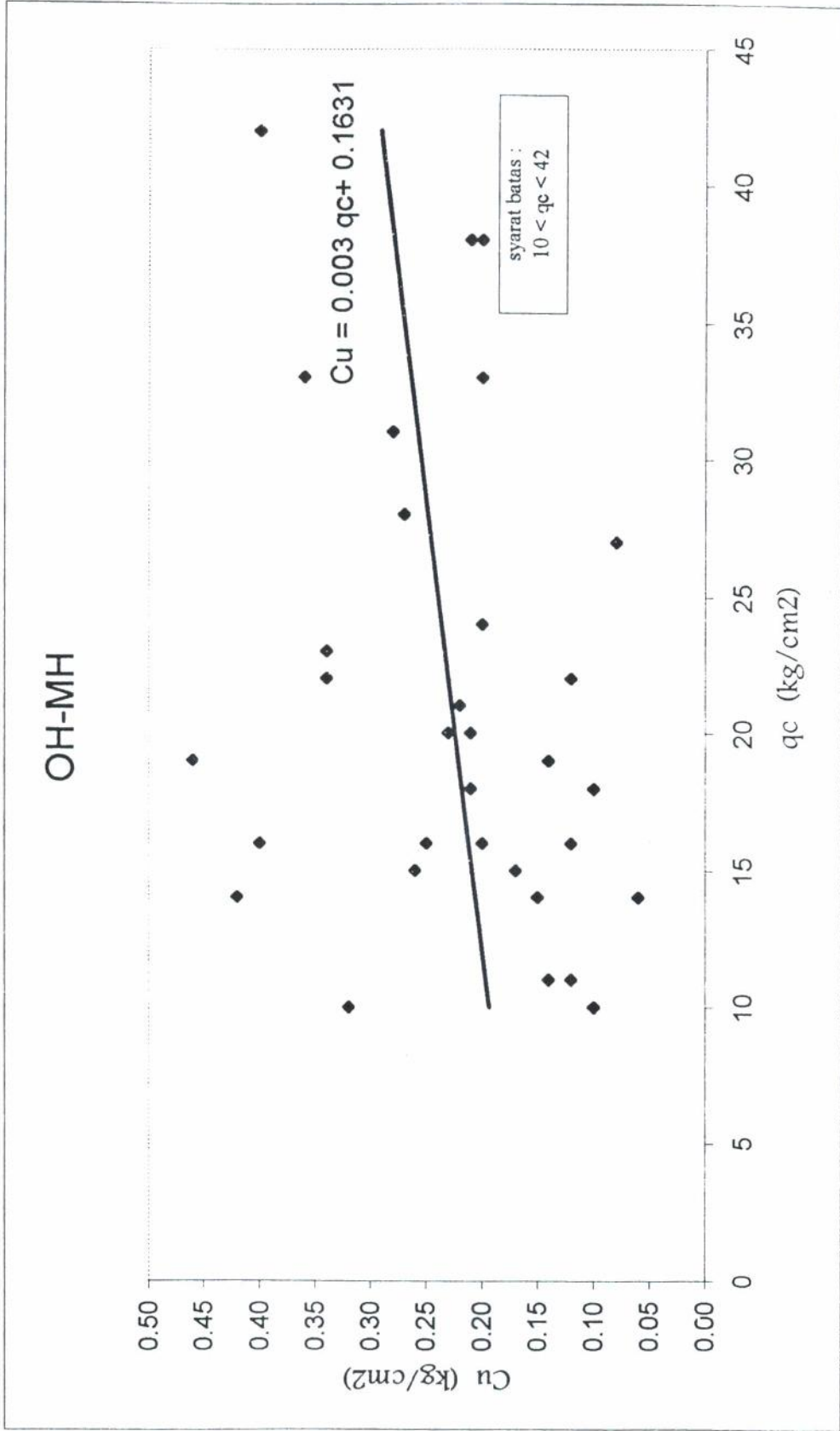
Untuk mendapatkan grafik  $q_c$  vs  $c_u$  maka dibuatlah titik – titik data dari setiap nilai  $c_u$  dan  $q_c$  dari setiap kedalaman yang ditinjau dengan nilai  $q_c$  sebagai absis dan nilai  $c_u$  sebagai ordinat, namun tidak semua nilai yang ada dari proses tersebut dapat diplot dalam sumbu X-Y karena harus diseleksi lagi. Nilai – nilai tersebut diplot ke dalam sumbu X-Y. Kemudian dibuat grafik garis regresi yang menghasilkan persamaan garis linier untuk  $q_c$  vs  $c_u$  secara keseluruhan (umum) dan  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH dan OH-MH. Dari ketiga grafik tersebut menghasilkan persamaan garis linier yang berbeda – beda.



Gambar 4.2. Hubungan qc vs Cu secara umum pada tanah lempung kelanauan



Gambar 4. 3. Hubungan  $q_c$  vs  $C_u$  dengan klasifikasi CH



Grafik 4.4. HUBUNGAN qc VS Cu dengan klasifikasi OH-MH

#### IV.3.3. Hasil analisa

Berdasarkan grafik yang telah dibuat tersebut, maka dapat dibuat garis regresi linier. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai  $q_c$  maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ .

Persamaan garis linier yang didapatkan dari hubungan  $q_c$  vs  $c_u$  secara umum pada tanah lempung kelanauan tersebut adalah :

$$c_u = 0,0063 q_c + 0,1418$$

atau

$$q_c = \frac{c_u - 0,1418}{0,0063}$$

dengan syarat batas  $10 < q_c < 42$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $q_c = 0$  (nol) maka nilai  $c_u$  akan ada.

Hubungan nilai  $q_c$  dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lanau / lempung dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung /lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak dan keras.

Untuk membedakan hasil korelasi antara  $q_c$  vs  $c_u$  pada tanah lempung dan tanah lanau, maka data secara umum dipisahkan antara tanah dengan klasifikasi CH dan OH-MH (USCS).

##### A. Pada $q_c$ vs $c_u$ untuk jenis tanah CH

Persamaan garis linier pada  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH yaitu :

$$c_u = 0,0149 q_c + 0,0694$$

atau

$$q_c = \frac{c_u - 0,0694}{0,0149}$$

dengan syarat batas  $11 < q_c < 35$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $q_c = 0$  (nol) dengan demikian maka nilai  $c_u$  akan ada. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai  $q_c$  maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ . Hubungan nilai  $q_c$  dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak, dan keras.

#### B. Pada $q_c$ vs $c_u$ untuk jenis tanah OH-MH

Persamaan garis linier pada  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah OH-MH yaitu :

$$c_u = 0,003 q_c + 0,1631$$

atau

$$q_c = \frac{c_u - 0,1631}{0,003}$$

dengan syarat batas  $10 < q_c < 42$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $q_c = 0$  (nol) dengan demikian maka nilai  $c_u$  akan ada. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai  $q_c$  maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ .

Hubungan nilai  $q_c$  dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak, dan keras.

Dari kedua kasifikasi tanah tersebut menghasilkan garis regresi linier yang berbeda. Untuk klasifikasi CH menghasilkan garis regresi linier yang cukup tinggi ini dikarenakan kenaikan atau penambahan nilai  $c_u$  yang tinggi / besar. Sedangkan

untuk klasifikasi OH-MH menghasilkan garis regresi linier yang lebih landai dibandingkan garis regresi linier klasifikasi CH. Ini disebabkan kenaikan / penambahan nilai  $c_u$  yang tidak besar / tinggi.

#### IV.4. KORELASI ANTARA SPT DENGAN TRIAXIAL ( N vs $c_u$ )

Pada sub bab ini akan dibahas mengenai korelasi / hubungan antara SPT (N) dengan triaxial ( $c_u$ ) yang akan digambarkan dalam grafik N vs  $c_u$  baik secara keseluruhan (unum) maupun berdasarkan jenis tanah CH dan OH-MH.

##### IV.4.1. Seleksi data

Untuk nilai  $c_u$  didapat dari pengujian triaksial tanah tak terganggu dari pelaksanaan boring pada setiap 20 titik borhole. Demikian juga nilai N didapat dari 20 titik borhole yang sama.

