

UJI SONDIR

INTERPRETASI DAN APLIKASINYA UNTUK PERANCANGAN PONDASI

oleh :

Paulus F. Rahardjo, Ph.D.



**Parahyangan Catholic University
Geotechnical Research Centre**

Cimbulkut 94 - Bandung Telp : (022) 233691

UJI SONDIR, 2.3
INTERPRETASI DAN APLIKASINYA
UNTUK PERANCANGAN PONDASI

DAFTAR ISI :

1. Pendahuluan 2.3.1
 - 1.1. Sejarah Uji Sondir 2.3.1.1
 - 1.2. Bentuk Alat, Spesifikasi dan Prosedur Uji Sondir 2.3.1.2
 - 1.2.1. Sondir Mekanis
 - 1.2.2. Sondir Listrik dan Sondir Elektronik
 - 1.3. Manfaat dan Penggunaan Uji Sondir 2.3.1.3
 - 1.4. Cara Pelaporan Hasil Uji Sondir 2.3.1.4

2. Interpretasi Hasil Uji Sondir 2.3.2
 - 2.1. Tahanan Ujung 2.3.2.1
 - 2.2. Gesekan Selimut 2.3.2.2
 - 2.3. Faktor Faktor Yang Mempengaruhi Interpretasi Hasil Uji Sondir 2.3.2.3
 - 2.4. Klasifikasi Tanah 2.3.2.4
 - 2.5. Interpretasi Hasil Uji Sondir untuk Tanah Pasir 2.3.2.5
 - 2.6. Interpretasi Hasil Uji Sondir untuk Tanah Lempung 2.3.2.6
 - 2.7. Kompresibilitas Tanah Pasir dan Tanah Lempung 2.3.2.7
 - 2.8. Evaluasi 2.3.2.8

3. Aplikasi Uji Sondir Untuk Pondasi Dangkal 2.3.3
 - 3.1. Daya Dukung Pondasi Dangkal 2.3.3.1
 - 3.2. Penurunan Pondasi Dangkal 2.3.3.2

4. Aplikasi Uji Sondir untuk Pondasi Dalam 2.3.4
 - 4.1. Daya Dukung Pondasi Dalam 2.3.4.1
 - 4.2. Diskusi Beberapa Hasil Penelitian 2.3.4.2

5. Perkembangan Uji Sondir 2.3.5
 - 5.1. Sel kalibrasi 2.3.5.1
 - 5.2. Piezo-Cone 2.3.5.2
 - 5.3. Seismic Cone 2.3.5.3
 - 5.4. State Parameter 2.3.5.4

6. Contoh Perhitungan

- Referensi

UJI SONDIR INTERPRETASI DAN APLIKASINYA UNTUK PERANCANGAN PONDASI

oleh :

Dr. Paulus P. Rahardjo
(Universitas Katolik Parahyangan - Bandung)

1. PENDAHULUAN

Sondir adalah suatu alat berbentuk silindris dengan ujungnya berupa suatu konus. Dalam uji sondir, alat ini ditekan kedalam tanah dan kemudian perlawanan tanah terhadap ujung sondir (tahanan ujung) dan gesekan pada selimut silinder diukur.

Alat ini telah lama populer di Indonesia dan telah digunakan hampir pada setiap penyelidikan tanah pada pekerjaan pekerjaan teknik sipil karena relatif mudah pemakaiannya, cepat dan amat ekonomis.

1.1. Sejarah Uji Sondir

Teknik pendugaan lokasi atau kedalaman tanah keras dengan suatu batang telah dipraktekan sejak jaman dulu. Versi mula mula dari teknik pendugaan ini telah dikembangkan di Swedia pada tahun 1917 oleh Swedish State Railways dan kemudian oleh Danish Railways tahun 1927.

Karena kondisi tanah yang lembek dan banyaknya penggunaan pondasi tiang, pada tahun 1934 orang orang Belanda memperkenalkan alat sondir sebagaimana yang kita kenal sekarang (Barentseen, 1936). Metoda ini kemudian dikenal dengan berbagai macam nama seperti : *Static Penetration Test* atau *Quassi Static Penetration Test*, *Dutch Cone Test* dan secara singkat disebut *sounding* saja yang berarti *pendugaan*. Di Indonesia kemudian dinamakan *sondir* yang diambil dari bahasa Belanda.

Sesungguhnya alat uji sondir ini merupakan representasi atau model dari pondasi tiang dalam skala kecil. Untuk jangka waktu yang lama, korelasi empiris

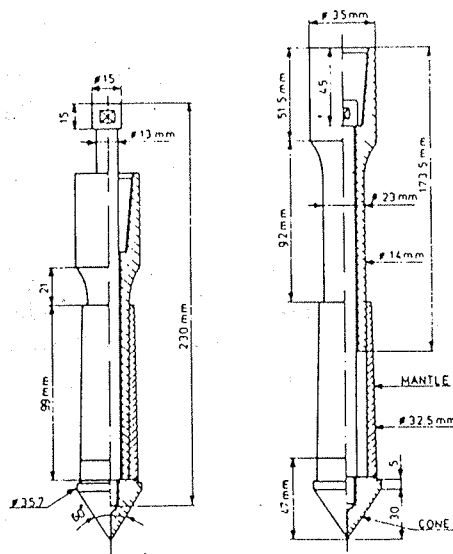
dilakukan untuk menghitung kapasitas atau daya dukung pondasi tiang langsung dari uji sondir tanpa menggunakan parameter tanah sebagaimana biasa dilakukan secara konvensional. Tahanan ujung sondir dianggap mencerminkan daya dukung ujung tiang persatuan luas dan jumlah total lekatan (dikenal dengan istilah *jumlah hambatan pelekat* atau JHP) mewakili tahanan gesekan dari selimut tiang yang kemudian disesuaikan dengan diameter tiang dengan mengalikan dengan kelilingnya.

Sejak kira kira tahun 1970, interpretasi hasil uji sondir kemudian berkembang pesat terutama melalui persamaan empiris untuk mendapatkan korelasi dengan parameter tanah. Demikian pula teknik penggunaan hasil uji sondir untuk mendapatkan daya dukung pondasi tiang mengalami modifikasi penting.

1.2. Bentuk alat, spesifikasi dan prosedur uji sondir

1.2.1. Sondir Mekanis

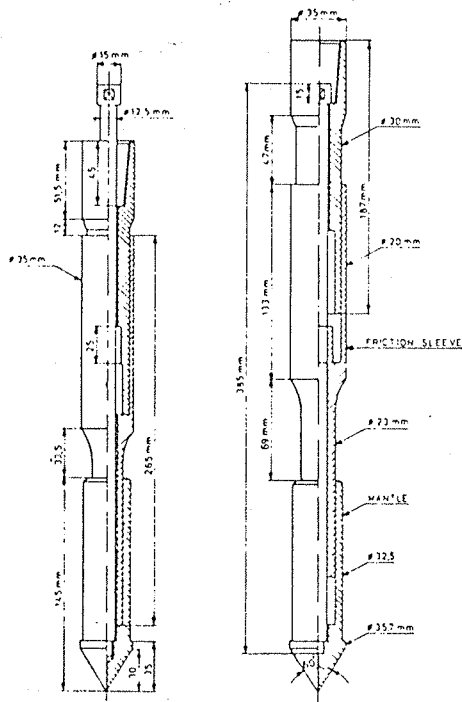
Mula mula alat ini terdiri dari suatu konus sederhana (lihat gb. 1.1). Sondir standar memiliki luas penampang ujung konus sebesar 10 cm^2 dan potongan melintang konus dengan sudut puncak 60 derajat tanpa selimut. Dalam perkembangan berikutnya, Begemann menambahkan selimut dibelakang konus tsb. Umumnya luas selimut tsb. adalah 150 cm^2 . Penambahan alat *mantle cone* atau selubung/selimut sondir ini dirancang dengan menghindarkan masuknya partikel tanah kedalam ruang antara konus dan batang penekan (Vermeiden, 1948). Suatu selubung untuk mengukur gesekan selimut kemudian dikembangkan oleh Prof. Begemann di Indonesia pada tahun 1953.



Standarisasi alat sondir di Indonesia belum dilakukan dan hingga kini masih dalam tahap pembahasan. Standar alat yang pada saat ini secara luas diterima tercantum pada ASTM D3411-75T : *Tentative Method of Deep Quasi-Static, Cone and Friction Cone Penetration Tests in Soils*, tahun 1975.

Gb. 1.1. Ujung konus sondir mantel Belanda
(ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing)

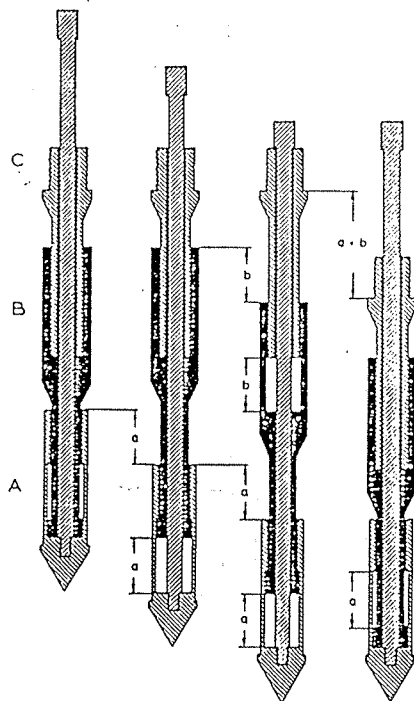
40 2 31



Pada Second European Symposium on Penetration Testing di Amsterdam tahun 1982 dan First International Symposium on Penetration Testing di Florida tahun 1988, disepakati standar konfigurasi alat seperti dijelaskan diatas. Disamping itu, penetrasi dilakukan dengan kecepatan tidak lebih dari 2 cm/detik.

Jenis sondir sesungguhnya ada beberapa macam, dalam pembahasan ini selanjutnya pengertian sondir adalah untuk jenis statik.

241 2.32
Gb. 1.2. Bentuk ujung konus sondir dengan friction sleeve
 (ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing)



Cara operasi uji sondir ditunjukkan oleh gambar 1.3. Sementara penetrasi ujung konus dilakukan mendahului selimutnya, gaya pada konus diukur, kemudian baru penetrasi ujung dan selimut dilakukan bersama sama sehingga tercatat perlawanan total. Selisih antara pengukuran perlawanan kedua dan pertama adalah gaya yang bekerja pada selimut sondir.

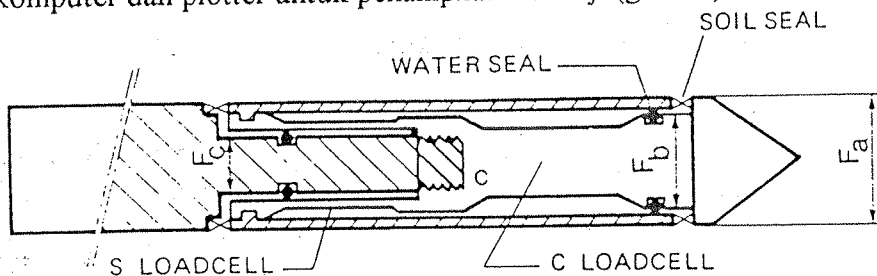
242 2.35
 25
Gb. 1.3. Cara operasi sondir mekanis

1.2.2. Sondir Listrik dan Sondir Elektronik

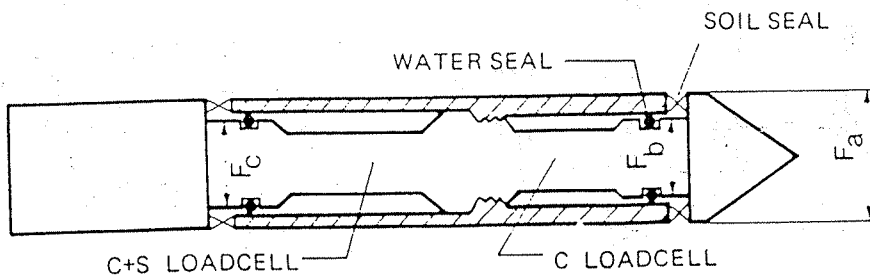
Perkembangan lebih lanjut dari alat sondir adalah dengan adanya sondir listrik dan sondir elektronik dimana gaya gaya perlawanan tanah akibat penetrasi sondir dapat langsung direkam sekaligus (bersama sama) sehingga penetrasi dilakukan secara kontinu, tidak bertahap seperti halnya uji sondir mekanis. Hal ini dapat dilakukan karena dengan sondir listrik/ elektronik, pembacaan perlawanan ujung maupun tahanan selimut dapat dilakukan sekaligus. Bentuk sondir listrik diberikan pada gambar 1.4

Pada tipe pertama load-cell untuk mengukur tahanan ujung dan gesekan dipisah (C load-cell dan S load-cell) sedangkan pada tipe kedua, load cell dimuka mengukur tahanan ujung saja (C load-cell) sedangkan load-cell dibelakang mengukur tahanan ujung dan gesekan (C+S load-cell). Jenis kedua ini disebut *subtraction cone* karena untuk mendapatkan gesekan, pembacaan pada load cell kedua dikurangi dengan pembacaan pada load cell pertama.

Pada sondir elektronik, proses pengolahan sinyal voltage menjadi digital dapat dilakukan pada tip sondir dan proses selanjutnya dapat digunakan komputer dan plotter untuk penampilan hasil uji (gb. 1.5).



a) CIRCUMFERENTIAL LOADCELLS

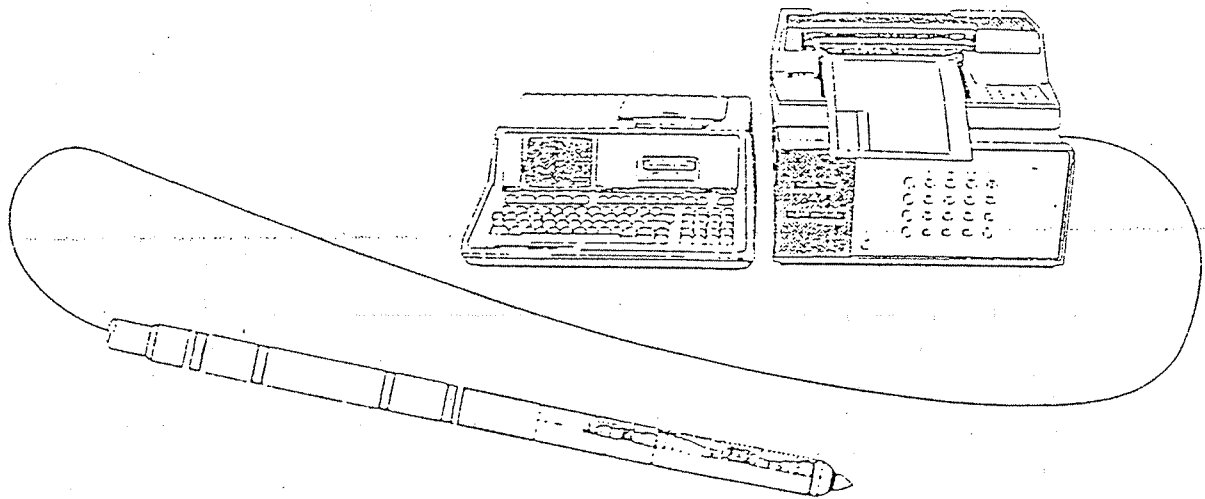


b) LOADCELLS IN SERIES (SUBTRACTION TYPE)

Gb. 1.4. : Dua buah jenis sondir listrik

(sumber : Zuidberg, 1972)

Handwritten signature and date: 2.11.2014



Gb. 1.5. Kelengkapan alat sondir listrik

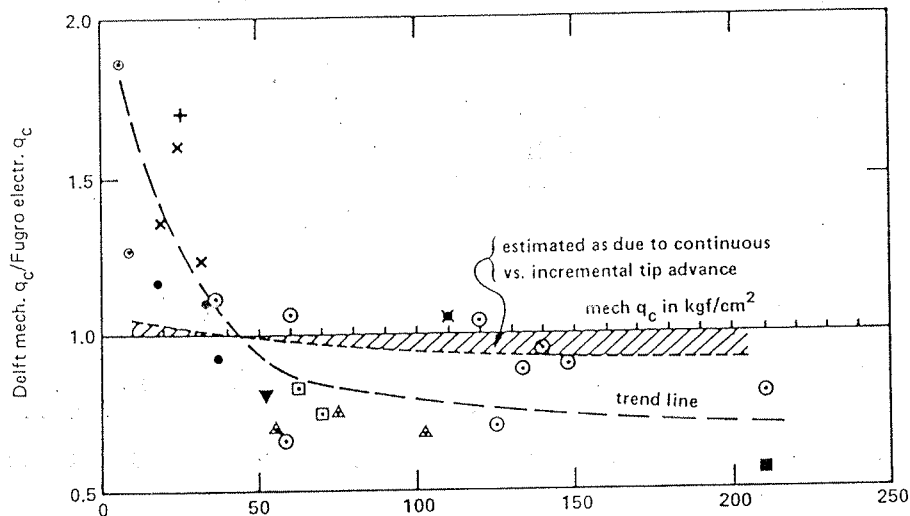
2.44 2.35

Perbedaan utama sondir listrik/elektronik dengan sondir mekanis terletak pada cara penetrasinya. Pada sondir mekanis, penetrasi dilakukan secara bertahap untuk mengukur tahanan ujung dan gesekan, sedangkan pada sondir listrik/elektronik, penetrasi dilakukan sekaligus secara kontinu. Demikian juga cara pembacaan sondir mekanis dilakukan secara manual biasanya dengan tekanan hidrolik yang dibaca pada manometer Bourdon sedangkan pada sondir listrik/elektronik pembacaan dilakukan melalui transducer ke reading-unit atau langsung pada layar komputer bila digunakan interface untuk mengubah sinyal voltage menjadi digital (digital analog method).

Perbedaan cara penetrasi tsb. ternyata membawa konsekuensi perbedaan terhadap hasil uji, baik pada gesekan selimut maupun pada tahanan ujungnya. Schmertmann (1978) menunjukkan perbandingan hasil uji sondir mekanis dan uji sondir listrik dimana pada harga tahanan ujung yang lebih kecil dari 40 kg/cm², hasil uji sondir mekanis menunjukkan pembacaan yang lebih besar dan hal sebaliknya terjadi pada pembacaan sondir dengan tahanan ujung 40 kg/cm² (gambar 1.6).

Penelitian lebih lanjut menunjukkan bahwa perbedaan tersebut juga berpengaruh kepada gesekan selimut, oleh sebab itu dalam menggunakan korelasi pada hasil pembacaan sondir perlu dicatat adanya perbedaan yang ada. Dengan perkataan

lain, sebelum menggunakan suatu korelasi, perlu dilakukan konversi lebih dahulu sesuai dengan dasar penurunan empirisnya.



Gb. 1.6. Perbandingan nilai tahanan ujung sondir listrik dan sondir mekanis (Schmertmann, 1978)

2.45 2.35

1.3. Manfaat dan Penggunaan Uji Sondir

Uji sondir saat ini merupakan salah satu uji lapangan yang telah diterima oleh para praktisi dan pakar geoteknik. Uji sondir ini telah menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan (stratifikasi) tanah terhadap kedalaman karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung dan gesekan selimutnya.

Penggunaan uji sondir yang makin luas didunia terutama disebabkan oleh beberapa faktor :

1. Cukup ekonomis dan cepat
2. Dapat dilakukan ulang dengan hasil yang relatif hampir sama
3. Korelasi empiris yang terbukti semakin andal
4. Perkembangan yang semakin meningkat khususnya dengan adanya penambahan sensor pada sondir listrik seperti batu pori untuk dapat mengukur respon tekanan air pori saat penetrasi dan stress cell dibagian selimutnya untuk mengukur tekanan lateral tanah.
5. Kebutuhan untuk pengujian di lapangan (in-situ test) dimana sampel tanah tidak dapat diambil (tanah lembek dan pasir) serta kesulitan menguji sampel tanah disekitar pantai dengan kualitas yang baik.

Adapun kekurangan uji sondir adalah :

- tidak didapat sampel tanah
- kedalaman penetrasi terbatas
- tidak dapat menembus kerikil atau lapis pasir yang padat

Penggunaan uji sondir dewasa ini dapat disebutkan diantaranya :

1. Menentukan profil tanah dan mengidentifikasi perilakunya
2. Merupakan pelengkap bagi informasi dari pengeboran tanah
3. Mengevaluasi karakteristik atau parameter tanah
4. Menentukan daya dukung pondasi
5. Menentukan penurunan pondasi
6. Mengevaluasi hasil pemadatan tanah
7. Mengevaluasi potensial pencairan tanah pasiran (liquefaction)

Menurut Muromachi (1981), di Jepang aplikasi sondir dibedakan atas 8 kategori dengan penggunaan yang terbesar adalah untuk melakukan korelasi dengan kuat geser tanah dan penentuan profil tanah terhadap kedalaman. Prosentasi aplikasi tsb. ditunjukkan oleh tabel 1.1.

*Tabel 1.1. Penggunaan sondir untuk berbagai keperluan di Jepang
(sumber : Muromachi, 1981)*

Urutan	Penggunaan	Prosentase
1	Membandingkan q_c dan q_u	51
2	Mengukur kuat geser tanah lembek	48
3	Menentukan profil kuat geser tanah lembek	46
4	Mengevaluasi hasil pemadatan tanah	37
5	engevaluasi hasil perbaikan tanah	34
6	Membandingkan q_c dan N-SPT untuk desain	34
7	Menentukan kedalaman pembenaman tiang	25
8	Mengevaluasi kemampuan tanah untuk lalu lintas	25

Penggunaan hasil uji sondir untuk klasifikasi tanah adalah berdasarkan data secara empiris, demikian pula untuk kepentingan interpretasi parameter tanah yang lain seperti kuat geser dan kompresibilitas tanah. Oleh sebab itu pembaca diminta memperhatikan keterbatasan pemakaian korelasi yang ada. Dalam tulisan ini, berbagai cara pendekatan dari para pakar dipaparkan dengan maksud agar semua hasil evaluasi berdasarkan cara-cara yang ada dapat dibandingkan untuk kemudian diambil suatu harga yang menurut para pembaca paling mendekati kondisi yang sebenarnya. Dalam praktek dianjurkan agar uji sondir didampingi dengan uji lain baik uji lapangan maupun uji laboratorium.

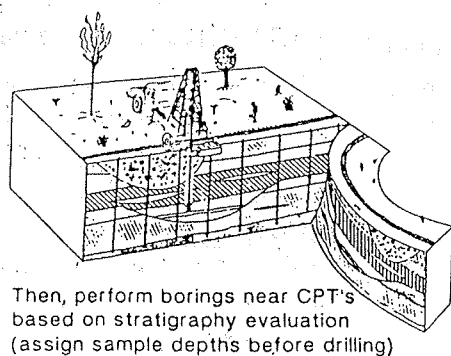
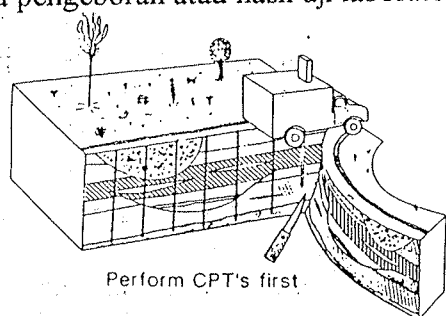
Dengan perkembangan teknologi sel kalibrasi (calibration chamber) maka korelasi antara parameter tanah pasiran dari uji sondir telah dikembangkan secara lebih terkontrol terutama karena kepadatan tanah dan tegangan keliling didalam sel kalibrasi dapat ditentukan (Rahardjo et al., 1995).

Aplikasi desain pondasi tiang berdasarkan uji sondir lebih bersifat langsung tanpa memerlukan perhitungan parameter tanah. Namun demikian untuk pondasi dangkal pada umumnya metoda ini masih dikaitkan dengan cara analitis konvensional yang lain. Schmertman dan Sanglerat juga telah memberikan pedoman cara menentukan penurunan pondasi dangkal berdasarkan hasil uji sondir.

Penggunaan alat sondir sebagai quality control hasil pemadatan tanah telah berkembang meskipun masih belum banyak aplikasinya pada pemadatan dipermukaan. Tetapi pada pemadatan dalam (deep-compaction), penggunaan sondir untuk quality control lebih memungkinkan dan lebih dikehendaki.

Dengan perkembangan cara evaluasi potensi pencairan tanah pasiran (liquefaction) yang semakin memperoleh popularitas sebagai salah satu uji lapangan, uji sondir telah digunakan secara lebih ekonomis dan cepat untuk mencakup daerah yang lebih luas. Rahardjo et al. (1995) telah menerapkan metoda tersebut di daerah Maumere pada gempa Flores tahun 1992.

Dalam kaitannya dengan keperluan diatas, evaluasi karakteristik tanah dari uji sondir hanya bersifat elementer dan oleh karenanya perlu ditunjang oleh data data pengeboran atau hasil uji laboratorium.



Gb. 1.7. Peran uji sondir sebelum pengeboran

Namun demikian, pengujian awal dengan sondir dapat merupakan arahan untuk pemilihan jenis uji tanah berikutnya dan dapat membantu menentukan posisi (kedalaman) untuk uji lapangan yang lain (misalnya pressuremeter dan uji geser baling) maupun lokasi pengambilan sampel untuk uji laboratorium. Oleh sebab itu untuk uji lapangan, uji sondir dapat mendahului pengeboran (gambar 1.7.) atau dilakukan bersama.

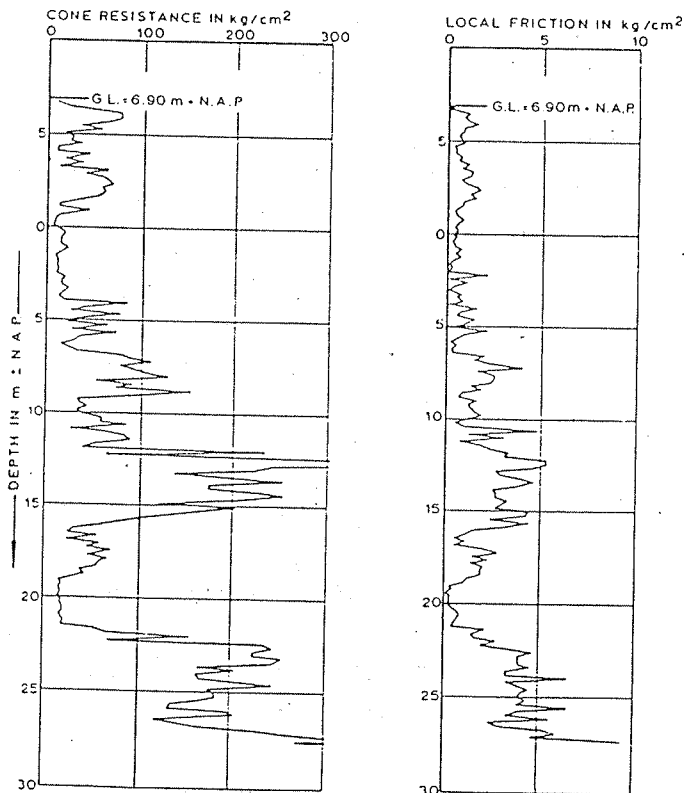
2.46 2.57

Dalam praktek, oleh karena itu, umumnya uji sondir terutama memberikan informasi pelengkap disamping uji lapangan yang lain. Kecuali pada proyek skala besar, maka uji sondir dapat dianggap mencukupi kebutuhan.

