

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**SECCIÓN DE POST GRADO**  
**ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**



**ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE CORRELACIONES EN  
SUELOS GRANULARES FINOS (ARENAS) COMPACTADOS,  
USANDO EQUIPOS DE PENETRACIÓN**

**TESIS  
PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON  
MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**PRESENTADO POR:  
Ing. Cesar Augusto Atala Abad**

**LIMA - PERU**

**2011**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE CORRELACIONES EN  
SUELOS GRANULARES FINOS (ARENAS) COMPACTADOS,  
USANDO EQUIPOS DE PENETRACIÓN**

**Ing. CESAR AUGUSTO ATALA ABAD**

Presentado a la Sección de Post-Grado de la Facultad de Ingeniería Civil en  
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

**MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN  
INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

de la

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

Febrero del 2011

© 2010 Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los Derechos Reservados.

Autor : CESAR AUGUSTO ATALA ABAD  
Facultad de Ingeniería Civil

Recomendado : Dr. JORGE ALVA HURTADO  
Asesor de Tesis

Aceptado : C.E. Ing. FRANCISCO CORONADO DEL AGUILA  
Jefe de Post-Grado de la Facultad de Ingeniería Civil

## Dedicatoria :

A mi padre, Carlos por su constante apoyo en tratar de salir adelante.

A Nancy, mi esposa por su paciencia.

A Yasmin, mi hija, esperando que le sirva de fuente de inspiración e ilumine su camino.

## **AGRADECIMIENTO**

Realmente resulta un poco difícil escribir un agradecimiento considerando que han sido tantas las personas que de alguna u otra forma han contribuido en alguna etapa del desarrollo de la presente tesis.

Inicialmente al Dr. Jorge Alva Hurtado durante la propuesta de plan de Tesis, equipo Sowers, asesoría y revisión del tema final.

Al Laboratorio N° 2 de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, por su apoyo en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio.

Al Laboratorio de Geotecnia – CISMID- FIC – UNI, por su apoyo con los equipos de CPT, SPT, DPL, WST, personal técnico y ensayos de laboratorio.

Al personal técnico y operarios durante la excavación del pozo, llenado y control de compactación al 90% y 100% de grado de compactación. Al Ing. Linder Azurza durante la realización de las pruebas.

Al Ing. Victor Sanchez Moya – Jefe del Departamento de Investigación de la FIC, quien conjuntamente con los Ingenieros Electrónicos apoyaron decididamente a fin de tratar de determinar la eficiencia de equipo SPT.

Al personal de oficina de CAA Ingenieros Consultores EIRL por su apoyo en la diagramación, dibujos y tipeo. Al Ing. Fredy Ore Gil por su coordinación y apoyo en la redacción de la presente tesis.

Al Dr. Zenón Aguilar Bardales y M.Sc. Wilfredo Gutierrez Lazares por sus importantes aportes durante la revisión de la presente Tesis.



## RESUMEN

El presente trabajo de tesis es el resultado de un estudio experimental sobre las correlaciones de los diferentes equipos de penetración, en un suelo arenoso igualmente compactado, a fin de establecer ecuaciones de correlación entre ellas.

Los ensayos experimentales se llevaron a cabo en un pozo de 2.00 metros de diámetro y 10.00 metros de profundidad, excavado en una zona de jardín situado frente al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, relleno con arena fina no plástica, compactada por capas con Densidad Relativa  $D_r=18.19\%$ , correspondiente a un grado de compactación de  $GC=90\%$  y Densidad Relativa de  $D_r=69.27\%$  correspondiente a un grado de compactación de  $GC=100\%$ , referido a la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.

Se realizó la caracterización geomecánica del suelo arenoso empleado, por medio de ensayos estándar de granulometría, límites de Atterberg, gravedad específica, contenido de humedad y ensayos especiales de: Densidades Máximas y Mínimas, Proctor Modificado, Deformación Bajo Carga (Ensayo Edométrico) y Corte Directo.

Se realizó una recopilación de la información existente sobre correlaciones entre los diferentes equipos y relaciones con las principales propiedades del suelo: ángulo de fricción interna, densidad relativa y módulo de elasticidad.

En el suelo compactado con  $D_r=18.19\%$  ( $GC=90\%$ ), se realizaron: 3 pruebas de SPT (Standard Penetration Test), 2 pruebas de auscultación con el cono dinámico Tipo Peck, 2 pruebas con el DPL (Dynamic Probing Light), 2 pruebas con el DPM (Dynamic Probing Medium), 2 pruebas con el Cono Sowers, 2 pruebas con el WST (Weigh Sounding Test) y 2 pruebas empíricas empleando una varilla de construcción de  $\frac{1}{2}$ ". No se programó pruebas de CPT (Cone Penetrometer Test) debido a los valores muy bajos obtenidos con las primeras pruebas que no permitieron establecer correlaciones entre ellas.

En el suelo compactado con  $D_r=69.27$  ( $GC=100\%$ ) se realizaron 12 pruebas de SPT, 2 pruebas con el Cono Peck, 2 pruebas con el DPL, 2 pruebas con el DPM, 2 pruebas con el WST, 2 pruebas con el CPT, 2 pruebas con el Cono Sowers y 2 pruebas empíricas con varilla de  $\frac{1}{2}$ ".

Además se realizaron pruebas al inicio de cada nivel sin sobrecarga geostática, a fin de intentar verificar el efecto del confinamiento (overburden), el efecto de la longitud de las barras, sin empotrar colocando el martillo en la superficie y al fondo de la calicata y del diámetro de la calicata.

Para la realización de las pruebas, se contó con los equipos y operadores del CISMID, del Dr. Jorge Alva Hurtado y de la empresa CAA Ingenieros Consultores EIRL.

Como resultado del estudio se proponen relaciones de correlación entre los resultados de los diferentes equipos empleados y relación con las principales propiedades del suelo: ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), módulo de elasticidad ( E ) y densidad relativa ( $D_r$ ).

## SUMMARY

This thesis is the result of a experimental study on correlations of different equipment of penetration in a sandy soil also compacted in order to establish correlation equations between them.

The experimental trials were conducted in a well of 2.00 meters in diameter and 10.00 feet deep, dug in a garden opposite the Soil Mechanics Laboratory, Faculty of Civil Engineering, National University of Engineering, filled with not plastic sand, compacted in layers with Relative Density  $D_r = 18.19\%$ , corresponding to a degree of compaction of  $G_C = 90\%$  and relative density  $D_r = 69.3\%$  corresponding to a degree of compaction of  $G_C = 100\%$ , based on the Maximum Dry Density of Modified Proctor.

A characterization geomechanics, was made of the sandy soil used, through standard tests of particle size, Atterberg limits, specific gravity, moisture content and special tests: Maximum and Minimum Density, Modified Proctor, Deformation Under Load (oedometer test) and Shear Direct.

We performed a compilation of existing information on correlations between different equipment and relationships with key soil properties: angle of internal friction, gravity and modulus of elasticity.

In compacted soil with  $D_r = 18.19\%$  ( $G_C = 90\%$ ) were performed: 3 test of SPT (Standard Penetration Test), 2 auscultation tests with the cone dynamic type Peck, 2 tests with the DPL (Dynamic Probing Light), 2 tests with the DPM (Dynamic Probing Medium), 2 Sowers Cone tests, 2 tests with the WST (Weigh Sounding Test) and 2 empirical tests using a rebar  $\frac{1}{2}$ ". No tests are scheduled CPT (Cone Penetrometer Test) due to very low values obtained with the first tests did not permit correlations between them.

In compacted soil with  $D_r = 69.27\%$  ( $G_C = 100\%$ ) were performed 12 tests of SPT, 2 Peck Cone tests, 2 tests with the DPL, 2 tests with the DPM, the WST 2 tests, 2 tests with the CPT, 2 tests with the Sowers Cone, and 2 empirical test with rebar  $\frac{1}{2}$ ".

It also tested at the start of each level without overloading geostatic order to attempt to verify the effect of confining (overburden), the effect of length of the bars, placing the hammer in the surface and bottom of the pit, and the effect of the diameter of the pit.

To perform the tests, had the equipment and operators CISMID, Dr. Jorge Alva Hurtado and Company Consulting Engineers CAA EIRL.

As a result of the study proposes relationships correlation between the results of the different equipment used and related to the main soil properties: angle of internal friction ( $\phi$ ), modulus of elasticity (E) and relative density ( $D_r$ ).

## CONTENIDO

<b>1.</b>	<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>CAPÍTULO II: ANÁLISIS CRÍTICO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS EQUIPOS.....</b>	<b>9</b>
2.1.	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) (NTP 339.133 – ASTM D1586).....	9
2.1.1	Evolución Histórica .....	9
2.1.2	Metodología Original del Ensayo.....	11
2.1.3	Metodología Actual del Ensayo.....	11
2.1.4	Ventajas y Desventajas del SPT.....	16
2.1.5	Factores que Afectan la Medida de los Valores de “N” .....	17
2.1.6	Calibración de la Energía del SPT .....	36
2.1.7	SPT-T.....	45
2.1.8	Large Penetration Test (LPT) .....	46
	2.1.8.1 Introducción .....	46
	2.1.8.2 Tipos de LPT .....	46
2.2	Auscultación Dinámica con el Cono Tipo Peck (ACP) (UNE 103-801:1994) *1 ..	51
2.2.1	Antecedentes Generales .....	51
	2.2.1.1 Introducción .....	51
	2.2.1.2 Prueba de Cono Dinámico .....	51
	2.2.1.3 Calibración de Conos .....	53
	2.2.1.4 Mecanismos de Carga .....	54
	2.2.1.5 Determinación de las Resistencias .....	59
	2.2.1.6 Resultados Típicos .....	60
	2.2.1.7 Comentarios .....	63
2.2.2	Origen del Nombre Cono Peck .....	64
	2.2.2.1 Auscultación con el Cono Dinámico Tipo Peck en el Perú ....	
2.3	Penetración Dinámica (DP): (NTP 339.159 – DIN 4094) .....	66
2.3.1	Introducción .....	70
2.3.2	Alcance .....	70
2.3.3	Definiciones .....	71
2.3.4	Equipo .....	74
2.3.5	Procedimiento de Ensayo .....	75
2.3.6	Medidas .....	76
2.3.7	Precauciones, Controles y Comprobaciones .....	77
2.3.8	Características Especiales .....	77
2.3.9	Informe de Resultados .....	77
2.3.10	Variaciones de la Prueba de Referencia.....	79
2.3.11	Comentarios .....	80
2.4.	Prueba de Sondaje de Pesas (WST) – Weigh Sounding Test .....	81
	(ISO/TS 22476-10:2005 (E)) *2	
2.4.1	Antecedentes .....	81

2.4.2	Introducción .....	82
2.4.3	Alcance .....	82
2.4.4	Términos y Definiciones .....	83
2.4.5	Equipo .....	84
2.4.6	Procedimientos del Ensayo .....	85
2.4.7	Resultados de Ensayos .....	87
2.4.8	Reporte .....	87
2.4.9	Material Fotográfico .....	89
2.5.	Auscultación Semi Estática - Cono Holandés (CPT) (NTP 339.148 ASTM D-3441).....	91
2.5.1	Alcance .....	91
2.5.2	Definiciones .....	91
2.5.3	Descripción del Equipo .....	93
2.5.4	Ejecución de la Prueba .....	96
2.5.5	Presentación de Resultados .....	97
2.5.6	Cono Eléctrico de Fricción (CPT) .....	98
2.5.7	Cálculos .....	102
2.5.8	Piezocono Eléctrico de Fricción (CPTU) .....	105
2.5.9	Piezocono Sísmico (SCPTU) .....	105
2.5.10	Piezocono de Resistividad (RCPTU) .....	105
2.5.11	Piezocono Sísmico y de Resistividad (RSCPRU) .....	106
2.5.12	Factores que Afectan los Datos de CPT .....	106
2.5.13	Procedimientos Recomendados y Correcciones de los Datos de CPT Medidos ..	107
2.5.14	Ventajas y Desventajas del CPT .....	109
2.6.	Cono Sowers (ASTM STP 399) .....	110
2.6.1.	Antecedentes .....	110
2.6.2.	Instrucciones de Funcionamiento .....	110
2.7.	Otros Equipos .....	113
2.7.1	Varilla de $\phi$ ½” ..	113

**CAPÍTULO III: ANTECEDENTES SOBRE CORRELACIONES DE RESULTADOS ENTRE LOS DIFERENTES EQUIPOS DE PENETRACIÓN Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS..... 116**

3.1	Introducción .....	116
3.2	Correlaciones con el SPT .....	116
3.2.1	Correlaciones entre el Valor “N” del SPT y la Densidad Relativa (Dr) ..	116
3.2.2	Correlaciones del Valor “N” del SPT y “Dr”, con el Angulo de Fricción Interna ( $\phi$ ) .....	128
3.2.3	Capacidad Portante con el Valor “N” del SPT .....	133
3.2.4	Determinación de Asentamientos en función a “N” .....	133
3.3	Correlaciones con el CPT .....	134
3.3.1	Clasificación Indirecta de los Suelos .....	134
3.3.2	Densidad Relativa de Arenas .....	137
3.3.3	Resistencia al Corte de Suelos No Cohesivos .....	140
3.3.4	Modulo de Esfuerzo Deformación Es .....	144
3.4	Correlaciones entre el CPT y SPT .....	145
3.5	Correlación entre el SPT y el Cono Normal – Palmer y Stuart (1957) .....	152
3.6	Correlación con el Weight Sounding Test (WST) .....	153

3.7	Correlaciones con el Cono PECK .....	156
3.7.1	Correlación del Cono Peck y el SPT .....	156
3.8	Correlaciones con el Cono Sowers .....	158
3.9	Correlaciones con el DPL (Dynamic Probing Light) .....	159
3.10	Correlaciones con el LPT (Large Penetration Test) .....	163
3.11	Correlaciones con el Becker Penetration Test (BPT) .....	163
<b>CAPÍTULO IV: CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO .....</b>		<b>164</b>
4.1	Características Físico – Mecánicas .....	164
4.2	Cuadro Resumen de Caracterización Geotécnica .....	164
4.3	Procedimiento de Colocación de la Arena en el Pozo de Prueba .....	169
4.3.1	Construcción del Pozo .....	169
4.3.2	Proceso de Colocación de la Arena .....	169
4.4	Densidad Relativa .....	172
4.4.1	Densidad Relativa para el 100% de Grado de Compactación .....	173
4.4.2	Densidad Relativa para el 90% de Grado de Compactación .....	173
4.5	Influencia del Peso del Suelo en el Grado de Compactación de las Capas Subyacentes .....	174
4.5.1	Grado de compactación: GC=100% (Dr=63.27%) .....	174
4.5.2	Grado de compactación: GC=90% (Dr=18.19 %) .....	177
4.6	Controles de Compactación Efectuados .....	181
4.6.1	Grado de Compactación GC=100% (Dr=63.27%) .....	181
4.6.2	Grado de Compactación GC=90% (Dr=18.19 %) .....	182
<b>CAPÍTULO V: REALIZACIÓN DE PRUEBAS .....</b>		<b>184</b>
5.1.	Suelo Compactado con Densidad Relativas de Dr= 18.2 % y Grado de Compactación de GC=90%.....	184
5.1.1	Pruebas de Penetración Estándar (SPT) .....	184
5.1.2	Pruebas de Auscultación Dinámica con el Cono Peck .....	184
5.1.3	Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL (Dynamic Probing Light) .....	185
5.1.4	Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM (Dynamic Probing Medium) .....	185
5.1.5	Pruebas de Auscultación con el Weight Sounding Test (WST) .....	185
5.1.6	Pruebas con el Cono Sowers .....	185
5.1.7	Pruebas con Varilla de $\phi$ 1/2” .....	185
5.2	Suelo Compactado con Densidad Relativa de Dr= 69.3% y Grado de Compactación GC=100%).....	194
5.2.1	Penetración Estándar (SPT) Pruebas de SPT .....	194
5.2.2	Pruebas Auscultación Dinámica con el Cono Peck .....	194
5.2.3	Pruebas con el Cono Holandés CPT (Cone Penetration Test) .....	194
5.2.4	Pruebas Auscultación Dinámica con el DPL (Dynamic Probing Light) .....	194
5.2.5	Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM (Dynamic Probing Medium) .....	194
5.2.6	Pruebas de Auscultación con el Weight Sounding Test (WST) .....	194
5.2.7	Pruebas con el Cono Sowers .....	195
5.2.8	Pruebas con Varilla de $\phi$ 1/2” .....	195
5.3	Pruebas Realizadas al Inicio de Cada Nivel .....	195

5.3.1	Nivel -1.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, WST - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"-2 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	213
5.3.2	Nivel -2.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, WST - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"- 2 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	216
5.3.3	Nivel -3.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, WST - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"- 2 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas).. .....	219
5.3.4	Nivel -4.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, WST - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"- 2 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	222
5.3.5	Nivel -5.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, WST - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	225
5.3.6	Nivel -6.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"- 2 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	228
5.3.7	Nivel -7.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, SPT - 4 pruebas, Cono Peck - 2 pruebas, $\phi$ 1/2"- 3 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	230
5.3.8	Nivel -8.00 m (Cono Sowers - 2 pruebas, SPT - 6 pruebas, DPL - 2 pruebas, DPM-2 pruebas) .....	232
5.3.9	Nivel -9.00 m (SPT - 2 pruebas) .....	234

## CAPÍTULO VI:

### COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y REGLAS DE REGRESIÓN

6.1	Introducción .....	235
6.2	Procedimiento .....	235
6.3	Regresión Lineal Simple .....	236
6.3.1	Datos y Gráfica de Dispersión .....	237
6.3.2	La Covarianza .....	238
6.3.3	Coficiente o Índice de Correlación .....	238
6.3.4	Regresión Lineal Simple .....	239
6.3.5	Recta de Regresión de Mínimos Cuadrados .....	240
6.4	Valores de Campo y Rectas de Regresión .....	241
6.5	Resumen de las Rectas de Regresión .....	242
6.6	Resumen de las Constantes de Proporcionalidad .....	243
6.7	Energías Específicas y Correlaciones de los Equipos de Penetración Dinámicos .....	244

## CAPÍTULO VII:

### ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS DE LAS DIFERENTES PRUEBAS CON EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

7.1	Introducción .....	289
7.2	Valores del Ángulo de Fricción Interna $\phi$ en Función de Relaciones Publicadas con el $N_{SPT}$ y de la Densidad Relativa ( $D_r$ ) .....	289
7.3	Correlación entre el Valor $N_{SPT}$ y la Densidad Relativa .....	292
7.4	Correlación entre Módulo de Elasticidad ( E ) y el valor $N_{SPT}$ .....	297
7.5	Valores del Ángulo de Fricción Interna " $\phi$ " en función de relaciones publicadas con el " $q_c$ " del CPT .....	298
7.6	Correlación entre la Densidad Relativa y el Valor " $q_c$ " del CPT .....	300
7.7	Correlación entre la Densidad Relativa y el Valor $N_{SPT}$ .....	303
7.8	Correlaciones entre el SPT y el CPT .....	303
7.8.1	Robertson (1990) .....	303