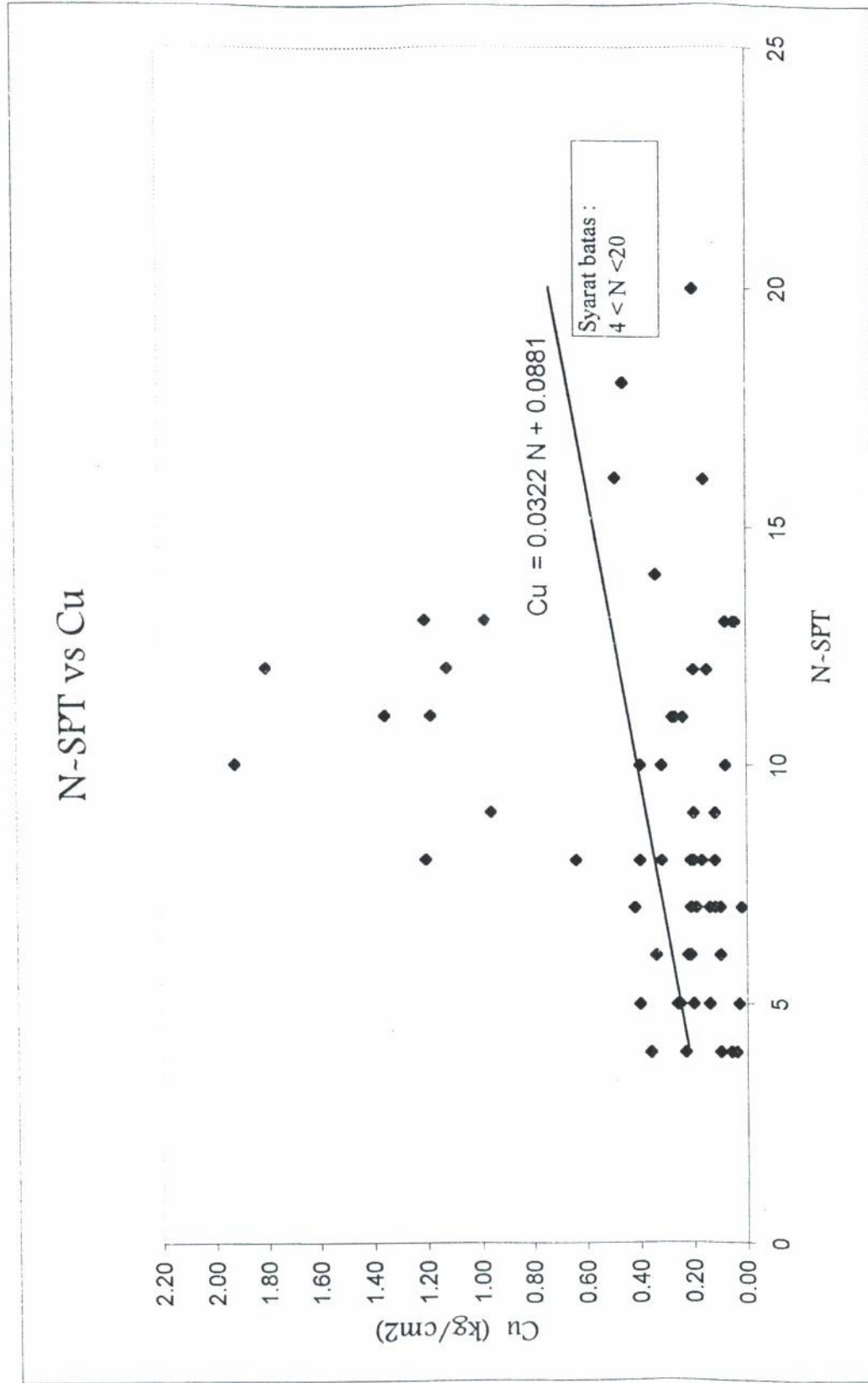
Pada setiap titik borhole terdapat 3 nilai  $c_u$ . Kedalaman yang ditinjau dari masing-masing titik adalah -4m, -8m, -12m untuk BH-1, BH-2, BH-3, BH-9, BH-10, BH-11, BH-12, BH-14, BH-15, BH-17, dan BH-20. Pada kedalaman -4m, -8m, -14m untuk BH-4, BH-13. Untuk kedalaman -4m, -8m, -16m untuk BH-16. Sedangkan pada kedalaman -3m, -6m, -9m untuk BH-5, BH-6, BH-7, BH-8, BH-18, BH-19.

Untuk data Standard Penetration Test (SPT) nilai N diambil pada setiap kedalaman yang sama sesuai dengan kedalaman  $c_u$ .

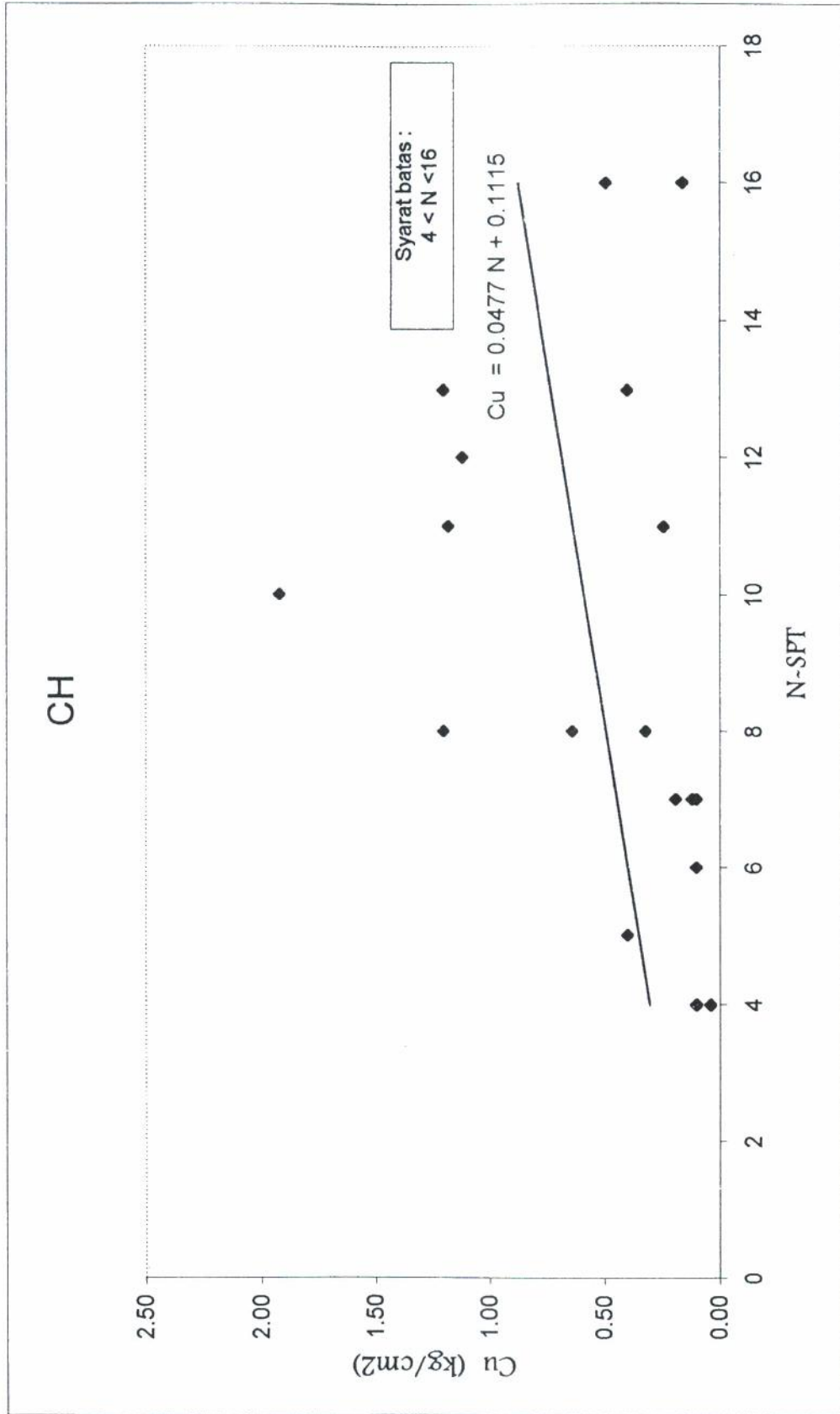
Untuk mendapatkan grafik N vs  $c_u$  maka dibuatlah titik – titik data dari setiap nilai  $c_u$  dan N dari setiap kedalaman yang ditinjau dengan nilai N sebagai absis dan nilai  $c_u$  sebagai ordinat, namun tidak semua nilai yang ada dari proses tersebut dapat