Jumlah uji sondir yang diperlukan dalam suatu proyek tergantung dari keperluannya. Umumnya pengujian dilakukan hingga kapasitas alat (200 kg/cm² untuk sondir ringan dan 750 - 800 kg/cm² untuk sondir berat). Jarak ideal untuk proyek gedung adalah tiap 20 - 30 m sedangkan pada pekerjaan jalan raya dan jalan kereta api dapat lebih jauh lagi (100 - 200 m).

1.4. Cara Pelaporan Hasil Uji Sondir

Cara pelaporan hasil uji sondir dapat dilakukan dengan cara yang berbeda tergantung kepentingannya. Pada umumnya pelaporan hasil uji sondir dilakukan dengan menggambarkan variasi tahanan ujung q_c , dengan gesekan selimut f_s terhadap kedalaman seperti ditunjukkan oleh gambar 1.8.



Bilamana penggunaan uji sondir adalah untuk mendapatkan daya dukung pondasi tiang, maka biasanya pelaporan tsb. mengambil harga tahanan ujung dan jumlah total hambatan pekat (JHP) yaitu nilai kumulatif gesekan sepanjang kedalaman uji sondir. Cara ini dipandang memudahkan pemakainya karena langsung didapatkan nilai total hambatan pekat tanah. Cara lain melaporkan uji sondir adalah dengan menggambarkan tahanan ujung, gesekan selimut dan rasio gesekannya (R_f) terhadap kedalaman. Cara ini berguna bila kita ingin menggunakan data sondir untuk keperluan identifikasi dari profil tanah terhadap kedalaman.

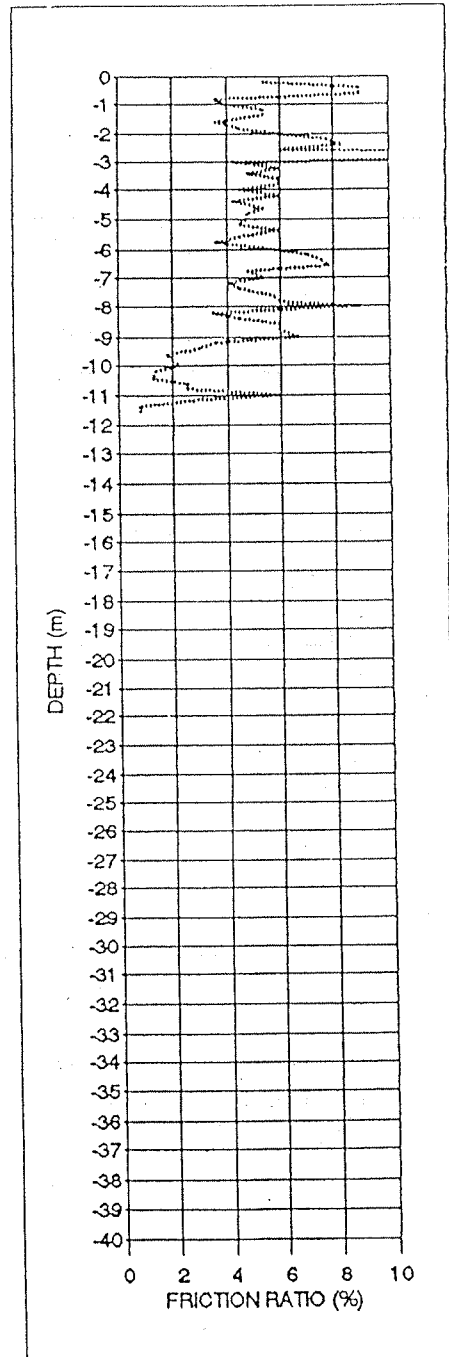
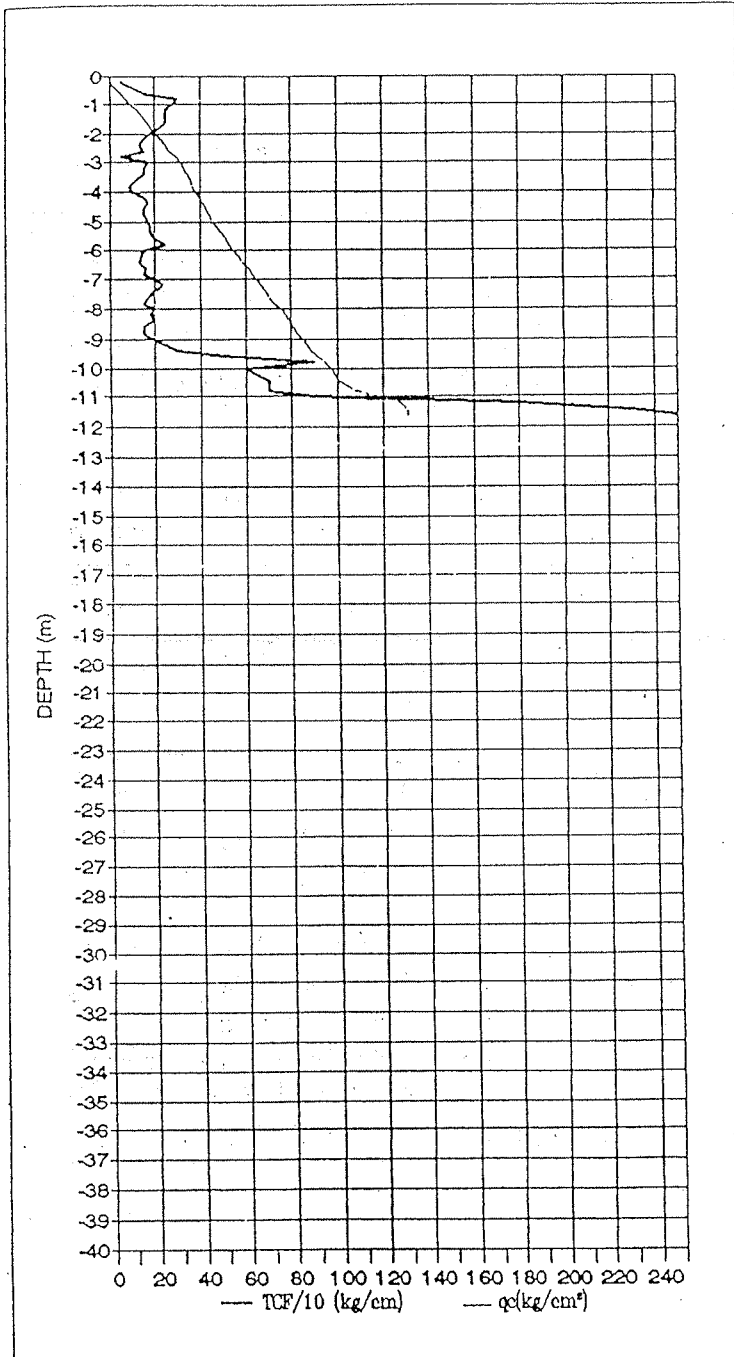
Gb. 1.8. Cara Pelaporan Hasil Uji Sondir

2472.38

DUTCH CONE PENETROMETER TEST

PROJECT :
 LOCATION : Cihideung, Lembang.
 STA/CH : x = 646.976 ; y = 842.178.
 SOUNDING No. : S-6.
 DATE OF TESTED : 24 November 1994.

DEPTH : 11.60 M.
 GROUND SURFACE LEVEL : + 1102.090.
 GROUND WATER LEVEL : not recorded.
 OPERATOR : Ets.
 CHECKED BY : NS.



Gb. 1.9. Alternatif cara pelaporan hasil uji sondir

2. INTERPRETASI HASIL UJI 2,32

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

2.1. Tahanan Ujung (q_c)

Besaran penting yang diukur pada uji sondir adalah perlawanan ujung yang diambil sebagai gaya penetrasi per satuan luas penampang ujung sondir (q_c). Besarnya gaya ini seringkali menunjukkan identifikasi dari jenis tanah dan konsistensinya. Pada tanah pasiran, tahanan ujung jauh lebih besar daripada pada tanah butir halus. Terutama pada pasir padat, sondir ringan umumnya tidak dapat menembus lapisan ini oleh sebab itu sering menjadi keterbatasan sondir ringan karena dengan terhentinya penetrasi pada lapisan pasir padat, ada kemungkinan lapisan tanah pendukung sebetulnya belum dicapai.

Schmertmann memberikan petunjuk sederhana untuk menginterpretasikan data sondir bagi keperluan klasifikasi dan kondisi tanah sebagaimana ditunjukkan oleh gambar 2.1. Pada umumnya tanah lempung mempunyai tahanan ujung yang kecil akibat rendahnya kuat geser dan pengaruh tekanan air pori saat penetrasi. Overlap dapat saja terjadi antara pasir lepas dengan lempung yang overkonsolidasi.

Pada tanah pasir, perjalanan dari tahanan ujung tidak mulus karena tanah mengalami keruntuhan gelincir ('slip') dan kembali kokoh atau memperoleh kekuatannya kembali secara berselang seling. Pada tanah lempung perubahan seperti itu lebih cepat sehingga profil tahanan ujung kelihatannya lebih halus.

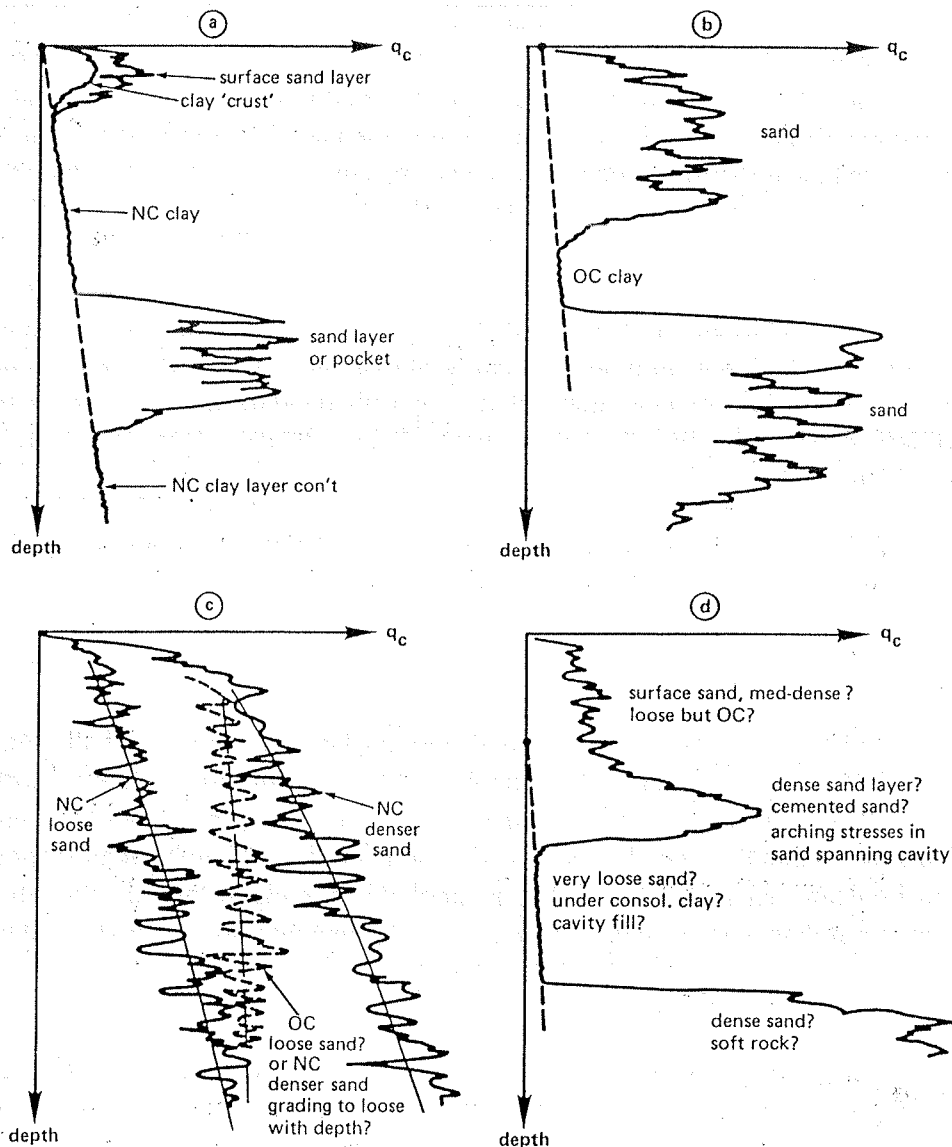
Pada gambar 2.1.a. dan 2.1.b., dengan mudah lapisan pasir dan lempung dapat segera dibedakan. Gambar 2.1.c. memberikan petunjuk bahwa pada pasir yang terkonsolidasi normal, harga tahanan ujung, q_c , akan meningkat terhadap kedalaman sedangkan tanah pasir overkonsolidasi dapat memberikan respon yang lebih konstan; hal ini adalah akibat peningkatan tegangan lateral. Namun hal ini dapat diragukan karena pasir yang menurun kepadatannya terhadap kedalaman juga akan memberikan respon yang serupa.

2.2. Gesekan selimut (f_s)

Pengukuran gesekan selimut (f_s) mula mula diperkenalkan oleh Begemann (1953, 1965). Nilai f_s ini ternyata memberikan keuntungan yang amat besar bagi

interpretasi hasil uji sondir, khususnya untuk klasifikasi tanah. Disamping memberikan data yang dapat dipergunakan untuk desain pondasi tiang, rasio gesekan yang tak berdimensi dari f_s dan tahanan ujung q_c yang kemudian dikenal dengan nama rasio gesekan (friction ratio = R_f) dapat digunakan untuk membedakan tanah butir halus daripada tanah butir kasar.

Berdasarkan penelitian para pakar sondir, tanah butir kasar ternyata mempunyai nilai rasio gesekan R_f yang kecil (umumnya lebih kecil dari 2%), sedangkan pada tanah butir halus (lanau dan lempung) nilai rasio gesekan tsb. lebih tinggi. Kenyataan diatas dimanfaatkan oleh para ahli untuk melakukan klasifikasi jenis tanah berdasarkan kombinasi nilai tahanan ujung, q_c , dan nilai rasio gesekan, R_f . Namun perlu diperhatikan bahwa kurva kurva yang dikembangkan untuk sondir mekanis harus dibedakan dari sondir listrik.



Gb. 2.1. Contoh sederhana Interpretasi Hasil Uji Sondir
(sumber : Schmertmann, 1978)

2.30

2.3. Faktor faktor yang mempengaruhi Interpretasi Hasil Uji Sondir

Dengan asumsi bahwa pelaksanaan uji sondir bebas dari ketergantungan pada operator, dan tidak disesatkan oleh akurasi alat, maka untuk interpretasi sondir perlu memperhatikan aspek aspek sbb.:

2.3.1. Konfigurasi Alat sondir

Bentuk ujung sondir memberikan pengaruh yang amat besar terhadap perlawanan ujung. Sondir standar mempunyai sudut puncak konus sebesar 60 derajat dan mempunyai luas proyeksi sebesar 10 cm², dan interpretasi uji sondir yang bersifat empiris telah dikaitkan dengan konfigurasi ini. Oleh sebab itu bentuk ujung tertentu yang lain tidak dapat dipergunakan untuk data data yang dikumpulkan dari konfigurasi ujung yang lain lagi.

Sondir dengan ujung yang lebih lancip akan memberikan perlawanan konus yang lebih kecil. Ukuran sondir juga dapat mempengaruhi tahanan ujung khususnya pada tanah butiran (pasir),/sedangkan pada tanah butir halus, efek skala dari ukuran sondir menurut penelitian Rahardjo (1990) tidak banyak pengaruhnya.

2.3.2. Tegangan Vertikal dan Lateral Tanah

Model teoretis pada sel kalibrasi menunjukkan pengaruh yang besar dari tegangan vertikal (Eid, 1987) maupun tegangan lateral (Huntsmann, 1985) khususnya pada tanah pasiran. Oleh sebab itu in-situ stress memiliki peran yang amat besar untuk interpretasi hasil uji sondir. Pengaruh ini tidak amat signifikan pada tanah lempung.

2.3.3. Kecepatan Penetrasi dan Metoda Penetrasi

Kecepatan penetrasi memberikan pengaruh pada besarnya tekanan air pori pada tanah lempung. Menurut standar, pengujian sondir harus dilakukan dengan kecepatan penetrasi sekitar 2 cm/detik. Pada kecepatan ini perilaku pasir dapat dianggap terdrainase (drained) sedangkan pada tanah lempung dianggap tidak berdrainase (undrained) sehingga tekanan air pori dapat besar sekali. Untuk keperluan interpretasi maka pada tanah lempung, pengujian sondir listrik yang disertai dengan pengukuran tekanan air pori akan memberikan nilai yang amat besar.

Penetrasi pada umumnya dilakukan secara quassi-static, yaitu konus ditekan secara perlahan kedalam tanah. Metoda penetrasi yang lain juga ada, yaitu secara dinamik (impak) atau secara statik. Respon tanah tidak akan sama untuk cara penetrasi yang berbeda.

2.3.4. Kompresibilitas, Sementasi dan Ukuran Partikel

Kompresibilitas tanah pasir amat berpengaruh terhadap tahanan ujung maupun gesekan selimut sondir. pasir kwarsa umumnya memiliki tahanan ujung yang besar dan rasio gesekan yang kecil (sekitar 0.5%), sedangkan pasir karbonat yang amat kompresibel memberikan tahanan ujung yang kecil dan rasio gesekan yang besar (dapat mencapai 3%).

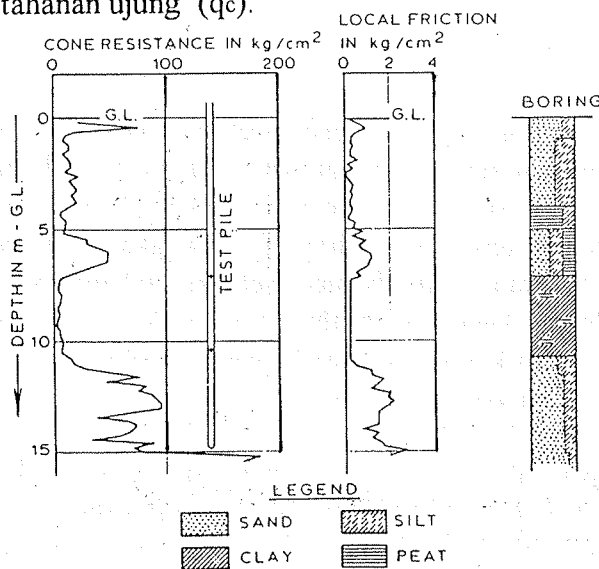
Sementasi antar partikel meningkatkan harga q_c dan merupakan kemungkinan yang dapat dijumpai dilapangan. Biasanya didapati pada pasir yang telah lama dideposisikan. Bila ukuran partikel relatif besar dibandingkan dengan ukuran ujung konus sondir, harga q_c dapat tinggi sekali dan seringkali nampak sebagai perubahan mendadak dari tahanan ujung, dan bila dijumpai kerikil atau kerakal (boulder), penetrasi sondir terhenti.

2.3.5. Kadar Air Tanah

Tanah tanah butir halus kekuatannya amat dipengaruhi oleh kadar air alami. Penelitian Rahardjo dan Iskandar (1990) pada uji sondir terhadap tanah lempung yang dikompaksi menunjukkan bahwa kadar air dalam tanah lempung amat menentukan interpretasi hasil uji sondir pada tanah lempung. Hal ini akan dibahas pada bagian lain.

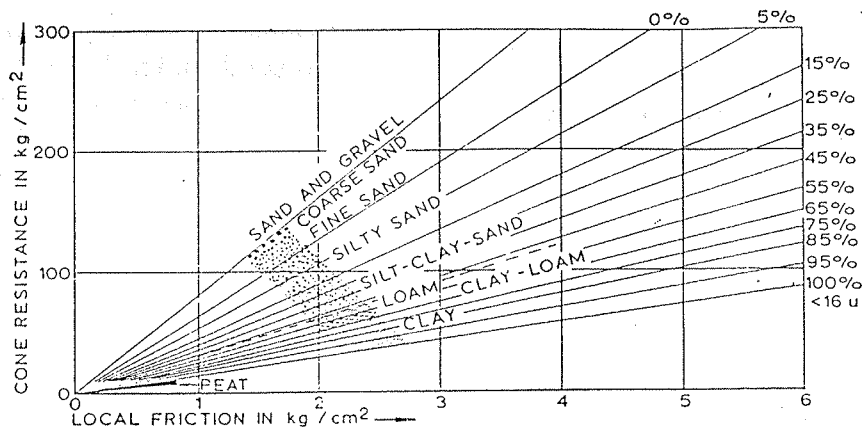
2.4. Klasifikasi Tanah

Berdasarkan perbedaan rasio gesekan, R_f , pada berbagai jenis tanah, Begemann secara sederhana melakukan klasifikasi tanah dengan memperhatikan besarnya tahanan ujung (q_c).

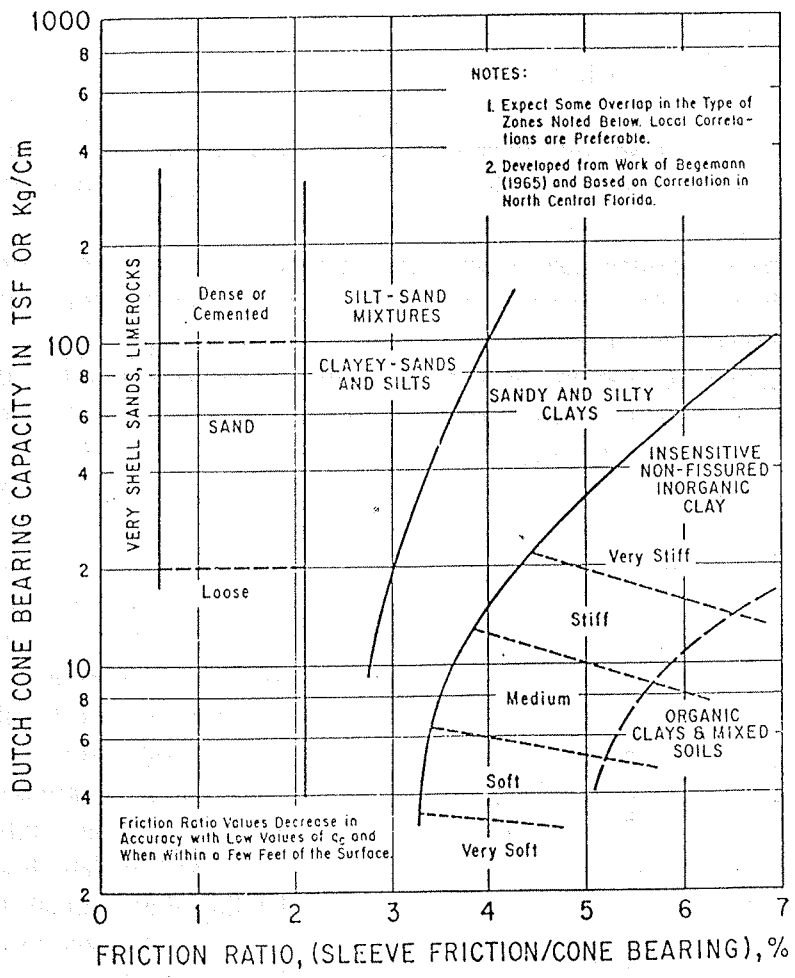


Demikian pula Schmertmann telah mengumpulkan data dalam jumlah yang cukup besar dan mengklasifikasikan tanah berdasarkan harga tahanan ujung (q_c) dan rasio gesekan (R_f) sebagaimana ditunjukkan pada gambar 2.3. Namun demikian korelasi ini amat dipengaruhi oleh keadaan lokal berhubung ada perbedaan pembentukan tanah secara geologis.

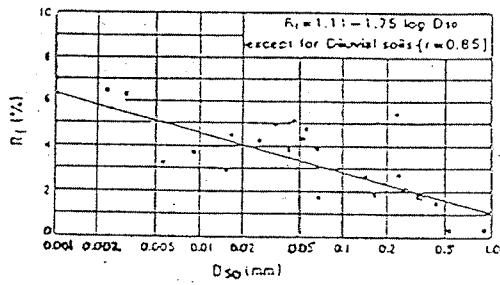
Gb. 2.2. Perbandingan Hasil Uji Sondir dan Hasil Pengeboran



Gb. 2.3. : Metoda Begemann untuk interpretasi jenis tanah dari uji sondir



Gb. 2.4. Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data Sondir (sumber : Schmertmann, 1978)



Muromachi menunjukkan bahwa rasio gesekan, R_f , berhubungan erat dengan ukuran butir rata-rata, D_{50} (mm) yang diperoleh dari kurva gradasi tanah. Hubungan antara friction ratio R_f dengan D_{50} sebagai berikut :

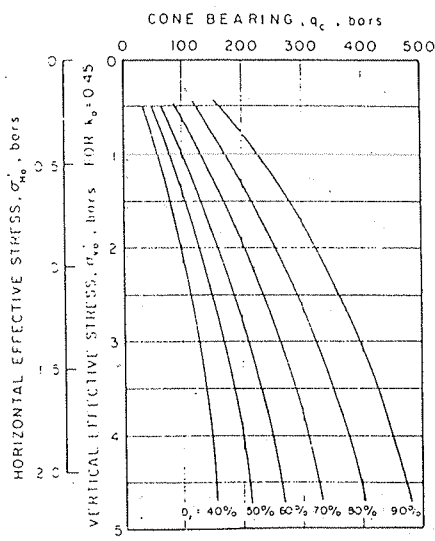
$$R_f = 1.11 - 1.75 \log D_{50}$$

Gb. 2.5. Korelasi Rasio Gesekan dengan D_{50}
(sumber : Muromachi, 1981)

2.5. Interpretasi Hasil Uji Sondir pada Tanah Pasir

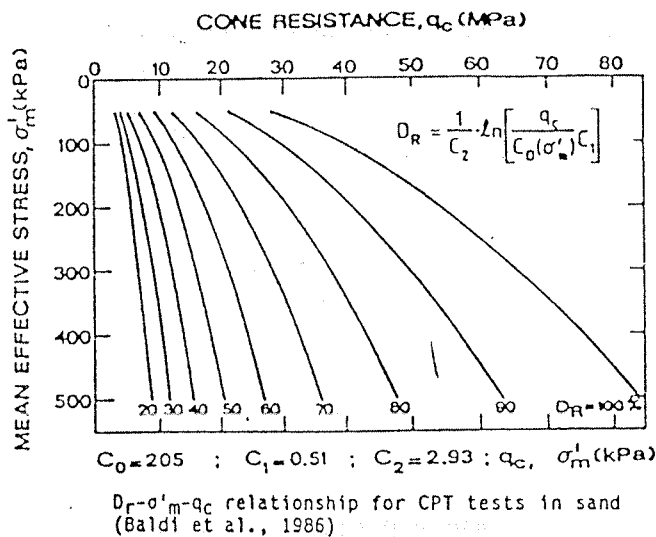
2.5.1. Kepadatan Tanah Pasir

Untuk tanah tak berkoheisi atau tanah pasir, parameter yang umum menggambarkan perilakunya adalah kepadatan relatif. Penelitian para pakar menunjukkan bahwa perilaku tegangan-regangan (stress-strain behavior) dan kuat geser tanah pasir terlalu kompleks untuk digambarkan hanya oleh besaran kepadatan relatif. Disamping itu pengukuran kepadatan maksimum dan minimum dilapangan amat sulit. Namun demikian, karena para praktisi masih merasakan arti yang besar dari parameter ini, maka berbagai korelasi kepadatan relatif dengan hasil uji sondir tetap dipergunakan.