---

7.8.2	Robertson y Campanella (1983).....	307
7.8.3	Robertson (1983) .....	307
7.8.4	Kullhawy y Mayne (1990) .....	308
7.8.5	Kullhawy y Mayne (1990) .....	309
7.8.6	Power (1982) .....	310
7.8.7	Ramaswamy et al (1987) .....	311
7.8.8	Thorburn (1957) .....	312
7.9	Correlaciones entre la Densidad Relativa $D_r$ y el Ángulo de Fricción Interna $\phi$ con la prueba DPL .....	313
7.10	Correlaciones entre la Densidad Relativa $D_r$ , ángulo de fricción interna $\phi$ y Módulo de Elasticidad con la Prueba WST .....	314
7.10.1	Correlaciones con el $WST_{(0.20)}$ .....	314
7.10.2	Correlaciones con el $WST_{(1.00)}$ .....	316
7.11	Correlaciones del Valor $N_{SPT}$ con el $N_{44}$ del Cono Sowers .....	317
7.12	Correlaciones en Base a la Prueba de “ $\phi$ ” de ½” .....	318
7.13	Influencia de la tubería no empotrada en los valores del SPT .....	319
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	321
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	328

\*<sup>1</sup> UNE : Norma Española

\*<sup>2</sup> ISO/TS : International Organization for Standardization / Technical Specification

## **ANEXOS**

<b>ANEXO I</b>	:	Material Fotográfico .....	335
<b>ANEXO II</b>	:	Ensayos de Laboratorio .....	353
<b>ANEXO III</b>	:	Normas Técnicas de los Equipos .....	376

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.1	Primeras Correlaciones Propuestas entre la Resistencia a la Penetración y la Compacidad de la Arena
Cuadro N° 1.2	Reducción del Número de Golpes del SPT debajo del Nivel Freático Drozd (1974)
Cuadro N° 2.1.1	Aplicabilidad del SPT
Cuadro N° 2.1.2	Ventajas del Ensayo de Penetración Estándar
Cuadro N° 2.1.3	Desventajas del Ensayo de Penetración Estándar
Cuadro N° 2.1.4	Factores de Corrección por Sobrecarga (Carter y Bentley 1991)
Cuadro N° 2.1.5	Eficiencia del Martillo según Clayton (1990)
Cuadro N° 2.1.6	Relación de Energía Propuestas según J. E. Bowles (1996)
Cuadro N° 2.1.7	Relación de Energía con respecto al Equipo Normalizado con $E_r = 60\%$
Cuadro N° 2.1.8	Factor de corrección por longitud de barra Cetin et. al. 2004
Cuadro N° 2.1.9	Corrección $E_D$ por diámetro de perforación
Cuadro N° 2.1.10	Factores de Corrección Considerando Tubo Muestreador (Schmertmann 1978)
Cuadro N° 2.1.11	Factores de Corrección Considerando Tubo Muestreador (Robertson 8 wide 1997, Bowles 1996, Skempton 1986).
Cuadro N° 2.1.12	Lecturas de Tiempo de Caídas del Martillo entre los Lectores Láser 1, 2 y 3
Cuadro N° 2.1.13	Ejemplo de Empleo de los Factores de Corrección del Valor “N” del SPT
Cuadro N° 2.1.14	Características de los Equipos LPT
Cuadro N° 2.2.1	Dimensiones de los Conos y Energías de Hincado
Cuadro N° 2.2.2	Dimensiones de los conos y energías de hincado y peso de las barras de hincado
Cuadro N° 2.3.1	Datos Técnicos del Equipo
Cuadro N° 2.5.1	Factores que Afectan la Medida de la Resistencia de la Punta ( $q_c$ ), Fricción Lateral ( $f_s$ ) y la Presión de Poro en la Prueba de Penetración del Cono (Lunne et al. 1997; Robertson y Campanella 1989).
Cuadro N° 2.5.2	Ventajas y desventajas de la Prueba de Penetración de Cono (Kulhawy y Mayne 1990)
Cuadro N° 3.1	Primeras correlaciones entre el Número de Golpes y la Compactación de Suelos Granulares.
Cuadro N° 3.2	Reducción del Número de Golpes por debajo del Nivel Freático (Drozd 1974)
Cuadro N° 3.3	Correcciones del Valor de N
Cuadro N° 3.4	Correlaciones en la $D_r$ y los valores de N, del SPT (McGregor y Duncan 1998)
Cuadro N° 3.5	Valores Empíricos para $\phi$ , $D_r$ y $\gamma$ Relativos a N del SPT en Suelos Granulares
Cuadro N° 3.6	Valores de los Coeficientes para la Determinación de la Capacidad Portante para un Asentamiento de 1”.
Cuadro N° 3.7	Valores Obtenidos del Modulo de Elasticidad ( E ) en función del $N_{SPT}$
Cuadro N° 3.8	Densidad Relativa ( $D_r$ ) en función de la Resistencia del Cono ( $q_c$ ) y del Esfuerzo Efectivo vertical ( $\sigma'_v$ )
Cuadro N° 3.9	Correlaciones entre el valor “ $q_c$ ” del CPT vs Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )
Cuadro N° 3.10	Relación entre N y $q_c$
Cuadro N° 3.11	Correlaciones de $q_c$ y N - Sanglerat (1972)
Cuadro N° 3.12	Relación $q_c / N_{60}$ - Ramaswamy et al. (1982)
Cuadro N° 3.13	Eurocódigos Norma Europea Experimental Octubre 2002
Cuadro N° 3.14	Valores de los Coeficientes Adimensionales $a_1, a_2$ y $b_1, b_2$ Ulrich Smolczyk
Cuadro N° 3.15	Correlaciones SPT – LPT Observadas Arenas y Gravas
Cuadro N° 4.1	Análisis Granulométrico por Tamizado, Límites de Consistencia (ASTM D-4318) y Clasificación SUCS Laboratorio CAA Ingenieros Consultores Eirl

Cuadro N° 4.2	Análisis Granulométrico por Tamizado, Límites de Consistencia (ASTM D-4318) y Clasificación SUCS Laboratorios UNI, CISMID, PUCP.
Cuadro N° 4.3	Valores de Gravedad Específica y Densidad Máxima y Mínima
Cuadro N° 4.4	Proctor Modificado ASTM D-1557 (Laboratorio CAA Ingenieros Consultores Eirl)
Cuadro N° 4.5	Resultados de los Ensayos de Corte Directo
Cuadro N° 4.6	Ensayos Edométricos para GC=100% y GC=90%
Cuadro N° 4.7	Rango de la Densidad Relativa (Dr) (Lambe-Whitman, 1969)
Cuadro N° 5.1	Características Físicas de los Equipos de S.P.T. Empleados
Cuadro N° 5.2	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT- 3 / SPT- 4 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.3	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1/ Peck -2 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.4	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL- 1 / DPL - 2 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.5	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM - 1 / DPM - 2 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.6	Valores Obtenidos en la Prueba de WST-1/ WST- 2 (nivel -1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.7	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1/ Sowers - 2 (nivel -1.00 ) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.8	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1 / \phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.9	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT -3 / SPT - 4 en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.10	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.11	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL -1 / DPL - 2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.12	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM-2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.13	Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST - 2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.14	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.15	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.16	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT -3 / SPT - 4 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.17	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.18	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL -1 / DPL - 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.19	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.20	Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST - 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.21	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.22	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' / \phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%
Cuadro N° 5.23	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT -3 / SPT - 4 (nivel - 4.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% y GC=100%

---

Cuadro N° 5.24	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.25	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.26	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM - 1 / DPM - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.27	Valores Obtenidos en la Prueba de WST - 1 / WST - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.28	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers - 1 / Sowers - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.29	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' / \phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 4.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.30	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT - 3 / SPT - 4 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.31	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.32	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.33	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM - 1 / DPM - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.34	Valores Obtenidos en la Prueba de WST - 1 / WST - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.35	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers - 1 / Sowers - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.36	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' / \phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 5.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.37	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT - 3 / SPT - 4 (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.38	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.39	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL - 2 (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.40	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM - 1 / DPM - 2 (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.41	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers - 1 / Sowers - 2 (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.42	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' / \phi \frac{1}{2}'' - 2$ (nivel - 6.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.43	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT - 3 / SPT - 4 (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.44	Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.45	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL - 2 (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.46	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM - 1 / DPM - 2 (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.47	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers - 1 / Sowers - 2 (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.48	Valores Obtenidos en la Prueba de $\phi \frac{1}{2}'' - 1$ , $\phi \frac{1}{2}'' - 2$ y $\phi \frac{1}{2}'' - 3$ (nivel - 7.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.49	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT - 3 / SPT - 4 / SPT - 5 / SPT - 6 (nivel - 8.00) en suelo compactado con $D_r = 69.3\%$ y $GC=100\%$

Cuadro N° 5.50	Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL -2 (nivel -8.00) en suelo compactado con $Dr = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.51	Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2 (nivel -8.00) en suelo compactado con $Dr = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.52	Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel -8.00) en suelo compactado con $Dr = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 5.53	Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 (nivel -9.00) en suelo compactado con $Dr = 69.3\%$ y $GC=100\%$
Cuadro N° 6.1	Valores obtenidos en las diferentes pruebas $GC=90\%$ .
Cuadro N° 6.2	Correlaciones Efectuadas
Cuadro N° 6.3	Ecuaciones de las Rectas de Regresión
Cuadro N° 6.4	Constante de Proporcionalidad entre los diferentes equipos ensayados que presentan buena correspondencias con las ecuaciones de las rectas de regresión
Cuadro N° 6.5	Energías Especificas de los Diferentes Equipos de Impacto
Cuadro N° 6.6	Correlación entre las Constantes de Proporcionalidad obtenido en las Pruebas y Mediante las Energías Especificas
Cuadro N° 6.7	Tipo de Ensayo: Ensayos de Penetración Estándar (SPT) (CAA Ing.)
Cuadro N° 6.8	Tipo de Ensayo: Ensayos de Penetración Estándar (SPT) (CISMID)
Cuadro N° 6.9	Tipo de Ensayo: Auscultación Dinámica - Cono Peck ( $Cn_F$ )
Cuadro N° 6.10	Tipo de Ensayo: Prueba de Penetración Estática (CPT)- $q_{C(F)}$
Cuadro N° 6.11	Tipo de Ensayo: Ensayo de Penetración Ligera (DPL)
Cuadro N° 6.12	Tipo de Ensayo: Ensayo de Penetración Ligera (DPM)
Cuadro N° 6.13	Tipo de Ensayo: Sondeo de Pesas Weight Sounding Test $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.14	Tipo de Ensayo: Sondeo de Pesas Weight Sounding Test $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.15	Tipo de Ensayo: Cono Sowers
Cuadro N° 6.16	Tipo de Ensayo: Auscultación Dinámica $\phi 1/2''$
Cuadro N° 6.17	Determinación del $N_{60}$ y $N_{1(60)}$ del SPT (CISMID)
Cuadro N° 6.18	Determinación del $N_{60}$ y $N_{1(60)}$ del SPT (CAA Ingenieros)
Cuadro N° 6.19	Obtención de $N_{60}$ y $N_{1(60)}$ Promedios Finales
Cuadro N° 6.20	Recta de Regresión Única SPT ( $N_{60}$ )
Cuadro N° 6.21	Determinación del $Cn_{60}$ y $Cn_{1(60)}$ del Cono Peck
Cuadro N° 6.22	Recta de Regresión Única Cono Peck ( $Cn_{60}$ )
Cuadro N° 6.23	Determinación de $q_{C1}$ del CPT
Cuadro N° 6.24	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs $Cn_{60}$
Cuadro N° 6.25	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs CPT ( $q_C$ )
Cuadro N° 6.26	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs DPL ( $n_{DPL}$ )
Cuadro N° 6.27	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs DPM ( $N_{DPM}$ )
Cuadro N° 6.28	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs WST $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.29	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs WST $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.30	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs Cono Sowers ( $N_{44}$ )
Cuadro N° 6.31	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.32	Correlación $Cn_{60}$ Vs $q_C$ del CPT
Cuadro N° 6.33	Correlación $Cn_{60}$ Vs DPL ( $n_{DPL}$ )
Cuadro N° 6.34	Correlación $Cn_{60}$ Vs DPM
Cuadro N° 6.35	Correlación $Cn_{60}$ Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.36	Correlación $Cn_{60}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.37	Correlación $Cn_{60}$ Vs Cono Sowers $N_{44}$
Cuadro N° 6.38	Correlación $Cn_{60}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.39	Correlación $q_C$ del CPT Vs $n_{DPL}$
Cuadro N° 6.40	Correlación $q_C$ del CPT Vs $N_{DPM}$
Cuadro N° 6.41	Correlación $q_C$ del CPT Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.42	Correlación $q_C$ del CPT Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.43	Correlación $q_C$ del CPT Vs $N_{44}$

Cuadro N° 6.44	Correlación $q_c$ del CPT Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.45	Correlación DPL ( $n_{DPL}$ ) Vs $N_{DPM}$
Cuadro N° 6.46	Correlación DPL ( $n_{DPL}$ ) Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.47	Correlación DPL ( $n_{DPL}$ ) Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.48	Correlación DPL ( $n_{DPL}$ ) Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.49	Correlación DPM Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.50	Correlación DPM Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.51	Correlación DPM Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.52	Correlación $N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.53	Correlación $N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.54	Correlación $N_{WST(1.00)}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.55	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{DPL}$
Cuadro N° 6.56	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{DPM}$
Cuadro N° 6.57	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.58	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.59	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$
Cuadro N° 6.60	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs $Cn_{60}$
Cuadro N° 6.61	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs CPT ( $q_c$ )
Cuadro N° 6.62	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs WST ( $N_{SW(0.20m)}$ )
Cuadro N° 6.63	Correlación SPT $N_{(60)}$ Vs WST ( $N_{SW(1.00m)}$ )
Cuadro N° 6.64	Correlación $Cn_{60}$ Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.65	Correlación $Cn_{60}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.66	Correlación $n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$
Cuadro N° 6.67	Correlación $n_{DPL}$ Vs $N_{WST(0.20)}$
Cuadro N° 6.68	Correlación $n_{DPL}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 6.69	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $n_{DPL}$
Cuadro N° 6.70	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{DPM}$
Cuadro N° 6.71	Cono Sowers $N_{44}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
Cuadro N° 7.1	Valores del Ángulo de Fricción Interna según varios autores en función del $N_{1(60)}$ , $N_{1(45)}$ , $N_{1(70)}$ y $N_{1(72)}$ ,
Cuadro N° 7.2	Resumen de las Correlaciones entre el $N_{SPT}$ y la $D_r$ (Densidad Relativa)
Cuadro N° 7.3	Determinación de la $D_r$ en función del $N_{SPT}$ por diferentes autores
Cuadro N° 7.4	Valores Obtenidos del Módulo de Elasticidad ( E ) en función del $N_{SPT}$
Cuadro N° 7.5	Parámetros elásticos para varios suelos
Cuadro N° 7.6	Correlaciones entre el valor “ $q_c$ ” del CPT vs Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )
Cuadro N° 7.7	Determinación del Angulo de Fricción Interna ( $\phi$ ) en función de $q_c$ del CPT
Cuadro N° 7.8	Valores Obtenidos de la Densidad Relativa en función del valor $q_c$ del CPT
Cuadro N° 7.9	Determinación de la Densidad Relativa en Función del Valor “ $q_c$ ” de CPT
Cuadro N° 7.10	Valores Obtenidos del Módulo de Elasticidad ( E ) en función de $q_c$ del CPT
Cuadro N° 7.11	Cálculo de $Q_t$
Cuadro N° 7.12	Cálculo de $I_c$
Cuadro N° 7.13	Cálculo de 8.5 ( $1-I_c / 4.6$ )
Cuadro N° 7.14	Clasificación de Suelos de Acuerdo a la relación ( $q_c/pa$ ) / $N_{60}$
Cuadro N° 7.15	Determinación de la Relación de Fricción promedio $f_R$
Cuadro N° 7.16	Tipo de Suelo de acuerdo al Índice “ $I_c$ ”
Cuadro N° 7.17	Obtención de la relación $q_c/N_{1(60)}$ promedio
Cuadro N° 7.18	Clasificación de Suelos de acuerdo a la relación $q_c/N_{1(60)}$ - Ramaswamy et al (1987)
Cuadro N° 7.19	Determinación de $n_{DPL(1)}$ , corregido por presión de tierras

Cuadro N° 7.20	Estimaciones conservadoras de valores deducidos para el ángulo de resistencia al corte $\phi'$ de suelos no cohesivos, a partir del índice de densidad $I_D$ para diferentes valores del coeficiente de uniformidad $U$
Cuadro N° 7.21	Determinación de $N_{WST(0.20)(1)}$ , corregido por presión de tierra
Cuadro N° 7.22	Eurocódigos Norma Europea Experimental Octubre 2002
Cuadro N° 7.23	Determinación de $N_{WST(1.00)(1)}$ , corregido por presión de tierras
Cuadro N° 7.24	Correlaciones del Valor $N_{SPT}$ con el $N_{44}$ del Cono Sowers
Cuadro N° 7.25	Relaciones Empíricas entre $N_{SPT}$ y Varias propiedades del Suelo No Cohesivo
Cuadro N° 7.26	Densidad Relativa ( $D_r$ ) Suelos No cohesivos (Arenas y Gravas)
Cuadro N° 7.27	Efecto de Reflexión de la Tubería No Empotrada en el SPT



## **LISTA DE FOTOS**

- Foto N° 2.1.1 Dispositivo automático de caída del martillo
- Foto N° 2.1.2 Equipo Analizador SPT
- Foto N° 2.1.3 Equipo Analizador SPT. Se muestra el izaje del martillo y la ubicación de los acelerómetros y “strain gauges”.
- Foto N° 2.1.4 Equipo Analizador SPT. Unidad de adquisición de datos.
- Foto N° 2.1.5 Calibración de la energía SPT. Se muestran los acelerómetros y “strain gauges”
- Foto N° 2.1.6 Equipo Analizador SPT. Distribución de los strain gauges y acelerómetros
- Foto N° 2.1.7 Lectura de tiempos en el Microcontrolador
- Foto N° 2.1.8 Detalle del Microcontrolador empleado para la lectura de los tiempos
- Foto N° 2.1.9 Se observa los emisores y receptores instalados en dos vigas acaneladas verticales y el descanso del martillo y base (anvil) sobre tablas.
- Foto N° 2.1.10 Se señala la marca del emisor 3 en el martillo.
- Foto N° 2.4.1 Sondeo de Peso Sueco con bolsas llenas de suelo para generar el peso necesario.
- Foto N° 2.4.2 Sondeo de Peso Sueco a principios de 1920
- Foto N° 2.4.3. Máquinas automáticas del sondeo de peso sueco en Japón
- Foto N° 2.7.1 Se puede apreciar el equipo Panda en operación
- Foto N° 2.7.2 Proceso de golpeteo de la varilla
- Foto N° 2.7.3 Adquisición de la velocidad de impacto