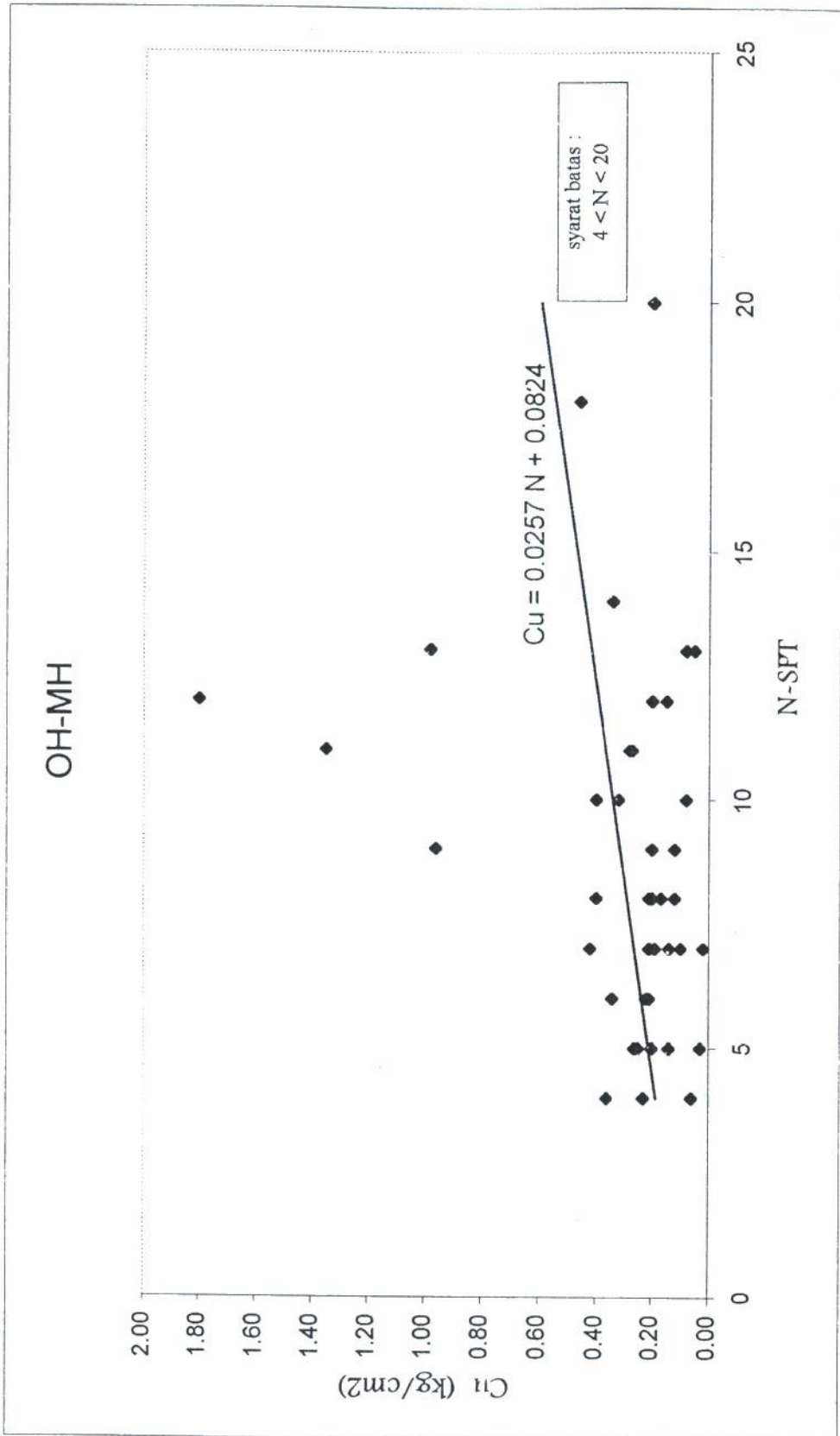
diplot dalam sumbu X-Y karena harus diseleksi lagi. Kemudian nilai – nilai tersebut diplot ke dalam sumbu X-Y. Kemudian dibuat grafik garis regresi yang menghasilkan persamaan garis linier untuk N vs  $c_u$  secara keseluruhan (umum) dan N vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH dan OH-MH. Dari ketiga grafik tersebut menghasilkan persamaan garis linier yang berbeda – beda.



GAMBAR 4.5. HUBUNGAN N-SPT vs Cu SECARA UMUM PADA TANAH LEMPUNG KELANAUAN



Gambar 4.6. Hubungan Cu vs N-SPT dengan klasifikasi CH



Gambar 4.7. Hubungan Cu vs N-SPT dengan klasifikasi OH-MH

#### IV.4.3. Hasil analisa

Berdasarkan grafik yang telah dibuat tersebut, maka dapat dibuat garis regresi linier. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai N-SPT maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ .

Persamaan garis linier yang didapatkan dari hubungan N vs  $c_u$  secara umum pada tanah lempung kelanauan tersebut adalah :

$$c_u = 0,0322 N + 0,0881$$

atau

$$N = \frac{c_u - 0,0881}{0,0322}$$

dengan syarat batas  $4 < N < 20$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $N = 0$  (nol) dengan demikian maka nilai  $c_u$  akan ada.

Hubungan nilai N dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lanau / lempung dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung /lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak dan keras.

Untuk membedakan hasil korelasi antara N vs  $c_u$  pada tanah lempung dan tanah lanau, maka data secara umum dipisahkan antara tanah dengan klasifikasi CH dan OH-MH.

A. Pada N vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH

Persamaan garis linier pada N vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH yaitu :

$$c_u = 0,0477 N + 0,1115$$

atau

$$N = \frac{c_u - 0,1115}{0,0477}$$

dengan syarat batas  $4 < N < 16$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $N = 0$  (nol) dengan demikian maka nilai  $c_u$  akan ada. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai  $N$  maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ .

Hubungan nilai  $N$  dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak, dan keras.

B. Pada  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah OH-MH

Persamaan garis linier pada  $N$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah OH-MH yaitu :

$$c_u = 0,0257 N + 0,0824$$

atau

$$N = \frac{c_u - 0,0824}{0,0257}$$

dengan syarat batas  $4 < N < 20$ . Syarat batas ini dimaksudkan agar tidak terdapat nilai  $N = 0$  (nol) dengan demikian maka nilai  $c_u$  akan ada. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa semakin tinggi / besar nilai  $N$  maka semakin tinggi / besar pula nilai  $c_u$ .

Hubungan nilai  $N$  dengan nilai  $c_u$  tersebut hanya berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi medium (sedang) hingga konsistensi very stiff (sangat kaku). Sehingga tidak berlaku untuk tanah lempung / lanau dengan konsistensi sangat lunak, lunak, dan keras.

Dari kedua kasifikasi tanah tersebut menghasilkan garis regresi linier yang berbeda. Untuk klasifikasi CH menghasilkan garis linier yang cukup tinggi ini dikarenakan kenaikan atau penambahan nilai  $c_u$  yang tinggi / besar. Sedangkan untuk klasifikasi OH-MH menghasilkan garis linier yang lebih landai dibandingkan garis

regresi linier klasifikasi CH. Ini disebabkan kenaikan / penambahan nilai  $c_u$  yang tidak besar / tinggi.



## IV.5. PERBANDINGAN HASIL UJI DENGAN REFERENSI

### IV.5.1. Perbandingan korelasi $q_c$ vs N dengan data referensi

#### A. Korelasi

Pada sub bab ini akan dibahas perbandingan antara korelasi hasil uji tanah lempung Cikampek dengan data referensi.

Analisa korelasi ini adalah  $q_c = 1,1984 N + 15,586$  ditinjau terhadap :

- Lempung Brazil, yaitu :  $q_c = 3,1 \text{ SPT} + 4,2$  (dalam bar), maka setelah dikonversikan menjadi :  $q_c = 3,162 \text{ SPT} + 4,284$  ( $\text{kg/cm}^2$ ).
- De Alencar Velloso, yaitu :  $q_c = 3,5 \text{ N}$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi :  $q_c = 3,57 \text{ N}$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ).
- Engineer in Frankie Pile :  $q_c = 3 \text{ N}$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi  $q_c = 3,06 \text{ N}$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ).
- Narahari dan Aggarwal :  $q_c = 2 \text{ N}$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi  $q_c = 2,04 \text{ N}$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ).