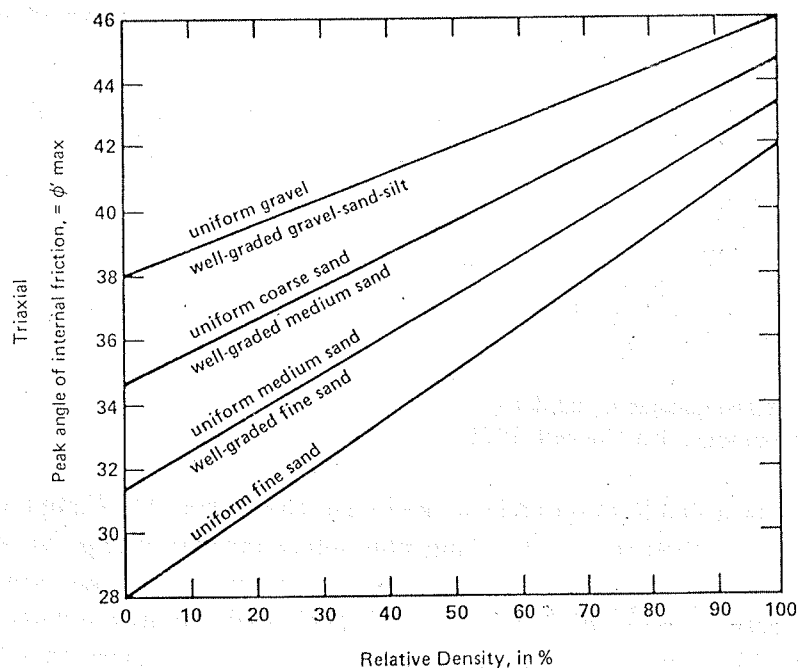
Baldi et. al. (1982) menurunkan korelasi antara kepadatan relatif (D_r) dengan tahanan ujung (gb. 2.6.) yang dipengaruhi oleh tegangan vertikal dan tegangan keliling dengan mengasumsi $K = 0.45$. Korelasi ini valid untuk pasir dengan mayoritas mineral kwarsa dan pada pasir yang terkonsolidasi normal. Kelemahan dari interpretasi cara demikian adalah karena tegangan keliling dalam tanah tidak diketahui dan oleh karena itu terbatas pada kondisi tertentu saja.

Gb. 2.6. Korelasi tahanan ujung sondir dengan kepadatan relatif (sumber Baldi et. al, 1982)



Gb. 2.7. Hubungan Kepadatan Relatif vs q_c
(sumber : Jamiolkowski et al., 1985)

Berdasarkan nilai kepadatan relatif, untuk menginterpretasikan kuat geser tanah pasir dapat digunakan korelasi dari Schmertmann (gb. 2.8) dimana besaran sudut geser dalam, ϕ , merupakan fungsi dari kepadatan relatif dan jenis tanah.



Gb. 2.8 : Korelasi kepadatan relatif dengan sudut ϕ

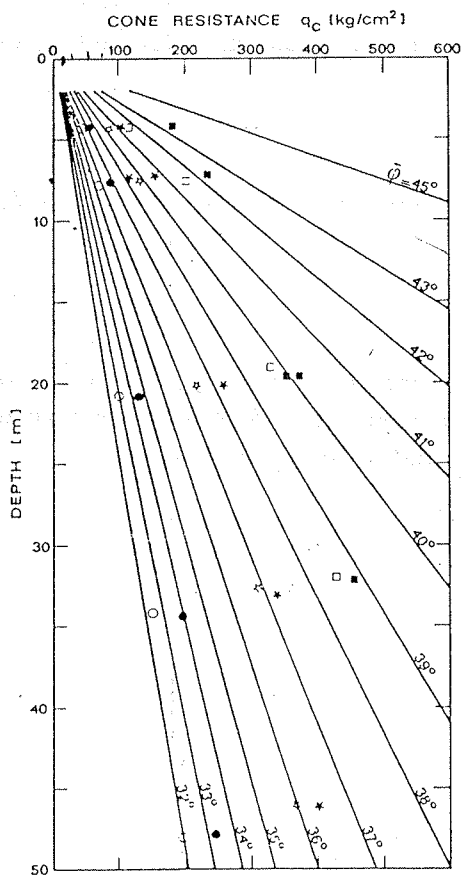
Kepadatan relatif amat sulit diukur dilaboratorium karena ke tidak pastian dalam menentukan kepadatan maksimum dan minimum (ASTM, 1973). Namun demikian kepadatan relatif ini sering digunakan sebagai parameter/media untuk desain. Pengetahuan mengenai hubungan antara kepadatan relatif dengan tahanan ujung sondir diperoleh terutama dari studi pada sel kalibrasi. Jamiolkowski et. al., 1985, menguji kepadatan relatif pasir pada sel kalibrasi dan menemukan korelasi sbb.:

$$D_r = -98 + 66(q_c / \sigma^{0.5})$$

dimana σ dan q_c dinyatakan dalam ton/m².

2.5.2. Kuat Geser Tanah Pasir

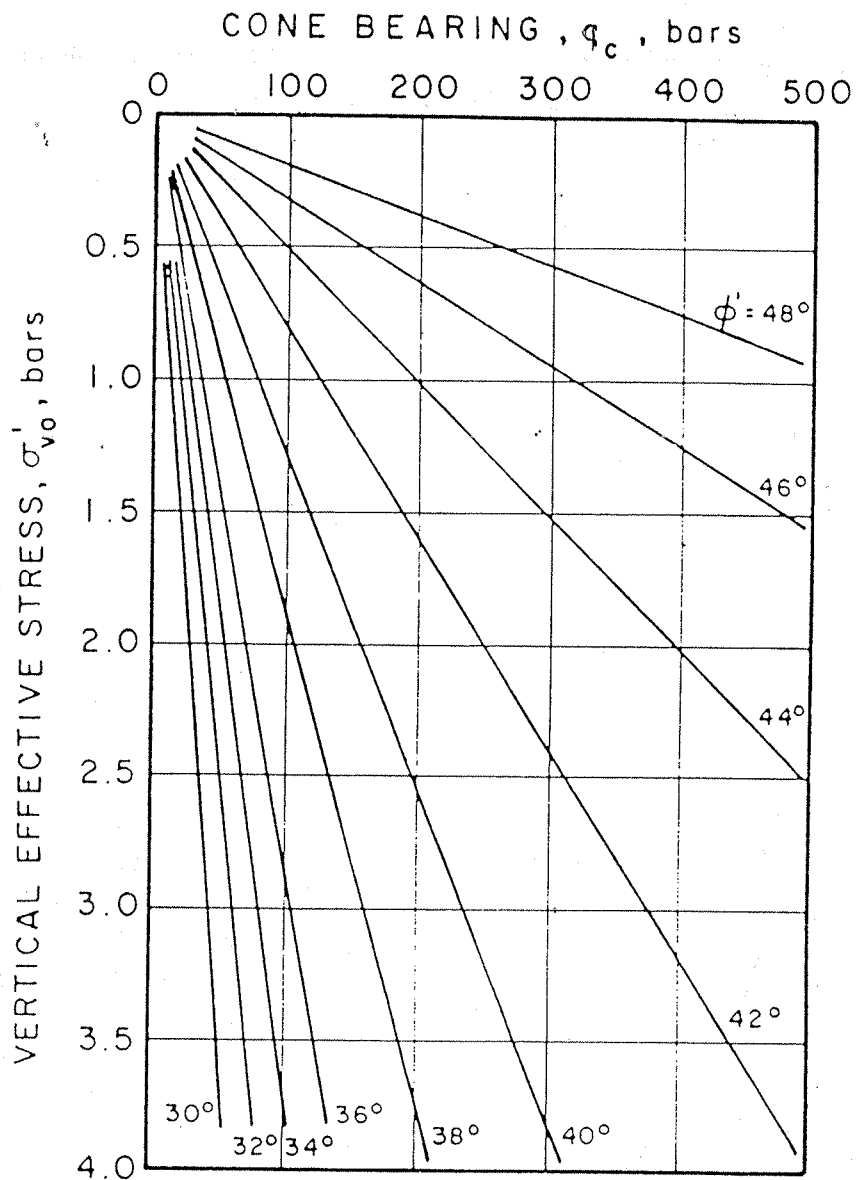
Kuat geser tanah pasir umumnya dinyatakan dalam sudut geser dalam, ϕ . Banyak teori mengemukakan hubungan analitis antara kuat geser tanah pasiran dengan tahanan ujung sondir, q_c . Teori tsb. dapat dibedakan atas dua kategori, yaitu berdasarkan teori daya dukung tanah (Janbu & Senneset, 1974 dan Durgunoglu dan Mitchell, 1975) dan berdasarkan teori pengembangan rongga (cavity expansion) seperti dikemukakan oleh Vesic (1972) dan Baladi (1981). Tetapi cara kedua sulit digunakan karena melibatkan harga kompresibilitas tanah pasir yang sulit diukur.



Gb. 2.9. Korelasi tahanan ujung dan ϕ
(sumber: Durgunoglu dan Mitchell, 1975)

Korelasi langsung antara tahanan ujung sondir dengan sudut geser dalam diberikan oleh Durgunoglu dan Mitchell (gb. 2.9). Korelasi ini diperoleh dari penurunan dengan cara analitis dan memperhitungkan besarnya tegangan vertikal tanah. Pada korelasi ini diambil asumsi gesekan tanah kepada selimut sondir dengan sudut $\delta = 0.5 \phi$ dan koefisien tekanan tanah lateral K_0 yang besarnya adalah :
 $K_0 = 1 - \sin \phi$ Korelasi ini mengabaikan kompresibilitas tanah pasir dan hanya cocok untuk jenis tanah pasir kwarsa.

Berdasarkan hasil uji pada sel kalibrasi, Robertson dan Campanella (1983) juga memberikan korelasi langsung antara tahanan ujung dan sudut geser dalam tanah pasir (gb. 2.10). Perbedaannya dengan korelasi yang disarankan oleh Durgunoglu dan Mitchell adalah bahwa didalam hubungan ini faktor yang digunakan untuk menentukan korelasi adalah tegangan vertikal efektif tanah, bukan kedalamannya.



Gb. 2.10 : Perkiraan sudut ϕ dari tahanan ujung sondir
(sumber : Robertson & Campanella, 1983)

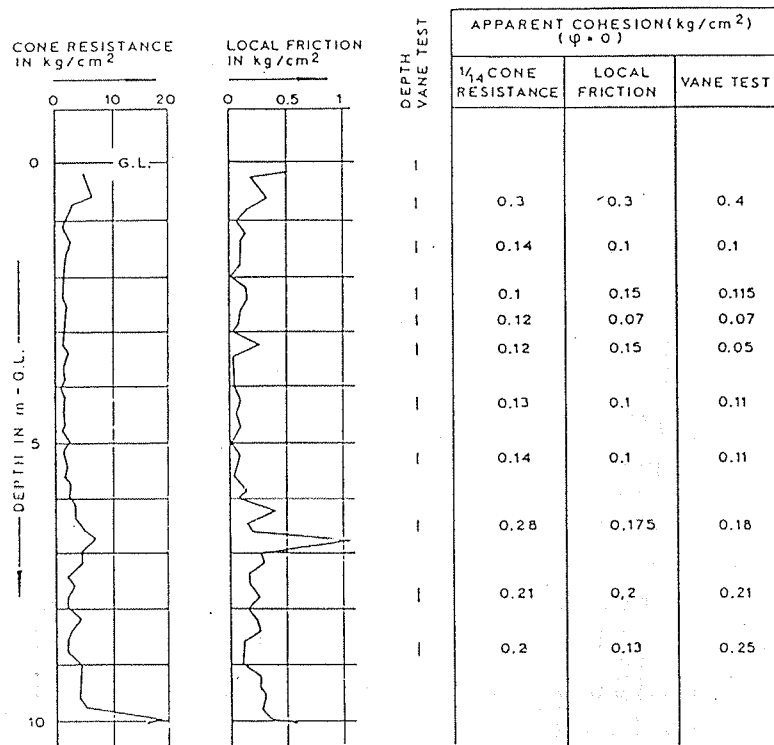
2.6. Interpretasi Hasil Uji Sondir pada Tanah Lempung

2.6.1. Kuat Geser Tak Terdrainase

Interpretasi hasil uji sondir untuk mendapatkan hubungan dengan kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung (cu) merupakan daya tarik tersendiri. Korelasi ini mula mula dikembangkan oleh Begemann (1963)

yang mendasarkan pada korelasi klasik dari Terzaghi untuk daya dukung tanah lempung.

Begemann menurunkan korelasi : $C_u = q_c / 14.0$ dan membuktikan formula ini dengan membandingkan harga kohesi dari uji vane shear dan uji sondir secara berdampingan (lihat gb. 2.11).



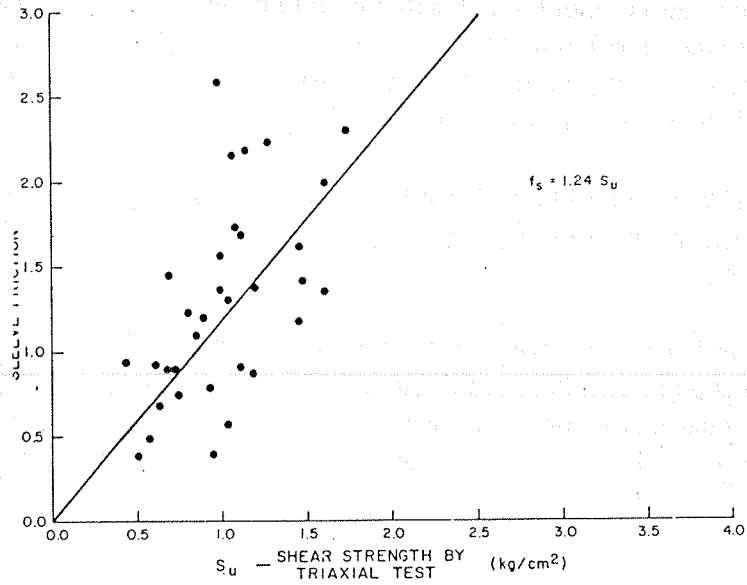
Gb. 2.11 : Evaluasi Hasil Uji Sondir dengan Kuat Geser Tanah Lempung Berdasarkan Hasil Uji Geser Baling (sumber : Begeman)

Suatu pendekatan yang lebih rasional adalah dengan mengambil suatu hubungan sebagai berikut :

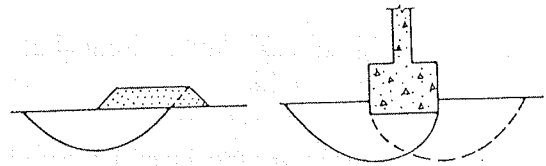
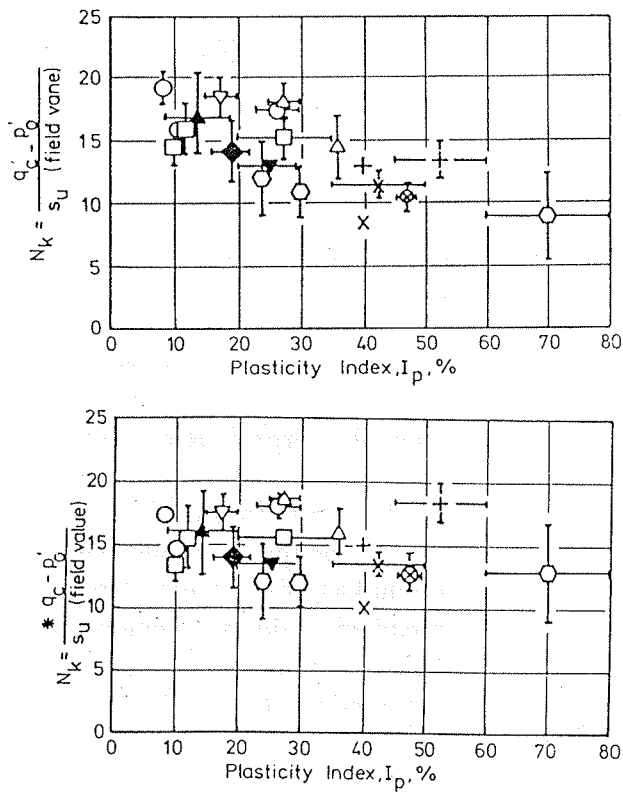
$$S_u = (q_c - \sigma) / N_k$$

Berdasarkan hubungan diatas, Begemann memperoleh suatu rentang harga N_k antara 15 - 20 (gb. 2.12).

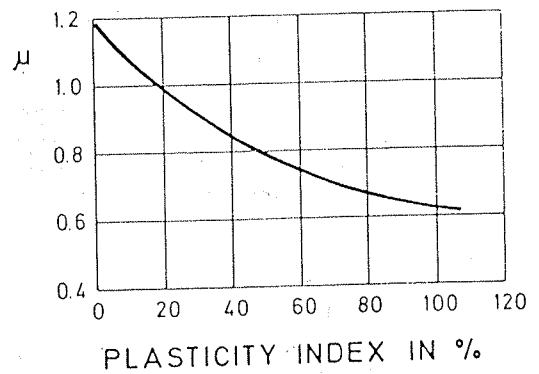
Perkembangan selanjutnya pada hubungan diatas ternyata harga N_k bervariasi dari 9 - 21. Tetapi bilamana harga S_u dari uji vane shear dikoreksi dengan indeks plastisitasnya seperti ditunjukkan oleh Bjerrum (1972) maka rentang harga N_k semakin kecil dengan rata rata = 15.



Gb. 2.12 : Penyebaran Data S_u terhadap Uji Sondir



$$(\tau_f)_{\text{field}} = (\tau_f)_{\text{vane}} \cdot \mu$$



Gb. 2.13.a Variasi harga N_k terhadap plastisitas

Gb. 2.13.b Variasi harga N_k yang sudah dikoreksi

Gb. 2.14. Koreksi Kuat Geser Tak Terdrainase (Bjerrum, 1972)

2.6.2. Sensitivitas Tanah Lempung

Sensitivitas tanah lempung didefinisikan sebagai $St = Suu/Sur$ dimana Suu adalah kuat geser undrained tanah tak terganggu dan Sur adalah kuat geser undrained tanah remolded.

Schmertmann menyebutkan bahwa sensitivitas tanah lempung dapat didekati dengan harga rasio gesekan sondir sbb. :

$$St = 15/R_f$$

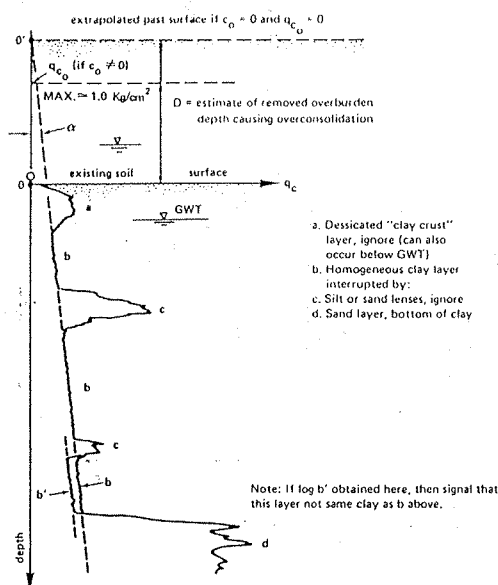
Tetapi menurut penelitian Rahardjo dan Lukitasari (1992), hubungan diatas terlalu acak dan tidak dapat dipertanggung jawabkan sebagai suatu korelasi empiris.

Dilapangan harga sensitivitas dapat diperoleh dengan uji vane shear yaitu dengan menguji tanah hingga mencapai kekuatan residualnya. Lalu dengan membagi kuat geser puncak dengan kuat geser residualnya diperoleh nilai St . Di laboratorium biasanya angka ini diperoleh dengan uji tekan tak tekekang (unconfined compression test).

2.6.3. Overkonsolidasi Tanah Lempung

Uji sondir dapat digunakan untuk menentukan overkonsolidasi tanah lempung berdasarkan dua cara sbb. :

a. Ekstrapolasi Hasil Uji Sondir



Pada lempung terkonsolidasi normal perpanjangan harga q_c akan memotong elevasi tanah di titik 0 sedangkan bila tidak maka dengan menarik perpanjangan garis yang merupakan hasil uji sondir pada tanah lempung tsb. hingga memotong permukaan fiktif tanah dapat memberi indikasi mengenai overkonsolidasi tanah lempung tsb. (gb. 2.15).

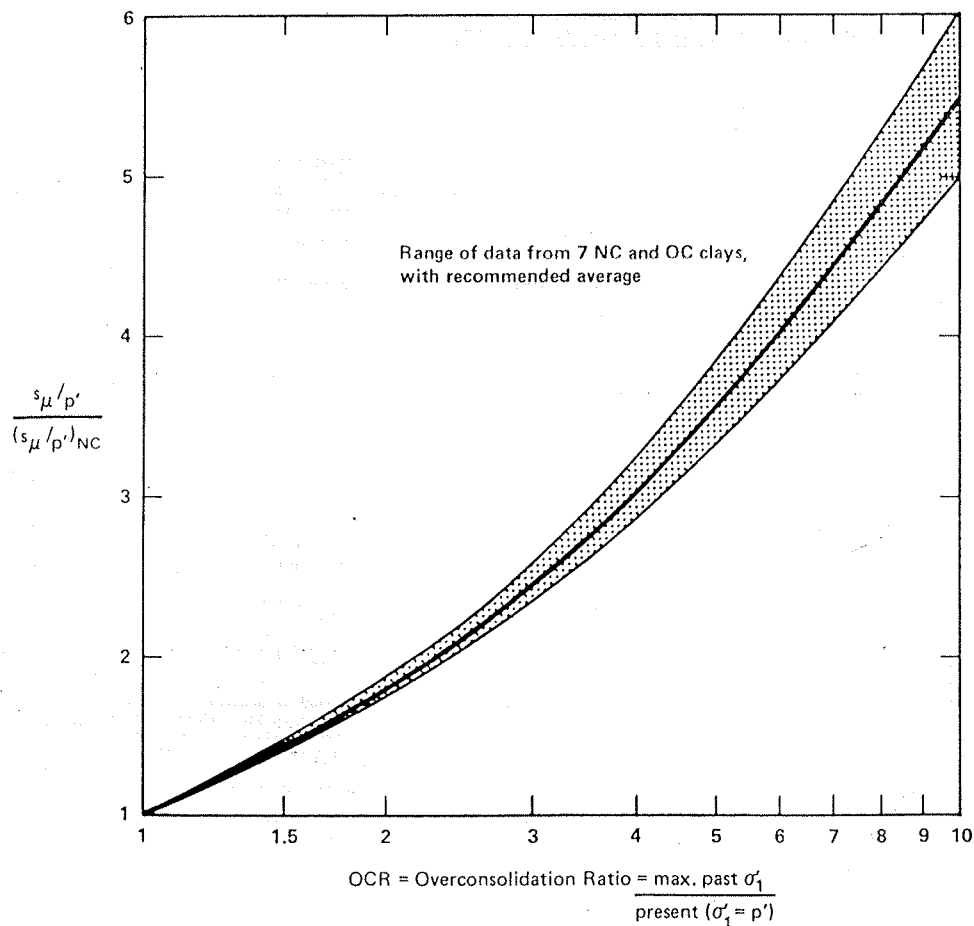
Gb. 2.15 : Ekstrapolasi profil q_c untuk evaluasi nilai OCR tanah lempung (Schmertmann 1978)

Cara diatas agak sulit karena variasi tanah lempung baik konsistensi maupun kedalamannya dapat mempengaruhi hasil uji. Suatu cara yang lebih rasional adalah cara kedua.

b. Metoda berdasarkan rasio S_u/p'

Pada metoda ini ditempuh langkah langkah sbb. :

- a. tentukan harga S_u dari nilai tahanan ujung sondir
- b. tentukan harga tegangan efektif tanah pada kedalaman yang ditinjau
- c. hitung rasio S_u/p'
- d. tentukan harga $(S_u/p')_{nc} = 0.11 + 0.0037 IP$ (Skempton, 1957)
- e. berdasarkan perbandingan dari angka yang dihitung pada langkah c) dan d) dapat ditentukan harga OCR dari gb. 2.16.



Gb. 2.16 : Hubungan OCR dengan rasio S_u/p'

2.7. Kompresibilitas Tanah Pasir dan Tanah Lempung

Kompresibilitas tanah dapat dinyatakan dalam besaran modulus terkekang, koefisien kemampatan volume, m_v dan indeks kompresi C_c . Hubungan yang dikembangkan dari berbagai jenis tanah dan menurut kondisinya diberikan pada tabel 2.1.

$$E = \frac{1}{m_v} = \alpha \cdot q_c$$

dimana E adalah modulus terkekang sebagaimana diperoleh pada uji konsolidasi. Rentang nilai α bervariasi dari 1.5 - 8 untuk tanah terkonsolidasi normal.