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1	Correlaciones N-DR y N- $\phi$ (Terzaghi Peck)
Figura N° 1.2	Efecto de la presión de sobrecarga para arena fina seca
Figura N° 1.3	Granulometría de las arenas ensayadas por Gibbs y Holtz
Figura N° 1.4	Curvas Granulométricas de la arena empleada en la presente Investigación
Figura N° 1.5	Gráfico de Gibbs – Holtz
Figura N° 1.6	Correlación N-DR, Peck -Bazaraa
Figura N° 1.7	Correlación N-DR, y N $\phi$ (Meyerhof)
Figura N° 2.1.1	Cuchara Partida
Figura N° 2.1.2	Sacamuestra partido ASTM D1586 84
Figura N° 2.1.3	Diagramas esquemáticos de los martillos normalmente usados.
Figura N° 2.1.4	Cono normal
Figura N° 2.1.5	Factores de Corrección $C_N$
Figura N° 2.1.6	Comparación entre los factores de corrección propuestos por Bazaraa (1967) y Seed (1969)
Figura N° 2.1.7	Sistema de soga y malacate
Figura N° 2.1.8	Relación entre el N° de vueltas de la soga en el tambor y la velocidad de caída del martinete (Kovacs)
Figura N° 2.1.9	Relación entre $E_r$ y la forma de liberación de energía del martinete
Figura N° 2.1.10	Relación de la energía que absorbe la cabeza de golpeo durante el impacto.
Figura N° 2.1.11	Corrección $E_i$ en función de $M_r/M_h$
Figura N° 2.1.12	Relación de entre los valores de N con tubo porta-muestra y sin tubo porta-muestra
Figura N° 2.1.13	Ubicación de emisores y receptores láser.
Figura N° 2.1.14	Sistema de perforación con el matillo Becker
Figura N° 2.1.15	Principio de Operación del Matillo Diesel de doble acción
Figura N° 2.1.16	Comparación de Energías Transmitidas y Diámetros de la Cuchara
Figura N° 2.2.1	Conos Perdible y Recuperable
Figura N° 2.2.2	Malacate de fricción
Figura N° 2.2.3	Sistema Pilcon
Figura N° 2.2.4	Cono Borros
Figura N° 2.2.5	Cono Sermes
Figura N° 2.2.6	Penetrómetro Fondasol
Figura N° 2.2.7	Cono Perdible con inyección de lodo bentonítico
Figura N° 2.2.8	Cono Dinámico en suelos calcarenitas con lentes de arena.
Figura N° 2.2.9	Compacidad de un relleno de arena.
Figura N° 2.2.10	Repetibilidad de sondeos
Figura N° 2.2.11	Sensibilidad de sondeos dinámicos
Figura N° 2.2.12	Comparación de Sondeos Sermes con y sin lodo
Figura N° 2.2.13	Puntas y barras para pruebas dinámicas (Estándar Internacional)
Figura N° 2.2.14	Penetrómetro con punta descartable
Figura N° 2.2.15	Penetrómetro de punta cónica
Figura N° 2.2.16	Cono Peck
Figura N° 2.2.17	Cono DPSH - Esquema de conos y barras
Figura. N° 2.3.1	Esquema de conos y barras
Figura N° 2.3.2	Ejemplo del registro de sitio del sondeo dinámico
Figura N° 2.4.1	Detalle del penetrómetro de pesas operado a mano
Figura N° 2.4.2	Punta del penetrómetro de sondeo de pesas
Figura N° 2.4.3	Prueba WST – Registro Típico
Figura N° 2.5.1	Figura. N° 2.5.1 (a) Penetrómetro cónico holandés (b) Penetrómetro cónico holandés perfeccionado

Figura. N° 2.5.2	Tipos de penetrómetros de cono estáticos. a) Cono encamisado. b) Cono encamisado de fricción. c) Cono eléctrico
Figura N° 2.5.3	Punta Delft
Figura N° 2.5.4	Punta Begeman
Figura N° 2.5.5	Punta Begeman: secuencia de operación.
Figura N° 2.5.6	Registro de la penetración cónica para una arcilla.
Figura N° 2.5.7	Corte transversal del Penetrómetro Eléctrico
Figura N° 2.5.8	Diagrama de instrumento y características de las celdas del cono eléctrico
Figura N° 2.5.9	Calibración de las celdas sensibles
Figura N° 2.5.10	Gráfica de penetración estática
Figura N° 2.5.11	Cono electrónico y datos de CPT.
Figura N° 2.5.12	Penetración Cónica con medida de presión de poros
Figura N° 2.5.13	Piezocono RCPTU
Figura N° 2.6.1	Punta Conica
Figura N° 2.7.1	Diagrama Fierro de ½"
Figura N° 2.7.2	Esquema del Equipo PANDA
Figura N° 3.1	Correlaciones $N - D_R$ y $N - \emptyset$ (Terzaghi y Peck)
Figura N° 3.2	Efecto de la presión de sobrecarga para arena fina seca
Figura N° 3.3	Granulometría de las arenas ensayadas por GIBBS y HOLTZ
Figura N° 3.4	Relación entre $D_r$ , $N$ y la presión de tierra –Schultze y Menzanback -Gilbs y Holtz.
Figura N° 3.5	Correlaciones entre $N_y D_r$ para arenas de grano medio, limosas (I), arenas muy gruesas limpias (II) y arenas medias limpias (III) – Kolbuszewski (1957)
Figura N° 3.6	Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad – Thornburn (1963)
Figura N° 3.7	Correlación entre $N$ , $D_r$ y presión de tapada según Zolkov y Wiseman (1965)
Figura N° 3.8	Correlaciones $N-D_R$ , Peck- Bazaraa
Figura N° 3.9	Correlación entre la densidad relativa, esfuerzo efectivo vertical y la resistencia a la penetración estándar (NAVFAC DM 7.2 1982).
Figura N° 3.10	Correlaciones $N-D_r$ y $N-\emptyset$ – Meyerhof (1953 – 1955)
Figura N° 3.11	Estimación del valor de $\emptyset$ a partir del valor de $N$ en arenas – DeMello (1971)
Figura. N° 3.12	Correlación entre $N_F$ , $\sigma'_v$ y $\emptyset$ para suelos granulares Schmertmann (1975)
Figura N° 3.13	Relación para el ángulo de fricción interna y densidad relativa para diferentes tipos de arenas y gravas – Decourt (1990)
Figura N° 3.14	Resultados de pruebas de laboratorio para la correlación entre $\emptyset$ y $\sqrt{N_{corr}}$
Figura. N° 3.15	Clasificación de suelos con penetrómetro estático electrónico – Schmertmann(1978) Figura N° 3.16 Capacidad portante de una zapata cargada para un asentamiento máximo de 25 mm (Bowles)
Figura N° 3.16	Clasificación de suelos con penetrómetro estático – Sanglerat (1975)
Figura N° 3.17	Clasificación de suelos blandos o sueltos – Schmertmann (1978)
Figura N° 3.18	Correlación entre la resistencia de punta y la densidad relativa de arenas finas Schmertmann – Sanglerat
Figura N° 3.19	Carta de Clasificación de Suelos Douglas y Olsen (1981)
Figura N° 3.20	Correlación del contenido de agua $w$ con las resistencia de la punta $q_c$ obtenida con el cono eléctrico (Zona de Lago)
Figura N° 3.21	Correlación de la resistencia de punta con el esfuerzo vertical efectivo en arena
Figura N° 3.22	Relación aproximada entre $q_c$ del cono y la densidad relativa $D_r$ , como un compuesto de Schmertmann (1976), Valdi et al. (1982) y Villet y Mitchel (1981) para depósitos saturados recientes normalmente consolidados (no cementados)
Figura N° 3.23	Correlaciones entre los datos del cono y ángulo de fricción interna $\emptyset$ . La gráfica de Meyerhof en (a) es la representación para cinco fuentes pero válido sólo en el rango de

---

	$30 \leq \phi \leq 45^\circ$
Figura N° 3.24	Ubicación del ángulo de fricción interna " $\phi$ " de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta " $q_c$ " del CPT y la presión efectiva $\sigma_v$ , propuesto por: Trofinenkov, 1974.
Figura N° 3.25	Relación entre $q_c/N$ y el tamaño de la partícula –Thorburn (1957)
Figura N° 3.26	Relación entre en tamaño medio de partícula ( $D_{50}$ ) y la relación $q_c/N$ . Note que la relación es basada en la razón de energía $E_r$ . [Después Robertson et al. (1983) e Ismael y Jeragh (1986); los números de la referencia corresponden a la referencia en fuentes originales]
Figura N° 3.27	Ubicación del tipo de suelo en función del $q_{c1}$ y $f_R\%$ - Robertson (1990)
Figura N° 3.28	Relación $q_{c1}/N_{1(60)}$ Vs $D_{50mm}$ – Robertson – Campanella (1983)
Figura N° 3.29	Correlación entre SPT y CPT considerando el tamaño medio de las partículas $D_{50mm}$ - Kulhawy – Mayne (1990)
Figura N° 3.30	Correlación entre SPT y CPT, considerando el porcentaje de finos – Kulhawy – Mayne (1990)
Figura N° 3.31	Correlación entre SPT y CPT – Power (1982)
Figura N° 3.32	Correlaciones de cuchara normal con el Cono Normal – Palmer y Stuart
Figura N° 3.33	Correlaciones del Cono Normal (Schultze y Melzer 1965)
Figura N° 3.34	Relación entre $N_{WST}$ y $N_{SPT}$ (Tsukamoto et al 2004)
Figura N° 3.35	Relación entre $W_{WST}$ y $N_{WST}$ de la prueba $W_{WST}$ y del SPT para limos y arenas
Figura N° 3.36	Correlación SPT – Cono Peck
Figura N° 3.37	Resistencia a la Penetración de Cono
Figura N° 3.38	Correlación entre “N” del SPT y “n” del DPL – (Ing. Germán Vivar Romero-1993)
Figura. N° 3.39	Correlaciones de BPT – SPT de Perforaciones Becker Drills, Inc. (Harder and Seed 1986)
Figura N° 4.1	Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422 - UNI
Figura N° 4.2	Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422 - CISMID
Figura N° 4.3	Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422 - PUCP
Figura N° 4.4	Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422– CAA Ingenieros Consultores Eirl
Figura N° 4.5	Ensayo de Proctor Modificado del suelo arenoso ASTM D-1557
Figura N° 4.6	Detalle del Pozo de Prueba
Figura N° 5.1	Ubicación de los Puntos de Ensayo en el Pozo de Prueba, en el Suelo Compactado al 90%.
Figura N° 5.2	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-1, SPT-2 y SPT-3 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.3	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba Peck-1 y Peck - 2 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.4	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba DPL-1 y DPL-2 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.5	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba DPM-1 y DPM-2 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.6	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba WST-1 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.7	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba Sowers-1, Sowers 2 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.8	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba $\phi \frac{1}{2}$ ”-1 y $\phi \frac{1}{2}$ ”-2 en suelo Compactado con $Dr=18.2\%$ - $GC=90\%$
Figura N° 5.9	Ubicación de los Puntos de Ensayo en el Pozo de Prueba, en el Suelo Compactado al 100%.

---

Figura N° 5.10	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-1, y SPT-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.11	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-3 y SPT-4 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.12	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-5, SPT-6 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.13	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-7 y SPT-8 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.14	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-9 y SPT-10 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.15	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba SPT-11 y SPT-12 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.16	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba Peck-1 y Peck-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.17	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba CPT-1 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.18	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba CPT-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.19	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba DPL-1 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.20	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba DPL-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.21	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba DPM-1 y DPM-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.22	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba WST-1 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.23	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba WST-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.24	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba Sowers -1 y Sowers-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 5.25	Variación con la Profundidad de los Valores de la Prueba $\phi \frac{1}{2}$ "-1 y $\phi \frac{1}{2}$ "-2 en suelo Compactado con $Dr=69.3\%$ - $GC=100\%$
Figura N° 6.1	Tendencias de los diagramas de dispersión
Figura N° 6.2	Desviaciones de valores observados y ajustados
Figura N° 7.1	Ubicación del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en función de la $Dr$ de 69.3%.
Figura N° 7.2	Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación de $N_{60}$ y $\sigma_v$ propuesto por COFFMAN (1960).
Figura N° 7.3	Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación con $N_{60}$ y $\sigma_v$ propuesto por Gibbs y Holtz (1957).
Figura N° 7.4	Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación con $N_{60}$ y $\sigma'_v$ , Skempton (1986)
Figura N° 7.5	Ubicación del ángulo de fricción interna " $\phi$ " de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta " $q_c$ " del CPT y la presión efectiva $\sigma_v$ , propuesto por: Trofinenkov, 1974.
Figura N° 7.6	Ubicación de la Densidad Relativa de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta " $q_c$ " del CPT y la presión efectiva $\sigma_{v0}$ , propuesto por Baldi et al, 1986.
Figura N° 7.7	Ubicación de la Densidad Relativa de la presente investigación en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta del CPT y la presión efectiva $\sigma_{v1}$ en el gráfico propuesto por Schmertmann (1978).
Figura N° 7.8	Ubicación del tipo de suelo en función del $q_{c1}$ y $f_R\%$

- Figura N° 7.9 Ubicación de la relación " $q_{c1}/N_{1(60)}$ " de la presente investigación en el gráfico que relaciona  $q_{c1}/N_{1(60)}$  Vs  $D_{50}$ , según Robertson y Campanella (1983).
- Figura N° 7.10 Ubicación de la relación  $\frac{q_c/Pa}{N_{60}}$  de la presente investigación en el gráfico de correlación entre SPT y CPT considerando el tamaño de la partícula, según Robertson et al (1983)
- Figura N° 7.11 Ubicación de la relación  $\frac{q_c/Pa}{N_{60}}$  de la presente investigación en el gráfico de correlación entre el SPT y CPT, considerando el tamaño medio de la partícula  $D_{50}$ , según Kulhawy y Mayne (1990).
- Figura N° 7.12 Ubicación de la relación  $\frac{q_c/Pa}{N_{60}}$  de la Tesis en el gráfico de correlación con el porcentaje de finos, según Kulhawy y Mayne (1990).
- Figura N° 7.13 Ubicación de la relación  $\frac{\bar{q}_c}{N}$  de la Tesis en el Gráfico de Power (1982)
- Figura. N° 7.14 Relación entre  $q_c/N$  y el tamaño de la partícula –Thorburn (1957)
- Figura N° 7.15 Relación entre  $N_{WST}$  y  $N_{SPT}$  (Tsukamoto et al 2004)
- Figura N° 7.16 Relación entre  $W_{WST}$   $N_{WST}$  de la prueba  $W_{WST}$  y del SPT para limos y arenas
- Figura N° 7.17 Resistencia a la Penetración de Cono Sowers Vs  $N_{SPT}$
- Figura N° 7.18 Recta de Regresión para obtener la diferencia de  $N_{SPT}$  por longitud de Barra sin empotrar

## CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

En la página 37 del libro “Foundation Design”, Wayne C. Teng (Ref. 85) se menciona en relación a la prueba de penetración estándar que el número de golpes de pruebas hechas muy cerca a la superficie son usualmente demasiado bajos y que a mayor profundidad aumenta el número de golpes, siendo el suelo el mismo y con la misma densidad relativa.

Realmente este criterio muy importante de las pruebas SPT en arenas, me hizo pensar, en cual es el verdadero valor del índice “N” para un suelo igualmente compactado, considerando la presión de sobrecarga (Overburden). Al respecto existen varias investigaciones, entre las cuales podemos destacar:

Terzaghi y Peck (1948) (Ref. 86) estableció una primera correlación entre el número de golpes N y la compacidad de la arena:

**Cuadro N° 1.1**  
**Primeras Correlaciones Propuestas entre la Resistencia a la Penetración y la Compacidad de la Arena**

Autor	Terzaghi & Peck (1948)	
Dimensiones del Penetrómetro	Raymond $D_{ext}=51$ mm $D_{int}= 35$ mm	
Peso del Martillo	0.62 kN (63.22 Kg)	
Altura de Caída (h)	762 mm	
----	----	Golpes / 305 mm
Compacidad de la arena	Muy suelta	< 4
	Suelta	4 – 10
	Media	10 – 30
	Compacta	30 – 50
	Muy Compacta	> 50

**Terzaghi y Peck** (1960-1970), relacionan los valores de  $N-D_r$  y  $N-\emptyset$  en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado (ver Figura. N° 1.1).

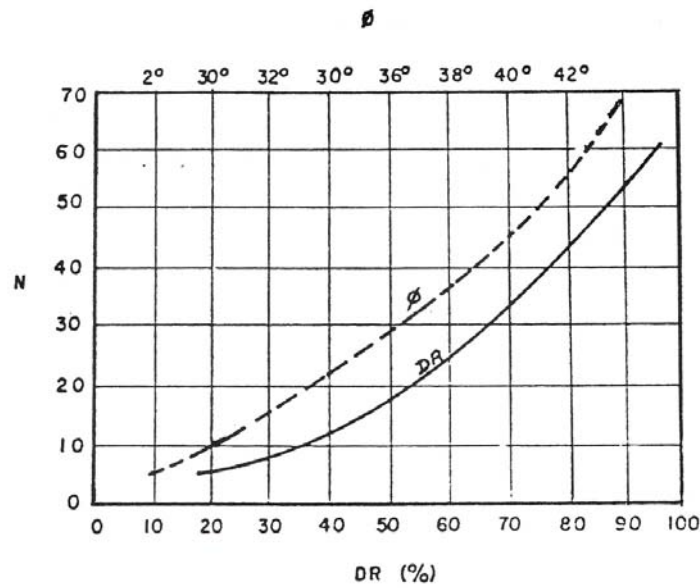


Figura N° 1.1 Correlaciones N-DR y N- $\phi$  (Terzaghi Peck) (Ref. 9, 11)

Así mismo, consideran que si el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación:

$$N = \frac{N' + 15}{2} \dots\dots\dots(1.1)$$

Donde:

$N' > 15$  (valor medido in situ, debajo del nivel freático)

N=valor corregido

Por otro lado, otros investigadores opinaban que no era necesario corregir el valor de N, porque dichos valores ya están reducidos por el exceso de presión de poros cuando el penetrómetro es hincado. Los trabajos de Drozd (1974) indican una reducción del número de golpes debajo del nivel freático, dependiendo de la Densidad Relativa (Cuadro N° 1.2)

**Cuadro N° 1.2 Reducción del Número de Golpes del SPT debajo del Nivel Freático Drozd (1974)**

$D_r$ (%)	$N_{seco}$	$N_{sat}$ (sumergido)
40	4	1
50	5	2
60	8	4
70	9	6
80	Mismo valor para ambos estados	





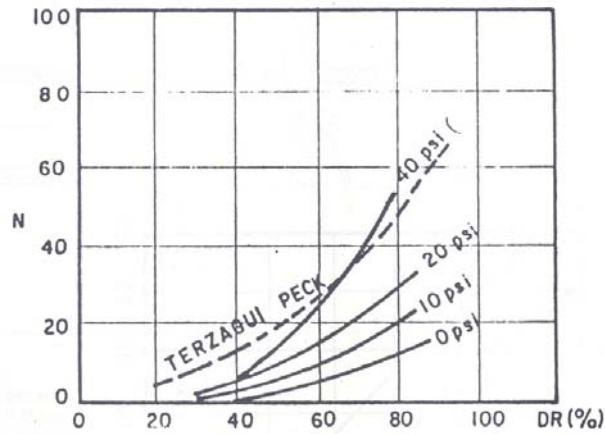


Figura N° 1.2 - Efecto de la presión de sobrecarga para arena fina seca (Ref. 9, 37, 85)

En la Figura. 1.3 se muestra el huso granulométrico de las arenas ensayadas por Gibbs y Holtz y en la Figura 1.4 las curvas granulométricas de la arena empleada en la presente Investigación.