#### B. Analisa

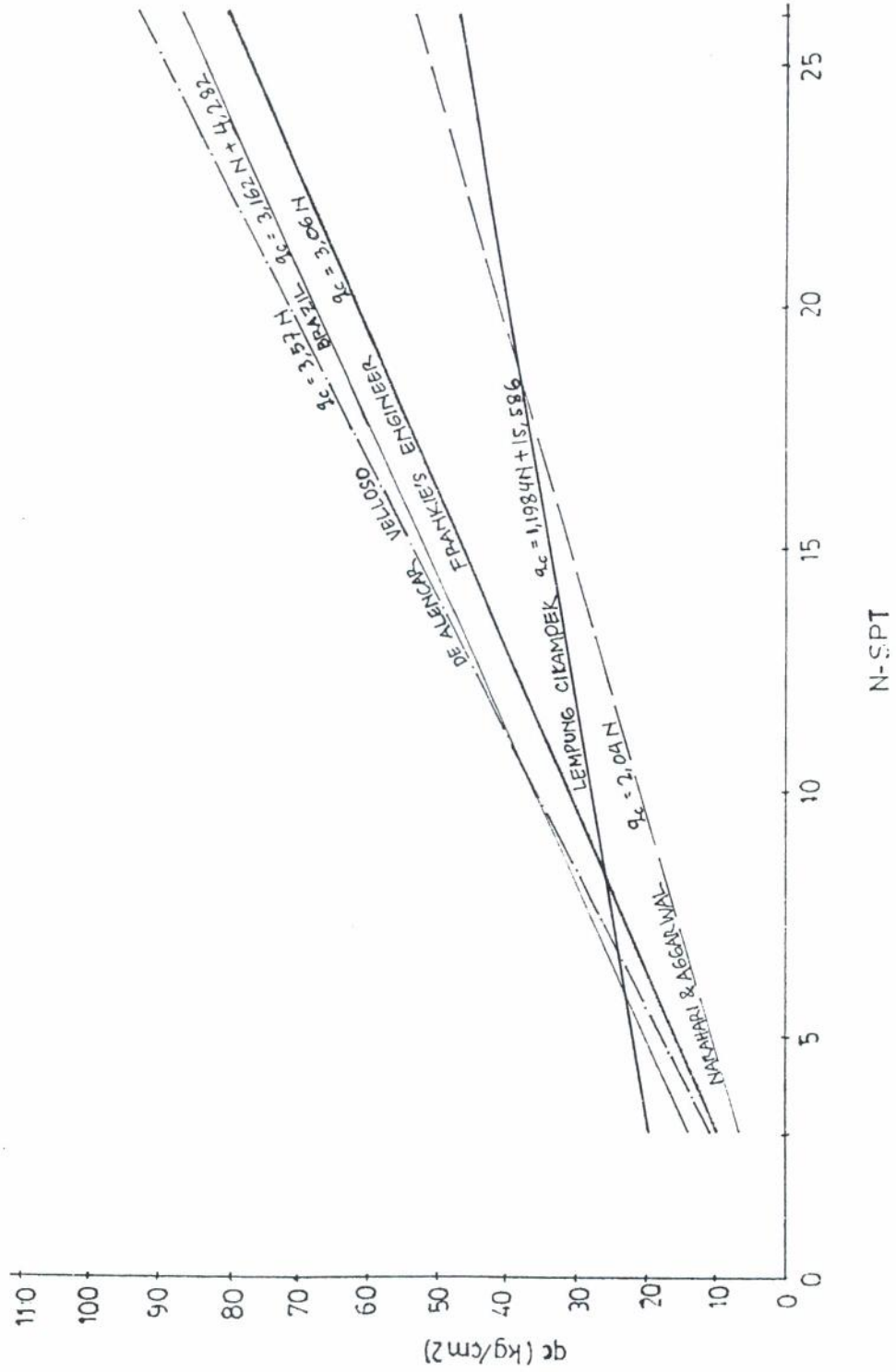
Setelah dibuat garis regresi linier dari grafik  $q_c$  vs N-SPT pada lempung Cikampek tersebut maka kemudian dibandingkan dengan beberapa hasil penyelidikan tanah di beberapa lokasi lainnya yaitu :

- De Alencar Velloso dengan persamaan :  $q_c = 3,57 \text{ N}$
- Lempung Brazil dengan persamaan :  $q_c = 3,162 \text{ N} + 4,282$
- Engineer in Frankie Pile dengan persamaan :  $q_c = 3,06 \text{ N}$
- Narahari dan Aggarwal dengan persamaan :  $q_c = 2,04 \text{ N}$



Maka dapat diambil suatu kesimpulan bahwa dengan nilai  $N$  yang sama akan didapat nilai  $q_c$  yang berbeda. Lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang kecil di antara persamaan garis linier dari tanah lainnya. Dan itu berarti bahwa pertambahan nilai  $q_c$  pada setiap pertambahan  $N$ -SPT lebih kecil dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lainnya.

# qc vs N-SPT



Gambar 4.8. Hubungan antara qc vs N-SPT pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

#### IV.5.2. Perbandingan korelasi $q_c$ vs $c_u$ dengan data referensi

##### A. Korelasi

Pada sub bab ini akan dibahas perbandingan antara korelasi  $q_c$  vs  $c_u$  hasil uji tanah lempung Cikampek dengan data referensi.

Analisa korelasi ini adalah  $c_u = 0,0063 q_c + 0,1418$  ditinjau terhadap :

- Lempung Annecy yaitu  $c_u = q_c / 15$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi  $c_u = 0,0067 q_c$  (dalam  $kg/cm^2$ ).
- Lempung London yaitu  $c_u = q_c / 18$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi  $c_u = 0,0055 q_c$  (dalam  $kg/cm^2$ )
- Penetrometer Belanda  $c_u = q_c / 20$  (dalam bar), dan setelah dikonversikan menjadi  $c_u = 0,005 q_c$  (dalam  $kg/cm^2$ ).

##### B. Analisa

Setelah dibuat garis regresi linier dari grafik  $q_c$  vs  $c_u$  ada lempung Cikampek tersebut baik secara keseluruhan maupun untuk jenis tanah CH dan OH-MH maka kemudian dibandingkan dengan beberapa hasil penyelidikan tanah di beberapa lokasi lainnya yaitu :

- Lempung Annecy  $c_u = 0,0067 q_c$
- Lempung London  $c_u = 0,0055 q_c$
- Penetrometer Belanda  $c_u = 0,005 q_c$

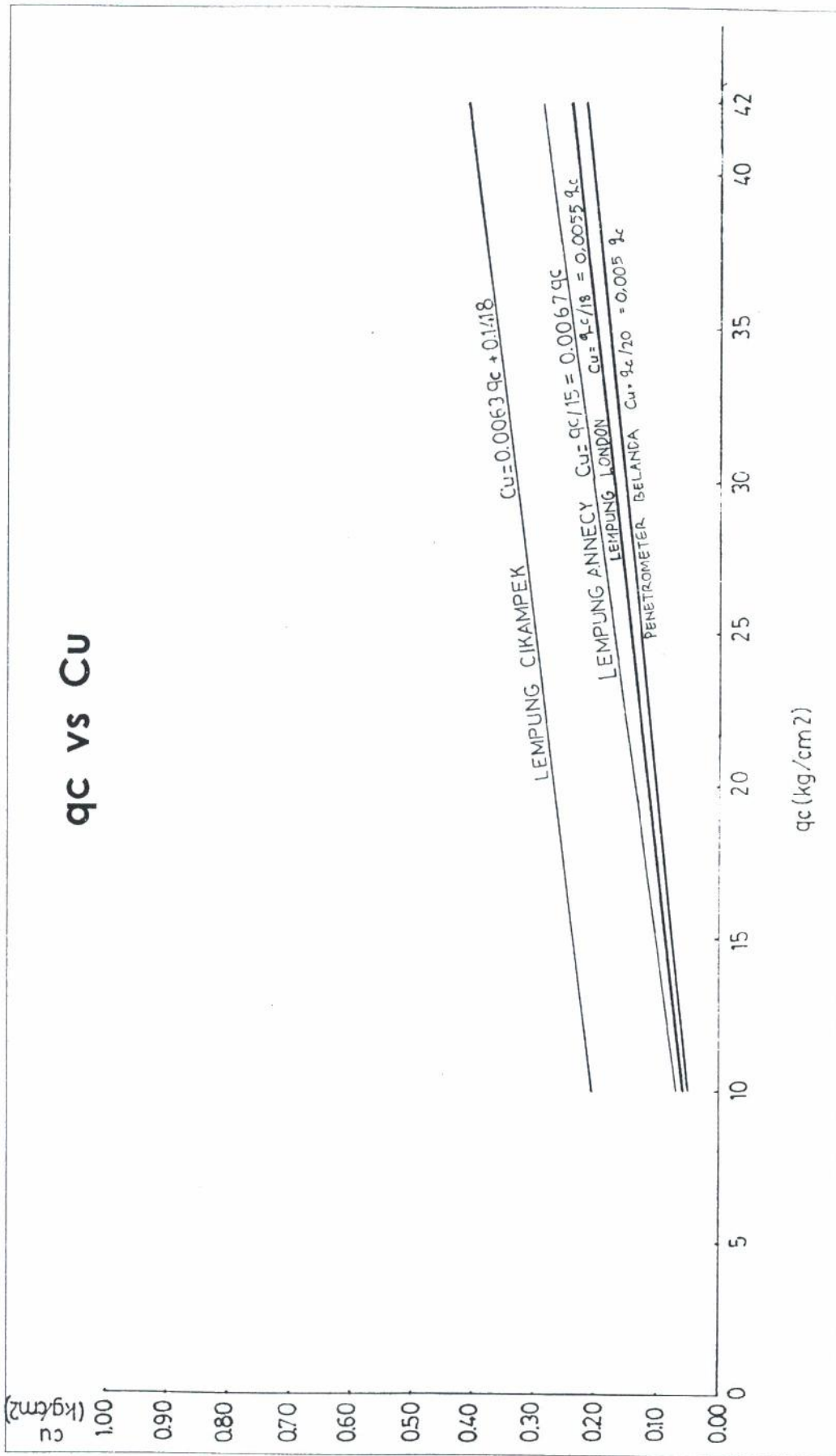
Maka dapat diambil suatu kesimpulan bahwa dengan nilai  $q_c$  yang sama akan didapat nilai  $c_u$  yang berbeda.