Gambar 2.17. menunjukkan korelasi antara indeks kompresi dengan nilai q_c . Dapat disimpulkan bahwa pada nilai $q_c > 15$ bar, C_c mempunyai rentang antara 0.05 - 0.20. Sebaliknya untuk nilai $q_c < 10$ bar, rentang C_c amat besar dengan angka terbesar dari data tanah organik.

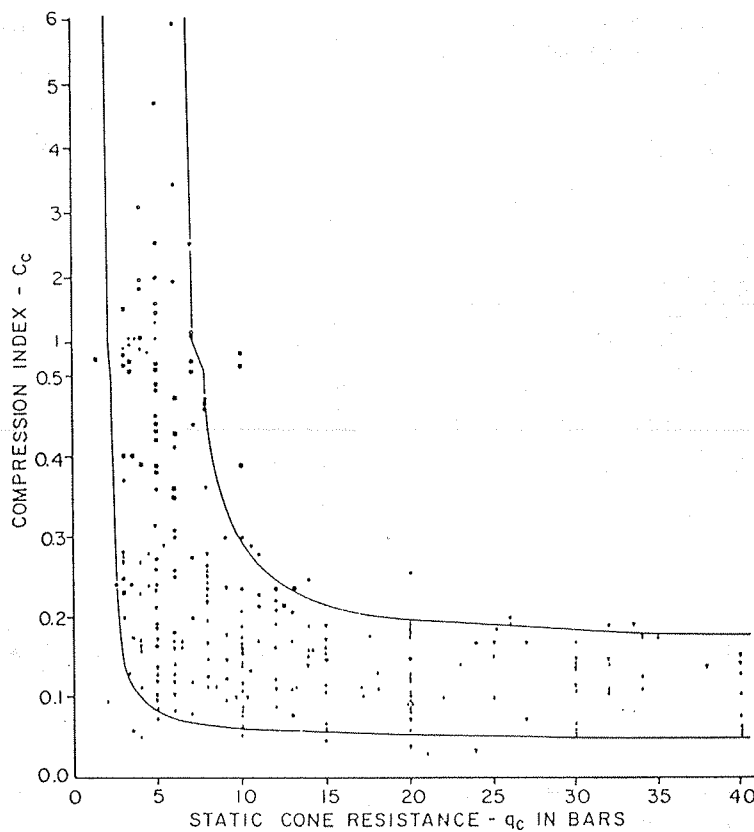
Tabel 2.1. Korelasi Hasil Uji Sondir dengan Kompresibilitas Tanah

(sumber : Mitchell & Gardner, 1975)

Reference	Relationship	Soil Types	Remarks
Buisman (1940)	$E_s = 1.5 q_c$	Sands	Overpredicts settlements by a factor of about two
Trofimenkov (1964)	$E_s = 2.5 q_c$ $E_s = 100 + 5 q_c$	Sand	Lower limit Average
De Beer (1967)	$E_s = 1.5 q_c$	Sand	Overpredicts settlements by a factor of two
Schultze and Melzer (1965)	$E_s = \frac{1}{m_v} \omega^{0.522}$ $v = 301.1 \log q_c - 382.3 p_o + 60.3 \pm 50.3$	Dry sand	Based on field and lab penetration tests compressibility based on e, e_{max} and e_{min} Correlation coefficient = 0.776 for 90 tests valid for $p_o = 0$ to 0.8 kg/cm ²
Bachelier and Perez (1965)	$E_s = \alpha q_c$ $\alpha = 0.8-0.9$ $\alpha = 1.3-1.9$ $\alpha = 3.8-5.7$ $\alpha = 7.7$	Pure sand Silty sand Clayey sand Soft clay	
De Beer (1967)	$A = C \frac{A_{oed}}{C_{oed}}$	Overconsolidated sand	C from field tests A_{oed} and C_{oed} from lab oedometer tests $C_{oed} = 2.3 \frac{(1+e)}{C_c}$ $A_{oed} = 2.3 \frac{(1+e)}{C_s}$
Thomas (1968)	$E_s = \alpha q_c$ $\alpha = 3-12$	3 sands	Based on penetration and compression tests in large chambers Lower values of α at higher values of q_c ; attributed to grain crushing
Webb (1969)	$E_s = \frac{5}{2}(q_c + 30) \text{ tsf}$ $E_s = \frac{5}{3}(q_c + 15) \text{ psf}$	Sand below water table Clayey sand below water table	Based on screw plate tests Correlated well with settlement of oil tanks

Tabel 2.1. Korelasi Hasil Uji Sondir dengan Kompresibilitas Tanah (lanjutan)
(sumber : Mitchell & Gardner, 1975)

Reference	Relationship	Soil Types	Remarks
Meigh and Corbett (1969)	$E_s = \frac{1}{m_v} = \alpha q_c$	Soft silty clay	See Fig. 2 and text
Vesic (1970)	$E_s = 2(1 + D_R^2)q_c$ D_R = relative density	Sand	Based on pile load tests and assumptions concerning state of stress
Schmertmann (1970)	$E_s = 2q_c$	Sand	Based on screw plate tests $\Delta\sigma = 2$ tsf
Gielly et al. (1969) Sanglerat et al. (1972)	$E_s = \alpha q_c$	Clays of low plasticity (CL) Sils of low plasticity (ML) Highly plastic silts and Clays (HH, CH) Organic silts (OL) Peat and organic clay (Pt, OH) Gravel Sand	Based on 600 comparisons between field penetration and lab oedometer tests
$q_c < 7$ bars	$3 < \alpha < 8$		
$7 < q_c < 20$ bars	$2 < \alpha < 5$		
$q_c > 20$ bars	$1 < \alpha < 2.5$		
$q_c > 20$ bars	$3 < \alpha < 6$		
$q_c < 20$ bars	$1 < \alpha < 3$		
$q_c < 20$ bars	$2 < \alpha < 6$		
$q_c < 12$ bars	$2 < \alpha < 8$		
$q_c < 7$ bars:			
$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha < 4$		
$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1.5$		
$w > 200$	$0.4 < \alpha < 1$		
$20 < q_c < 30$ bars	$2 < \alpha < 4$		
$q_c > 30$ bars	$1.5 < \alpha < 3$		
$q_c < 50$ bars	$\alpha = 2$		
$q_c > 100$ bars	$\alpha = 1.5$		
$q_c > 12$ bars, $w < 30\%$	$C_c < 0.2$		
$q_c < 12$ bars, $w < 25\%$	$C_c < 0.2$		
$25 < w < 40\%$	$0.2 < C_c < 0.3$		
$40 < w < 100\%$	$0.3 < C_c < 0.7$		
$q_c < 7$ bars, $100 < w < 130\%$	$0.7 < C_c < 1$		
$w > 130$	$C_c > 1$		
Bogdanović (1973)	$E_s = \alpha q_c$ $q_c > 40$ kg/cm ² $\alpha = 1.5$ $20 < q_c < 40$ $\alpha = 1.5 - 1.8$ $10 < q_c < 20$ $\alpha = 1.8 - 2.5$ $5 < q_c < 10$ $\alpha = 2.5 - 3.0$	Sands, sandy gravels Silty saturated sands Clayey silts with silty sand and silty saturated sands with silt	Based on analysis of silo settlements over a period of 10 years
Schmertmann (1974a)	$E_s = 2.5 q_c$ $E_s = 3.5 q_c$	NC sands NC sands	L/B = 1 to 2 axisymmetric L/B \geq 10 plane strain
De Beer (1974b)	$C > \frac{3}{2} \frac{q_c}{\sigma_0}$ $A > C \frac{3}{2} \frac{q_c}{\sigma_0}$ $E_s = 1.6 q_c - 8$ $E_s = 1.5 q_c, q_c > 30$ kg/cm ² $E_s = 3 q_c, q_c < 30$ kg/cm ² $E_s > 3/2 q_c$ or $E_s = 2 q_c$ $E_s = 1.9 q_c$ $E_s = \frac{5}{2} (q_c + 3200)$ kN/m ² $E_s = \frac{5}{3} (q_c + 1600)$ kN/m ² $E_s = \alpha q_c, 1.5 < \alpha < 2$	NC sands OC sands Sand Sand Sand Sand Fine to medium sand Clayey sands, PI < 15% Sands Sands Clays	Belgian practice 3 < C < 10, Belgian practice Bulgarian practice Creek practice Italian practice South African practice U.K. practice U.S.S.R. practice
Trofimenkov (1974)	$E_s = 3 q_c$ $E_s = 7 q_c$	Sands Clays	U.S.S.R. practice
Meyerhof (1974)	$S = pB/2 q_c$ in consistent units S = settlement	Cohesionless soil	Conservative estimate, based on analysis of vertical strain
Alperstein and Leifer (1975)	$E = (11 - 22) q_c$	Overconsolidated sand	E_s determined by lab tests on reconstituted samples of sand
Dahlberg (1974)	$E = \alpha q_c$ $1 < \alpha < 4$	NC and OC sand	E_s back-calculated from screw plate settlement using Buisman-DeBeer and Schmertmann methods; α increases with increasing q_c ; see text

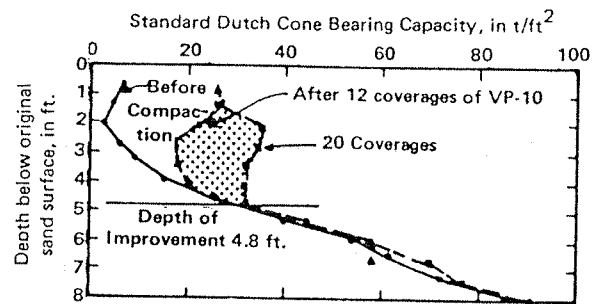
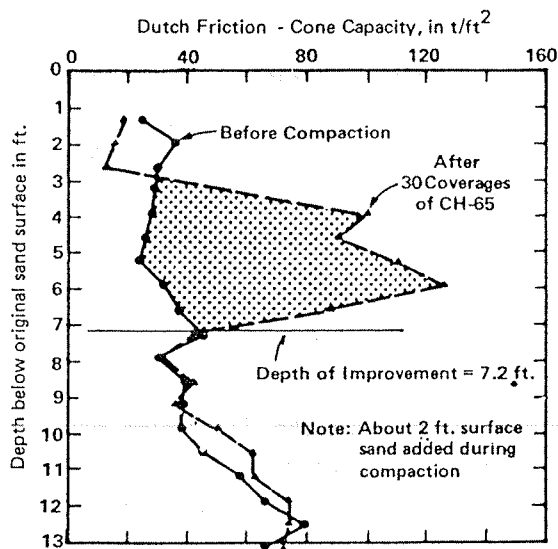


Gb. 2.17. Korelasi Tahanan Ujung Sondir dengan Indeks Kompresi

2.8. Aplikasi Uji Sondir untuk Evaluasi Kepadatan Tanah dan CBR

Karena ukurannya yang relatif besar, sondir standar kurang cocok untuk mengevaluasi hasil pemadatan tanah di permukaan (setebal 30 - 40 cm) dan penggunaannya baru bisa setelah beberapa lapisan pemadatan yaitu pada kedalaman lebih besar dari 30 cm. Rahardjo et al. (1995) menggunakan sondir mini untuk melaksanakan pengontrolan hasil pemadatan tanah dilapangan. Contoh aplikasi uji sondir untuk evaluasi hasil pemadatan tanah dilapangan diberikan oleh gambar 2.18.

Pemakaian uji sondir untuk evaluasi kepadatan tanah dilapangan sebaiknya didahului dengan uji awal di laboratorium untuk mendapatkan korelasi yang dapat diandalkan. Pada umumnya peningkatan tahanan sondir berhubungan erat dengan peningkatan kuat geser tanah pasir, namun demikian memang tujuan utama pemadatan tanah adalah untuk peningkatan kuat gesernya.



2.44
 Gb. 2.18 Contoh Evaluasi Hasil Pemadatan Tanah di Lapangan dengan Uji Sondir
 (sumber : Schmertmann, 1978)

Aplikasi paling banyak penggunaan uji sondir untuk evaluasi hasil pemadatan adalah dikaitkan dengan pemadatan dalam (deep compaction) pada tanah pasir. Kebanyakan dari pemadatan dilapangan memberikan peningkatan kepada tegangan lateral in-situ, hal mana justeru memberikan pengaruh yang besar kepada tahanan ujung sondir.

Untuk tanah lempung, evaluasi kuat geser yang diperoleh dari uji sondir memberikan indikasi yang cukup menggembirakan. Bila mana pemampatan tanah lempung dilakukan dengan cara pre-loading, dengan atau tanpa drainase vertikal maka pada umumnya tugas utama dibebankan pada monitoring tekanan air pori. Tetapi perubahan kuat geser tanah lempung yang mulanya lembek lalu mengeras merupakan besaran yang dapat diukur secara lebih akurat dengan data sondir.

Untuk mendapatkan nilai CBR in-situ, uji sondir dapat digunakan berdasarkan korelasi empirik yang juga dapat dilakukan lebih dahulu di laboratorium. Data data yang menunjang belum begitu banyak, tetapi Schmertmann mendapatkan korelasi untuk tanah pasir sebagai berikut :

$$\text{CBR} = 1/3 \text{ qc}$$

sedangkan Rahardjo memperoleh korelasi CBR dari tanah lempung yang dipadatkan sebagai berikut :

$$\text{CBR} = 1/2 \text{ qc}$$

3. APLIKASI HASIL UJI SONDIR UNTUK PONDASI DANGKAL

3.1. Daya Dukung pada Tanah Pasir

Daya dukung pondasi dangkal umumnya diperoleh dengan persamaan klasik dari Terzaghi sebagai berikut :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Berdasarkan persamaan umum diatas, beberapa peneliti mengusulkan daya dukung pada tanah pasir sebagai berikut :

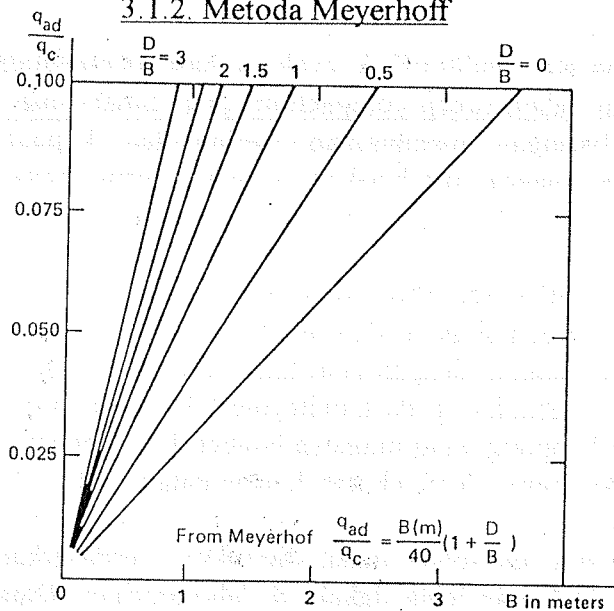
3.1.1. Metoda Muhs dan Weiss (1971)

Untuk tanah pasir maka suku pertama dapat diabaikan dan Muhs dan Weiss (1971) memberikan hubungan antara tahanan ujung rata rata sondir (pada kedalaman 0 - 1.5 B dari dasar pondasi) dengan faktor daya dukung

$$q_c = 0.8 \cdot N_q = 0.8 N_\gamma$$

Dari hubungan diatas dapat ditentukan daya dukung tanah.

3.1.2. Metoda Meyerhoff



Gb. 3.1. Chart untuk daya dukung tanah (Meyerhoff)

Meyerhoff mengambil hubungan langsung antara daya dukung ijin pondasi dangkal dan lebar pondasi :

$$\frac{q_a}{q_c} = \frac{B}{40} \left(1 + \frac{D}{B}\right)$$

dimana B adalah lebar pondasi dan D kedalaman dasar pondasi, keduanya dalam satuan m.

3.2. Daya Dukung Pada Tanah Lempung

Untuk menentukan daya dukung pada tanah lempung, dapat digunakan nilai Su rata rata (kedalaman 0-1.5 B dibawah dasar pondasi) berdasarkan interpretasi dari uji sondir dan menggunakan persamaan Terzaghi.

3.3. Penurunan Pondasi

3.3.1. Penurunan Pada Tanah Pasir

Schmertmann dan Sanglerat menganjurkan metoda perhitungan penurunan pondasi dangkal dengan menggunakan faktor regangan. Perkiraan besarnya penurunan dapat dihitung dengan persamaan-persamaan dibawah ini :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta p \cdot \sum_1^n \frac{I_z}{x \cdot q_c} \Delta z$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{P_o}{\Delta p} \right)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

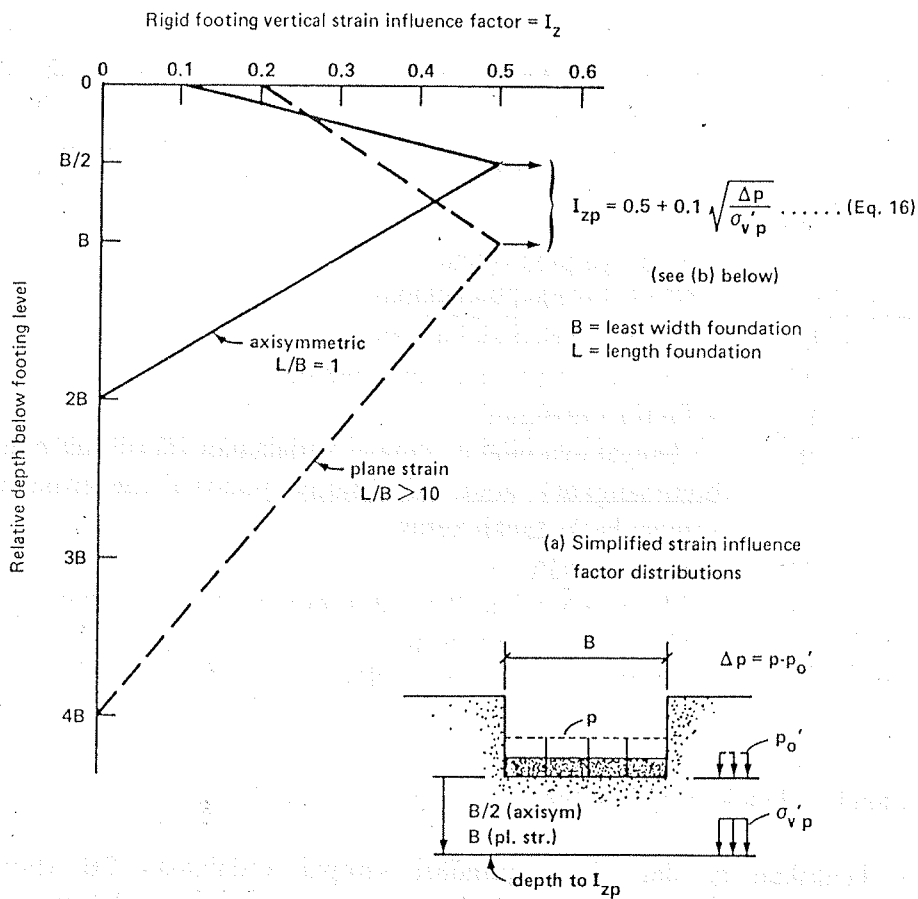
dimana :

- s = besarnya penurunan
- C_1 = faktor koreksi kedalaman
- C_2 = faktor koreksi akibat rangkai
- Δp = tekanan netto pada dasar pondasi
- I_z = faktor regangan
- n = banyaknya nilai q_c sampai kedalaman 2B (untuk pondasi bujursangkar) atau 4B (untuk pondasi menerus) atau sampai batas tanah keras.
- Δh = tebal lapisan
- x = faktor pengali q_c , 2.5 untuk pondasi bujursangkar dan 3.5 untuk pondasi menerus
- p_o' = tekanan pada dasar pondasi
- t_{yr} = waktu (tahun)

Langkah-langkah perhitungan :

- Tentukan q_c dari dasar pondasi sampai kedalaman 2B (pondasi bujursangkar) atau 4B (pondasi menerus) atau sampai kedalaman tanah keras dimana dianggap tanah tersebut tidak kompresibel.
- Sederhanakan besaran q_c sehingga pada satu lapis tanah diwakili satu harga q_c
- Tentukan jenis pondasi apakah termasuk pondasi bujursangkar atau pondasi menerus ($L/B \geq 8$).
- Hitung $I_{zp} = 0.5 + 0.1 (\Delta p / \sigma_{vp}')^{1/2}$

- Hitung ΔZ , Z_1 , I_z , q_c dan $I_z \cdot \Delta Z / 3.5 \cdot q_c$.
- Untuk memudahkan dapat dibuat dalam bentuk tabel
- Jumlahkan kolom terakhir dan hitung C_1 dan C_2
- Kemudian tentukan Δp dan s .
- Untuk kasus $1 < L/B < 8$, dapat dilakukan interpolasi antara kondisi plane-strain dan simetri aksial.



Gb. 3.2. Diagram Faktor Pengaruh Regangan
(sumber : Schmertmann, 1978)

Kasus diatas tidak berlaku untuk tanah yang sudah mengalami pembebanan awal maupun kompaksi atau dengan kata lain tanah yang sudah terkonsolidasi karena besarnya penurunan akan lebih kecil dari hasil perkiraan perhitungan diatas sekitar 50%.

Perlu dicatat bahwa metode diatas hanya berlaku untuk kasus pembebanan statik konvensional. Pembebanan dinamik dan pembebanan siklik pada tanah pasir dapat menghasilkan penurunan yang lebih besar. Hal ini disebabkan karena adanya penurunan kekuatan tanah akibat peningkatan tekanan air pori dan penurunan tekanan efektif.

3.3.2 Penurunan pada Tanah Lempung

Metode Schmertmann

Metode Schmertmann menggunakan S_u/p' sebagai indikator OCR. Dengan mengetahui kadar air dan berat jenis, engineer dapat mengestimasi tegangan efektif. Tabel dibawah ini dapat digunakan untuk mengestimasi C_c sebagai fungsi dari OCR, dimana C_c dapat digunakan untuk menghitung besarnya penurunan dengan menggunakan rumus dibawah ini:

$$s = \sum_1^n H_i \left(\frac{C_c}{1 + e_1} \right) \log \left(\frac{p_o' + \Delta p}{p_o'} \right)$$

dimana :

- n = banyaknya lapis dalam analisis
- C_c = indeks kompresi
- e_1 = angka pori
- p_o' = tekanan vertikal efektif
- Δp = peningkatan tekanan
- H_i = tebal lapis

Metode ini hanya merupakan perkiraan saja, pada kasus khusus membutuhkan metode yang lebih eksak seperti uji konsolidasi. Perlu diingat bahwa tabel ini mungkin membutuhkan modifikasi untuk tanah lokal yang berbeda.

Tabel 3.1. Perkiraan Kompresibilitas Tanah dari OCR dan S_u/p'
(sumber : Schmertmann, 1978)

S_u/p'	OCR	$C_c / (1 + e_1)$
0.00 - 0.10	kurang dari 1	> 0.4
0.10 - 0.25	1	0.40
0.26 - 0.50	1 - 1.5 (diambil 1)	0.30
0.51 - 1.00	3	0.15
1.00 - 4.00	6	0.10
> 4.00	> 6	0.05

Metode Sanglerat

Metode ini didasarkan pada banyak data dari uji konsolidasi (Sanglerat, 1976). Metoda perhitungannya menggunakan cara Buisman tetapi korelasi empirik menggunakan data hasil penelitian.

$$s = \sum \left(H_i \frac{\Delta p}{2.3q_c} \right) \alpha_o$$

Dimana besaran α_o diberikan pada tabel 3.2.

Tabel 3.1. Cc vs. Su/p' sebagai fungsi OCR
(sumber : Sanglerat, 1972)

Jenis tanah	q_c (kg/cm ²)	Kadar air (%)	α_o
CL	<7	-	0.15 - 0.40
	7 -20	-	0.40 - 0.80
	> 20	-	0.80 - 1.70
CH	< 20	-	0.50 - 1.00
	>30	-	0.80 - 1.50
OH	-	90 - 130	1.5 - 3
	-	> 130	> 3

4. APLIKASI HASIL UJI SONDIR UNTUK PONDASI DALAM

4.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang dengan Uji Sondir

Perhitungan daya dukung aksial pondasi tiang berdasarkan data uji sondir sering disebut ekstrapolasi dengan atau tanpa koreksi. Hal ini adalah karena komponen komponen yang terukur dari uji sondir (tahanan ujung dan gesekan selimut) merupakan representasi dari komponen komponen daya dukung tiang. Perbedaan utama antara alat sondir dan pondasi tiang terletak pada ukurannya, bentuk ujung, sifat permukaan dan mekanisme keruntuhannya. Analisis yang dikemukakan disini berlaku untuk tiang pancang.

Dalam tulisan ini dikemukakan beberapa metoda yaitu metoda langsung (direct cone method) , metoda Schmertmann & Nottingham (1975), metoda Lambda Cone (=metoda Tumai & Fakhroo, 1981), dan metoda Cone M

4.1.1. Metoda Langsung (Direct Cone)

Metoda ini diantaranya dikemukakan oleh Meyerhof (1956) yang menyatakan bahwa tahanan ujung tiang mendekati tahanan ujung konus sondir dengan rentang $2/3 q_c$ hingga $1.5 q_c$ dan Meyerhof menganjurkan untuk keperluan praktis agar digunakan :

$$q_p = q_c$$

Selanjutnya tahanan selimut pada tiang dapat diambil langsung dari gesekan total (jumlah hambatan pelekat = JHP) dikalikan dengan keliling tiang, sehingga formula untuk metoda langsung ini dapat dituliskan :

$$P_u = q_c \cdot A_p + JHP \cdot kll$$

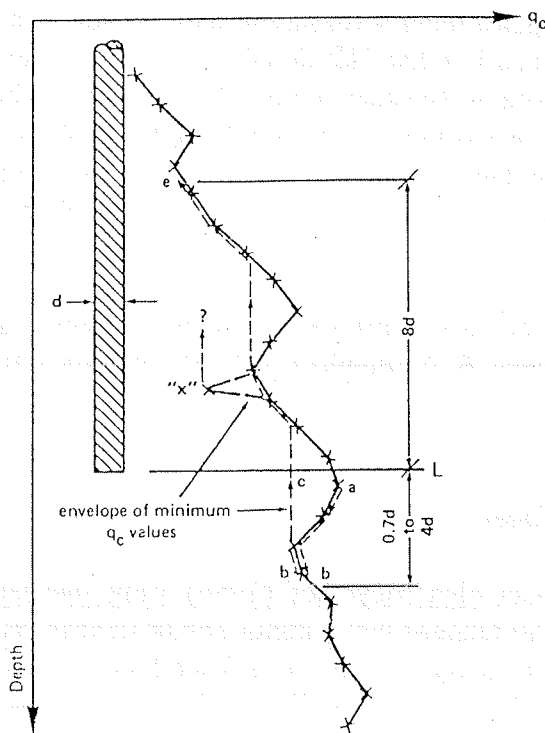
dimana :
Ap = luas tampang tiang
JHP = jumlah hambatan lekat
kll = keliling tiang

Formula ini diadaptasi di Indonesia dengan mengambil angka keamanan 3 untuk tahanan ujung dan angka keamanan 5 untuk gesekannya, sehingga daya dukung ijin pondasi dinyatakan dalam :

$$P_{ijin} = \frac{q_c \cdot A_p}{3} + \frac{JHP \cdot kll}{5}$$

Dalam tulisan ini hanya dibahas daya dukung ultimit tiang sehingga angka keamanan tidak disertakan. Untuk analisis dengan metoda ini oleh karenanya penggambaran data uji sondir ditampilkan dengan kedalaman versus tahanan ujung dan jumlah hambatan pelekat.