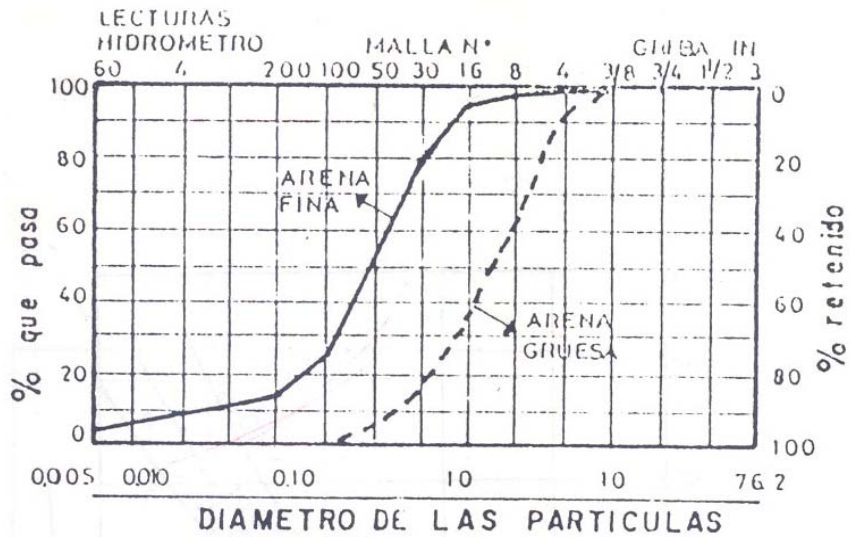
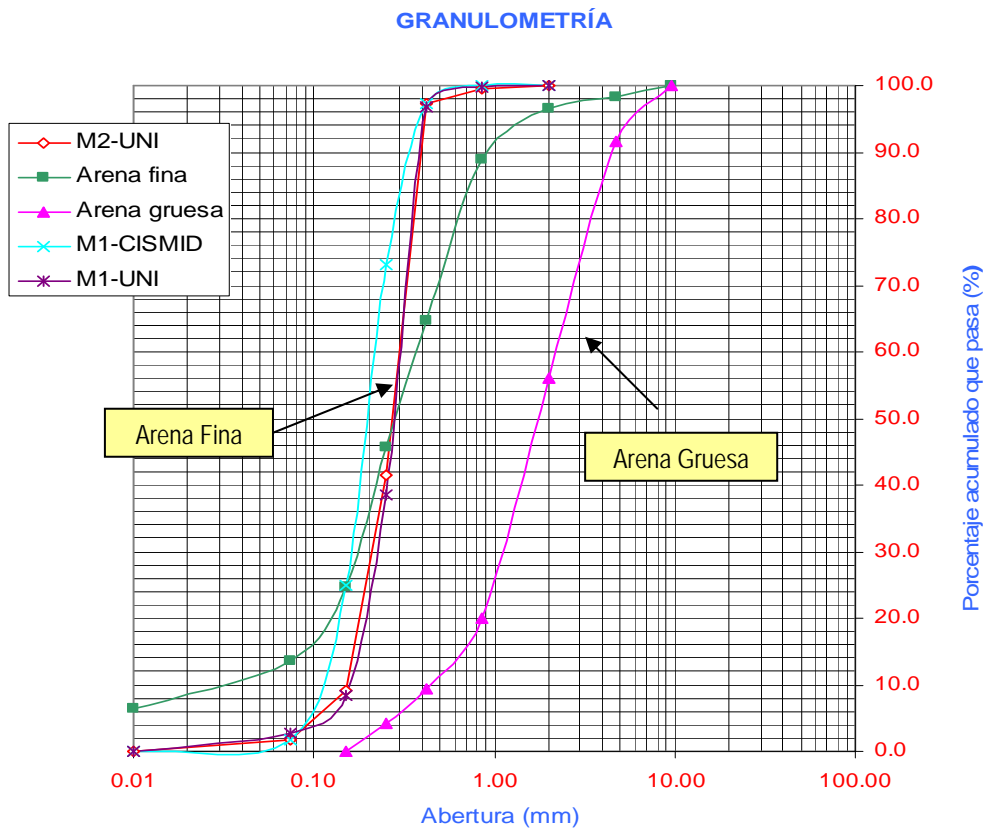


Figura N° 1.3 - Granulometría de las arenas ensayadas por Gibbs y Holtz



**Figura N° 1.4 – Curvas Granulométricas de la arena empleada en la presente Investigación**

En la Figura 1.2 se ha añadido la curva de Terzaghi – Peck de la densidad relativa mostrada en la Figura. 1.1 en la que se puede observar que el hecho de utilizar la correlación de Terzaghi y Peck conduce a estimar una menor densidad relativa y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo; es decir debe aumentarse el número de golpes a fin de tener en cuenta la influencia de la sobrecarga con valores de corrección mayores de 1.00. El valor de N corregido lo obtiene relacionándolo a la propuesta de Terzaghi-Peck que aparece en la Figura N° 1.5.

Por lo tanto Gibbs y Holtz corrigen los valores de “N” correlacionándolo con la propuesta de Terzaghi y Peck a través del coeficiente de corrección  $\left( \frac{50}{p+10} \right)$ .

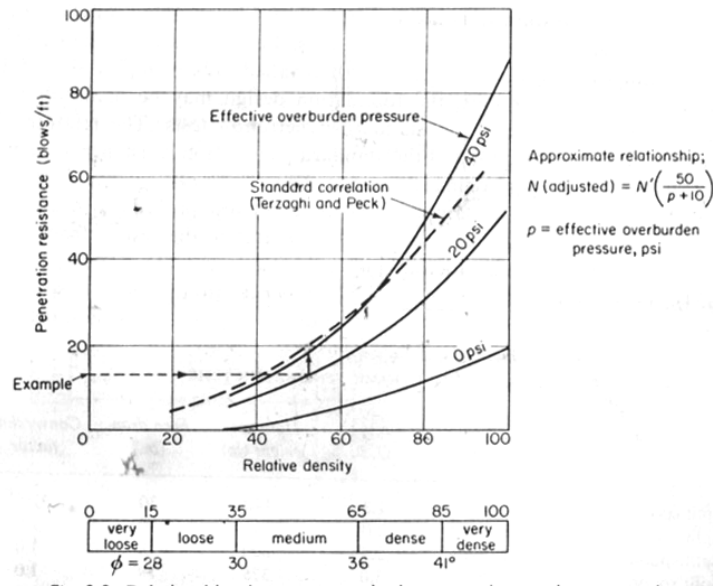


Figura N° 1.5 Gráfico de Gibbs – Holtz

¿A que profundidad se encuentra el **verdadero** valor de “N”, considerando que existe un **verdadero** valor de “N”? ¿Porqué el valor referencial de “N”, no puede ser a 0.00 metros.?

Por ejemplo con  $N^*=12$  y  $p' = 20$  psi se obtiene  $N=20$ .

No es un valor de  $C_N$  ¿ Es  $C_N$  un valor que nos lleva a obtener un valor **“verdadero”** de N que corresponda a un ángulo de fricción interna ( $\phi$ )?. El término “N verdadero” se desprende del hecho de que N es demasiado bajo en niveles superficiales y demasiado alto a gran profundidad, tratándose de un mismo suelo compactado con la misma densidad relativa.

Estas primeras apreciaciones de la relación del número de golpes con la Densidad Relativa y la presión de sobrecarga, fueron luego estandarizadas, para una presión de referencia de  $\sigma_{ref}=1.00 \text{ Kg/cm}^2$ , con lo cual se obtienen valores **“razonables”** de N.

**Peck y Bazaraa (1969)**, (Ref. 9, 70) relacionan la densidad relativa de la arena ( $D_r$ ) con el índice de penetración estándar “N” y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo por medio de las siguientes relaciones:

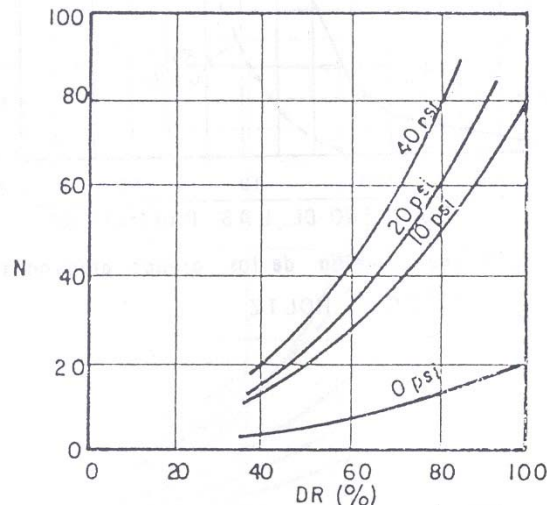
$$N = 20.D_r^2.(1 + 2\sigma) \quad \text{para } s < 1.5 \text{ kips/pie}^2 (0.73 \text{ kg/cm}^2) \dots\dots\dots(1.3)$$

Donde “Dr” en decimal

$$N = 20.D_r^2.(3.25 + 0.5\sigma) \quad \text{para } s > 1.5 \text{ kips/pie}^2 (0.73 \text{ kg/cm}^2) \dots\dots\dots(1.4)$$

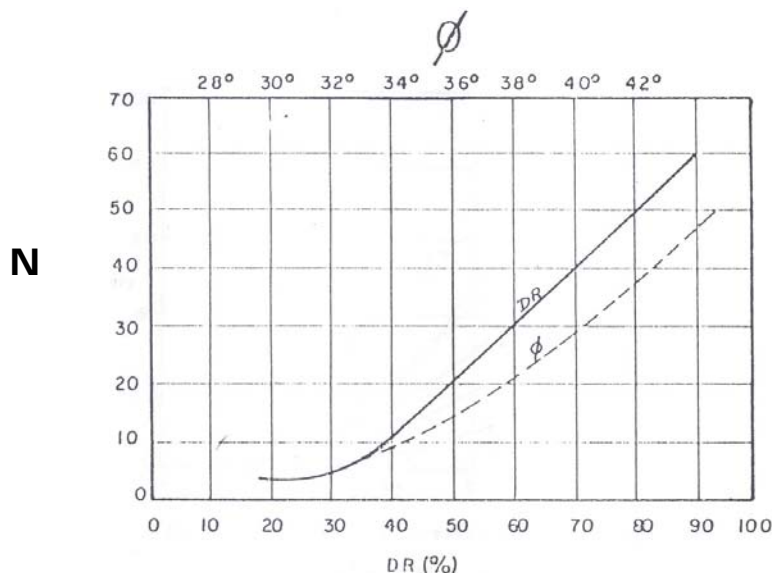
Donde “Dr” en decimal

Gráficamente, con  $\sigma$  en psi (Figura. 1.6) se obtiene:



**Figura N° 1.6– Correlación N-DR, Peck -Bazaraa**

**Meyerhof (1953-1955)** (Ref. 9), por otra parte estableció una correlación entre  $N$ ,  $D_r$  y  $\phi$ , la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de “ $\phi$ ” son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos  $5^\circ$  en el caso de arenas arcillosas y aumentarse hasta  $5^\circ$  para el caso de una mezcla de arenas con grava (ver Figura. 1.7).



**Figura N° 1.7 Correlación N-DR, y  $\phi$  (Meyerhof)**

Así mismo Meyerhof (1956) (Ref. 11, 85) propone las siguientes relaciones entre “ $\phi$ ” y la  $D_r$  para suelos granulares:

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r \quad >5\% \text{ arena fina y limo} \dots\dots\dots(1.5)$$

$$\phi = 30^\circ + 0.15D_r \quad <5\% \text{ arena fina y limo} \dots\dots\dots(1.6)$$

Donde:

$D_r$  = Densidad relativa en %

Nota: Arena fina y limo puede considerarse a partir de la Malla N° 40, según el SUCS, AASHTO y ASTM.

Posteriormente en 1975 Meyerhof establece una relación en la que incluye la presión de sobrecarga ( $s$ ):

$$N = 1.7.D_r^2 .(\sigma + 10); \quad s = \text{lbs/pulg}^2 \dots\dots\dots(1.7)$$

Es muy importante establecer inicialmente el concepto del factor de corrección por Overburden (sobrecarga del terreno) en el valor de N del S.P.T. debido a que el Equipo de Penetración Estándar es la base de la correlación con los diferentes equipos de penetración

En la literatura existen principalmente correlaciones entre los resultados de los diferentes equipos con los parámetros de resistencia del suelo “C” y “ $\phi$ ”, pero realmente poca o nula información de coeficientes de correlación entre los resultados de los diferentes equipos de penetración.

La presente Investigación trata de establecer una correlación entre los resultados de los diferentes equipos en un suelo arenoso de grano fino compactado al 100% y 90% de grado de compactación, en relación a la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado ASTM D-1556, correspondientes a Densidades Relativas de  $D_r = 69.36\%$  y  $D_r = 18.9\%$ , respectivamente.

## **CAPÍTULO II**

# **ANÁLISIS CRÍTICO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS EQUIPOS**

### **2.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)** **(NTP 339.133, ASTM D 1586)** (Ref. 4, 64)

#### **2.1.1. Evolución Histórica**

En el año 1902 Charles R. Gow desarrolló la práctica de hincar en el suelo con un tubo de 1” de diámetro exterior para obtener muestras, marcando así el inicio del muestreo dinámico de los suelos.

En 1922, su empresa se transformó en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile, la que difundió esa nueva metodología de estimar la resistencia del material en base al trabajo de hinca del tubo.

La cuchara partida de 2” de diámetro exterior según se muestra en la Figura 2.1.1 fue diseñada en el año 1927, basándose en el trabajo de campo realizado en Philadelphia por G. A. Fletcher y el desarrollo de investigaciones realizadas por H. A. Mohr (gerente regional de Gow Company en Nueva Inglaterra, USA.). En 1930 comenzó a reglamentarse el método de ensayo con la realización de mediciones de la resistencia a la penetración de una cuchara partida (de 2”) bajo una carrera de 12”, empleando una masa de 63,5 Kg. que caía desde 76,2 cm. de altura.

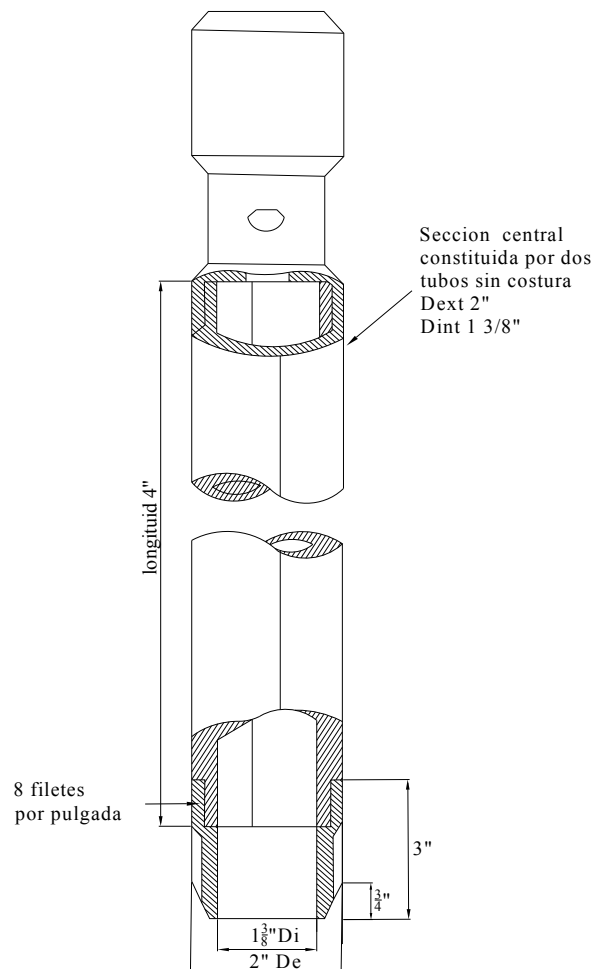
En su trabajo titulado “Exploration of soil conditions and sampling operations” publicado por la Universidad de Harvard en el año 1937, H. A. Mohr reporta que el método de exploración del suelo y su muestreo se estableció en febrero de 1929, fecha del primer informe del ensayo de penetración, realizado por la Gow, División de Raymond Concrete Pile.

Según Fletcher, en aquel momento la técnica de la perforación, era el principal obstáculo para la normalización del método. Ni Fletcher ni Mohr dieron muchos

detalles del diseño de la cuchara partida de 2" de diámetro externo, pero si lo hizo Hvorslev en 1949 en su reporte clásico sobre exploración y muestreo del subsuelo.

En la 7ma. Conferencia de Texas sobre Mecánica de Suelos e Ingeniería de las Cimentaciones (1927), en la cual fue presentado el trabajo titulado "Nuevas tendencias en la exploración del Subsuelo" se citan las primeras referencias concretas sobre el método al que le dieron el nombre de Standard Penetration Test, ("Ensayo de Penetración Estándar").

El primer texto donde se hace referencia al ensayo descrito, es la edición de "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Terzaghi y Peck en 1948. (Ref. 86).



**Figura. N° 2.1.1 Cuchara Partida**



### 2.1.2. Metodología Original del Ensayo

La metodología propuesta por Flechter exhibía las siguientes tareas:

Ejecutar una perforación en la zona donde se analizaba el subsuelo, la cual se limpiaba por medio de inyección de agua hasta la profundidad a la que se deseaba extraer la muestra, luego se bajaba la cuchara partida enroscada al extremo de las barras de sondeo. Una vez que la cuchara llegaba al fondo de la perforación, comenzaba el ensayo de penetración propiamente dicho, materializado por medio de un dispositivo que dejaba caer libremente una masa de 140 libras (63,5 Kg.), desde una altura de 30" (762 mm) sobre la cabeza de golpeo de las barras de sondeo para que el sacamuestras penetrara primero 6" (15 cm.). A continuación se le hincaba 12" (30 cm.) más. Se anotaba entonces el N° de golpes necesarios para cada 6" (15 cm.) de carrera.

Las primeras 6" de penetración, se denominaban "hinca de asiento". El N° de golpes necesarios para la hinca de las restantes 12" se llamó resistencia a la penetración estándar ( $N$ ).