Pada grafik  $q_c$  vs  $c_u$  secara umum lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang hampir sama dengan lempung Annecy, sedangkan nilai gradient

lempung London dan penetrometer Belanda lebih kecil dibandingkan dengan nilai gradient lempung Cikampek. Dan itu berarti bahwa pada lempung Cikampek pertambahan nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $q_c$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lainnya.

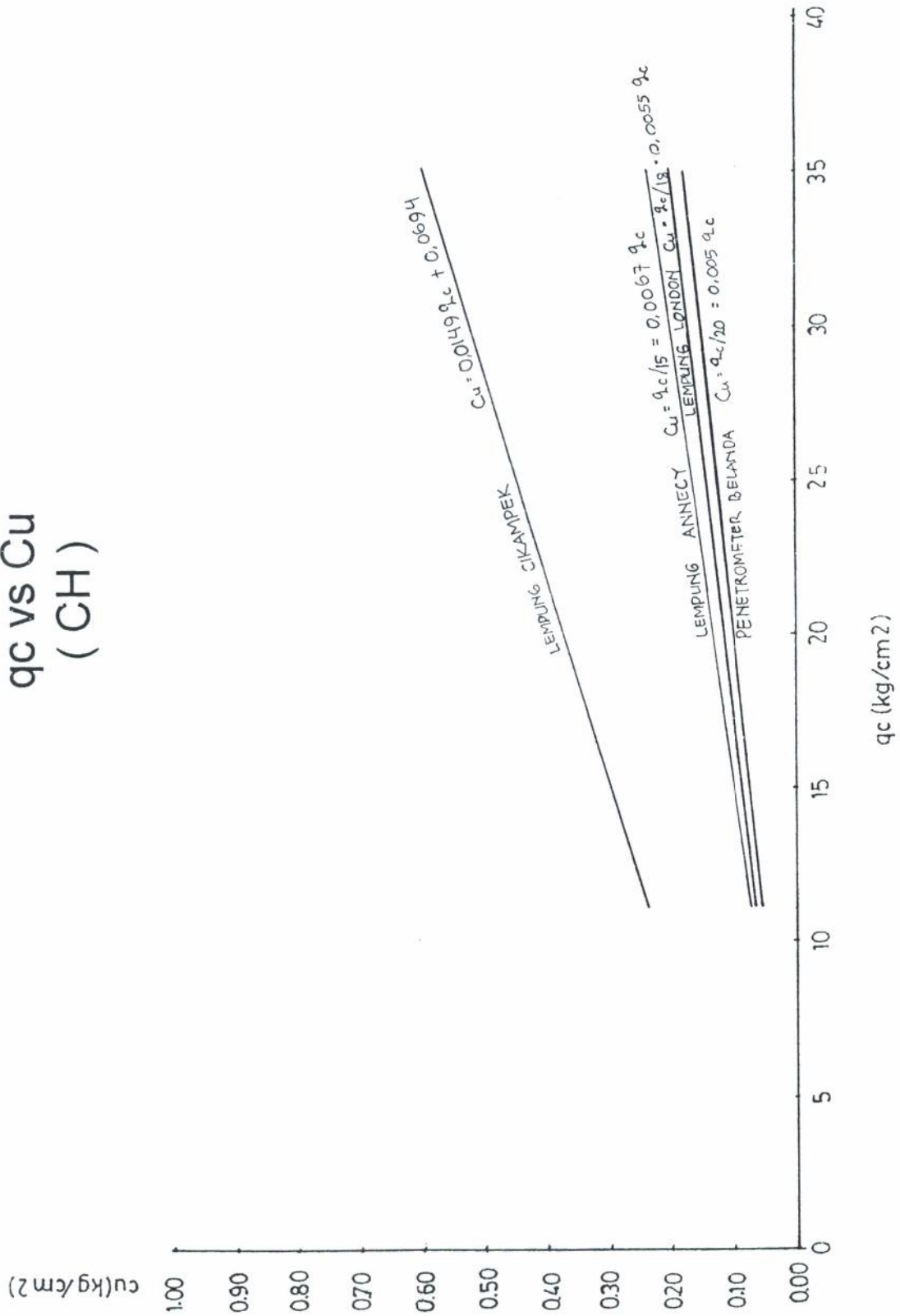
Sedangkan untuk grafik  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH, lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang lebih besar dibandingkan nilai gradient dari ketiga persamaan garis linier tanah lainnya. Untuk persamaan garis linier tanah lempung Annecy, nilai gradientnya lebih besar dibandingkan dengan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah lempung London dan penetrometer Belanda. Dan pada lempung Cikampek mempunyai nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $q_c$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lempung lainnya.

Sedangkan untuk grafik  $q_c$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah OH-MH, lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang lebih kecil dibandingkan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah lempung Annecy. Tetapi untuk persamaan garis linier tanah lempung Cikampek, nilai gradientnya masih lebih besar dibandingkan dengan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah lempung London dan penetrometer Belanda. Dan pada lempung Cikampek mempunyai nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $q_c$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lempung Annecy, lempung London dan penetrometer Belanda.