4.1.2. Metoda Schmertmann-Nottingham



Schmertmann-Nottingham (1975) telah menganjurkan perhitungan daya dukung ujung pondasi tiang menurut cara Begemann, yaitu diambil dari nilai rata rata perlawanan ujung sondir 8D diatas ujung tiang dan 0.7D - 4D dibawah ujung tiang. D adalah diameter tiang.

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

dimana :

Q_p = daya dukung ujung tiang

q_{c1} = nilai q_c rata rata 0.7D-4D dibawah ujung tiang

q_{c2} = nilai q_c rata rata 8D diatas ujung tiang

A_p = luas proyeksi penampang tiang

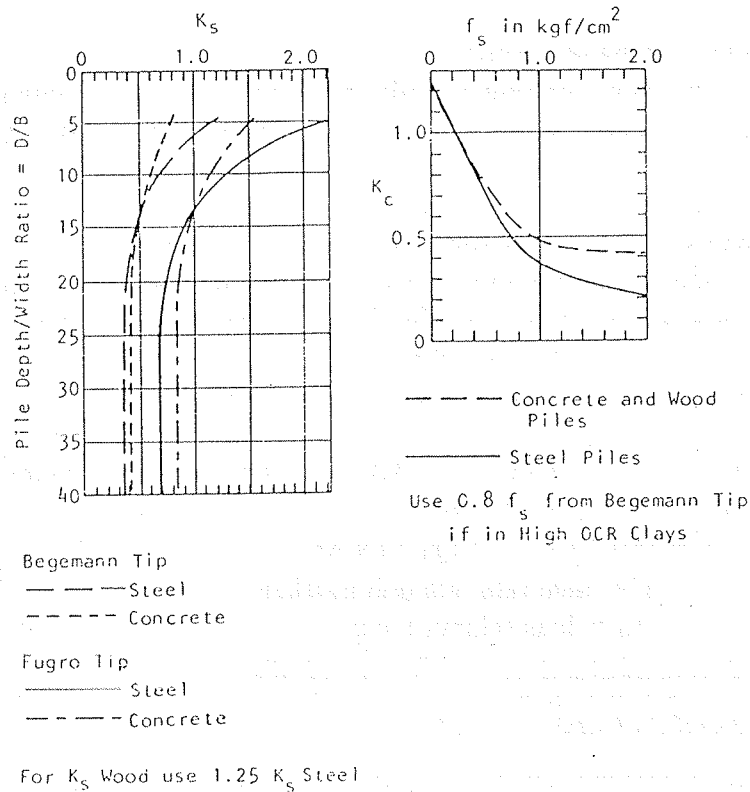
Gb. 4.1.: Perhitungan Daya Dukung Ujung
(sumber : Schmertmann, 1978)

Bila zona tanah lembek dibawah tiang masih terjadi pada kedalaman 4D-10D, maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata rata tsb. Pada umumnya nilai perlawanan ujung diambil tidak lebih dari 150 kg/cm² untuk tanah pasir dan tidak melebihi 100 kg/cm² untuk tanah pasir kelanauan.

Untuk mendapatkan daya dukung selimut tiang maka digunakan formula sbb. :

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{8D} f_s A_s + \sum_{z=8D}^L f_s A_s \right]$$

Apabila tanah terdiri berbagai lapisan pasir dan lempung, Schmertmann menganjurkan untuk menghitung daya dukung setiap lapisan secara terpisah. Namun perlu diingat bahwa nilai $K_{s,c}$ pada persamaan diatas dihitung berdasarkan total kedalaman tiang.



Gb. 4.2.: Faktor Koreksi Gesekan Pada Selimut Tiang
(sumber : Nottingham, 1975)

Pembuatan tiang bor menyebabkan berkurangnya tegangan efektif pada sisi tiang sehingga mengurangi gesekan selimut. Tetapi hubungan antara beton dan tanah yang cukup besar cenderung untuk meningkatkan nilai friksi tsb. Sebagai pendekatan, Schmertmann menganjurkan daya dukung selimut untuk tiang bor diambil sebesar 75% dari nilai friksi untuk tiang pancang.

Nilai f_s dibatasi hingga 1.2 kg/cm² untuk tanah pasir dan 1.0 kg/cm² untuk pasir kelanauan.

4.1.3. Metoda Lambda Cone dan Metoda Cone-M (Tumay dan Fakhroo, 1981)

Mehmet Tumay dan Fakhroo (1981) mengusulkan metoda Lambda Cone dan metode Cone-m yang khususnya dimaksudkan untuk kondisi tanah lempung lunak. Untuk perhitungan tahanan ujung, mereka menggunakan metoda Begemann yang disempurnakan :

$$Q_p = \frac{(q_{b1} + q_{b2}) / 2 + q_a}{2} \cdot A_p$$

dimana :

Q_p = tahanan ujung

q_{b1} = nilai rata rata q_c pada kedalaman $4D$ dibawah ujung tiang

q_{b2} = nilai rata rata q_c minimum pada kedalaman $8D$ diatas tiang

q_a = nilai q_c rata rata minimum $8D$ diatas ujung tiang

Nilai tahanan ujung konus sondir pada tanah lempung biasanya kecil dan relatif seragam sehingga tahanan ujung yang dihitung dengan cara Tumay dan Fakhroo dengan cara apapun akan menghasilkan nilai yang relatif sama. Perlu diketahui bahwa umumnya kontribusi tahanan ujung hanya sekitar 10% dari total daya dukung ultimit tiang yang dibenamkan dalam tanah lempung.

Daya dukung total selimut tiang (Q_s) yang dihitung dengan metoda Lambda Cone dan metoda Cone-m adalah sbb.:

$$Q_s = f \cdot A_s$$

dimana : f = nilai rata rata unit gesekan

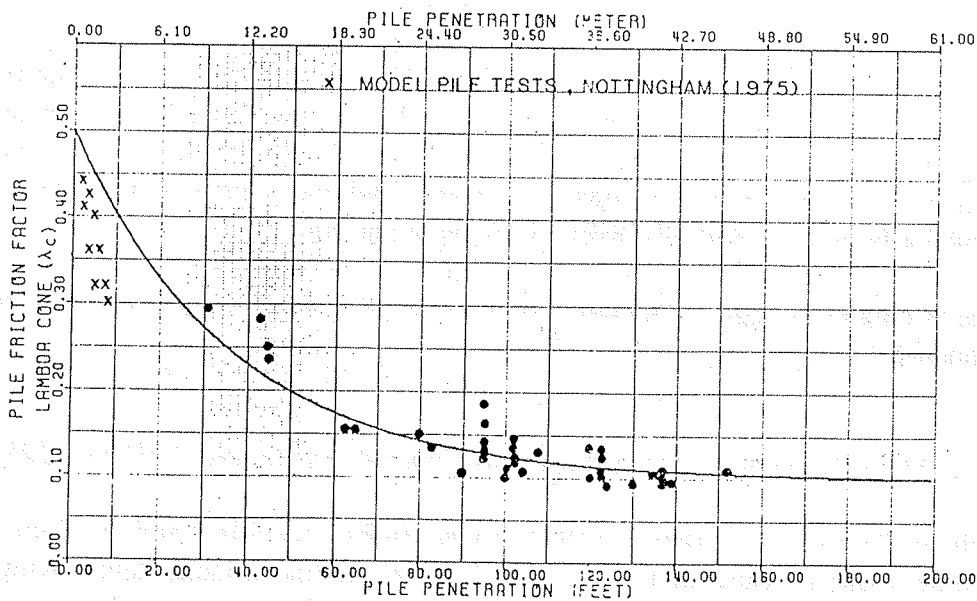
A_s = luas selimut tiang

Metoda Lambda-Cone : $f = \lambda_c \cdot (\bar{\sigma}_m + 2m \cdot \bar{f}_s)$

dimana λ_c = faktor koreksi gesekan tiang

$\bar{\sigma}_m$ = tegangan efektif rata rata

m = koefisien (gb. 4.5.)

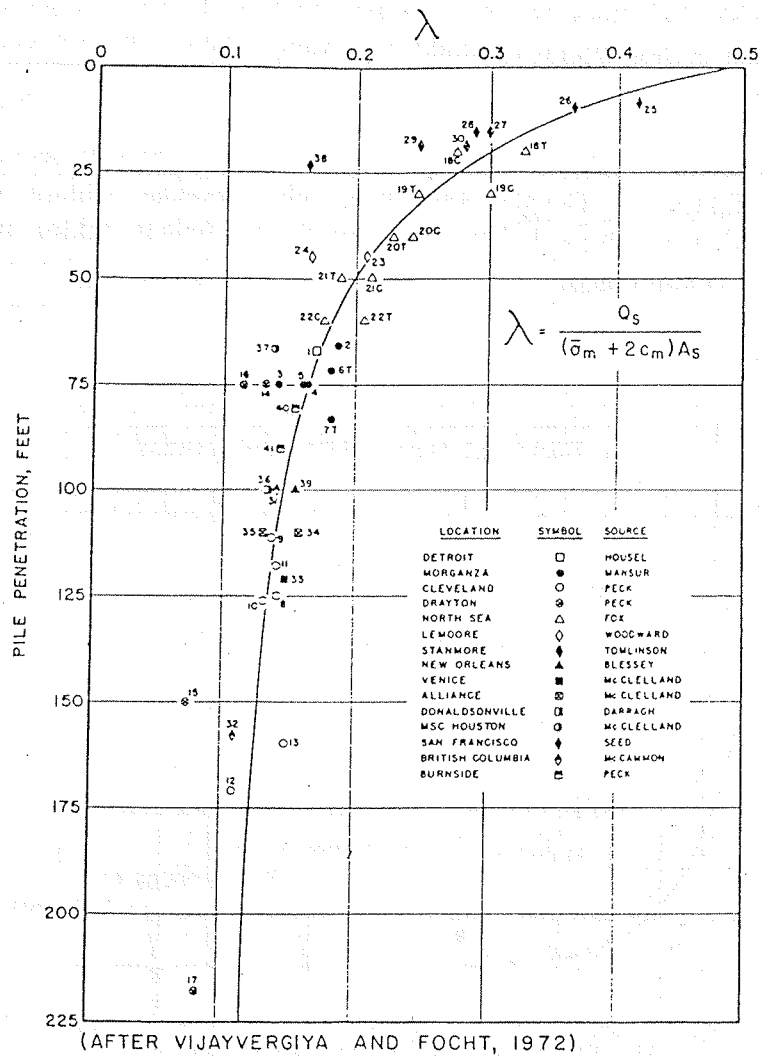


Gb. 4.3.: Faktor gesekan tiang λ_c
(sumber : Tumay & Fakhroo, 1981)

Metoda Lambda-Cone hampir menyerupai metoda yang diperkenalkan oleh Vijayvergiya dan Focht (1972) yang menggunakan persamaan :

$$f = \lambda (\sigma' + 2.c_m)$$

Bedanya adalah bahwa nilai kohesi pada persamaan diatas dihitung berdasarkan harga gesekan selimut tiang, sedangkan bentuk λ terhadap kedalaman praktis sama. Variasi nilai λ ditunjukkan oleh gambar 8. Cara penggunaannya sama, yaitu bahwa besaran λ maupun λc tergantung pada panjang tiang.



Gb.4.4. Koefisien λ

(sumber : Vijayvergiya dan Focht, 1972)

Metoda Cone-m :

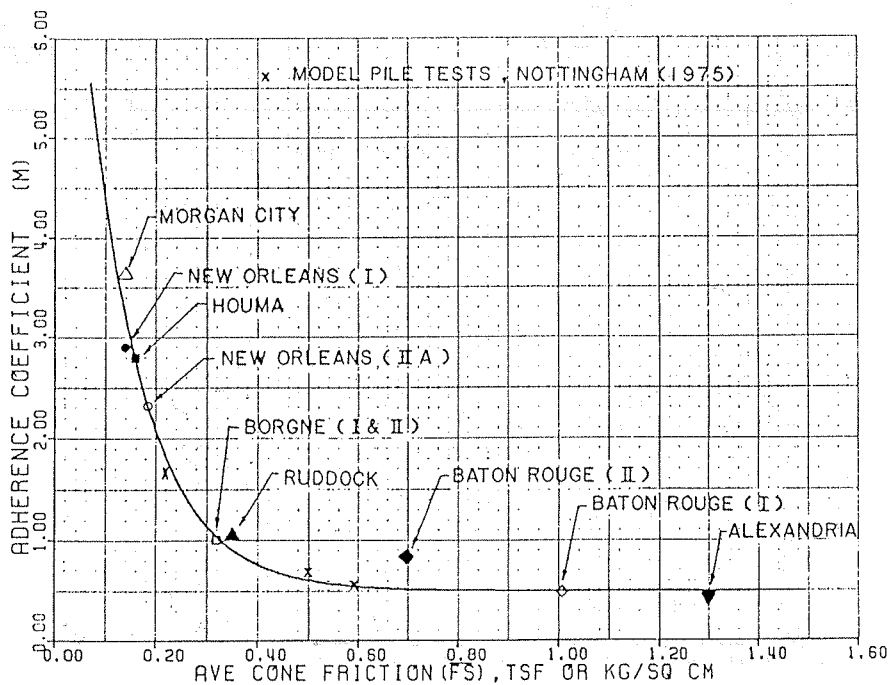
$$f = m \cdot f_s$$

$$f_s = \frac{F_t}{L}$$

nilai m berkisar antara 0.5 - 10. Unit gesekan lokal, f, untuk metoda Cone M tidak boleh melebihi 0.75 kg/cm².

Kurva m mempunyai kemiripan dengan kurva adhesi yang disarankan oleh Tomlinson. Nilai adhesi atau f yang dihitung berdasarkan faktor α dari Tomlinson menghasilkan batas sekitar 0.5 kg/cm² pada segala jenis tiang. Tetapi para peneliti menyarankan batas atas sebesar 0.75 kg/cm² seperti yang digunakan dalam metoda Cone-M. Walaupun metoda Lambda Cone didapatkan dengan cara yang berbeda, namun secara umum memiliki sifat yang relatif sama dengan metoda Cone-M.

Pada metoda Cone-M nilai f dihitung dengan korelasi gesekan selimut konus dengan nilai faktor m. Dengan kata lain, nilai gesekan selimut itu dapat dikorelasikan dengan harga kohesi tak terdrainase dengan faktor m dengan ketepatan yang cukup tinggi.



Gb. 4.5. Nilai koefisien adhesi m, terhadap gesekan lokal konus
(sumber : Tumay & Fakhroo, 1981)

4.1.4. Metoda Van der Veen - Meyerhoff

Dalam tulisan ini digunakan metoda yang dijelaskan oleh Tomlinson dalam bukunya *Pile Design and Construction Practice (Viewpoint Publication, 1977)* yang sesungguhnya kombinasi dari cara Van der Veen untuk daya dukung ujung dan rumus empirik Meyerhoff untuk daya dukung selimut.

Untuk kondisi tiang yang ujungnya berada pada tanah pasiran, metoda ini menganjurkan suatu prosedur sbb.:

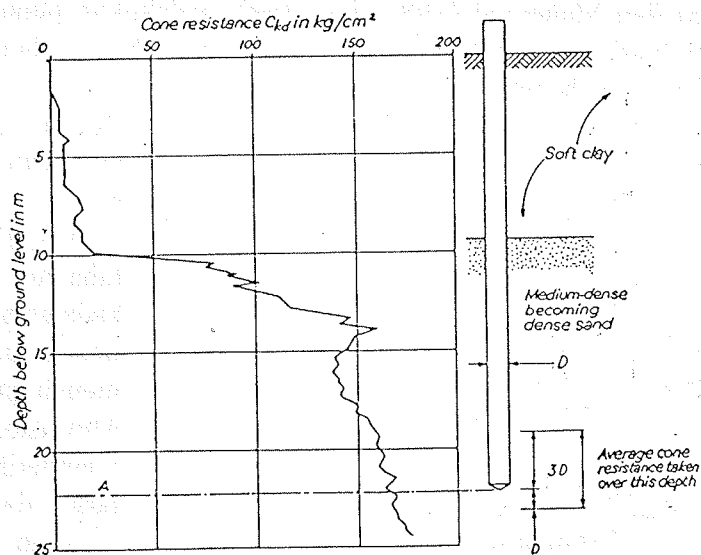
1. Tentukan kedalaman lapis pendukung
2. Unit tahanan ujung dihitung dengan cara Van der Veen, yaitu rata rata nilai q_c pada jarak $3D$ diatas ujung tiang dan D dibawah ujung tiang (periksa gambar 9)
3. Daya dukung ujung tiang ditentukan dengan rumus :

$$Q_p = \frac{q_{c(ave)} \cdot A_p}{2}$$

4. Daya dukung selimut ditentukan dari cara empirik Meyerhoff

$$Q_s = q_c \text{ (rata-rata)}/2$$

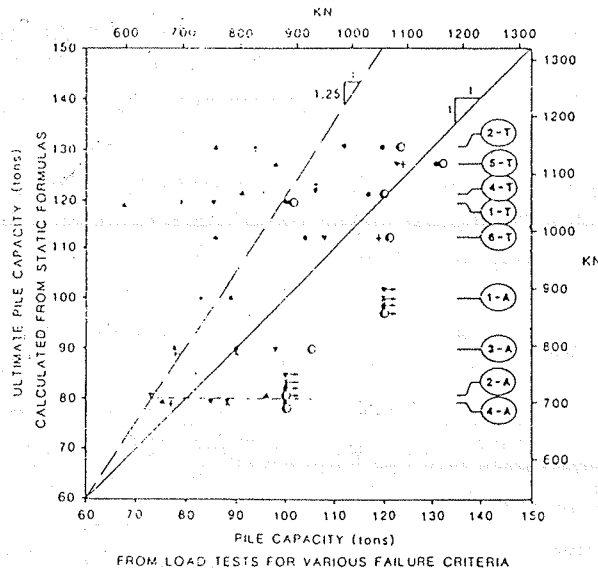
namun tidak melebihi 1.076 kg/cm^2



Gb. 4.6. : Ilustrasi metoda Van der Veen - Meyerhoff
(sumber : Tomlinson, 1977)

4.2. Diskusi Beberapa Hasil Penelitian

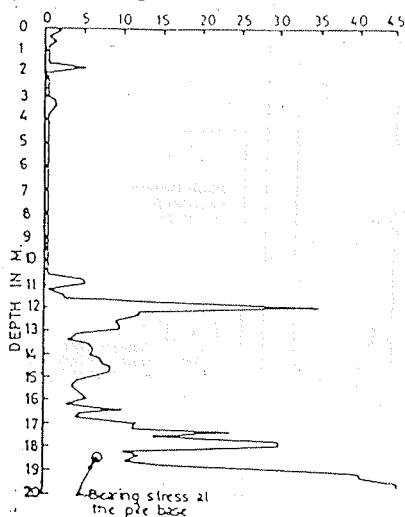
Karena sondir merupakan simulasi dari pondasi tiang, maka sangat relevan untuk menggunakan hasil uji sondir tersebut untuk memperkirakan daya dukung suatu pondasi tiang. Dari mekanismenya maka uji sondir lebih sesuai untuk memperkirakan daya dukung pondasi tiang pancang, namun demikian beberapa peneliti juga mengkorelasikan untuk pondasi tiang bor.



Horvitz et al. (1981) telah melakukan studi dalam skala penuh pada beberapa pondasi tiang kayu dan tiang bor yang diuji hingga mencapai keruntuhan (failure) dan menyatakan bahwa terdapat korelasi yang amat baik antara hasil perhitungan analitis (metoda Schmertmann-Notingham) dengan beban keruntuhan (ultimit) dari pondasi tiang.

Gb. 4.7. : Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang dan Analisis dari Hasil Uji Sondir (sumber : Horvitz et al., 1981)

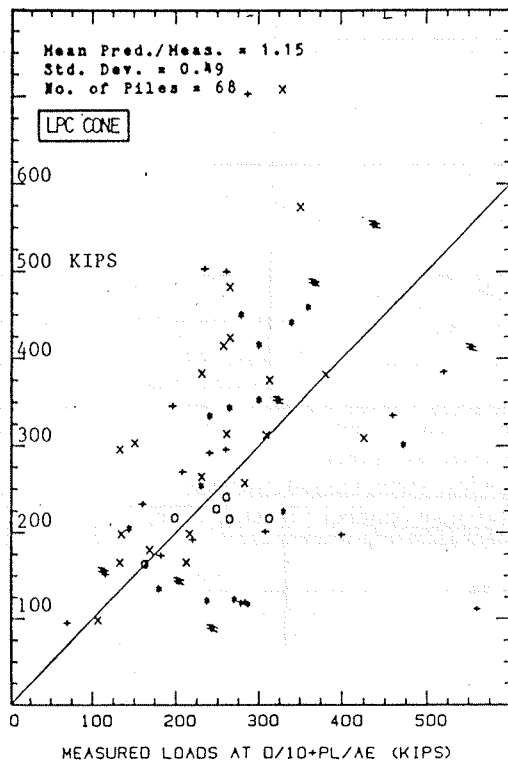
Abdrabbo dan Mahmoud (1986) juga telah melakukan penelitian pada pondasi tiang bor berdiameter 600 mm pada kedalaman 18,5 m dan menguji tiang tsb. hingga runtuh pada beban 2 MN.



Beban tsb. memberikan tegangan dikaki tiang sebesar 7.1 MN/m² yang relatif lebih kecil dari pada tahanan ujung sondir pada kedalaman tsb. Dari penelitian ini Abdrabbo menyimpulkan metoda Meyerhof (1956) dapat memberikan overestimasi baik daya dukung ujung maupun gesekan selimut dengan faktor sebesar 2.0.

Gb. 4.8. : Perbandingan tegangan pada kaki pondasi tiang saat runtuh dengan hasil uji sondir (sumber : Abdrabbo et al., 1986)

Briaud (1986) melakukan evaluasi terhadap 98 buah uji pembebanan tiang dengan menggunakan beberapa cara daya dukung yang diturunkan dari data uji sondir, diantaranya menggunakan cara langsung (direct cone method) tanpa koreksi, metoda LPC dan metoda Schmertmann & Nottingham.

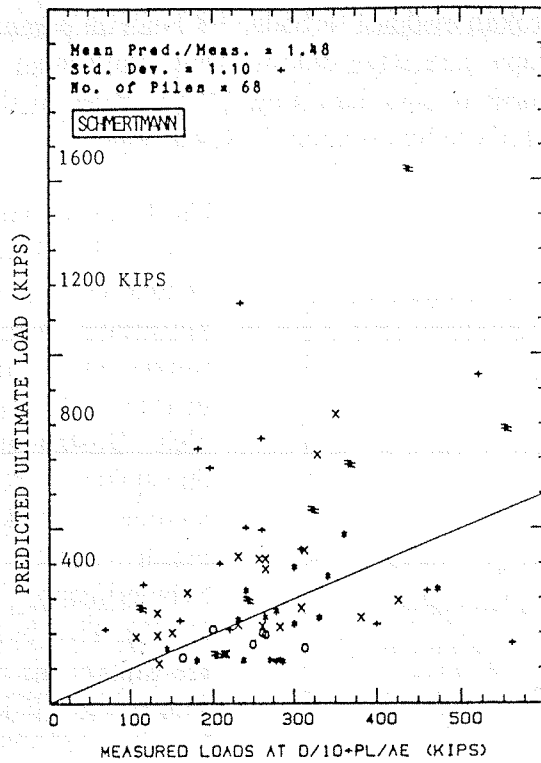


Hasil penelitian Briaud ternyata memberikan kesimpulan yang sama dengan Horvitz et al. dan Abdrabbo khususnya bagi metoda langsung (direct cone method). Sedangkan metoda LPC cone yang diusulkan oleh Bustamante et al. (1983) dinyatakan terbaik, sedangkan metoda terbaik berikutnya yang masih dapat diandalkan adalah Schmertmann & Nottingham (1975). Tiga buah metoda yang lain De-Ruiter & Beringen (1979), Tumai & Fakhroo (1981) dan Penpile (1978) kurang baik. Kemudian yang paling buruk adalah metoda langsung (direct cone method). Berdasarkan cara statistik/probabilitas, maka untuk menggunakan metoda langsung dengan tingkat resiko nihil, faktor keamanan minimum yang harus digunakan adalah 7.6. Data data penelitian Briaud diberikan dalam gambar 4.9.a, 4.9.b, dan 4.9.c.

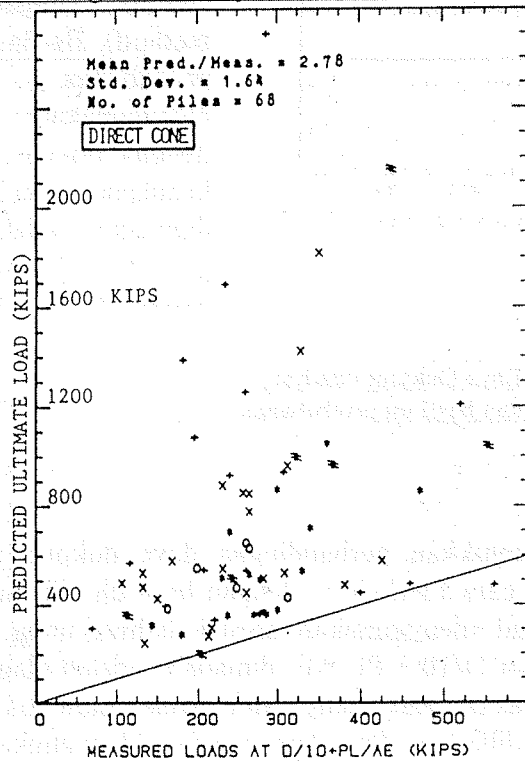
Gb. 4.9a : Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang metoda LPC-CPT dan hasil uji pembebanan (sumber : Briaud, 1986)

Gambar 4.9.a. menunjukkan perbandingan daya dukung pondasi tiang yang dihitung berdasarkan cara LPC Cone dengan hasil uji dilapangan. Untuk kriteria keruntuhannya, Briaud menggunakan asumsi bahwa tiang runtuh pada beban dengan defleksi sebesar $D/10 + PL/AE$, dimana D adalah diameter tiang, P beban, L panjang tiang, A luas tampang tiang dan E adalah modulus. Rasio dari rata rata daya dukung yang dihitung dari data sondir dibandingkan dengan hasil uji pembebanan adalah 1.15, yang berarti hasil perhitungan dari data sondir tsb. memberikan nilai daya dukung ultimit rata rata 15% lebih tinggi dibandingkan

daya dukung yang dicapai dilapangan menurut kriteria keruntuhan berdasarkan asumsi Briaud.