Una vez finalizada la hinca, se extraía la muestra, abriendo longitudinalmente la cuchara, se colocaba en un recipiente hermético y se etiquetaba indicando: Obra, N° de sondeo, N° de muestra, profundidad y el valor ( $N$ ). En todo momento las muestras debían estar al resguardo de heladas o el sol hasta su llegada al laboratorio para la determinación de los parámetros correspondientes.

### 2.1.3 Metodología Actual del Ensayo

La prueba de penetración estándar, desarrollada alrededor de 1927, es actualmente la más popular y económica para obtener la información del subsuelo (para proyectos en tierra y costeros). Se estima que el 85 - 90 % del diseño de cimentaciones convencionales en Norte y Sur América se realiza usando el SPT. Esta prueba también se usa ampliamente en otras regiones geográficas. El método se ha estandarizado como ASTM D 1586 desde 1958 con revisiones periódicas a la fecha.

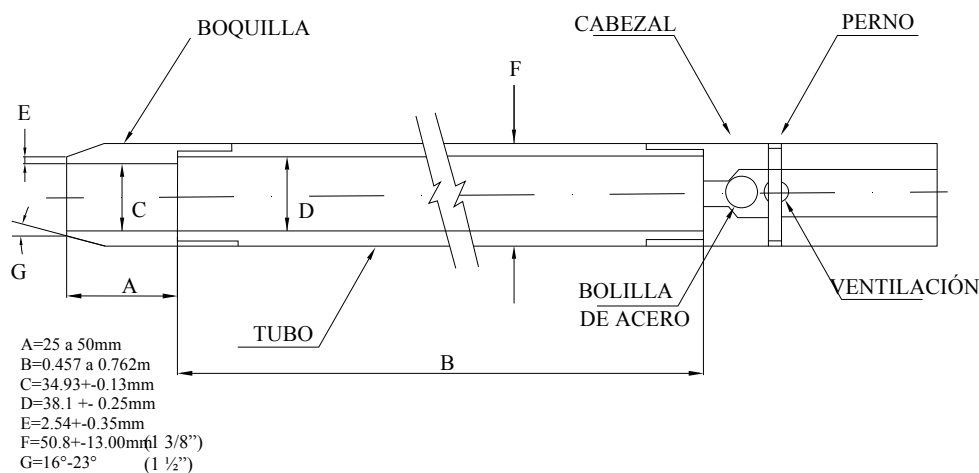
### Normalización del Método según Norma ASTM D 1586

La primera descripción de la ASTM sobre el SPT fue publicada en abril de 1958 y se denominó “Método tentativo de ensayo de penetración y toma de muestras del suelo con tubo testigo hundido longitudinalmente”.

En 1967 la ASTM lo transformó en un método normalizado. La normalización actual D 1586 – 84 (reaprobada 1992) no contiene grandes cambios desde sus ediciones originales.

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por la ASTM son las siguientes: (Figura. 2.1.2)

1. Masa de 63,5 kg.
2. Altura de caída: 76 cm.
3. Sacamuestras: de diámetro externo = (50 mm ó 2”).
4. Sacamuestras: de diámetro interno = (35 mm ó 1 3/8 “).
5. Variante con diámetro interno 38mm y tubo portamuestras (diámetro interno final 35mm)
6. Mecanismo de liberación del martinete mediante soga y malacate
7. Barras de sondeo.
8. Cabeza de golpeo.



**Figura. N° 2.1.2 Sacamuestra partido ASTM D1586 84**

### Aplicabilidad del método SPT

De acuerdo a lo informado sobre trabajos realizados in situ y las investigaciones llevadas a cabo en laboratorio, la aplicabilidad del método SPT en relación con los parámetros del subsuelo que se describen en el Cuadro 2.1.1

**Cuadro N° 2.1.1 Aplicabilidad del SPT**

Parámetros del subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa ( $D_r$ )	B
Angulo de fricción ( $\phi$ )	C
Resistencia al corte ( $UU$ )	C
Presión neutra ( $U$ )	N
Relación de preconsolidación	N
Módulos ( $E$ y $G$ )	N
Compresibilidad ( $m_v$ & $c_c$ )	C
Consolidación ( $c_v$ )	N
Permeabilidad ( $k$ )	N
Curva (s-e)	N
Resistencia a la licuación	A

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

A: Aplicabilidad alta.

B: Aplicabilidad moderada.

C: Aplicabilidad limitada.

N: Aplicabilidad nula.

### Regulaciones en distintos países

Con el objeto de ilustrar como fue adoptado el método SPT alrededor del mundo se compiló información de distintas fuentes y presentada en el Simposio Europeo de ensayo de penetración (ESOPT) 1988.

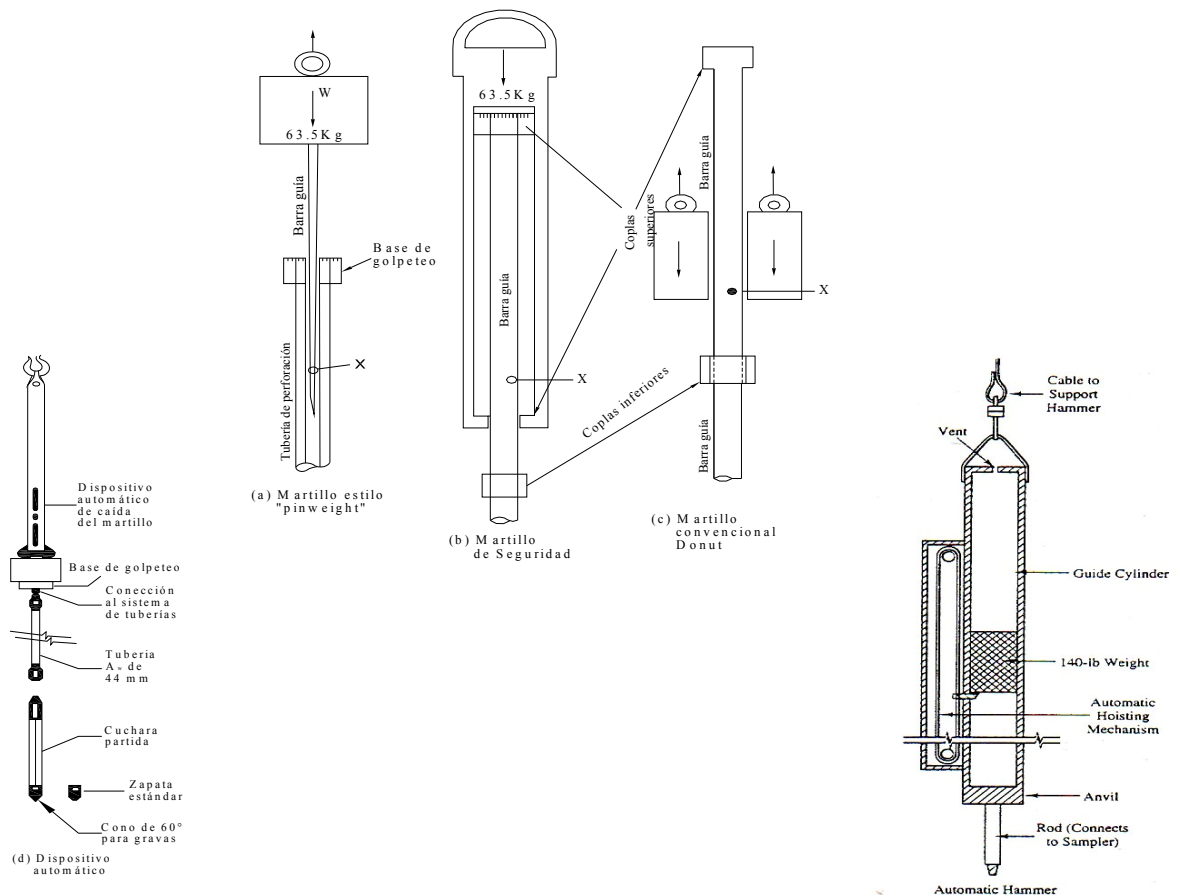
En 1988 existían 11 países (integrantes del Comité del Simposio Europeo del Ensayo de Penetración) que siguieron los principios establecidos como normas nacionales, que contienen la esencia de las regulaciones del método, tal como

ejecutar una perforación limpia, minimizar las alteraciones del suelo, especificar la masa y su aparente caída libre, pudiendo existir variaciones en los detalles.

### Descripción General del Ensayo

El ensayo consiste en lo siguiente:

1. Ingresar el muestreador estándar de caña partida de 2" de diámetro exterior una distancia de 450 mm en el suelo del fondo de la perforación.
2. Contar el número de golpes para que el muestreador ingrese los dos últimos tramos de 150 mm (total = 300 mm) para obtener el valor N.
3. Usar una masa de 63.5 kg (o martillo) cayendo libremente desde una altura de 760 mm. Algunas tipos de martillos se muestran en la Figura. 2.1.3.



**Figura. N° 2.1.3. Diagramas esquemáticos de los martillos normalmente usados. El martillo (b) es usado un 60% aproximadamente; (a) y (c) alrededor del 20% cada uno en los EEUU. El martillo (c) es usado normalmente fuera de los EEUU y el martillo (d) es usado normalmente en Europa. La barra guía X es marcada con pintura o yeso para el control visible de altura cuando el martillo se levanta con la soga fuera del winche. (Ref. 19)**



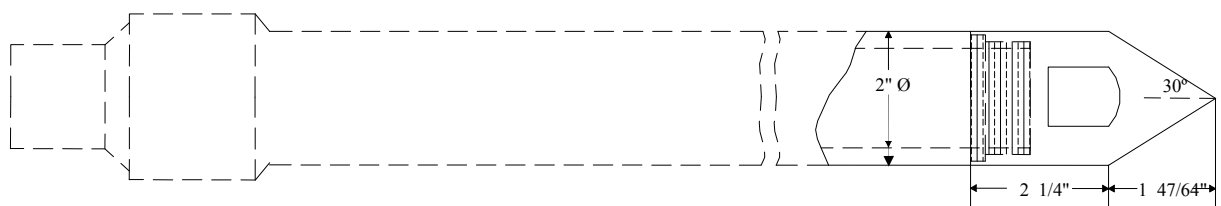
**Foto N°. 2.1.1** *Dispositivo automático de caída del martillo*

La tubería de perforación es referenciada con tres marcas, cada 150 mm, y el tubo guía (ver Figura. 2.1.3) es marcado a 760 mm (para los martillos manuales). El sistema es colocado sobre la tubería de perforación. A continuación el muestreador es hincado a una distancia de 150 mm a fin de asentarlo en el suelo no disturbado, comenzando el registro del número de golpes. La suma del número de golpes para los próximos dos incrementos de 150 mm se usa como el número de penetración “N” a menos que el último incremento no pueda completarse. En este caso la suma de las primeras dos penetraciones de 150 mm se graban como N.

### **Penetrómetro Normal de Cono**

Palmer y Stuart (1957) explorando las gravas del Támesis, encontraron que la cuchara se dañaba sin ninguna utilidad, pues en grava gruesa no recuperaban muestras. Substituyeron entonces la punta de la cuchara con un cono de 60° en la punta y lo llamaron penetrómetro normal de cono. Figura. N° 2.1.4.

PALMER Y STUART (1957)



**Figura. N° 2.1.4** *Cono normal*

Este dispositivo tiene la desventaja de que no recupera muestra, pero en condiciones apropiadas, tales como la que dio origen a su invención, puede resultar tan conveniente ó más que la cuchara.

El registro de la perforación muestra el rechazo y la prueba se detiene si:

1. Se requieren 50 golpes para cualquier 150 mm de penetración.
2. Cuando se han acumulado un total de 100 golpes (para ingresar 300 mm )
3. Cuando no se observa ningún avance del sacamuestras durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martinete.

Cuando no pueda obtenerse la profundidad total de la prueba, el registro de perforación mostrará una relación como:

$$70/100 \text{ o } 50/100$$

Indicando que 70 (o 50) golpes producen una penetración de 100 mm.

#### 2.1.4. Ventajas y Desventajas del SPT

El ensayo de Penetración Estándar es uno de los más usados normalmente en las pruebas in situ, debido a su simplicidad y su historia considerable de datos reunidos. Sin embargo, allí también hay limitaciones de la prueba que deben reconocerse. En los Cuadros 2.1.2 y 2.1.3 se presenta un resumen de ventajas y desventajas de la Prueba de Penetración Estándar como un compilado de varios investigadores.

**Cuadro N° 2.1.2. Ventajas del Ensayo de Penetración Estándar**

<b>Ventajas</b>	<b>Referencia</b>
Relativamente rápido y simple de realizar	Kulhawy y Mayne (1990)
El equipo y especialización para la prueba están extensamente disponibles en los Estados Unidos	Kulhawy y Mayne (1990)
Proporciona una muestra de suelo representativa	Kulhawy y Mayne (1990)
Proporciona un índice útil de resistencia relativa y de compresibilidad del suelo	NAVFAC DM 7.1 (1982)
Capaz para penetrar capas densas y arena gruesa.	NAVFAC DM 7.1 (1982)
Las numerosas historias de casos de licuación de suelos en terremotos pasados están disponibles con los valores N de SPT. El método basado en esta historia puede reflejar la conducta real durante terremotos, que no pueden simularse en el laboratorio.	Tokimatsu (1988)
El SPT es una prueba in situ que refleja la densidad del suelo, esfuerzos y la historia de esfuerzos efectivos y esfuerzos horizontales, todos los cuales influyen en la resistencia a la licuación.	Tokimatsu (1988)

### Cuadra 2.1.3. Desventajas del Ensayo de Penetración Estándar

Desventajas	Referencia
El SPT no proporciona datos continuos típicamente, por consiguiente pueden obviarse estratos débiles.	Kulhawy y Mayne (1990)
Limitada a suelos cohesivos y arenas gruesas sin gravas ni cantos rodados	Kulhawy y Mayne (1990)
Avance mas lento que otros métodos, debido a la recuperación de la muestra.	Kulhawy y Mayne (1990)
Además de la presión de la sobrecarga y la densidad relativa el valor “N” del SPT también es una función del tipo de suelo, clasificación según tamaño y la edad e historia del depósito.	Kulhawy y Mayne (1990)
Debido a las diferencias considerables en el aparato y el procedimiento, puede ocurrir una variabilidad significativa en la resistencia a la penetración. Los problemas básicos a considerar, son el cambio en los esfuerzos efectivos al fondo del sacamuestra, la energía dinámica, el intervalo de impacto, la penetración, la cuenta de resistencia.	Tokimatsu (1988), Kovacs (1994)
Se perturban las muestras que se obtienen del SPT.	

### 2.1.5. Factores que Afectan la Medida de los Valores de “N”

Hay muchos factores que pueden afectar el valor medido de la resistencia a la penetración del SPT. Estos factores pueden aumentar o pueden disminuir los valores de “N” y puede afectar la valoración de propiedades del suelo significativamente en un sitio. Una comprensión de estos factores pueden ser especialmente útiles al ingeniero en el campo dónde las observaciones pueden hacerse y puedan llevarse a cabo las correcciones que correspondan.

Estas discrepancias pueden originarse por:

1. Equipos de fabricantes diferentes. Una gran variedad de equipos de perforación son usados en la actualidad; en la práctica norteamericana es común el uso del martillo de seguridad
2. Diferentes sistemas de golpeteo. La base del tubo guía que se une con la barra de perforación tiene influencia en la cantidad de energía transmitido al muestreador.
3. Si:
  - a. El martillo usado es automático con una altura de caída “h” controlada con  $\pm 25\text{mm}$ .

- b. El sistema usado es una soga-winche (de baja velocidad), la Energía Transmitida ( $E_a$ ) depende de:
- (i) Diámetro y condiciones de la soga.
  - (ii) Diámetro y conexiones del winche (mohoso, limpio, etc., y usando 125 o 200 mm de diámetro; en América del Norte es común 200 mm)
  - (iii) El número de vueltas de la soga alrededor del winche, como  $1 \frac{1}{2}$ , 2, 3, etc.  $2 \frac{1}{4}$  vueltas es el óptimo y el más usado. Puede haber alguna influencia si la soga tiene  $1 \frac{3}{4}$  de vueltas y  $2 \frac{1}{4}$  de vueltas alrededor del winche.
  - (iv) La altura de caída real a la que el operador suelta la soga para permitir la caída libre del martillo. Riggs (1986) sugiere comúnmente que el operador sobrepasa un promedio de 50 mm (altura de caída real = 810 mm). El operador normalmente obtiene 40 a 50 golpes/minuto.
4. Cuando se coloca un muestreador dentro del tubo de caña partida, se incrementa la resistencia a la fricción lateral y N, siendo menor el valor de N sin el muestreador del tubo.
5. La presión de sobrecarga. Los suelos con la misma densidad darán valores de N más pequeños, si la presión efectiva ( $p'_o$ ) es más pequeña (cerca a la superficie). El tamaño de las perforaciones en el orden de 150 a 200 mm, también reduce el valor de N. El grado de cementación puede también significar un alto valor de N aún con una presión de sobrecarga pequeña.
6. La longitud de tuberías de perforación. Aproximadamente a partir hasta 10 m, la longitud de la tubería no parece ser crítica. Este efecto se examinó primero por Gibbs y Holtz (1957) y más tarde por McLean et al. (1975) y otros [Schmertmann (1979)], quién usó un modelo de cálculo para analizar la influencia de la longitud de la tubería así como otros factores como la resistencia del muestreador.



**a) Factores de corrección por sobrecargas en arenas ( $C_N$ )**

La necesidad de normalizar o corregir los resultados de los ensayos de penetración estándar en arenas que responden a la sobrecarga, fue demostrada claramente con los datos publicados por Gibbs y Holtz (1957). Desde entonces, la corrección para la sobrecarga se ha vuelto un aspecto normal de cálculo de asentamientos en arenas y potencial de licuación. Se han publicado varias fórmulas y gráficos para hacer la corrección. Sin embargo, dependiendo del factor de corrección que se usa, las interpretaciones pueden resultar muy diferentes.

**Factores de corrección publicados**

El factor de corrección  $C_N$  del SPT se define como la relación entre la resistencia SPT medida a una presión vertical efectiva dada en un nivel  $s_v$  y la resistencia medida a un nivel de presión estándar  $(s_v)_{ref.}$ , normalmente 1 ton/sq ft o equivalentemente 1 kg/cm<sup>2</sup>. En la práctica, la resistencia de SPT, “N” es medido y entonces normalizado o corregido a  $N_I$  usando la ecuación:

$$N_I = C_N x N \dots\dots\dots (2.1.1)$$

- **Factor de corrección inconsistente: Figura. 2.1.5 (a)** Nos muestra la amplia gama de factores de corrección que están disponibles en la literatura. La ecuación de Teng (1962) está trazada a la derecha de toda otra forma de factor de corrección debido a que su nivel de esfuerzo de referencia  $(s_v)_{ref.}$  es aproximadamente 2.9 tsf (40 psi), considerando que las otras curvas se estandarizan a 1.0 tsf. El uso de diferentes niveles de esfuerzo para la estandarización del valor de N de SPT no presenta un conflicto, con tal de que las correlaciones empíricas asociadas con cada uno sean consistentemente aplicadas. Por ejemplo, si se establece el criterio de licuación, usando un cierto factor de corrección, basados en un  $(\sigma_v)_{ref.}$ , entonces las futuras evaluaciones usarán el mismo factor de la corrección.