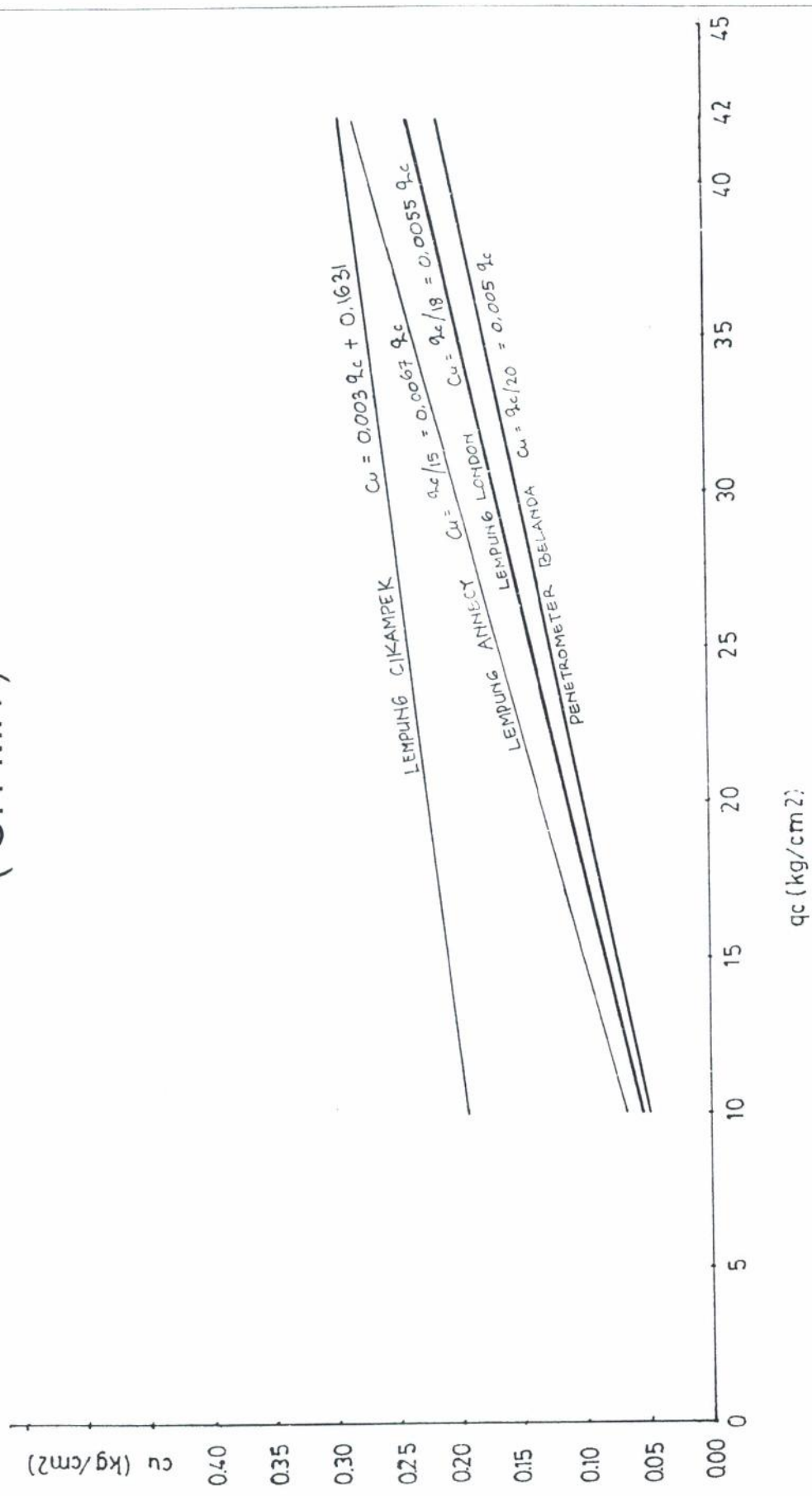
Gambar 4.9. Hubungan antara qc vs Cu pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

# qc vs Cu (CH)



Gambar 4.10. Hubungan antara  $q_c$  vs  $C_u$  (CH) pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

# qc vs Cu (OH-MH)



Gambar 4.11. Hubungan antara  $q_c$  vs  $C_u$  (OH-MH) pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

#### IV.5.3. Perbandingan korelasi $N$ vs $c_u$ dengan data referensi

##### A. Korelasi

Pada sub bab ini akan dibahas perbandingan antara korelasi  $N$  vs  $c_u$  hasil uji tanah lempung Cikampek baik secara umum maupun untuk jenis tanah CH dan OH-MH dengan data referensi.

Analisa korelasi ini adalah  $c_u = 0,0322 N + 0,0881$  (secara umum);

$$c_u = 0,0477 N + 0,1115 \text{ (CH)};$$

$$c_u = 0,0257 N + 0,0824 \text{ (OH-MH)};$$

masing-masing ditinjau terhadap :

- Lempung Nigeria yaitu  $c_u = 1,39 N + 74,2$  (dalam  $\text{kN/m}^2$ )<sup>1</sup>, dan setelah dikonversikan maka menjadi  $c_u = 0,0142 N + 0,757$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ).
- Lempung Guabiro tuba yaitu  $c_u = 8 N$  (dalam  $\text{kPa}$ )<sup>2</sup> untuk  $N \leq 10$ , dan setelah dikonversikan maka menjadi  $c_u = 0,0816 N$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ). Dan  $c_u = 7 N$  (dalam  $\text{kPa}$ ) untuk  $10 < N \leq 20$ , dan setelah dikonversikan menjadi  $c_u = 0,0714$  (dalam  $\text{kg/cm}^2$ ).

##### B. Analisa

Setelah dibuat garis regresi dari grafik  $q_c$  vs  $c_u$  pada lempung Cikampek tersebut baik secara keseluruhan maupun untuk jenis tanah CH dan OH-MH maka kemudian dibandingkan dengan beberapa hasil penyelidikan tanah di beberapa lokasi lainnya yaitu:

- Lempung Nigeria  $c_u = 0,0142 N + 0,757$
- Lempung Guabiro tuba, Brazil  $c_u = 0,0816 N$  untuk  $N \leq 10$

---

<sup>1</sup>  $1 \text{ kg/cm}^2 = 1 / 98,066 \text{ kN/m}^2$

<sup>2</sup>  $1 \text{ kg/cm}^2 = 1 / 98,066 \text{ kPa}$



$$c_u = 0,0714 N \text{ untuk } 10 < N \leq 20$$

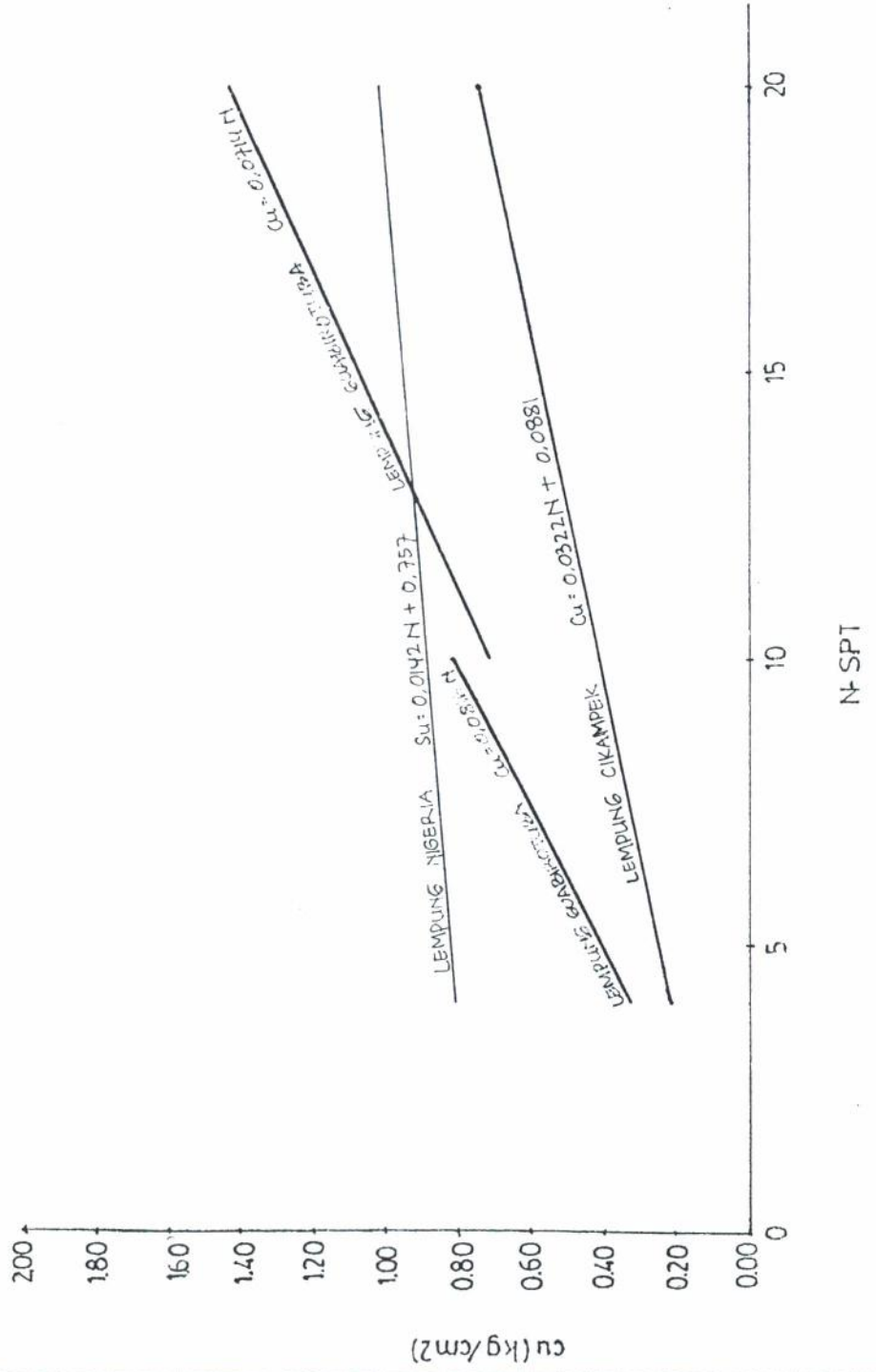
Maka dapat diambil suatu kesimpulan bahwa dengan nilai  $N$  yang sama akan didapat nilai  $c_u$  yang berbeda.