Gb. 4.9.b: Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang dengan Metoda Schmertmann-Nottingham Hasil Uji Pembebanan (sumber : Briaud, 1986)



Gb. 4.9.c: Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang dengan Metoda Direct Cone dan Hasil Uji Pembebanan (sumber : Briaud, 1986)

Studi oleh Rahardjo et al. (1993) menggunakan teori keandalan (reliability study) pada 18 buah pondasi tiang di Indonesia memberikan kesimpulan yang serupa dengan kedua studi diatas. Berbagai metoda yang diutarakan diatas telah terbukti masing masing keandalannya dan untuk data yang ada dapat disimpulkan bahwa metoda Schmertmann & Nottingham (1975) cukup baik untuk diterapkan. Sedangkan apabila dilakukan dengan metoda lain sebaiknya menggunakan angka keamanan yang cukup tinggi.

Pada metoda Schmertmann Nottingham dimana kondisi tanah adalah pasiran, hasilnya amat memuaskan. Tingkat kesalahan perhitungan tidak melebihi 4%, sedangkan pada kondisi tanah yang terutama terdiri dari lapis lempung, metoda ini memberikan penyimpangan yang besar. Hal serupa dapat disimpulkan juga pada metoda Lambda Cone dan metoda Cone M. Pada metoda Cone-M, nilai friksi rata rata dikoreksi dengan koefisien m yang didapat berdasarkan data empirik. Bentuk kurva m menunjukkan bahwa harga m ini diambil besar (>1) untuk $f_s < 0.3$ kg/cm².

Metoda langsung (direct cone) yang justeru banyak diterapkan di Indonesia ternyata tidak memuaskan. Asumsi metoda ini adalah karena sondir dianggap suatu model tiang. Pengambilan langsung harga f_s dan q_c untuk diaplikasikan ke pondasi tiang adalah kurang berdasar. Metoda langsung (Direct Cone) sebaiknya tidak dipraktekkan lagi kecuali dengan modifikasi atau dengan angka keamanan yang amat tinggi.

Pada cara Tomlinson, nilai f_s dihitung berdasarkan metoda empirik dari Meyerhof. Sebagaimana kita ketahui, nilai f_s dipengaruhi oleh beberapa hal, diantaranya adalah jenis dan ukuran tiang, bahan, metoda instalasi dll. Pengambilan harga f_s dari nilai q_c nampaknya kurang menguntungkan.

Semua metoda analisis daya dukung yang lain menggunakan suatu cara koreksi untuk mendapatkan nilai gesekan selimut dan tahanan ujung terhadap data sondir. Kenyataan bahwa pada metoda langsung (direct cone method), hampir selalu over-estimasi kapasitas atau daya dukung tiang menunjukkan kebutuhan faktor reduksi. Hal ini adalah akibat dari kombinasi beberapa faktor diantaranya : *efek skala, kecepatan pembebanan, perbedaan dalam cara penetrasi (insertion method), dan posisi dari selimut sondir.*

Efek skala adalah akibat dari perbedaan ukuran antara pondasi tiang dan alat sondir. Ukuran pondasi tiang jauh lebih besar dari konus sondir sehingga tidak "*merasakan*" adanya lapisan tipis yang mempunyai nilai q_c yang besar (De Beer, 1985, Rahardjo, 1990); akibatnya perlawanan ujung pada tiang rata rata lebih kecil daripada yang diberikan oleh sondir.

Pengaruh dari perbedaan dalam kecepatan pembebanan adalah akibat kecepatan penetrasi. Pada sondir kecepatannya sekitar 2 cm/det sedangkan pada pondasi tiang hanya berkisar 2 mm- 2.0 cm/jam. Saat uji pembebanan, penetrasi pondasi tiang adalah jauh lebih rendah, sedangkan sifat tanah, khususnya tanah lempung, memiliki semacam viskositas sehingga perlawanan pada pondasi tiang lebih rendah (Briaud, Garland, 1985).

Perbedaan pada cara penetrasi sondir dan tiang pancang adalah karena pada sondir penetrasi dilakukan dengan tusukan secara konstan sedangkan pada pondasi tiang pancang penetrasinya dilakukan dengan pukulan (secara dinamis), hal ini memberikan akibat yang berbeda karena tegangan horisontal yang pada cara penusukan (push in) adalah lebih besar daripada yang dilakukan dengan pemancangan (Makarim, Briaud, 1986) sehingga gesekannya lebih kecil pada pondasi tiang pancang.

Lokasi dari selimut juga amat berpengaruh. Pada sondir, selimutnya berada langsung dibelakang ujung konus sedangkan pada pondasi tiang, kebanyakan gesekannya berada jauh dibelakang ujungnya; jelas bahwa tegangan horisontal adalah maksimum didekat ujung dan menjadi minimum pada titik yang terjauh dari ujungnya (Baguelin, Jezequel, 1972, Alard et al., 1986), akibatnya gesekan selimut pada tiang menjadi lebih kecil dibandingkan pada sondir.

Suatu perbedaan pokok yang lain adalah mekanisme pengalihan beban pada pondasi tiang dipengaruhi oleh gerakan ujungnya dan pemendekan tiang, sedangkan pada sondir praktis pemendekan bagian selimutnya dapat diabaikan.

5. PERKEMBANGAN UJI SONDIR

Perkembangan uji sondir amat pesat dibandingkan uji lapangan yang lain terutama dengan diperolehnya cukup banyak data untuk penurunan hubungan empirik dan digunakannya sondir listrik/ elektronik yang memungkinkan penambahan sensor diujungnya.

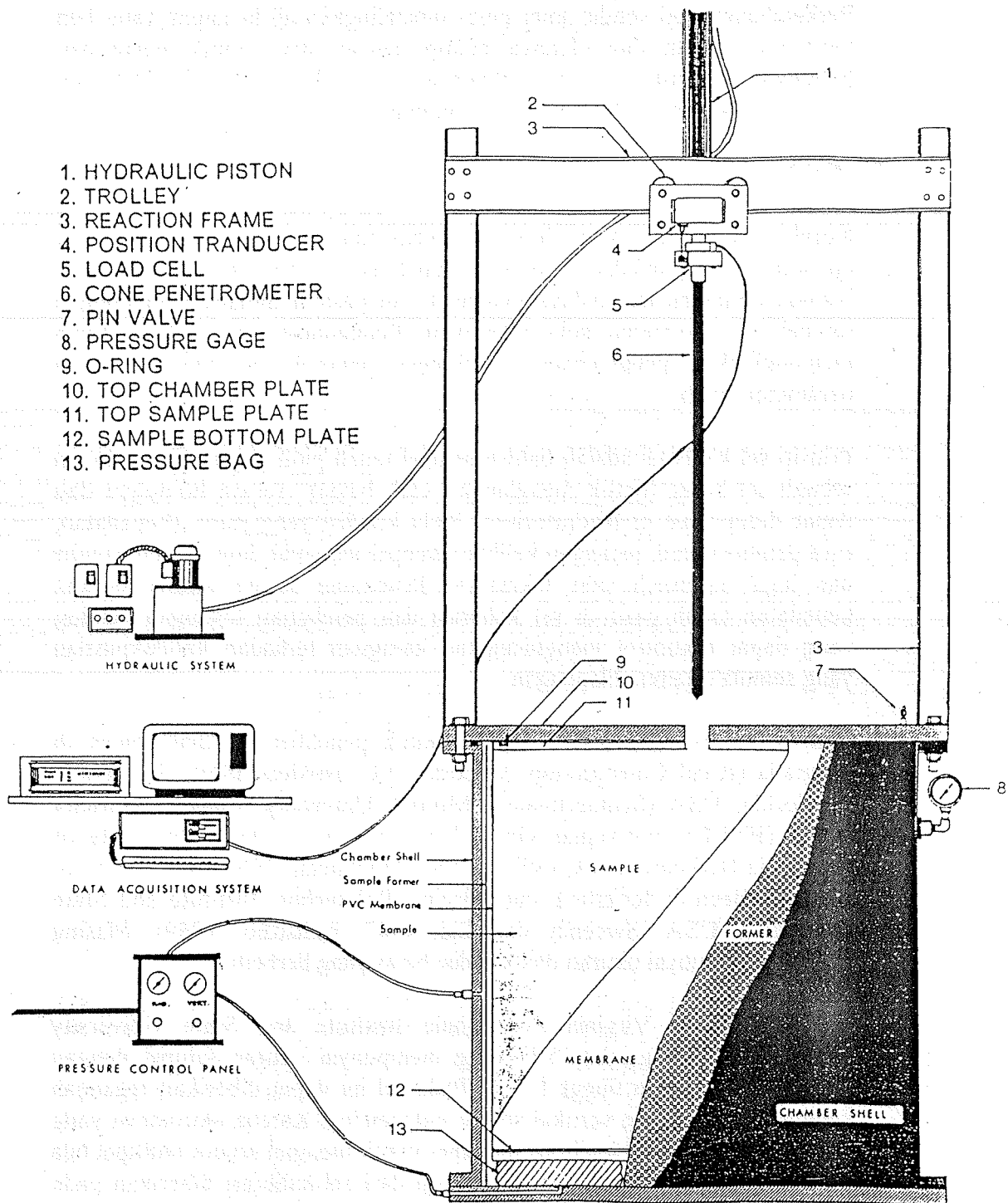
5.1. Sel Kalibrasi

Korelasi empirik untuk tanah kohesif relatif mudah diperoleh karena pada uji sondir, pengambilan sampel dimungkinkan untuk uji laboratorium. Namun demikian lain halnya dengan tanah pasiran dimana pengambilan sampel tak terganggu sulit dilakukan. Penggunaan sel kalibrasi telah memungkinkan pengembangan hubungan empirik uji sondir dengan parameter tanah.

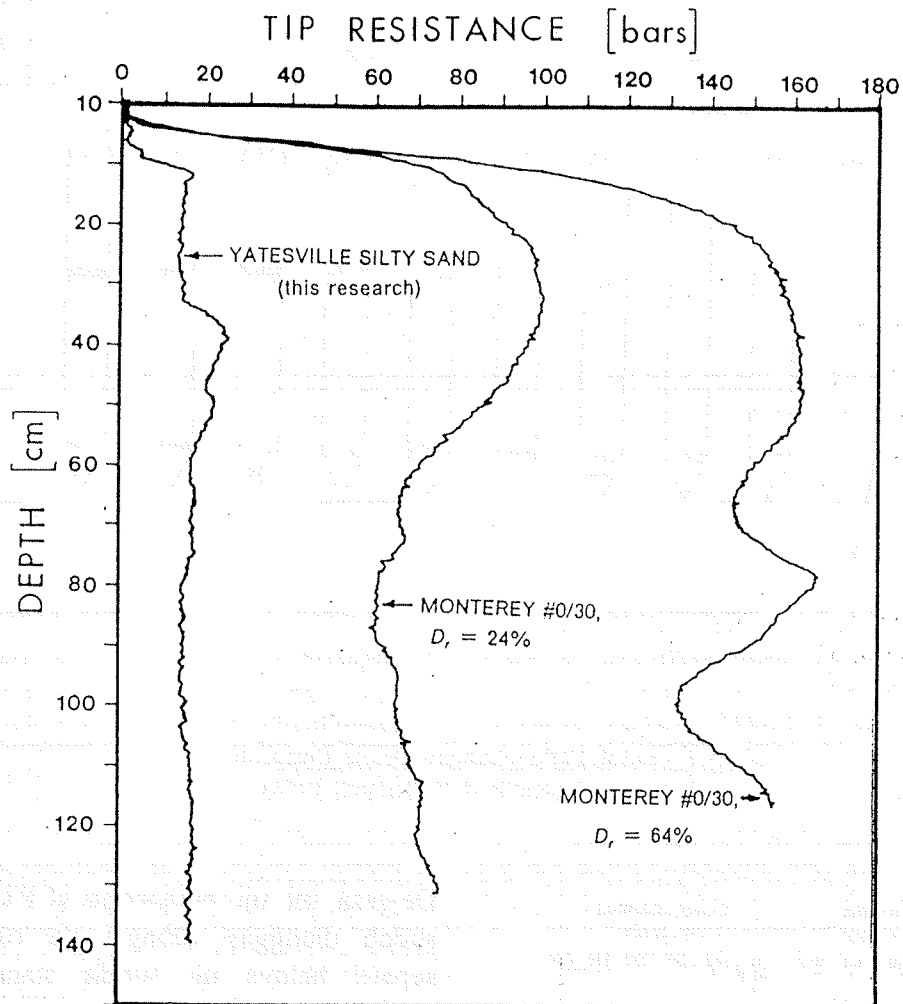
Prinsip sel kalibrasi adalah bahwa sampel tanah pasir dapat dibuat dalam sebuah sel besar (untuk menghindari efek batas) secara homogen dan dapat diduplikasi di laboratorium. Pada kondisi yang sama (kepadatan, cara pembentukan, tegangan keliling) sampel ini dapat diuji dengan sondir dan juga diperoleh sifat teknisnya. Penentuan secara akurat derajat kepadatan tanah pasir di sel kalibrasi dan pemberian tegangan keliling yang dapat dikontrol menghilangkan keraguan terhadap ketidakpastian yang semula ditemui dilapangan.

Banyak sel kalibrasi dikembangkan untuk penelitian ini diantaranya di Australia (Road Construction Authority, J.C. Holden, 1969), University of Florida, USA (Schmertmann), Monash University, Italian Electricity Board (ENEL), Norwegian Geotechnical Institute (NGI), University of California Berkeley, USA, (Villet, 1981, Huntsman, 1985), University of Calgary (Been & Jefferies), dan Virginia Polytechnic Institute and State University, USA (Sweeney dan Eid, 1987, Rahardjo, 1989). Masing masing mempunyai ukuran dan kondisi batas yang berbeda.

Sel kalibrasi di Virginia Polytechnic Institute and State University ditunjukkan oleh gambar 5.1. yang mempunyai ukuran sampel dengan diameter 1.5 m dan tinggi 1.5 m. Pada sel ini dapat diberikan tegangan keliling dan tegangan vertikal secara independen. Karena ukurannya yang relatif besar maka sel kalibrasi ini dapat untuk menguji secara multipel bila digunakan sondir mini. Contoh hasil uji dari sel kalibrasi diberikan pada gambar 5.2. Banyak korelasi dihasilkan dengan sel kalibrasi ini dan telah diberikan pada bab 2.



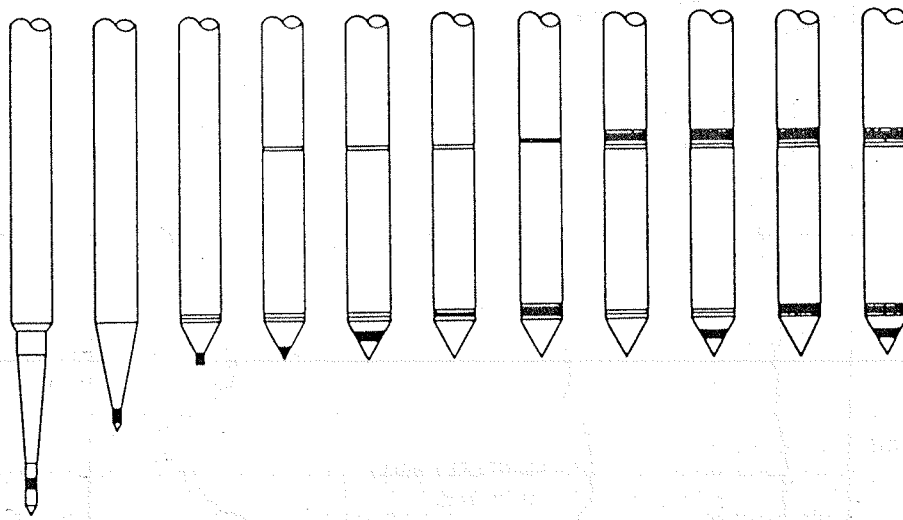
Gb. 5.1. Sel Kalibrasi di Virginia Polytechnic Institute & State University
 (sumber : Rahardjo, 1989)



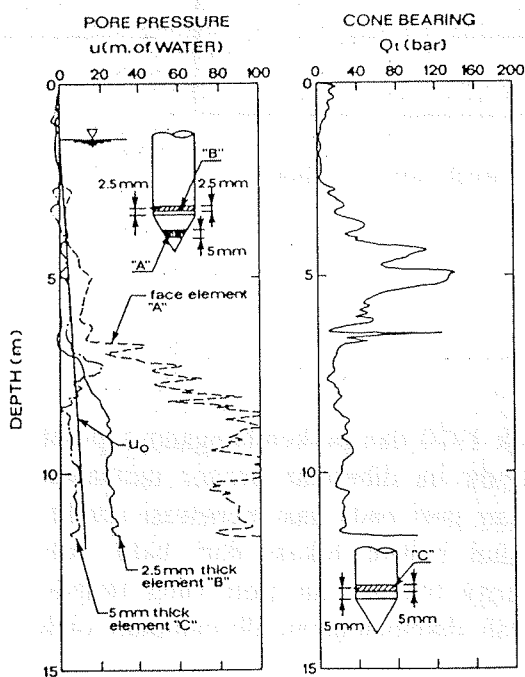
Gb. 5.2. : Contoh Hasil Uji Sondir Listrik dari Sel Kalibrasi

5.2. Piezocone

Uji dengan piezocone telah berkembang sejak 1970 dan perkembangannya pesat selama 20 tahun terakhir ini. Pada alat sondir ini diberikan sensor tambahan berupa batu pori untuk mengukur tekanan air pori pada saat penetrasi sondir. Pada perkembangan saat ini telah diketahui bahwa lokasi dari batu pori memberikan pengaruh besar terhadap besarnya tekanan air pori yang terjadi. Contoh dari jenis jenis piezocone yang telah dikembangkan ditunjukkan oleh gambar 5.3.



Gb. 5.3. Contoh Perkembangan Desain Piezocone
(sumber : Campanella & Robertson, 1988)

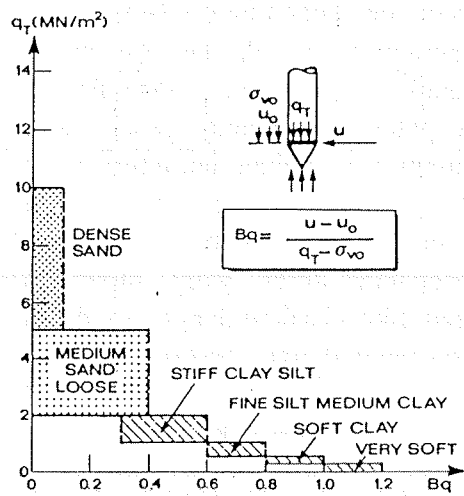


Gb. 5.4. Contoh Hasil Uji Piezocone dengan Variasi Lokasi Sensor Tekanan Air Pori
(sumber : Campanella et al., 1988)

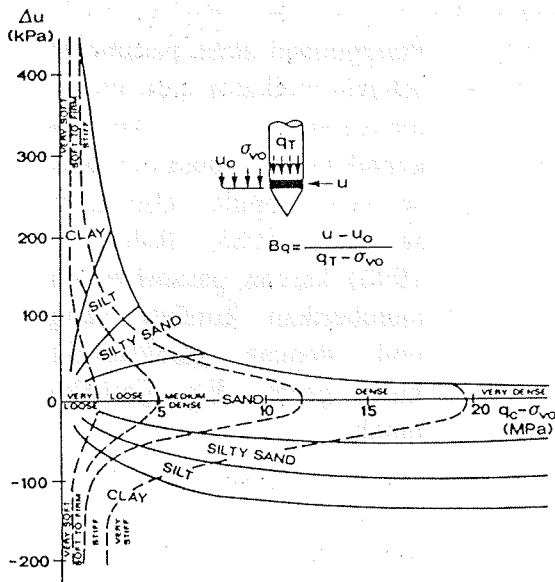
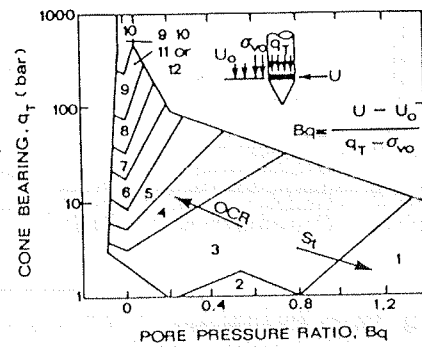
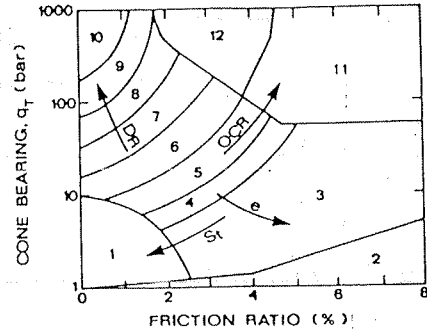
Dewasa ini uji piezocone (CPTU) sudah dianggap sebagai uji rutin seperti halnya uji sondir standar dengan beberapa keuntungan, yaitu :

- kemampuan untuk membedakan antara penetrasi terdrainase atau tidak
- kemampuan memberikan koreksi tekanan air pori terhadap tahanan ujung
- kemampuan untuk mengukur karakteristik konsolidasi
- mempertajam penentuan profil tanah (lebih akurat)
- memperbaiki interpretasi parameter tanah

Klasifikasi tanah dengan CPTU telah diusulkan diantaranya oleh Senneset dan Janbu (1984), Jones dan Rust (1982) dan Robertson et al. (1986)



Gb. 5.5. Klasifikasi Tanah dengan CPTU (sumber : Senneset & Janbu, 1984)



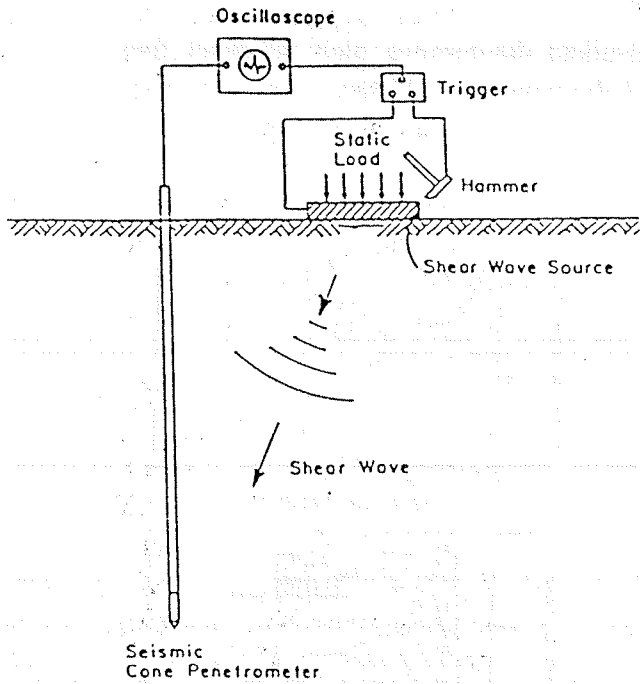
Gb. 5.7. Klasifikasi Tanah dengan CPTU (sumber : Jones & Rust, 1982)

zone	Qc/N	SOIL BEHAVIOUR TYPE
1	2	SENSITIVE FINE GRAINED
2	1	ORGANIC MATERIAL
3	1	CLAY
4	1.5	SILTY CLAY TO CLAY
5	2	CLAYEY SILT TO SILTY CLAY
6	2.5	SANDY SILT TO CLAYEY SILT
7	3	SILTY SAND TO SANDY SILT
8	4	SAND TO SILTY SAND
9	5	SAND
10	6	GRAVELLY SAND TO SAND
11	1	VERY STIFF FINE GRAINED (H)
12	2	SAND TO CLAYEY SAND (H)

(H) Overconsolidated or cemented

Gb. 5.6. Klasifikasi Jenis Perilaku Tanah dengan CPTU (Robertson, 1986)