La corrección de Teng (1962) es también frecuentemente referida al factor de corrección de Gibbs y Holtz. Aunque la interpretación de Terzaghi y Peck's (1948) clasifica la resistencia del SPT como una función de la densidad relativa que llevó a esta corrección particular originada con Gibbs y Holtz (1957), la ecuación actual para el factor de la corrección puede ser atribuido a Teng (1962).

Las curvas que están más a la izquierda de la Figura. 2.1.5 fueron presentados por Seed (1976). Este factor de corrección es muy conservador especialmente para una alta sobrecarga y de hecho se pone negativo para  $s_v > 6.3$  tsf. Seed (1979) revisó sus recomendaciones para  $C_N$ , basado particularmente en los datos de Marcuson y Bieganousky (1977a, 1977b). Aún así los factores de corrección temprana de Seed (1976), está en uso, aunque esta práctica debe discontinuarse.

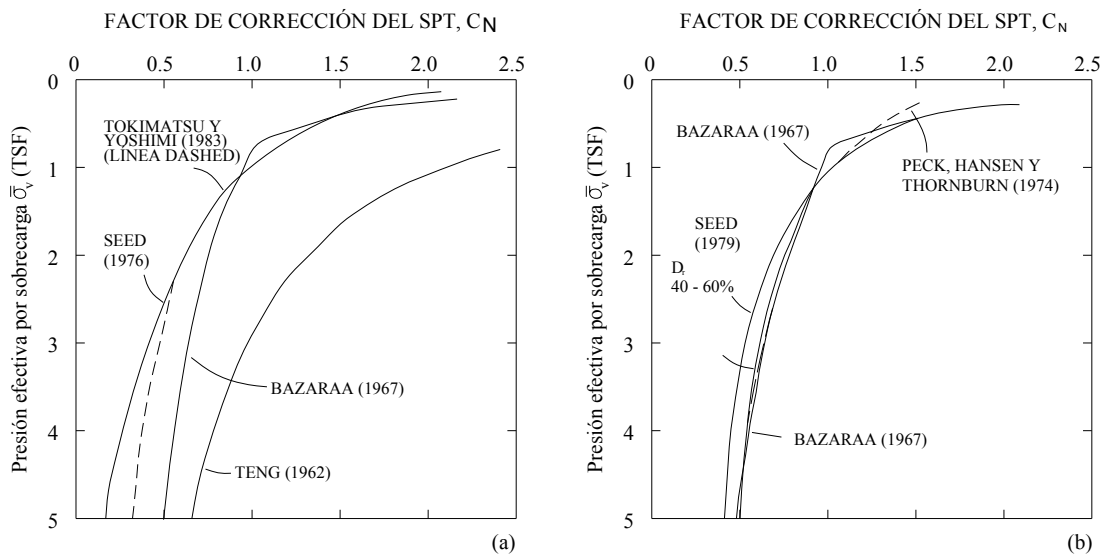
El factor de corrección presentado por Tokimatsu y Yoshimi (1983) es basado en Meyerhof (1957) y también es algo conservador para  $s_v > 1.5$  tsf. Tokimatsu y Yoshimi proponen que esto está justificado debido a una reducción de la energía alcanzada del equipo SPT para una mayor longitud de la tubería y profundidades correspondientes a altos valores de  $\sigma_v$ . Sin embargo, esto constituye una mezcla de los diferentes efectos de sobrecarga y transmisión de energía en la opinión de los escritores, los cuales debe ser tomado separadamente (Kovacs, et al. (1984), o Seed, et al. (1985)). Basado en los datos disponibles parece que el factor de corrección  $C_N$  es independiente de la energía del martillo, aunque pueden afectarse las correlaciones de densidad relativa.

Es posible encontrar en la literatura otras correcciones por presión de sobrecarga; N. Bowles (1988) sugiere que la siguiente relación no está lejos del promedio de varias de ellas y es más sencilla:

$$C_N = \left( \frac{\sigma''}{\sigma'} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(2.1.2)$$

Donde  $s''$ : Es la presión de sobrecarga de referencia igual a  $1 \text{ kg/cm}^2$  ó  $98.06 \text{ Kpa}$

- Factores de corrección consistentes:** Figura.2.1.5 (b) Nos muestra las ecuaciones de Bazaraa (1967), Peck, Hansen, y Thornburn (1973) y Seed (1979). El factor de corrección de Bazaraa (1967) tiene una discontinuidad inclinada y no iguala a 1 para  $s_v = 1$  tsf. Esto se muestra en ambas Figuras 2.1.5 (a,b) como una referencia por comparación. Las curvas de la corrección de Seed (1979) están basadas en los datos presentados por Marcuson y Bieganousky (1977b), las cuales muestran una dependencia de  $s_v$  y de la densidad relativa  $D_r$ . Todas las curvas en la Figura. 2.1.5 (b) se encuentran en un ancho de banda pequeño. Así para aplicaciones de ingeniería y considerando los errores estadísticos asociados con el SPT, estos factores de corrección pueden ser considerados prácticamente equivalentes.



**Figura. N° 2.1.5 Factores de Corrección  $C_N$**

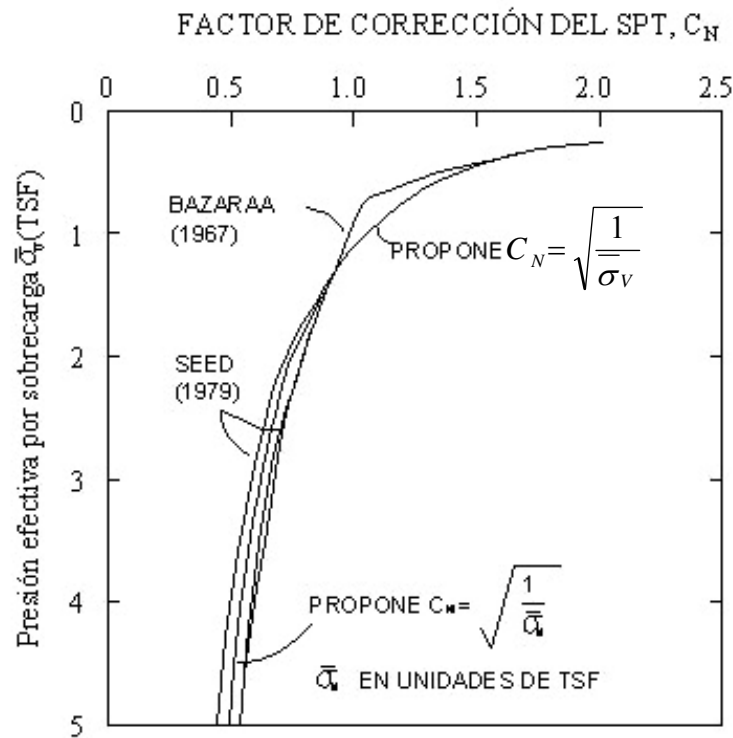
**Factor de corrección propuesto**

- Estandarización:** En vista de los recientes esfuerzos por promover la estandarización más estricta del SPT (por ejemplo Kovacs y Salamone 1982; Kovacs, et al. 1984 y Seed, et al. 1984), se propone una Norma de interpretación común de factores de corrección de sobrecarga. Así se recomienda que el factor de corrección de Teng (1962) debe considerarse fuera de uso, porque su nivel de presión normal es demasiado alto a  $(s_v)_{ref.}=2.9$  tsf. También se recomienda que

las fórmulas de corrección de Seed (1976) y Tokimatsu y Yoshimi (1983) no deban usarse, o por lo menos se restrinja su uso para  $s_v \leq 1.5$  tsf, debido a sus valores conservadores para  $s_v > 1.5$  tsf. El uso de cualquiera de los factores de la corrección mostrado en la Figura. 2.1.5 (b) son aceptables y habría que normalizar temporalmente la interpretación y los resultados bastante consistentes. Sin embargo, se propone un factor de corrección simple el cual es comparable con cualquiera de los mostrados en la Figura. 2.1.5 (b):

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad (\sigma_v \text{ en tsf o Kg/cm}^2) \dots\dots\dots (2.1.3) \text{ (Ref. 50)}$$

La comparación de este factor de corrección entre Bazaraa (1967) y Seed (1979) se muestra en la **Figura. 2.1.6**.



**Figura. N° 2.1.6** Comparación entre los factores de corrección propuestos por Bazaraa (1967) y Seed (1969)

- **Relaciones:** La forma matemática del factor de corrección propuesto no es nueva. Más generalmente, la fórmula puede ser escrita como:

$$C_N = \left[ \frac{(\sigma_v)_{ref}}{\sigma_v} \right]^k \dots\dots\dots (2.1.4)$$

Donde k es un parámetro a ser obtenido de los datos adecuados de ensayos. Al-Akwati (1975), Fardis y Veneziano (1981), y Baldi, et al. (1985) tienen datos adecuados de los ensayos de las pruebas de penetración estática y dinámica para la Eq. 2.1.4 o una forma similar. Estos resultados indican que k varía entre 0.4 a 0.6, dependiendo de los datos utilizados y el método de regresión. Baldi, et al. (1985) indica valores ligeramente más altos de k para datos de la penetración cónica con un promedio de k = 0.72.

Es probable que el coeficiente k sea una función de la densidad relativa, como fue sugerido por Marcuson y Bieganousky (1977b) (Ref. 47) y Seed (1979), y posiblemente otros factores también. Sin embargo, como una materia práctica, considerando los errores relativos y la exactitud (o falta de eso) con que la resistencia de penetración pueda medirse, k=0.5, son considerados apropiados como una recomendación provisional.

**Cuadro N° 2.1.4 Factores de corrección por sobrecarga  
 (Carter y Bentley 1991) (Ref. 21)**

Referencia	Factor de corrección ( $C_N$ )	Unidades de los esfuerzos por sobrecarga ( $\sigma'_v$ )
Gibbs y Holtz (1959) Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma'_v}$	psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \frac{4}{1 + 2\sigma'_v}$ cuando $s'_v \leq 1.5$ $C_N = \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma'_v}$ cuando $s'_v > 1.5$	ksf
Peck, Hanson, y Thornburn (1974)	$C_N = 0.77 \log \frac{20}{\sigma'_v}$	kg/cm <sup>2</sup> , tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log \sigma'_v$	kg/cm <sup>2</sup> , tsf

Referencia	Factor de corrección ( $C_N$ )	Unidades de los esfuerzos por sobrecarga ( $\sigma'_v$ )
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	kg/cm <sup>2</sup> , tsf
Liao y Whitman (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$	kg/cm <sup>2</sup> , tsf (Nota $C_N \leq 2$ ) *
Skempton (1986)	$C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_v}$	Arena fina de mediana densidad relativa
	$C_N = \frac{3}{2 + \sigma'_v}$	Arenas normalmente consolidadas gruesas
	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	Arenas finas consolidadas
Youd et. al.(2001) NCERR / NSF (1996 - 1998)	$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \sigma'_{VO}/P_a}; C_N \leq 1.7$	Kg/cm <sup>2</sup>
Boulanger and Idriss (2004)	$C_N = \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}; C_N \leq 1.7$	Kg/cm <sup>2</sup>

Nota (\*).

Liao – Whitman (1991) propone  $C_N \leq 2$  (Ref.2)

NCERR (1997) Youd - Idriss recomendaron  $C_N \leq 1.7$  (Ref.22)

NCERR / NSF (1996 - 1998) recomendaron  $C_N \leq 7$  (Ref.22)

BOULANGER – Idriss (2004) proponen  $C_N \leq 1.7$  (Ref.18)

## b) Corrección por Energía Entregada a la Barra

Este aspecto es muy conflictivo a raíz de las prácticas locales.

Una cuestión evidente es: entre la supuesta energía potencial de un martinete preparado para ser liberado en caída libre (4200 lb-in) tal como se preconizaba en sus orígenes y la energía de la onda inicial de compresión que recibe el sacamuestras hay una importante diferencia. En principio resulta razonable suponer que diferentes tipos de liberación de energía, distintas barras de perforación y distintas cabezas de golpeo conduzcan a diferentes energías entregadas al sacamuestras propiamente dicho.

Es evidente que el número de golpes está directamente relacionada con la energía de hincado, el cual es calculado de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$E_t = \frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 \dots\dots\dots(2.1.5)$$

$$v = \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(2.1.6)$$

Sustituyendo la Ec. (2.1.6) en la Ec. (2.1.5) nosotros obtenemos:

$$E_t = \frac{1}{2} \frac{W}{g} (2gh) = Wh \dots\dots\dots(2.1.7)$$

Donde:

- W = peso de la masa de martillo
- h = altura de caída.

Entonces para un martillo de peso estándar=63.5 kg y h = 762 mm (30”), la energía de hincado teórico será igual a:

$$E_t = 63.5 * 9.807 * 0.762 = 474.5 \quad (\text{es decir } 475J) \dots\dots\dots(2.1.8)$$

Con una velocidad final en caída libre de  $V = \sqrt{2gh} = 386.65 \text{cm/seg}$

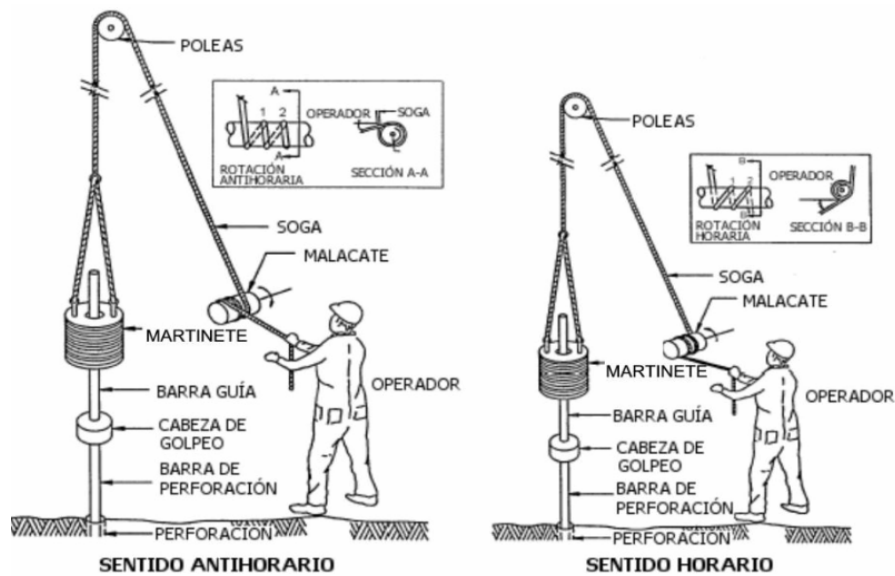
Kovacs y Salomone (1982) encontraron que la energía de hincado aplicada al muestreador para producir una penetración, es de aproximadamente 30 a 80%; Riggs et al. (1983) obtuvieron la energía comprendida en el rango de 70 a 100%; Clayton (1990) (Ref. 30) encuentran las siguientes eficiencias:

**Cuadro N° 2.1.5 - Eficiencia del Martillo según Clayton (1990)**

País	Tipo de martillo	Mecanismo de lanzamiento del martillo	Eficiencia del martillo $E_r$
Argentina	Donut	Rondana	0.45
Brazil	Pin Weight	Caida a mano	0.72
China	Automatic		0.60
	Donut	Caida a mano	0.55

País	Tipo de martillo	Mecanismo de lanzamiento del martillo	Eficiencia del martillo $E_r$
	Donut	Rondana	0.50
Colombia	Donut	Rondana	0.50
Japan	Donut	Disparador Tombi	0.78 – 0.85
	Donut	2 vueltas a la rondana + lanzamiento especial	0.65 – 0.67
UK	Automatic		0.73
USA	Safety	2 vueltas a la Rondana	0.55 – 0.60
	Donut	2 vueltas a la Rondana	0.45
Venezuela	Donut	Rondana	0.43

En principio según Seed, debido a la costumbre adoptada en EE.UU de *emplear un malacate* para *izar y liberar* el martinete con la ayuda de una soga que envuelve el tambor, naturalmente genera una importante pérdida de energía respecto a la caída libre teórica. Estos dispositivos de malacate y soga se observan en la Figura. 2.1.7.



**Figura. N° 2.1.7: Sistema de soga y malacate**

El rendimiento del impacto sobre la cabeza de golpeo se denomina  $E_r$  (relación de energía a la barra). Dicho autor ha establecido que esta relación (o rendimiento) en EEUU y otros países de América son:



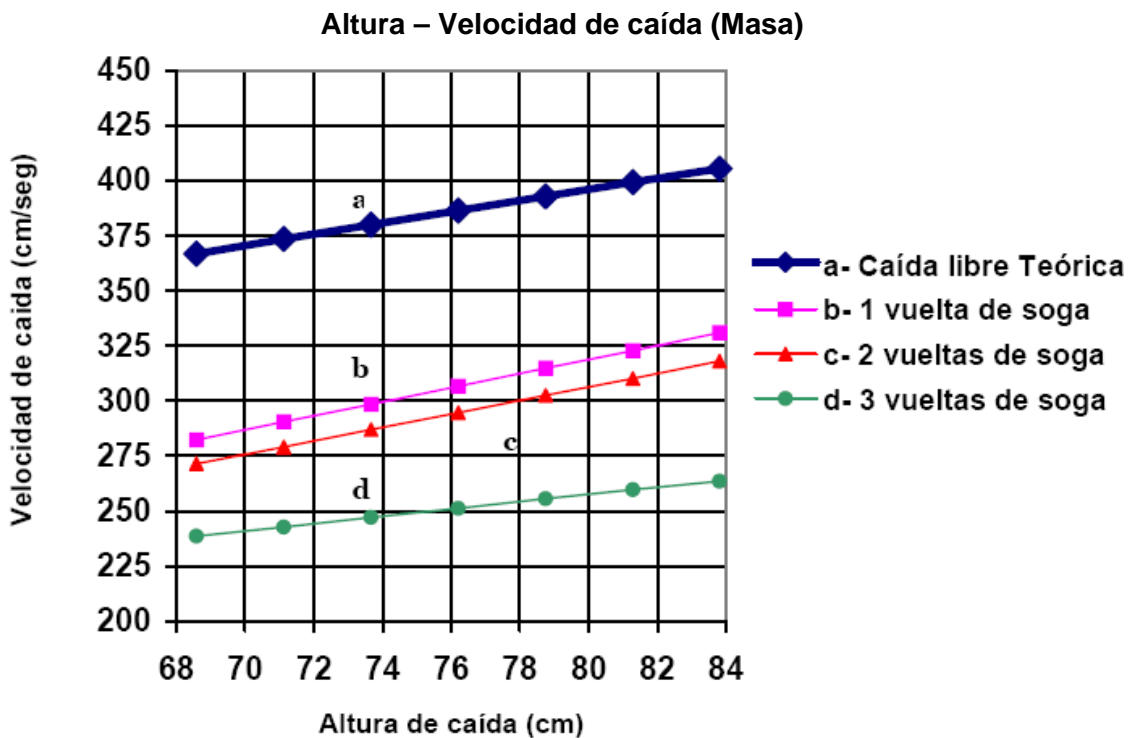
$$E_r = \frac{E_i}{E_t} \approx 60\% \dots\dots\dots(2.1.9)$$

Donde:

$E_i$ : Energía real entregada a la cabeza de golpeo.