Pada grafik  $N$  vs  $c_u$  secara umum lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang lebih besar dibandingkan dengan lempung Nigeria. Sedangkan nilai gradient Lempung Guabirota lebih besar dibandingkan lempung Cikampek dan lempung Nigeria. Dan itu berarti bahwa pada lempung Cikampek pertambahan nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $N$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lempung Nigeria.

Sedangkan untuk grafik  $N$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah CH, lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang lebih besar dibandingkan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah lainnya. Untuk persamaan garis linier tanah lempung Nigeria, nilai gradientnya sangat lebih kecil dibandingkan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah Guabirota. Dan pada lempung Cikampek mempunyai nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $N$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lempung lainnya.

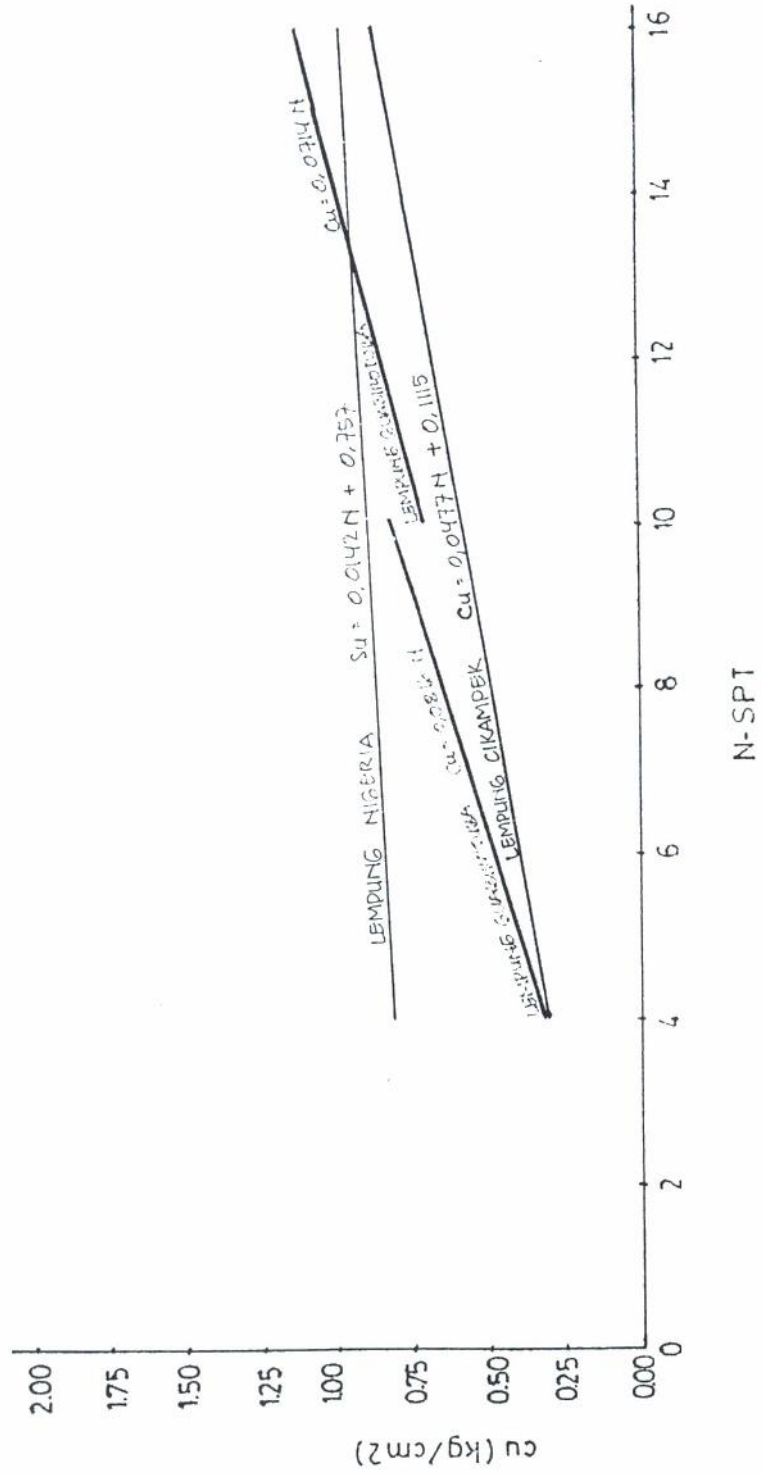
Sedangkan untuk grafik  $N$  vs  $c_u$  untuk jenis tanah OH-MH, lempung Cikampek mempunyai nilai gradient yang lebih besar dibandingkan nilai gradient dari persamaan garis linier tanah lempung Nigeria. Dan pada lempung Cikampek mempunyai nilai  $c_u$  pada setiap pertambahan  $N$  lebih besar dibandingkan dengan persamaan garis linier tanah lempung Nigeria.

# N-SPT vs Cu



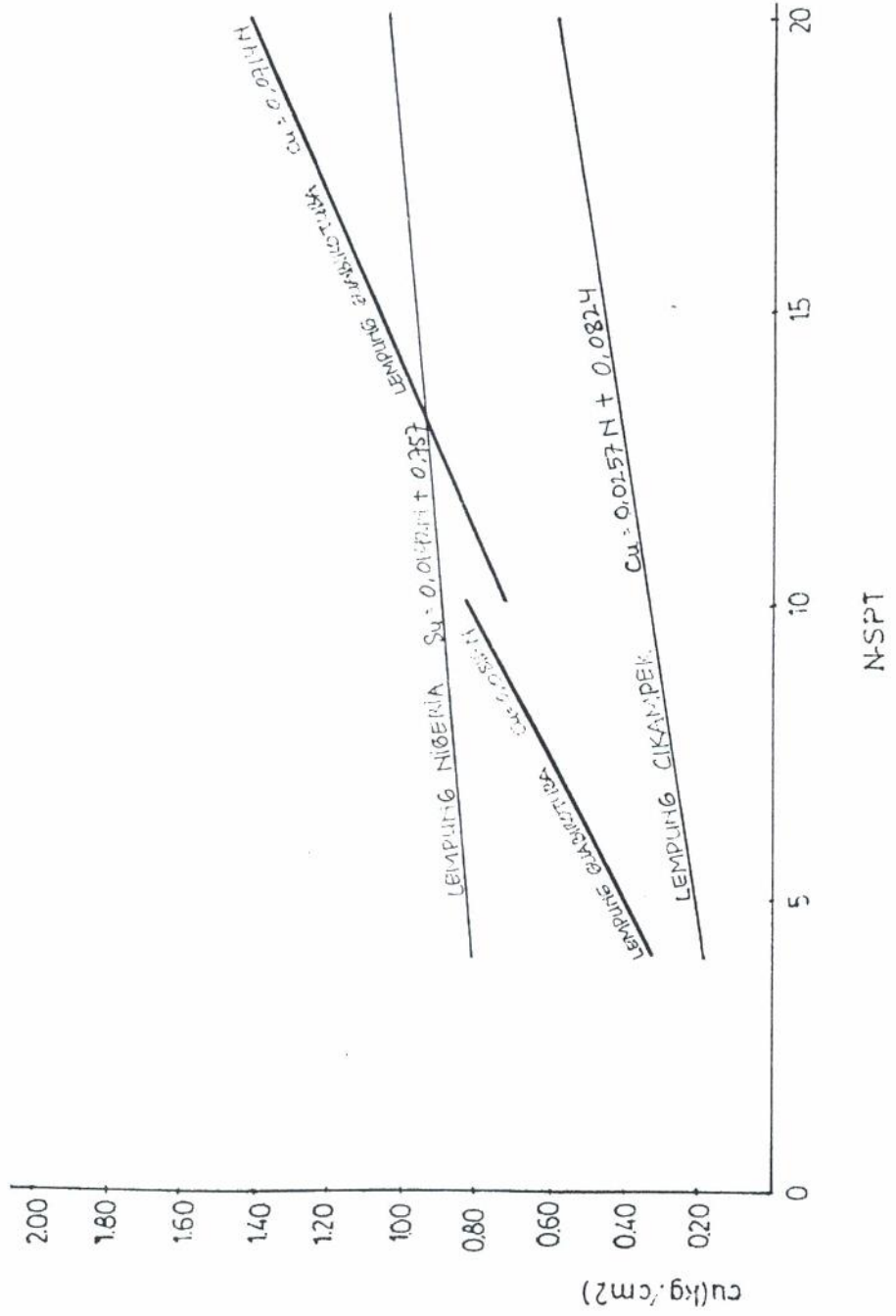
Gambar 4.12. Hubungan antara N-SPT vs cu pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