5.3. Seismic Cone

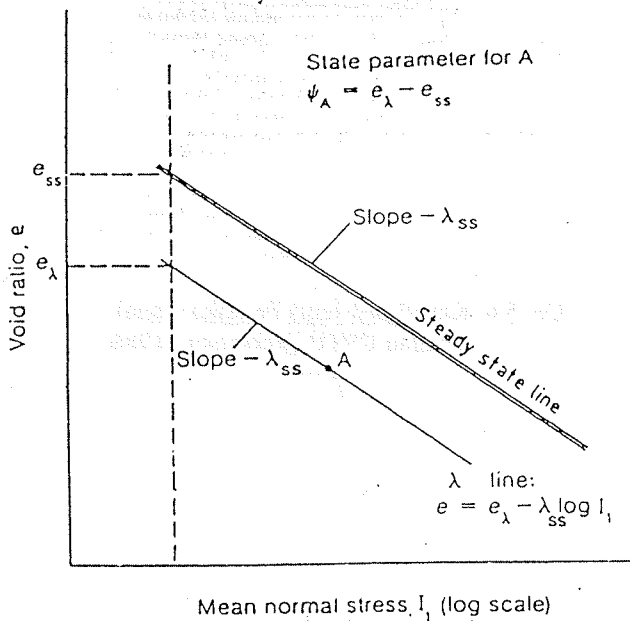


Seismic Cone dikembangkan di University of British Columbia (Campanella et al., 1986), merupakan kombinasi antara piezocone dengan mini seismometer. Pengukuran q_c , f_s dan Δu dapat dilengkapi dengan pengukuran kecepatan gelombang geser yang umumnya dilakukan tiap interval 1.0 m. Sebagai sumber gelombang digunakan sebuah hammer. Kecepatan geser yang diperoleh dapat dikorelasikan dengan modulus geser tanah dengan persamaan :

$$G = \rho V_s^2$$

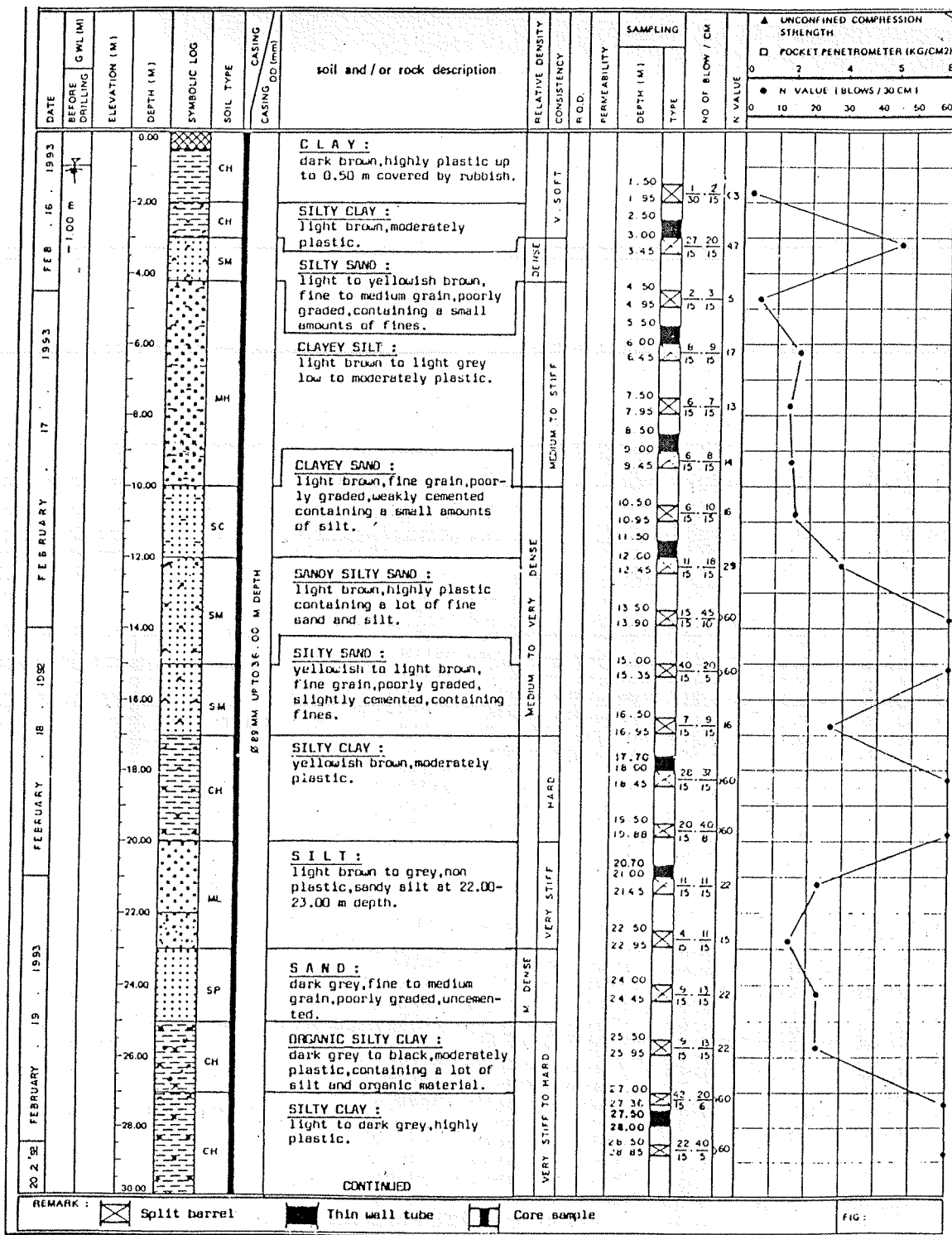
Gb.5.8. : Sketsa Uji Seismic Cone
(sumber : Campanella et al., 1986)

5.4. State Parameter



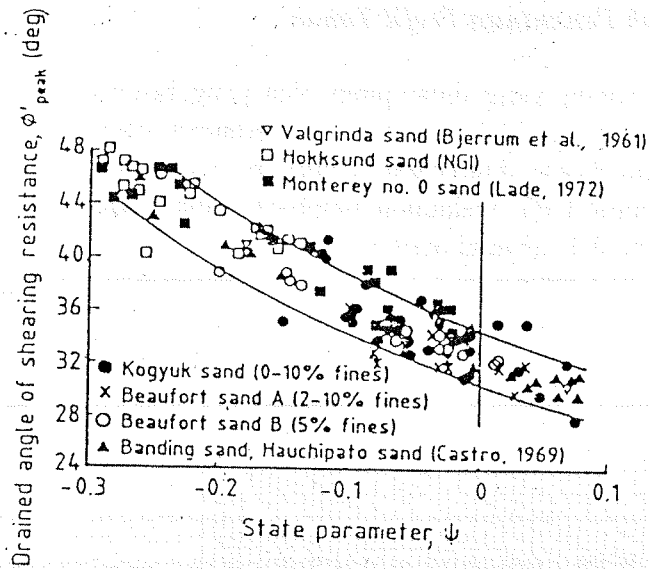
Penggunaan state parameter sebagai indikator baru untuk menyatakan kondisi kepadatan tanah pasir semakin populer (Been & Jefferies, 1985, Rahardjo, 1990) karena parameter ini memberikan korelasi yang unik dengan karakteristik kuat geser dan perilaku tanah.

Gb. 5.9. Definisi State Parameter
(sumber : Been & Jefferies, 1985)



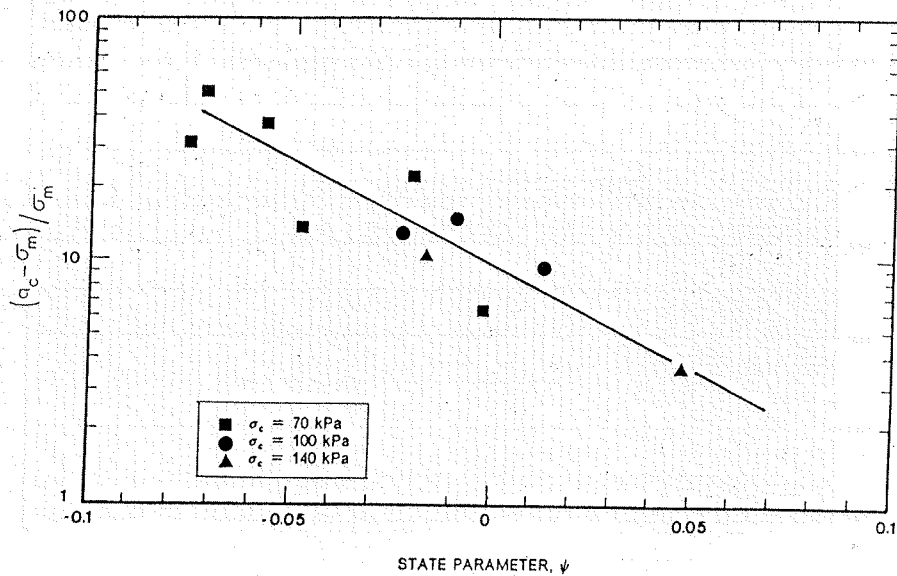
Gb. 6.2. Hasil Pengeboran

Depth (m)	gc (kg/cm ³)	fs (kg/cm ³)	Kf (%)	Prediction	Hasil dari Bor
0.20	4.00	0.26	6.50	Organic clays & mixed soils	CLAY
0.40	4.00	0.26	6.50	Organic clays & mixed soils	
0.60	8.00	0.26	3.25	Sandy and silty clays	
0.80	8.00	0.26	3.25	Sandy and silty clays	
1.00	16.00	0.26	1.62	Loose sands	
1.20	14.00	0.26	1.86	Loose sands	
1.40	14.00	0.26	1.86	Loose sands	
1.60	14.00	0.26	1.86	Loose sands	
1.80	16.00	0.26	1.62	Loose sands	
2.00	16.00	0.26	1.62	Loose sands	
2.20	16.00	0.16	1.00	Loose sands	SILTY CLAY
2.40	10.00	0.26	2.60	Clayey-sands and silts	
2.60	10.00	0.26	2.60	Clayey-sands and silts	
2.80	10.00	0.26	2.60	Clayey-sands and silts	
3.00	10.00	0.14	1.40	Loose sands	
3.20	10.00	0.14	1.40	Loose sands	SILTY SAND
3.40	12.00	0.14	1.17	Loose sands	
3.60	12.00	0.14	1.17	Loose sands	
3.80	12.00	0.14	1.17	Loose sands	
4.00	18.00	0.28	1.56	Loose sands	
4.20	22.00	0.40	1.82	Moderate sands	CLAYEY SILT
4.40	22.00	0.40	1.82	Moderate sands	
4.60	22.00	0.56	2.55	Clayey-sands and silts	
4.80	18.00	0.28	1.56	Loose sands	
5.00	14.00	0.40	2.86	Clayey-sands and silts	
5.20	20.00	0.40	2.60	Loose sands	
5.40	20.00	0.54	2.70	Clayey-sands and silts	
5.60	20.00	0.54	2.70	Clayey-sands and silts	
5.80	20.00	0.54	2.70	Clayey-sands and silts	
6.00	16.00	0.54	3.58	Sandy and silty clays	
6.20	28.00	0.80	2.86	Clayey-sands and silts	
6.40	30.00	0.96	3.20	Clayey-sands and silts	
6.60	28.00	0.52	1.86	Moderate sands	
6.80	32.00	0.52	1.62	Moderate sands	
7.00	24.00	0.52	2.17	Clayey-sands and silts	
7.20	26.00	0.52	2.90	Moderate sands	
7.40	36.00	0.96	2.67	Clayey-sands and silts	
7.60	32.00	1.04	3.25	Clayey-sands and silts	
7.80	26.00	0.52	2.00	Moderate sands	
8.00	22.00	1.72	7.82	Inorganic clay very stiff	
8.20	24.00	1.92	8.00	Inorganic clay very stiff	
8.40	44.00	1.60	3.64	Sandy and silty clays	
8.60	26.00	0.80	3.08	Clayey-sands and silts	
8.80	24.00	0.40	1.67	Moderate sands	
9.00	26.00	0.56	2.15	Clayey-sands and silts	
9.20	34.00	0.96	2.82	Clayey-sands and silts	
9.40	34.00	0.26	2.82	Clayey-sands and silts	
9.60	32.00	1.14	3.56	Sandy and silty clays	
9.80	32.00	1.14	3.56	Sandy and silty clays	
10.00	32.00	0.80	2.50	Clayey-sands and silts	
10.20	52.00	0.80	1.54	Moderate sands	CLAYEY SAND
10.40	52.00	1.34	2.58	Clayey-sands and silts	
10.60	48.00	1.34	2.79	Clayey-sands and silts	
10.80	26.00	1.20	4.62	Sandy and silty clays	
11.00	64.00	1.28	2.00	Moderate sands	
11.20	100.00	1.36	1.36	Moderate sands	
11.40	96.00	1.52	1.56	Moderate sands	
11.60	124.00	1.60	1.29	Dense or cemented sands	
11.80	128.00	1.68	1.31	Dense or cemented sands	
12.00	136.00	1.60	1.32	Dense or cemented sands	
12.20	96.00	1.88	1.96	Moderate sands	SANDY SILTY SAND
12.40	176.00	1.92	1.09	Dense or cemented sands	
12.60	200.00	2.00	1.00	Dense or cemented sands	
12.80	210.00	2.08	0.99	Dense or cemented sands	
13.00	182.00	2.16	1.19	Dense or cemented sands	
13.20	148.00	2.24	1.51	Dense or cemented sands	
13.40	120.00	2.32	1.93	Dense or cemented sands	
13.60	240.00	2.40	1.00	Dense or cemented sands	
13.80	268.00	2.48	0.93	Dense or cemented sands	
14.00	500.00	2.56	0.51	Very shell sands, limerocks	



Gb.5.10 : Korelasi State Parameter, ψ , vs ϕ
(sumber : Been & Jefferies, 1985)

Tanah pasir dikatakan padat atau lepas tergantung posisinya terhadap SSL. Uji sondir telah memungkinkan penentuan state parameter dari tanah pasir (Been & Jefferies, 1986) maupun pada tanah pasir lanauan (Rahardjo, 1989). Gb. 5.11. memberikan contoh korelasi state parameter dengan tahanan ujung sondir.



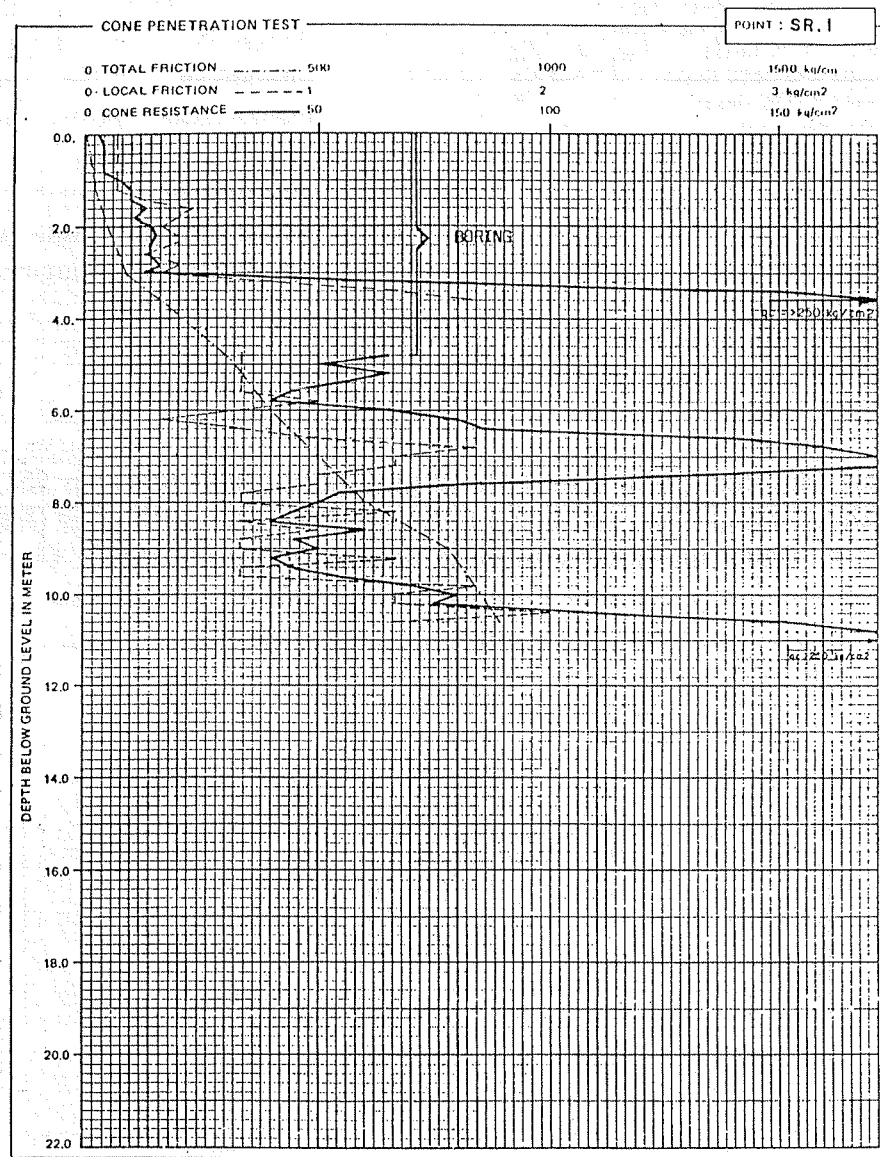
Gb. 5. 11 : State Parameter dengan Normalisasi Uji Sondir pada Pasir Lanauan
(sumber : Rahardjo, 1989)

Konsep State Parameter dimulai dengan dicapainya Steady State Line (SSL) yang merupakan tempat kedudukan dari posisi tanah dalam ruang void ratio dan tegangan efektif rata rata. SSL merupakan sifat unik tanah dimana tanah mengalir dalam kondisi tegangan efektif dan volume yang konstan (Poulos, 1985). Pengertian ini kemudian diterapkan untuk menentukan posisi relatif tanah (pasir) yang dipengaruhi oleh kepadatannya (void ratio) dan tegangan kelinginya.

6. CONTOH CONTOH PERHITUNGAN

6.1. Interpretasi Hasil Uji Sondir untuk Penentuan Profil Tanah

Contoh pertama ini diberikan pada uji sondir yang didampingi oleh pengeboran dan dengan menggunakan kurva Schmertmann dilakukan rekayasa terhadap jenis tanah dan dibandingkan dengan hasil pengeboran dilapangan. Untuk mempercepat perhitungan digunakan program komputer CPT walaupun pembaca dapat saja melakukannya secara manual. Hasilnya adalah sebagai berikut.



Gb. 6.1. Hasil Uji Sondir Berat (10 tons) di Jakarta

Kedalaman 0 - 0.8 m menunjukkan kecocokan antara hasil dari program dengan *bor log*. Namun pada kedalaman 0.8 - 2.0 m, terjadi ketidakcocokan. *Bor log* mengindikasikan tanah lempung, sedangkan program mengindikasikan pasir lepas. Hal ini disebabkan rasio gesekannya kecil, di bawah 2 %, sedangkan menurut kurva Schmertmann, rasio gesekan di bawah 2 % adalah pasir. Terlihat bahwa nilai gesekan selimut (f_s) konstan sepanjang 0.8 - 2.0 m, sedangkan nilai tahanan ujungnya (q_c) bertambah. Ada kemungkinan hasil uji sondir yang salah, karena biasanya kenaikan nilai q_c disertai juga dengan kenaikan f_s .

Pada kedalaman 2.2 - 2.8 m, program memberikan hasil pasir kelanauan bercampur dengan lanau dan *bor log* memberikan hasil lempung kelanauan. Kedua hasil ini cukup cocok.

Pada kedalaman 3.0 - 4.0 m, hasilnya cukup cocok. Program memberikan hasil pasir lepas dan *bor log* memberikan hasil pasir kelempungan. Pasir lepas dan pasir kelempungan memang sukar dibedakan.

Pada kedalaman 4.0 - 10.0 m, hasilnya cukup cocok. Program memberikan hasil pasir kelempungan bercampur dengan lanau dan *bor log* memberikan hasil lanau kelempungan. Ada beberapa lapisan pasir yang menyeliip pada kedalaman 4.0 - 10.0 m tersebut. Hal tersebut dapat ditoleransi karena dari kurva Schmertmann terlihat bahwa pasir dan lanau bercampur dengan pasir kelempungan berimpit letaknya.

Kedalaman 10.0 - 12.0 m juga cocok. Program memberikan hasil yang bervariasi antara pasir sedang, pasir padat, dan pasir kelempungan bercampur dengan lanau. *Bor log* memberikan hasil pasir kelempungan.

6.2 Daya Dukung & Settlement Pondasi Dangkal pada Tanah Pasir

Suatu pondasi dangkal pada lapisan tanah pasir dengan ukuran 2.6 m x 23.0 m berada pada kedalaman 2.0 m dari permukaan tanah. Pondasi dangkal ini direncanakan memiliki daya dukung per satuan luas sebesar 18.2 t/m². Berat jenis tanah 1.6 t/m³. Muka air tanah berada tepat di dasar pondasi tersebut. Nilai q_c rata-rata dan tebal lapis ditunjukkan pada tabel dibawah ini. Akan diberikan analisis kemampuan pondasi mendukung beban rencana dan ditentukan besarnya penurunan yang akan terjadi dalam waktu 5 tahun.

Lapis	Tebal (cm)	q _c (kg/cm ²)
1	100	25
2	30	35
3	170	35
4	50	70
5	100	30
6	70	85
7	130	170
8	100	60
9	100	100
10	150	40
11	40	65

Handwritten calculations and notes next to the table:

- 1 m
- 1,3 m
- 2 m
- 1,5 m
- 1,5 m
- 2,5 m
- 2,5 m
- 2,6

Handwritten formula for average q_c:

$$\frac{100 \times 25 + 30 \times 35 + 170 \times 35 + 50 \times 70 + 100 \times 30 + 70 \times 85 + 130 \times 170 + 100 \times 60 + 100 \times 100 + 150 \times 40 + 40 \times 65}{260} =$$

Daya dukung pondasi dangkal pada tanah pasir

$$q = \gamma \cdot D_f = 1.6 \times 2 = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = 18.2 \text{ t/m}^2$$

Dengan menggunakan gambar 3.1 atau dengan persamaan:

$$\frac{q_{ijin}}{q_c} = \frac{B}{40} \left(1 + \frac{D_f}{B} \right) = \frac{2.6}{40} \left(1 + \frac{2.0}{2.6} \right) = 0.115$$

Pada persamaan diatas, nilai q_c diambil harga rata-rata pada kedalaman B di bawah dasar pondasi.

$$q_c = \frac{(100 \times 25) + (160 \times 35)}{260} = 31.2 \text{ kg/cm}^2 = 312 \text{ ton/m}^2$$

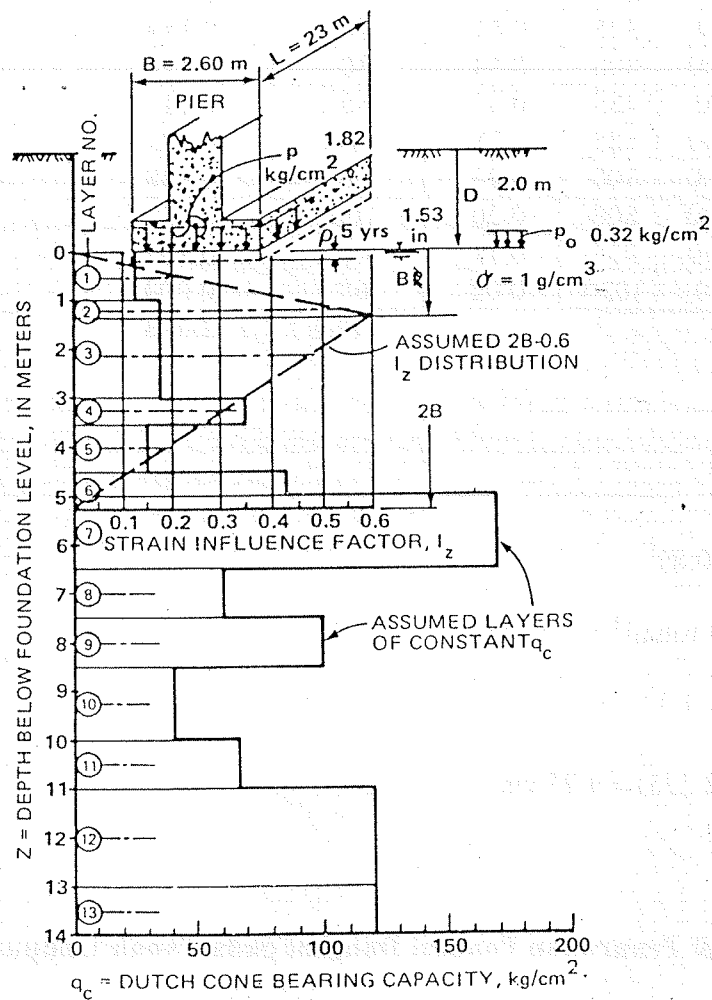
$$q_{ijin} = 0.115 \times 312 = 35.88 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{kerja}} = 18.2 \text{ ton/m}^2 < q_{\text{ijin}} = 35.88 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{ok!})$$

$$Q_{\text{kerja}} = 18.2 \times 2.6 \times 23.0 = 1088.36 \text{ ton}$$

Penurunan pondasi dangkal pada tanah pasir

$L/B = 23.0 / 2.6 = 8.85 \rightarrow$ Jenis pondasi adalah pondasi menerus



Data tanah

Untuk memudahkan perhitungan dapat dibuat tabel seperti dibawah ini:

Tabel perhitungan penurunan

Lapis ke	h (cm)	z (cm)	Iz	qc (kg/cm ²)	Iz. h/3.5 qc (cm/kg/cm ²)
1	100	50	0.29	25	0.331
2	30	115	0.40	35	0.098
3	170	215	0.58	35	0.805
4	50	325	0.61	70	0.124
5	100	400	0.54	30	0.514
6	70	485	0.47	85	0.111
7	130	585	0.38	170	0.083
8	100	700	0.29	60	0.138
9	100	800	0.20	100	0.057
10	150	925	0.10	40	0.107
11	40	1020	0.02	65	0.004
Total					2.373

$$s = c_1 \cdot c_2 \cdot \Delta p \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta h}{E_s}$$

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{3.2}{15} \right) = 0.89$$

$$\Delta p = 18.2 - 3.2 = 15 \text{ ton/m}^2 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

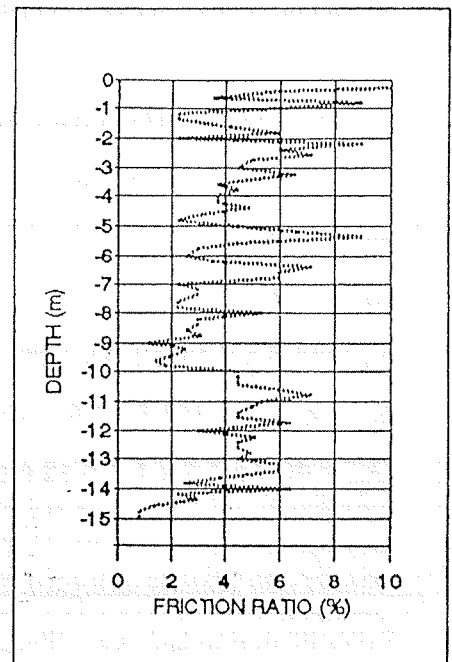
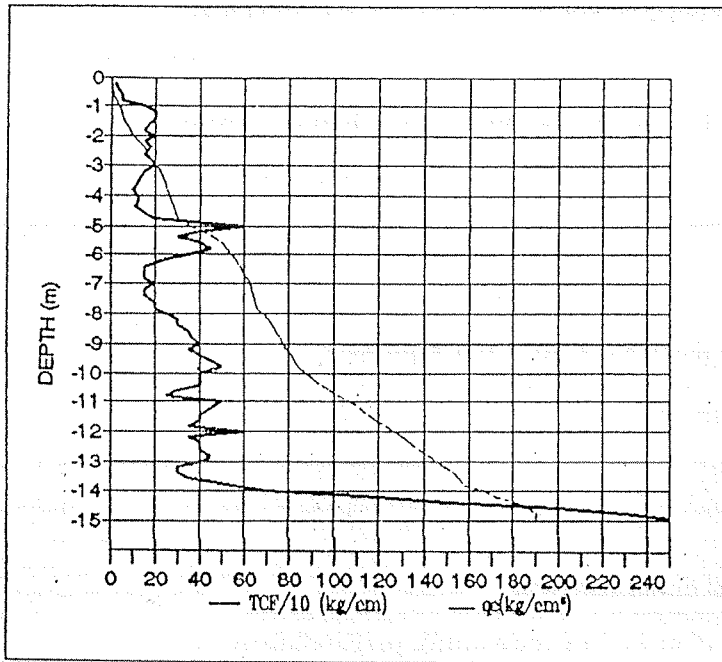
$$c_2 = 1 + 0.2 \log \frac{5}{0.1} = 1.34$$

$$s = 0.89(1.34)(1.5)(2.373) = 4.25 \text{ cm}$$

6.3 Daya Dukung & Penurunan Pondasi Dangkal pada Tanah Lempung

Pondasi dangkal 1.2 m x 1.2 m berada pada kedalaman 1.0 m di bawah permukaan tanah. Jenis tanah adalah tanah berplastisitas tinggi (CH) dan berat jenis tanah 1.6 t/m³. Data sondir terlampir dibawah ini. Hitunglah daya dukung ijin pondasi dengan faktor keamanan 2.5 dan penurunan yang terjadi jika pada pondasi tersebut bekerja beban sebesar 50 ton.