$E_t$ : Energía desarrollada en caída libre teórica (474.5 Kg-m, 475 Joules)

Las investigaciones de Kovacs y otros son muy didácticas y se resumen en la Figura. 2.1.8, las cuales confirman aproximadamente los valores de Seed. En efecto allí se muestra la velocidad teórica de caída del martinete, en función del rozamiento que genera la sogas sobre el tambor.



**Figura. N°2.1.8: Relación entre el N° de vueltas de la sogas en el tambor y la velocidad de caída del martinete (Kovacs) (Ref. 72)**

El valor  $E_r$  puede escribirse como una relación de energías cinéticas:

$$E_r = \frac{\frac{1}{2}mV_m^2}{\frac{1}{2}mV_t^2} = \frac{V_m^2}{V_t^2} \dots\dots\dots(2.1.10)$$

Donde:

$m$ : masa del martillo.

$V_m$ : velocidad real medida sobre la cabeza de golpeo en el instante del choque.

$V_t$ : velocidad teórica de caída libre;  $V_t = \sqrt{2gh}$

Claramente el número de vueltas de sogas en el tambor del malacate influye sobre  $E_i$ . Si en la Figura. 2.1.8, siguiendo la costumbre de EEUU, se eligen dos vueltas de sogas, con una altura de caída de 76 cm. (30") se obtiene:

$$\frac{V_m^2}{V_t^2} = \frac{(290\text{cm/s})^2}{(387\text{cm/s})^2} \approx 56\% \dots\dots(2.1.11)$$

Solo por razones de uso y costumbre se adoptó en EEUU como ENERGÍA DE REFERENCIA

$$E_i = 60\%E_t \dots\dots\dots(2.1.12)$$

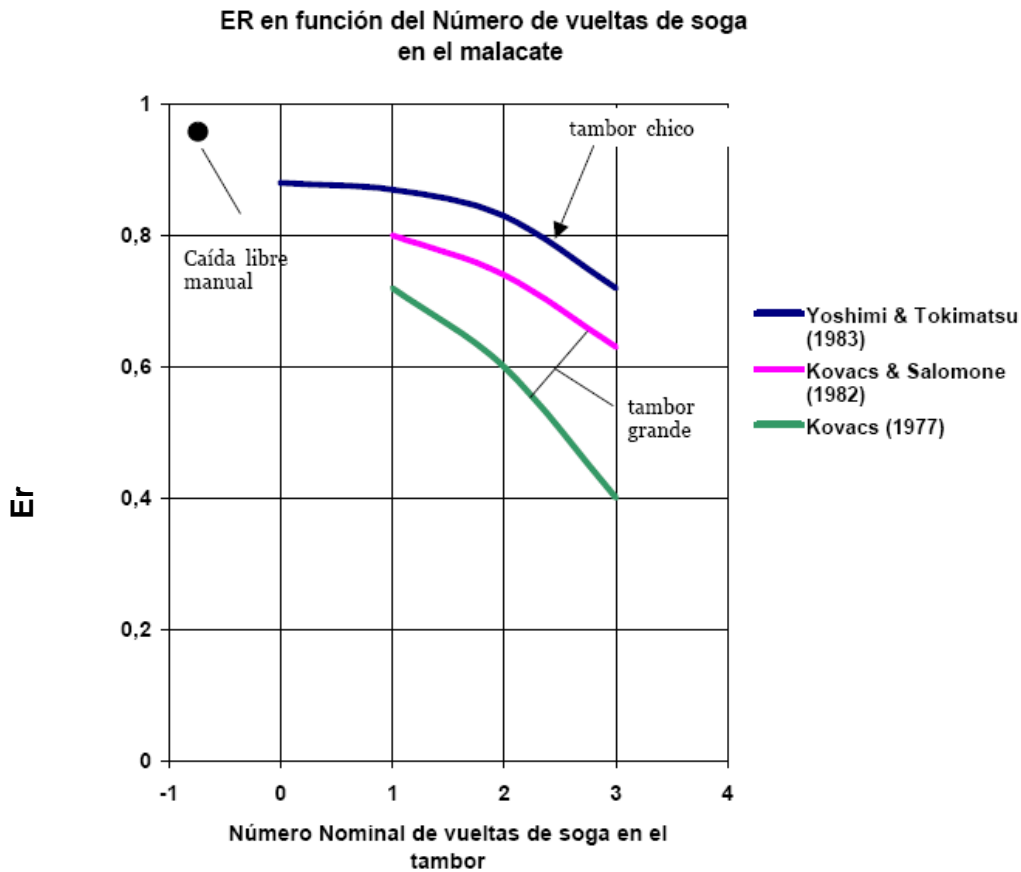
El número de golpes o Resistencia a la penetración para la carrera usual de 12", con una relación de energía de  $E_r=60\%$  se denomina internacionalmente como  $N_{60}$ .

Obviamente, según se explicó, no todos los países emplean en sus ensayos SPT una relación de energía  $E_r=60\%$ , pero si es cierto que la comparación de valores de  $N$  suele hacerse contra  $N_{60}$ .

Hecha esta salvedad, la primera corrección de energía para un determinado sistema de golpeo podría escribirse nuevamente como:

$$E_r = \frac{E_i}{E_t} \dots\dots\dots(2.1.13)$$

En la Figura 2.1.9, tomada de Skempton, se propone la corrección  $E_r$  en función de la forma de liberación de energía del martinete.



**Figura. N° 2.1.9 Relación entre  $E_r$  y la forma de liberación de energía del martinete** (Ref. 72)

De recientes estudios se ha sugerido que el SPT se estandarice a alguna relación de energía  $E_r$ , la cual debe ser calculada como:

$$E_r = \frac{\text{Energía total transmitida por el martillo } E_i}{\text{Energía Teórica de entrada, } E_t} * 100 \dots\dots\dots (2.1.14)$$

Hay propuestas para calcular  $E_i$  basado en la medida de la velocidad del martillo cuando impacta en la base o como la medida de la energía en la tubería de perforación justo debajo de la base.

Hay varias sugerencias actuales para el valor de la relación de energía normal  $E_r$ , como sigue:

**Cuadro N° 2.1.6 Relación de Energía Propuestas según J. E. Bowles (1996)(Ref. 19)**

$E_r$	Referencia
50 a 55 (use 55)	Schmertmann [en Robertson et al. (1983)]
60	Seed et al. (1985); Skempton(1986)
70 a 80 (use 70)	Riggs (1986)

Si se usa un valor de 70 con un martillo de seguridad o un martillo automático y con una perforación de acuerdo a la norma ASTM D 1586 indica que está cerca a la relación de energía real  $E_r$  obtenida en la práctica norteamericana. Si se usa una relación de energía  $E_r$  diferente se puede convertir fácilmente a la base especificada, considerando que la (razón de energía) x (número de golpes) debe ser constante para cualquier suelo:

$$E_{r1} \times N_1 = E_{r2} \times N_2 \dots\dots\dots(2.1.15)$$

$$N_2 = \frac{E_{r1}}{E_{r2}} * N_1 \dots\dots\dots(2.1.16)$$

Usando la relación dada por Ec. (2.1.16) podemos convertir cualquier razón de energía a cualquier otra base, pero tenemos que saber la razón de energía para el número de golpes obtenido inicialmente.

Por ejemplo, si un equipo tiene  $E_r=70\%$  el valor de:

$$N_{60} = N_{60} \times 0.60 = N_{70} \times 0.70$$

$$N_{60} = N_{70} \times \frac{0.70}{0.60}$$

$$N_{60} = N_{70} \times 1.166$$

Donde 1.166 representa la relación de energía del equipo utilizado con respecto al equipo normalizado con  $E_r= 60\%$ , es decir  $E_{r(60)} = 1.166$ .

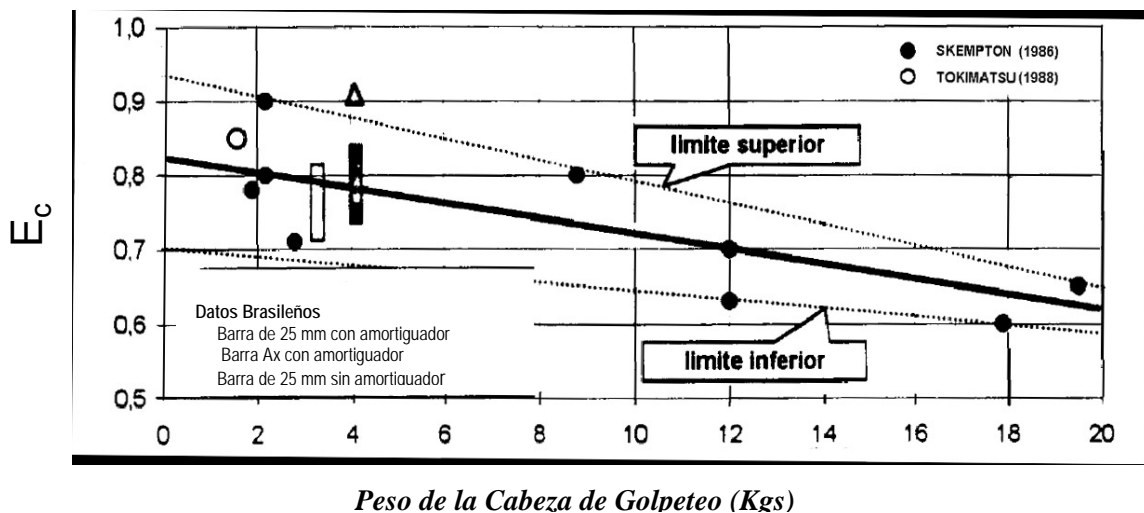
Según Youd et. al. (2001),  $E_{r(60)}$  presenta los siguientes valores:

**Cuadro 2.1.7 - Relación de Energía con respecto al Equipo Normalizado con  $E_r = 60\%$  (según Youd et. al 2001)**

Tipo de Martillo	$E_{r(60)}$
Donut	0.5 – 1.0
De seguridad	0.7 – 1.2
Automático tipo Donut	0.8 – 1.3

**c) Pérdida de energía en la cabeza de golpeo ( $E_c$ )**

Se relaciona con la energía que se absorbe durante el impacto, en la cabeza de golpeo. En este sentido, la Figura 2.1.10 tomada de L. Decourt (1989) permite evaluar la corrección  $E_c$ , ligada al peso de la cabeza de golpeo utilizada.



**Figura. N° 2.1.10: Relación de la energía que absorbe la cabeza de golpeo durante el impacto. (Ref. 72)**

**d) Pérdida de energía por reflexión ( $E_l$ )**

Según Seed cuando la longitud de las barras de perforación es inferior a 3 m hay una reflexión las mismas que reducen la energía disponible que le llega al sacamuestras para generar su penetración. La reflexión entonces genera un aumento de la resistencia a la penetración. Esta reducción de energía según Decourt, se evalúa a través de la relación:

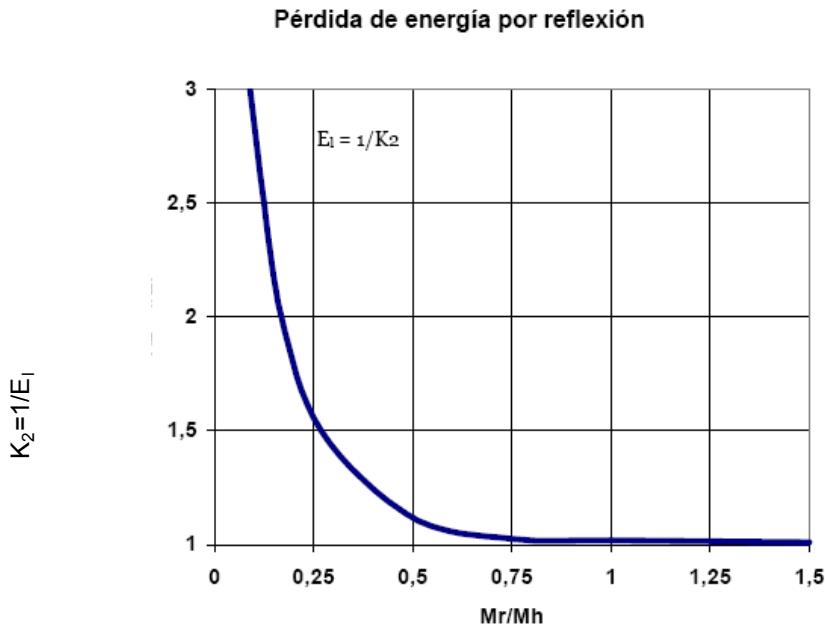
$$E_l = f\left(\frac{M_r}{M_h}\right) \dots\dots\dots (2.1.17)$$

Donde:

$M_r$ : peso de las barras

$M_h$ : peso del martinete.

Según este autor, la energía que transmiten las barras sólo se transfiere totalmente al sacamuestras cuando  $\frac{M_r}{M_h} > 1$ . La Figura 2.1.11 muestra la corrección  $E_l$  como función de  $\frac{M_r}{M_h}$ . Se debe calcular la inversa del valor  $K_2$  para obtener  $E_l$ .



**Figura. N° 2.1.11 Corrección  $E_l$  en función de  $M_r/M_h$ . (Ref. 72)**

**Cuadro N° 2.1.8 Factor de corrección por longitud de barra  
 Cetin et. al. 2004**

Longitud de la barra	Factor de corrección por longitud de barra ( $E_l$ )				
	Seed et al. (1984)	Skempton (1986)	Morgano y Liang (1992)	Youd et al. (2001)	Youd et al (2001) National Center for Earthquake Engineering research (NCEER)
<10 ft (< 3 m)	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
10-13 ft (3-4 m)	1.00	0.75	0.96 – 0.99	0.80	0.80
13-20 ft (4-6 m)	1.00	0.85	0.90 – 0.96	0.85	0.85
20-30 ft (6-10 m)	1.00	0.95	0.96 – 0.99	0.95	0.95
>30 ft (> 10 m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Para un conjunto: Barra  $A_x$ , de 14 m. de longitud y martinete de 70 Kg. de peso,

entonces  $\frac{M_r}{M_h} = \frac{(5.15 \frac{Kg}{m} \cdot 14m)}{70Kg} \approx 1.03$ , es decir que para una barra de 14 m. la

corrección será  $E_l=1$ . Sin embargo conviene recordar que esta corrección  $E_l=1$  sería aceptable hasta longitudes del orden de 110 ft (34 m).

Barras de gran longitud probablemente absorban una parte de la energía que les llega a las mismas con lo que  $N$  se incrementaría.

**e) Diámetro de las perforaciones ( $E_D$ )**

Para las medidas usuales de los diámetros de perforación (2½” a 4”) las correcciones de  $N$  no parecen tener relevancia, aunque si los diámetros se aumentan hasta 8”, la sobrecarga lateral sobre el fondo de la perforación comienza a perder efecto sobre la resistencia  $N$  y en especial en arenas donde el valor de resistencia a la penetración depende significativamente de la tapada.

A.W. Skempton (1986) ha informado pequeñas correcciones que se transcriben en el Cuadro 2.1.9.

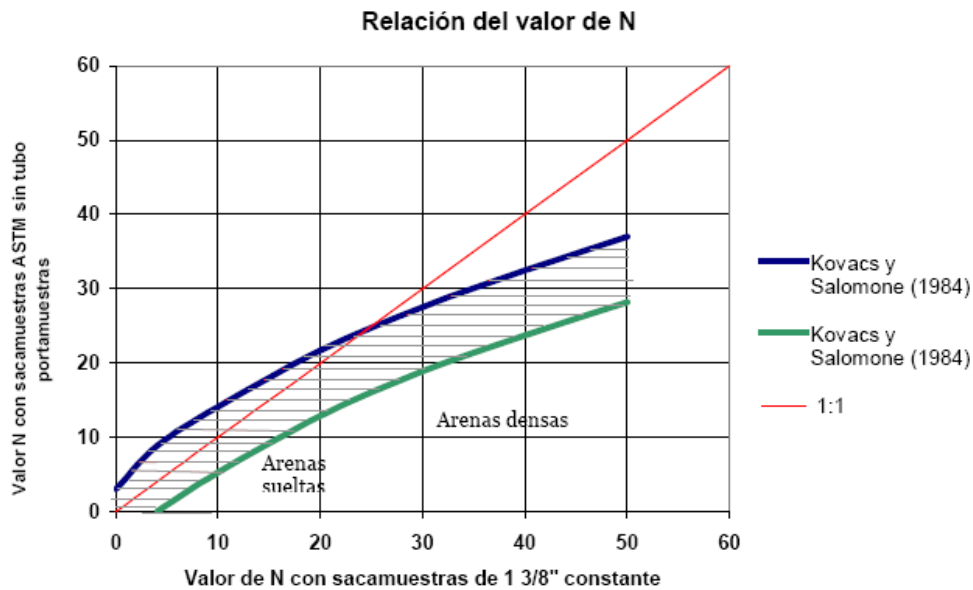
**Cuadro N° 2.1.9 Corrección  $E_D$  por diámetro de perforación**

Diámetro de perforación	$E_D$
60 –120 mm	1
150 mm	1,05
200 mm	1,15

**f) Diámetro interno del sacamuestras ( $E_S$ )**

Los sacamuestras partidos normalizados según ASTM tienen un diámetro interno constante de 35 mm (1 3/8”) incluyendo el tubo portamuestras.

Si no se emplea un portamuestras interno de PVC entonces el diámetro interior es de 38 mm (1½”). En este caso la fricción desarrollada por el suelo contra la pared interior del sacamuestras disminuye. La corrección ha sido investigada por Kovacs, otros y sus resultados se presentan en la Figura 2.1.12.



**Figura N° 2.1.12 Relación de entre los valores de N con tubo porta-muestra y sin tubo porta-muestra (Ref. 72)**

La tendencia indica que el cociente  $E_s = \frac{N(\phi \ 1/2" \ mm)}{N(\phi \ 3/8" \ mm)}$  disminuye para arenas densas

o muy densas, siendo su efecto despreciable en arenas sueltas.