# N-SPT vs Cu (CH)

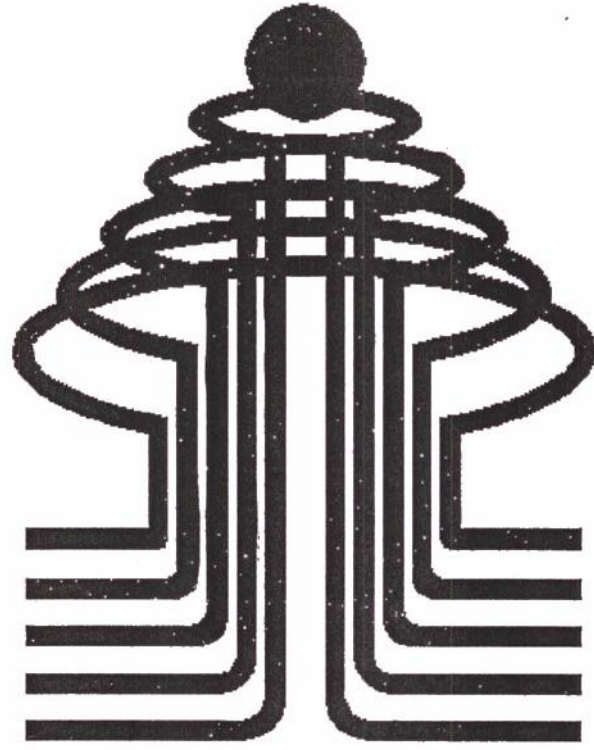


Gambar 4.13. Hubungan antara N-SPT vs cu (CH) pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur

# N-SPT vs Cu (OH-MH)



Gambar 4.14. Hubungan antara N-SPT vs cu (OH-MH) pada tanah lempung Cikampek berdasarkan hasil korelasi dan literatur



**ISTN**

## BAB V

### KESIMPULAN

Bab ini akan membahas mengenai kesimpulan yang diperoleh dari grafik-grafik perbandingan yang disajikan dalam bab IV.

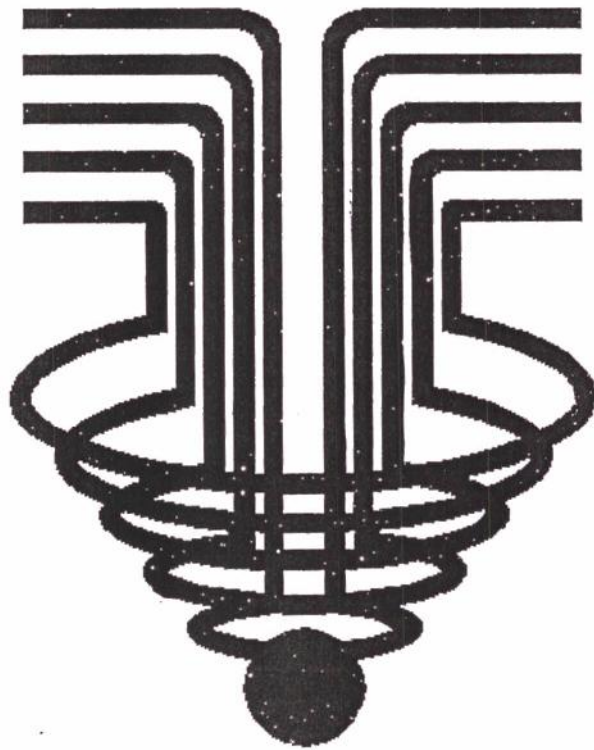
NAMA	LEMPUNG YANG LAIN (REFERENSI)	LEMPUNG CIKAMPEK (1999)		
	PERSAMAAN	UMUM	CH	CH-MH
Lempung Brazil	$q_c = 3,162N + 4,284$	$q_c = 1,1984N + 15,586$ ★		
De Alencar Velloso (1959)	$q_c = 3,57N$			
Engineer in Frankie Pile	$q_c = 3,06N$			
Narahari & Aggarwal (1967)	$q_c = 2,04N$			
Lempung Anney	$c_u = 0,0067q_c$	$c_u = 0,0063q_c + 0,1418$ ✱	$c_u = 0,0149q_c + 0,0694$ ✱	$c_u = 0,003q_c + 0,1631$ ✱
Lempung London	$c_u = 0,0055q_c$			
Penetrometer Belanda	$c_u = 0,005q_c$			
Lempung Nigeria	$s_u = 0,0142N + 0,757$	$c_u = 0,0322N + 0,0881$ ✱	$c_u = 0,0477N + 0,1115$ ▲	$c_u = 0,0257N + 0,0824$ ◆
Lempung Guabiro tuba	$c_u = 0,0816N; N < 10$ $c_u = 0,0714N; 10 < N < 20$			
Catatan :	★ Batasan = $3 < N < 26$ ✱ Batasan = $10 < q_c < 42$ ✱ Batasan = $11 < q_c < 35$ ✱ Batasan = $10 < q_c < 42$	✱ Batasan = $4 < N < 20$ ▲ Batasan = $4 < N < 16$ ◆ Batasan = $4 < N < 20$		

Secara umum setiap uji penyelidikan tanah menghasilkan nilai-nilai parameter tanah yang berbeda-beda dengan nilai perbedaan yang cukup. Selain itu nilai-nilai parameter tanah tersebut tidak mendekati suatu nilai yang konvergen.

Pemakaian hasil parameter dari uji SPT dan CPT telah sangat luas untuk menentukan parameter-parameter tanah lainnya dengan memakai suatu hubungan atau korelasi yang telah banyak dihasilkan oleh peneliti-peneliti. Walaupun demikian harus tetap diperhatikan bahwa hubungan suatu parameter SPT dengan parameter tanah lainnya yang dihasilkan di suatu tempat maka hasilnya tidak akan sama dengan penelitian yang sama / sejenis di tempat lain.

Sehingga suatu penelitian tentang korelasi antara parameter tanah tidak dapat digeneralisir hasilnya dan berlaku untuk jenis tanah yang sama dari asal tanah yang lain. Akan tetapi perilaku dari korelasi antara kedua parameter tersebut mungkin sama antara hasil penelitian di suatu tempat dengan di tempat lain yang jauh berbeda.

NLSI





## DAFTAR PUSTAKA

1. A. X. Tavares, "Bearing Capacity of footing on Guabirotuba clay based on SPT N-values", Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brazil. Penetration Testing 1988 volume 1. J. De Ruiter – Editor.
2. Braja M. Das, Noor Endah, Indrasurya B. Mochtar, "Mekanika Tanah, Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis", 1994.
3. Ervin Hedegus & Jon H. Peterson, "Penetration resistance and shear strength of cohesive soil", Applied Construction Technologies, Inc., Cleveland, Ohio, USA. Penetration Testing 1988 volume 1. J. De Ruiter – Editor.
4. Guy Sanglerat, "The Penetrometer and Soil Exploration", 1972.
5. Hary Christady Hardiyatmo, "Mekanika Tanah 1", 1992.
6. Idrus H Ir, Msc, "Pengujian Tanah dan Interpretasinya : Masalah dan Dampaknya Terhadap Desain serta Cara Mengatasinya", Kursus Singkat, 1995.
7. Lukman Firdausy, "Study Pukulan SPT Pada Tanah Srengseng dan Bekasi Menggunakan Sepatu Pancang Terbuka (standar) dan Kerucut Pejal Bersudut 60°", Tugas Akhir, 1996.
8. L. D. Wesley, "Mekanika Tanah", Badan Penerbit Pekerjaan Umum, 1977.
9. Paulus P. Rahardjo Ir, MSCE, Ph.D, "Manual Pondasi Tiang".
10. R. F. Craig dan Budi Susilo S, "Mekanika Tanah", 1991.
11. Tjaprudin, "Studi Perbandingan Daya Dukung Pondasi Dangkal Dengan Parameter Tanah Yang Diperoleh Dari Percobaan Laboratorium Dan Lapangan", Tugas Akhir, 1996.
12. Try Wahono, "Korelasi Sifat-sifat Index Tanah Terhadap Parameter Compressibilitas Pada Kawasan Indutri di Cikampek", Tugas Akhir, 1996.

13. Tony Gunawan, "Korelasi antar parameter tanah lempung di wilayah Jakarta Pusat", Tugas Akhir 1998.