Data sondir tanah



Daya dukung pondasi dangkal pada tanah lempung

Lakukan perataan q_c , kemudian hitunglah $S_u = c_u = (q_c - P_o)/N_k$ dimana N_k diambil = 15

Elevasi (m)	Tebal (m)	q_c (kg/cm ²)	P_o (kg/cm ²)	c_u (kg/cm ²)
0.0 - 1.0	1.0	8	-	-
1.0 - 3.0	2.0	17	0.32	1.11
3.0 - 4.5	1.5	10	0.60	0.63
4.5 - 6.0	1.5	40	0.84	2.61
6.0 - 8.0	2.0	18	1.12	1.13
8.0 - 9.0	1.0	30	1.36	1.91
9.0 - 15.0	6.0	40	1.92	2.54
Total				9.92

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q$$

S_c dan S_q adalah faktor koreksi bentuk (*shape factor*) = 1.3

d_c dan d_q adalah faktor koreksi kedalaman (*depth factor*) = $1 + 0.35 (D_f/B)$

$$= 1 + 0.35 (1/1.2) = 1.29$$

$c_u = 11.5 \text{ ton/m}^2$. (Dari dasar pondasi sampai kedalaman B di bawah pondasi)

$$q = \gamma \cdot D_f = 1.6 \times 1 = 1.6 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.00$$

$$q_{ult} = 11.5 \times 5.14 \times 1.3 \times 1.29 + 1.6 \times 1.3 \times 1.29 = 101.8 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ijin} = q_{ult} / 3 = 101.8 / 2.5 = 40.7 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ijin} = 40.7 \times 1.2 \times 1.2 = 58.6 \text{ ton.}$$

Pemurunan pondasi dangkal pada tanah lempung

Penurunan pondasi akan dihitung dengan 3 metode untuk perbandingan.

$$Q_{ijin} > Q_{kerja} \quad (\text{ok!})$$

Metode Sederhana

$$s = \sum m_v \cdot \Delta p \cdot h$$

$$m_v = \frac{1}{\alpha \cdot q_c}$$

$$\Delta p = \frac{Q_{kerja}}{(B+z)^2} = \frac{50}{(1.2+z)^2}$$

Nilai α diambil 2

Cara Sederhana

Elevasi (m)	Tebal (m)	q_c (ton/m ²)	z (m)	α	$m_v = 1/(\alpha \cdot q_c)$ (m ² /ton)	$\Delta p = Q/(B+z)^2$ (ton/m ²)	s_i (m)
1.0 - 3.0	2.0	170	1.00	2.00	0.003	10.331	0.061
3.0 - 4.5	1.5	100	2.75	2.00	0.005	3.205	0.024
4.5 - 6.0	1.5	400	4.25	2.00	0.001	1.683	0.003
6.0 - 8.0	2.0	180	6.00	2.00	0.003	0.965	0.005
8.0 - 9.0	1.0	300	8.00	2.00	0.002	0.591	0.001
9.0 - 15.0	6.0	400	11.00	2.00	0.001	0.336	0.003
Total							0.097

Metode Schmertmann

Gunakan rumus:

$$s = \sum \frac{C_c \cdot h}{1 + e_1} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

Cara Schmertmann

Elevasi (m)	Tebal (m)	qc (ton/m ²)	cu (ton/m ²)	Po (ton/m ²)	ΔP (ton/m ²)	cu/Po	Cc/(1+e1)	(Po+P)/Po	si (m)
1.0 - 3.0	2.0	170	11.10	3.20	10.331	3.47	0.1	4.23	0.063
3.0 - 4.5	1.5	100	6.30	6.00	3.205	1.05	0.1	1.53	0.019
4.5 - 6.0	1.5	400	26.10	8.40	1.683	3.11	0.1	1.20	0.008
6.0 - 8.0	2.0	180	11.30	11.20	0.965	1.01	0.1	1.09	0.004
8.0 - 9.0	1.0	300	19.10	13.60	0.591	1.40	0.1	1.04	0.002
9.0 - 15.0	6.0	400	25.40	19.20	0.336	1.32	0.1	1.02	0.001
Total									0.095

Metode Sanglerat

$$s = \sum \left(h \frac{\Delta P}{2.3(q_c)} \right) \alpha_o$$

Cara Sanglerat

Elevasi (m)	Tebal (m)	qc (ton/m ²)	Jenis Tanah	αo	ΔP (ton/m ²)	si (m)
1.0 - 3.0	2.0	170	CH	1.00	10.331	0.053
3.0 - 4.5	1.5	100	CH	1.00	3.205	0.021
4.5 - 6.0	1.5	400	CH	1.50	1.683	0.004
6.0 - 8.0	2.0	180	CH	1.00	0.965	0.005
8.0 - 9.0	1.0	300	CH	1.50	0.591	0.001
9.0 - 15.0	6.0	400	CH	1.50	0.336	0.003
Total						0.087

6.4 Daya Dukung Pondasi Dalam

Suatu pondasi tiang beton 30 cm x 30 cm dipancang sampai kedalaman -10.0 m. Elevasi pile cap -0.6 m. Data sondir terlampir. Hitunglah daya dukung tiang ultimit dan daya dukung ijin.

Daya dukung tiang pancang

Daya dukung ujung

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$$

$$q_{c1} = (60+65+70+70+70+90+180)/6 = 86.4 \text{ kg/cm}^2 = 864 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c2} = (17+15+2018+20+15+15+20+25+30+50+90)/12 = 27.9 \text{ kg/cm}^2 = 279 \text{ ton/m}^2$$

$$q_p = \frac{864 + 279}{2} = 571.5 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_p = 571.5 \times 0.3 \times 0.3 = 51.4 \text{ ton}$$

Daya dukung selimut

$$q_s = K \left[\sum_{d=0}^{8B} \left(\frac{d}{8B} \right) f_s \cdot A_s + \sum_{8P}^L f_s \cdot A_s \right]$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s = 51.4 + 127.7 = 179.1 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult} / 3 = 179.1 / 3 = 59.7 \text{ ton}$$

Di bawah ini terlampir tabel perhitungan daya dukung selimut pondasi dalam.

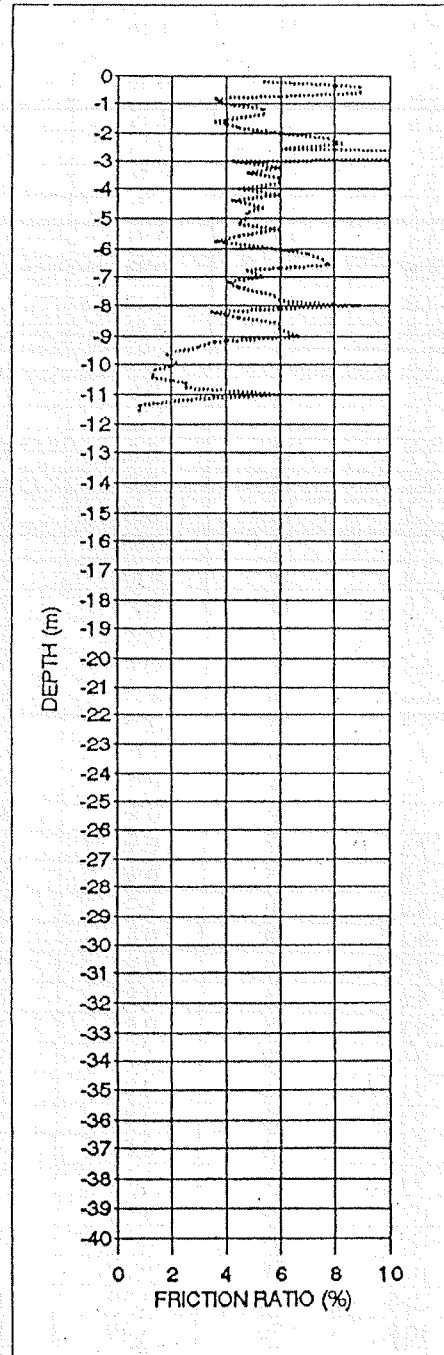
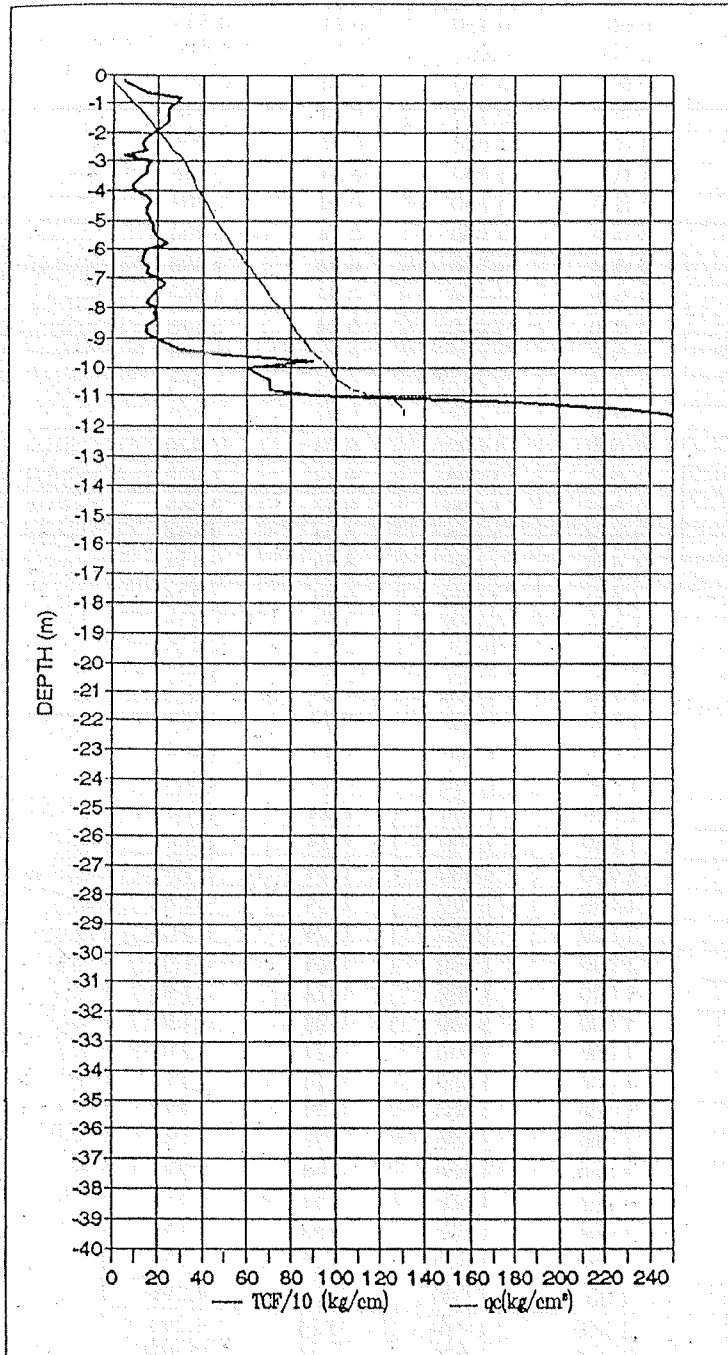
Elevasi (m)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	z (m)	z/8D	K	As (m ²)	Qsi (ton)
0.6	15	1.34	0.0	0.000	0.400	0.24	0.000
0.8	30	1.07	0.2	0.083	0.460	0.24	0.098
1.0	28	1.07	0.4	0.167	0.460	0.24	0.197
1.2	25	1.34	0.6	0.250	0.400	0.24	0.322
1.4	25	1.34	0.8	0.333	0.400	0.24	0.429
1.6	25	0.89	1.0	0.417	0.500	0.24	0.445
1.8	22	0.98	1.2	0.500	0.480	0.24	0.564
2.0	18	1.07	1.4	0.583	0.460	0.24	0.689
2.2	15	1.16	1.6	0.667	0.450	0.24	0.835
2.4	13	1.07	1.8	0.750	0.460	0.24	0.886
2.6	15	0.89	2.0	0.833	0.500	0.24	0.890
2.8	5	1.52	2.2	0.917	0.430	0.24	1.438
3.0	17	0.71	2.4	1.000	1.000	0.24	1.704
3.2	15	0.89	2.6	1.000	1.000	0.24	2.136
3.4	15	0.71	2.8	1.000	1.000	0.24	1.704
3.6	12	0.71	3.0	1.000	1.000	0.24	1.704
3.8	9	0.54	3.2	1.000	1.000	0.24	1.296
4.0	10	0.45	3.4	1.000	1.000	0.24	1.080
4.2	15	0.89	3.6	1.000	1.000	0.24	2.136
4.4	17	0.71	3.8	1.000	1.000	0.24	1.704
4.6	15	0.8	4.0	1.000	1.000	0.24	1.920
4.8	15	0.71	4.2	1.000	1.000	0.24	1.704
5.0	17	0.8	4.4	1.000	1.000	0.24	1.920
5.2	18	0.8	4.6	1.000	1.000	0.24	1.920
5.4	18	1.07	4.8	1.000	1.000	0.24	2.568
5.6	20	0.89	5.0	1.000	1.000	0.24	2.136
5.8	25	0.89	5.2	1.000	1.000	0.24	2.136
6.0	15	0.89	5.4	1.000	1.000	0.24	2.136
6.2	14	0.98	5.6	1.000	1.000	0.24	2.352
6.4	13	0.98	5.8	1.000	1.000	0.24	2.352
6.6	16	1.25	6.0	1.000	1.000	0.24	3.000
6.8	15	0.71	6.2	1.000	1.000	0.24	1.704
7.0	20	1.07	6.4	1.000	1.000	0.24	2.568
7.2	24	0.98	6.6	1.000	1.000	0.24	2.352
7.4	20	0.89	6.8	1.000	1.000	0.24	2.136
7.6	17	0.98	7.0	1.000	1.000	0.24	2.352
7.8	15	0.89	7.2	1.000	1.000	0.24	2.136
8.0	20	1.79	7.4	1.000	1.000	0.24	4.296
8.2	18	0.63	7.6	1.000	1.000	0.24	1.512
8.4	20	0.89	7.8	1.000	1.000	0.24	2.136
8.6	15	0.89	8.0	1.000	1.000	0.24	2.136
8.8	15	0.89	8.2	1.000	1.000	0.24	2.136
9.0	20	1.34	8.4	1.000	1.000	0.24	3.216
9.2	25	0.89	8.6	1.000	1.000	0.24	2.136
9.4	30	0.89	8.8	1.000	1.000	0.24	2.136
9.6	50	0.89	9.0	1.000	1.000	0.24	2.136
9.8	90	1.79	9.2	1.000	1.000	0.24	4.296
10.0	60	1.34	9.4	1.000	1.000	0.24	3.216
10.2	65	0.89	9.6	1.000	1.000	0.24	2.136
10.4	70	0.89	9.8	1.000	1.000	0.24	2.136
10.6	70	1.79	10.0	1.000	1.000	0.24	4.296
10.8	70	1.79	10.2	1.000	1.000	0.24	4.296
11.0	90	5.36	10.4	1.000	1.000	0.24	12.864
11.2	180	4.46	10.6	1.000	1.000	0.24	10.704
11.4	230	1.79	10.8	1.000	1.000	0.24	4.296

Total **127.729**

DUTCH CONE PENETROMETER TEST

PROJECT :
 LOCATION : Cihideung, Lembang.
 STA/CH : x = 646.976 ; y = 842.178.
 SOUNDING No. : S-6.
 DATE OF TESTED : 24 November 1994.

DEPTH : 11.60 M.
 GROUND SURFACE LEVEL : + 1102.090.
 GROUND WATER LEVEL : not recorded.
 OPERATOR : Ets.
 CHECKED BY : NS.



(K₂-K₁) / A_D

DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : SPRING VALLEY.
Location : Cihideung, Lembang, Bdg.
Sounding No. : S-6.
Sta/Ch. (M) : x = 646.976 ; y = 842.178
Date : 24 November 1994.

Depth of Sounding : 11.60 M.
Ground Surface Level : +1102.090 M.
Ground Water Level : no record.
Operator : NN/Ets.
Checked by : NS.

DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cumulative Friction (kg/cm')	Local Friction (kg/cm ²)	Friction Ratio (%)
	Cone Resistance (kg/cm ²)	Total Resistance (kg/cm ²)			
0.00					
-0.20	5.00	8.00	5	0.27	5.36
-0.40	10.00	20.00	23	0.89	8.93
-0.60	15.00	30.00	50	1.34	8.93
-0.80	30.00	42.00	71	1.07	3.57
-1.00	28.00	40.00	93	1.07	3.83
-1.20	25.00	40.00	120	1.34	5.36
-1.40	25.00	40.00	146	1.34	5.36
-1.60	25.00	35.00	164	0.89	3.57
-1.80	22.00	33.00	184	0.98	4.46
-2.00	18.00	30.00	205	1.07	5.95
-2.20	15.00	28.00	229	1.16	7.74
-2.40	13.00	25.00	250	1.07	8.24
-2.60	15.00	25.00	268	0.89	5.95
-2.80	5.00	22.00	298	1.52	30.36
-3.00	17.00	25.00	312	0.71	4.20
-3.20	15.00	25.00	330	0.89	5.95
-3.40	15.00	23.00	345	0.71	4.76
-3.60	12.00	20.00	359	0.71	5.95
-3.80	9.00	15.00	370	0.54	5.95
-4.00	10.00	15.00	379	0.45	4.46
-4.20	15.00	25.00	396	0.89	5.95
-4.40	17.00	25.00	411	0.71	4.20
-4.60	15.00	24.00	427	0.80	5.36
-4.80	15.00	23.00	441	0.71	4.76
-5.00	17.00	26.00	457	0.80	4.73
-5.20	18.00	27.00	473	0.80	4.46
-5.40	18.00	30.00	495	1.07	5.95
-5.60	20.00	30.00	512	0.89	4.46
-5.80	25.00	35.00	530	0.89	3.57
-6.00	15.00	25.00	548	0.89	5.95

DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : SPRING VALLEY.
 Location : Cihideung, Lembang, Bdg.
 Sounding No. : S-6.
 Sta/Ch. (M) : x = 646.976 ; y = 842.178
 Date : 24 November 1994.

Depth of Sounding : 11.60 M.
 Ground Surface Level : +1102.090 M.
 Ground Water Level : no record.
 Operator : NN/Ets.
 Checked by : NS.

DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cumulative Friction (kg/cm')	Local Friction (kg/cm ²)	Friction Ratio (%)
	Cone Resistance (kg/cm ²)	Total Resistance (kg/cm ²)			
-6.20	14	25	20	0.98	7.02
-6.40	13	24	39	0.98	7.55
-6.60	16	30	64	1.25	7.81
-6.80	15	23	79	0.71	4.76
-7.00	20	32	100	1.07	5.36
-7.20	24	35	120	0.98	4.09
-7.40	20	30	138	0.89	4.46
-7.60	17	28	157	0.98	5.78
-7.80	15	25	175	0.89	5.95
-8.00	20	40	211	1.79	8.93
-8.20	18	25	223	0.63	3.47
-8.40	20	30	241	0.89	4.46
-8.60	15	25	259	0.89	5.95
-8.80	15	25	277	0.89	5.95
-9.00	20	35	304	1.34	6.70
-9.20	25	35	321	0.89	3.57
-9.40	30	40	339	0.89	2.98
-9.60	50	60	357	0.89	1.79
-9.80	90	110	393	1.79	1.98
-10.00	60	75	420	1.34	2.23
-10.20	65	75	437	0.89	1.37
-10.40	70	80	455	0.89	1.28
-10.60	70	90	491	1.79	2.55
-10.80	70	90	527	1.79	2.55
-11.00	90	150	634	5.36	5.95
-11.20	180	230	723	4.46	2.48
-11.40	230	250	759	1.79	0.78
-11.60	250				
-11.80					
-12.00					

Referensi:

Abdrabbo, FM and Mahmoud, MA, "A practical note on the evaluation of a pile load using Cone Penetration Test Results," proceeding, 1st International Symposium on Penetration Testing, Florida, 1988

Baldi, G. et al, "Cone Resistance of Dry Medium Sand," Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981

Baldi, G. et al., "Design Parameters for Sands from CPT, ", Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 1982.

Barentsen, P., "Short Description of a Field Testing Method with A Cone Shaped Sounding Apparatus," Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard Univ. Boston, 1936

Begemann, H.K., "Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone," Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953.

Begeman, H.K., "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile," Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965.

Benyamin, J.R. dan Cornell, C.A., " Probability, Statistic and Decision for Civil Engineers.", Mc. Grawhill Book, Co., New York, 1970

Bjerrum, L., "Embankment on Soft Ground : State of the Art Report," Proceeding, Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Lafayette, 1972.

Briaud, J.L, "Evaluation of Cone Penetration Test Methods using 98 pile load tests," proceeding, First International Symposium on Penetration Testing, Florida, 1988.

Campanella, R.G., Robertson, P.K., "Current Status of The Piezocone Test," Proceeding, First International Symposium on Penetration Testing, Florida, 1988.

De Beer, E., "Method for Predicting the Pile Bearing Capacity of Displacement Piles from the results of CPT Tests," Belgium Geotechnical Volume Published for the 1985 Golden Jubilee of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineers, Belcotec, Brussels, 1985.

Horvitz, G.E., Stetler, J.C., and Crowser, "Comparison of Predicted and Observed Pile Capacity", Cone Penetration Testing and Experience. ed. GM Norris and T.D. Holtz, ASCE, 1981

Jayaputera, A., "Behavior of Instrumented Bored Piles in Jakarta, A Case Study", Prosiding seminar Pile Talk International, Jakarta, 1990

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., Lancellotta, R., "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," Theme Lecture, Proceeding XI ICSMFE, San Francisco, 1985.

Jones, G.A., Rust, E.A., "Piezometer Penetration Testing CPTU," Proceeding, 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, 1982.

Mantjanegara, HH., "Case History of Pile Design in Indonesia," prosiding Konferensi Geoteknik III, HATTI, Bandung, 1990

Meigh, A.C., "Cone Penetration Testing, " CIRIA Ground Engineering Report : In-situ Testing," Butterworths, 1987.

Meyerhoff, G.G., "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 82, No. SM-1, pp.5, 1956.

Muromachi, T., "Cone Penetration Testing in Japan," Proceeding, at ASCE National Convention, Missouri, 1981.

Muhs, H., Weiss, K., "Study of The Bearing Capacity and Settlement Behavior of Single, Near Surface Footings in non-uniform Cohesionless Soil," Degebo Heft 26 (dalam bahasa Jerman), 1971.

Nottingham, L. and Schmertmann, J., "An Investigation of Pile Capacity Design Procedures", Final Report to Florida Department of Transportation, 1975

O'Neill, M.W., "Reliability of Pile Capacity Assessment by CPT in Overconsolidated Clay," ASCE, New York, 1982

Rahardjo, P.P., "Laboratory study of the Penetration Resistance of Sand Using Mini-Cone", thesis, submitted in partial fulfillment of the requirement of Master of Science degree, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA, 1983.

- Rahardjo, P.P., "Evaluation of Liquifaction Potential of Silty Sands Based on Cone Penetration Test," Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, U.S.A., 1989.
- Rahardjo, P.P., "Recent Advances in the Interpretation of In-situ Test," proceeding Joint seminar on State of the Art of Civil Engineering, Unpar-ASCE, 1990
- Rahardjo, P.P., "Efek Skala pada Uji Sondir", Prosiding Konperensi Geoteknik Indonesia IV, Bandung, 1990.
- Rahardjo, P.P., "Pengunaan State Parameter untuk Menentukan Perilaku Tanah," Prosiding, Diskusi Geoteknik, Universitas Kristen Indonesia, Jakarta, 1990.
- Rahardjo, P.P., "Uji Sondir, Interpretasi dan Aplikasinya untuk Perancangan Pondasi," makalah shortcourse In-situ, Jakarta, 1992.
- Rahardjo, P.P., Kamarudin, "Studi Keandalan Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Uji Sondir," Prosiding, Pertemuan Ilmiah Tahunan I, HATTI, 1993.
- Rahardjo, P.P., Salim, E., "SONPIL, Program Komputer Untuk Analisis Pondasi Tiang Berdasarkan Uji Sondir," Manual, Pusat Penelitian Rekayasa Geoteknik Unpar, 1994.
- Rahardjo, P.P., Gusniawan K., "CPT, Program Komputer Untuk Interpretasi Parameter Tanah dan Analisis Pondasi Berdasarkan Uji Sondir," Manual, Pusat Penelitian Rekayasa Geoteknik Unpar, 1995.
- Rahardjo, P.P., Brandon, T.L., Clough, G.W., "Study of Cone Penetration Resistance of Silty Sand in The Calibration Chamber," (submitted), Proceeding, International Symposium on Cone Penetration Testing," CPT 95, Swedish Geotechnical Institute, Linkopping, Sweden, Oct. 1995.
- ✓ Robertson, P.K., Campanella, R.G., "Guidelines for Use and Interpretation of The Electronic Cone Penetration Test," Soil Mechanics Series No. 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 1984.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J., "Use of Piezometer Cone Data," Proceeding, In-situ 86, ASCE, Blacksburg, Virginia, 1986.
- Sanglerat, G., "The Penetrometer and Soil Exploration," Elsevier, 1972

✓ Schmertmann, JH, "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design", US Department of Transportation, 1978

Senneset, K., Janbu, N, "Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Test," ASTM, STP 883, Symposium, San Diego, 1984.

Tumay and Fakhroo, "Pile Capacity in Soft Clays using Electric QCPT data", Cone Penetration Testing and Experience, ed. Norris and Holtz, 1981