Schmertmann (1978) nos muestra algunas correcciones (Cuadro 2.1.10):



**Cuadro N° 2.1.10 Factores de Corrección Considerando Tubo Muestreador**

<b>Corrección por muestreador (E<sub>S</sub>)</b>		
Condición	E <sub>S</sub>	Valor base N es demasiado alto con el tubo muestreador
Sin tubo muestreador	1.00	
Con tubo muestreador: Arena densa, arcilla	0.80	
Arena dura	0.90	

Robertson & Wride (1997), Bowles (1996) Y Skepmtón (1986), nos muestra algunas correcciones (Cuadro 2.1.11):

**Cuadro N° 2.1.11 Factores de Corrección Considerando Tubo Muestreador**

Condición	Robertson & Wride (1997)	Bowles (1996)	Skepmtón (1986)
Sin tubo Muestreador	1.1 – 1.3	1	1.2
Con tubo Muestreador Arena suelta	1	0.9	1
Con tubo Muestreador arena densa, arcilla	1	0.8	1

**Resumen de Correcciones**

La variación de N, que se obtuvo en campo, puede ser corregido mediante la siguiente ecuación:

$$N'_{60} = \frac{N_F \cdot C_N \cdot E_r \cdot E_c \cdot E_l \cdot E_D \cdot E_S}{0.60} \dots\dots\dots(2.1.18)$$

Donde:

N'<sub>60</sub>: valor corregido para la energía especificada

N<sub>F</sub> : Numero de golpes de campo

C<sub>N</sub>: ajuste por presión de sobrecarga efectiva p'<sub>o</sub> calculado [Liao y Whitman (1986)] como:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \dots\dots\dots(2.1.19) \quad C_N \leq 1.7$$

$\sigma_v$  en Kg/cm<sup>2</sup>

$E_r$ : Corrección por la eficiencia del martillo

$E_c$ : Corrección debido al peso de la cabeza de golpeo

$E_l$ : Corrección por reflexión de la onda de compresión en las barras

$E_D$ : Corrección por diámetro de la perforación

$E_S$ : Corrección por diámetro interno del sacamuestra

La relación de energía considerando la eficiencia del martillo y el peso de la cabeza de golpeo es igual a  $E_{rC} = E_r \times E_c$

### **Observaciones Generales**

Estas correcciones se aplican principalmente para determinar el potencial de licuación de las arenas, de acuerdo a la norma ASTM D 6066-96. (Ref. 6).

También existe el equipo para medir la energía real transmitida por el martillo de acuerdo al procedimiento de la norma ASTM D 4633-86. (Ref. 5).

#### **2.1.6 Calibración de la Energía del SPT**

En la Referencia Internacional procedimiento de ensayo de Penetración Estándar (SPT) del Informe del ISSMFE se señala que: En situaciones donde son muy importantes las comparaciones de los resultados del SPT, se debe efectuar una evaluación de la eficiencia del equipo, en términos de la energía transferida.

El sistema de transferencia de energía es un complicado sistema mecánico – dinámico, que involucra el martillo, la base de golpeo, polea, soga, tuberías y wincha.

Al respecto la energía transmitida al sistema se puede medir colocando Strain Gauges para medir la fuerza y acelerómetros situados debajo de la zona de golpeo. (*Ref: SPT Analyzer – Ver Anexo Calibración del Equipo de Penetración Estándar*)



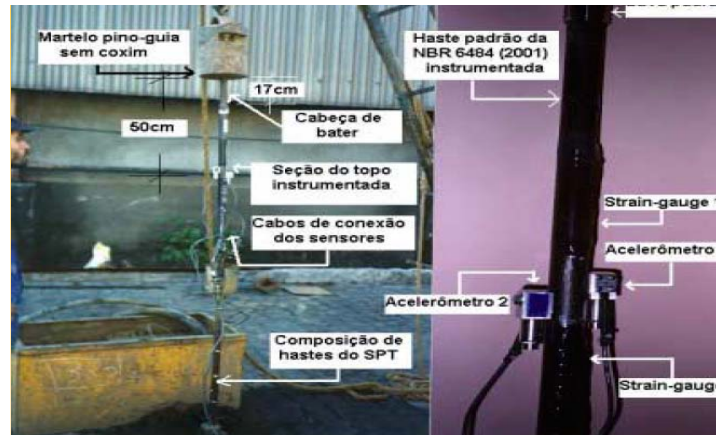
*Foto N° 2.1.2 Equipo Analizador SPT*



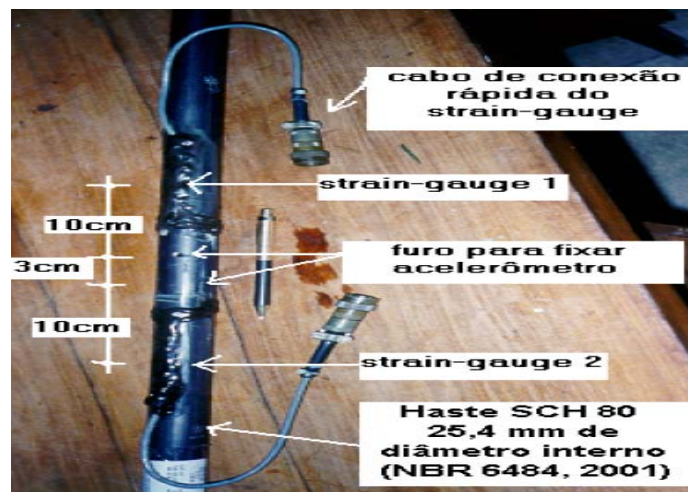
*Foto N° 2.1.3 Equipo Analizador SPT. Se muestra el izaje del martillo y la ubicación de los acelerómetros y strain gauges.*



*Foto N° 2.1.4 Equipo Analizador SPT. Unidad de adquisición de datos.*



*Foto N° 2.1.5 Calibración de la energía SPT. Se muestran los acelerómetros y strain gauges*



*Foto N° 2.1.6 Equipo Analizador SPT. Distribución de los strain gauges y acelerómetros*

De acuerdo a la Norma ASTM D-4633 Método de Ensayo Estándar para medir la energía de los esfuerzos de onda para sistema de ensayos de Penetración Dinámica, existen dos métodos para determinar la energía, el Método FV y el Método F<sup>2</sup>.

El Método FV que usa el registro de fuerza y velocidad, presenta la siguiente ecuación.

$$FV = \int F(t).V(t). dt.....(2.1.20)$$

El otro método usa solamente el registro de la fuerza y determina la energía liberada mediante la siguiente expresión:

$$E_i = \frac{cK_1K_2K_c}{AE} \int_0^{\Delta t} [F(t)]^2 dt \dots\dots\dots(2.1.21)$$

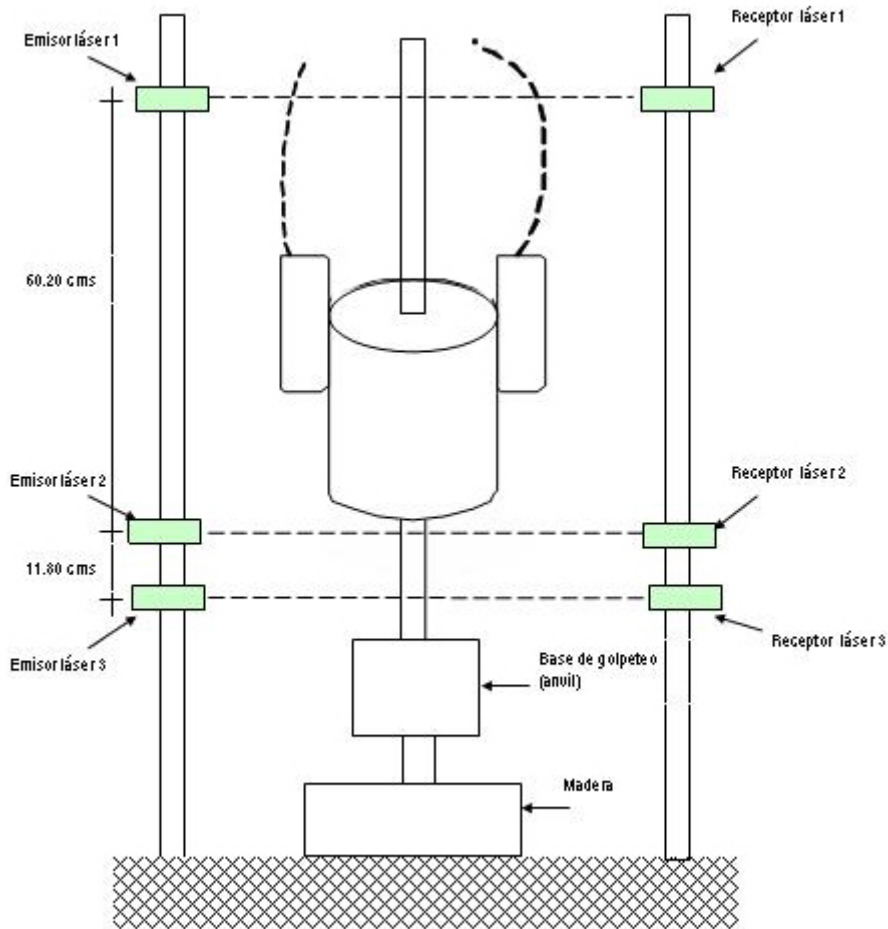
ó

$$E_i = \frac{K_1K_2K_c}{A(E_p)^{1/2}} \int_0^{\Delta t} [F(t)]^2 dt \dots\dots\dots(2.1.22)$$

Donde:

- F(t) = Fuerza dinámica comprensiva en la tubería, como una función del tiempo.
- E<sub>i</sub> = Energía en el primer pulso de compresión para el caso ideal que Δt (y por lo tanto L)= infinito.
- t = Tiempo
- Δt = Tiempo de duración del primer pulso de compresión.
- A = Área de la sección transversal de la tubería, arriba y debajo de las celdas de carga.
- E = Módulo de elasticidad de la tubería.
- c = Velocidad teórica de la onda de compresión en la tubería (E/ρ)<sup>1/2</sup>
- ρ = Densidad de masa de la tubería.
- K<sub>1</sub> = Factor de corrección para tomar en cuenta la energía de la onda de compresión entre la superficie de impacto y la celda de carga.
- K<sub>C</sub> = Factor de corrección de la velocidad teórica a la actual velocidad.
- K<sub>2</sub> = Factor de corrección.

Se recomienda el empleo del primer método FV porque es válido para una sección no uniforme de la tubería y no requiere factores de corrección empíricos. En la presente investigación con la ayuda del Dr. Ingeniero Víctor Sanchez Moya – Jefe de la Oficina de Investigación FIC - UNI y los Ingenieros Electrónicos Mario Sardón y Cristian Mamani, se trató de medir la velocidad de impacto del equipo empleado, leyendo los tiempos de recorrido del martillo en un espacio de 11.8 cms (Ver Figura. 2.1.13) y aplicando la fórmula para movimientos no acelerados,  $v = \frac{e}{t}$ , obteniéndose una velocidad de impacto de Vm= 321.6 cms/seg.



**Figura N° 2.1.13 – Ubicación de emisores y receptores láser.**

Luego, empleando la ecuación (2.1.10), se tiene :

$$E_r = \frac{V_m^2}{V_t^2} \times 100 \% \dots\dots\dots(2.1.23)$$

$V_t = 387 \text{ cms/seg}$

$V_m = 321.6 \text{ cms/seg}$

$E_r = 69.06 \%$

Por otra parte se verificó además el efecto de usar 3 vueltas de la sogá alrededor de la rondana en lugar de 2 obteniéndose un factor de corrección de:

$\bar{V}_{2v} = 321.6 \text{ cms / seg}$

$\bar{V}_{3v} = 251.7 \text{ cms / seg}$

$$E_R = \frac{(321.6)^2}{(251.7)^2} = 1.632$$

$$Ngolpes_{2v} = \frac{N_{golpes} 3V}{1.632} \dots\dots\dots(2.1.24)$$

$$Ngolpes_{2v} = 0.613 x N_{golpes} 3V \dots\dots\dots(2.1.25)$$

**Cuadro N° 2.1.12 - Lecturas de Tiempo de Caidas del Martillo  
entre los Lectores Láser 1, 2 y 3**

ENSAYO CAIDA LIBRE						
	VALOR HEXADECIMAL	VALOR DECIMAL		T1 (ms)	T2 (ms)	V (m/s)
2C2D67	4682A	2895207	288810	361.901	36.10	3.27
2D7E84	47559	2981508	292185	372.689	36.52	3.23
2BFB8C	4684F	2882444	288847	360.306	36.11	3.27
2C09B3	47BB0	2886067	293808	360.758	36.73	3.21
2BFDF0	47DC1	2883056	294337	360.382	36.79	3.21
2C2113	46C4C	2892051	289868	361.506	36.23	3.26

ENSAYO CAIDA LIBRE - 3 VUELTAS							
	VALOR HEXADECIMAL	VALOR DECIMAL	ALTURA (H)	T1 (ms)	T2 (ms)	V2 (m/s)	
2F4369	5730A	3097449	357130	387.18	44.64	2.64	
2BBE66	471C9	2866790	291273	1,7 cm	358.35	36.41	3.24
2B9096	48303	2855062	295683	1,7 cm	356.88	36.96	3.19
2A2777	4563C	2762615	284220	0,5 cm	345.33	35.53	3.32
2C802B	49156	2916395	299350	1,7 cm	364.55	37.42	3.15
29E086	487DD	2744454	296925	0,2 cm	343.06	37.12	3.18

ENSAYO CAIDA LIBRE – 3 VUELTAS							
	VALOR HEXADECIMAL	VALOR DECIMAL	ALTURA ( H )	T1 (ms)	T2 (ms)	V2 (m/s)	
32DD1E	56E83	3333406	355971	0,5 cm	416.68	44.50	2.65
34F84E	5BA4B	3471438	375371	0,8 cm	433.93	46.92	2.51
3684DB	62129	3572955	401705	1 cm	446.62	50.21	2.35
324D2A	59ED6	3296554	368342	1 cm	412.07	46.04	2.56

**Nota:** Para obtener el tiempo T1 y T2, se ha multiplicado el valor decimal de las columnas E y F por 125. Esto debido a que el microcontrolador cuenta pulsos cada 125 nano segundos.





*Foto N° 2.1.7 Lectura de tiempos en el Microcontrolador*



*Foto N° 2.1.8 Detalle del Microcontrolador empleado para la lectura de los tiempos*



*Foto N° 2.1.9 Se observa los emisores y receptores instalados en dos vigas acaneladas verticales y el descanso del martillo y base (anvil) sobre tablas.*





*Foto N° 2.1.10 Se señala la marca del emisor 3 en el martillo.*

Se presenta a continuación un ejemplo típico de una prueba de penetración estándar y las correcciones correspondientes:

**Cuadro N° 2.1.13 Ejemplo de empleo de los factores de corrección del Valor “N” del SPT**

Profundidad (m)	N Campo	γ Ton/m <sup>3</sup>	W (%)	I.P.	< N° 200	SUCS	σ'v kg/cm <sup>2</sup>	C <sub>s</sub> = √(1/σ'v) (%)	Factores de Corrección					(N) <sub>60</sub>
									E <sub>i</sub>	E <sub>c</sub>	E <sub>s</sub>	E <sub>D</sub>	E <sub>r</sub> /0.60 (19.01/60)	
1.00	3.00	1.55	12.40	N.P.	18.0	SM	0.155	1.700	0.75	0.71	1	1	1.151	3.13
2.00	6.00	1.55	11.90	N.P.	16.4	SM	0.310	1.700	0.75	0.71	1	1	1.151	6.25
3.00	4.00	1.55	8.20	N.P.	9.1	SP-SM	0.466	1.470	0.75	0.71	1	1	1.151	3.60
4.00	13.00	1.60	10.90	N.P.	8.9	SM	0.625	1.265	0.80	0.71	1	1	1.151	10.75
5.00	15.00	1.60	—	N.P.	5.4	SP-SM	0.785	1.129	0.80	0.71	1	1	1.151	11.07
6.00	33.00	1.85	7.50	N.P.	8.4	SP-SM	0.970	1.020	0.85	0.71	1	1	1.151	23.38
7.00	60.00	1.90	9.80	N.P.	8.5	SP-SM	1.160	0.930	0.85	0.71	1	1	1.151	38.76
8.00	15.00	1.60	21.60	N.P.	14.2	SM	1.320	0.870	0.95	0.71	1	1	1.151	10.13
9.00	37.00	1.85	37.00	20.00	—	CH	1.505	0.820	0.95	0.71	1	1	1.151	23.55
10.00	13.00	1.83	31.20	20.00	—	CL	1.688	0.770	0.95	0.71	1	1	1.151	7.77
11.00	30.00	1.95	29.00	36.00	—	CH	1.883	0.730	1.00	0.71	1	1	1.151	17.90
12.00	47.00	2.00	27.50	39.00	—	CH	2.083	0.690	1.00	0.71	1	1	1.151	26.50
13.00	53.00	1.90	23.80	16.00	—	CL	2.273	0.660	1.00	0.71	1	1	1.151	28.59
14.00	40.00	1.90	23.10	15.00	—	CL	2.463	0.640	1.00	0.71	1	1	1.151	20.92
15.00	52.00	1.90	24.10	25.00	—	CL	2.663	0.610	1.00	0.71	1	1	1.151	25.92

(\*) C<sub>N</sub> ≤ 1.7

$$N'_{60} = \frac{N_F \cdot C_N \cdot E_r \cdot E_c \cdot E_i \cdot E_D \cdot E_s}{0.60}$$

(N)<sub>60</sub> : Valor corregido para la energía especificada

N<sub>F</sub> : Número de golpes de campo  $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'v}}$

σ'v : Presión geostática efectiva

E<sub>r</sub>: Corrección por la eficiencia del martillo

E<sub>c</sub>: Corrección debido al peso de la cabeza de golpeo

E<sub>i</sub>: Corrección por reflexión de la onda de compresión en las barras

E<sub>D</sub>: Corrección por diámetro de la perforación

E<sub>s</sub>: Corrección por diámetro interno del sacamuestra

E<sub>r</sub> = E<sub>r</sub> · E<sub>c</sub>      E<sub>r</sub> = 69.06 x 0.71 = 49.03% (Equipo C.A.A. Ing.)

### 2.1.7 SPT-T

En la práctica brasileña de ingeniería de cimentaciones, se usan generalmente los resultados de los ensayos SPT y CPT para el diseño de pilotes y cimentaciones superficiales, basados en correlaciones empíricas establecidas entre la resistencia de penetración y la capacidad portante. Ranzini (1988) propuso la prueba SPT-T que básicamente consiste en la medición del torque necesario para romper la interacción suelo - cuchara después de su penetración. Después de esto, muchos ingenieros brasileños han usado el ensayo SPT-T en la práctica de cimentaciones. Todas las predicciones son comparadas con los resultados de pruebas de carga instrumentadas, realizadas en varios tipos de pilotes instalados en seis campos experimentales, existentes en el sureste de Brasil.

#### Métodos basados en SPT-T

Mayne (2001) investiga como precisamente un número (valor de N), es suficiente para calcular un gran número de parámetros diferentes del suelo y aboga por el empleo de pruebas in situ con mecanismos heterogéneos.

En el Brasil el SPT se usa normalmente en la práctica de Ingeniería de Cimentaciones desde 1944; Ranzini (1988) sugirió complementar el convencional SPT con la medida del torque requerido para voltear la cuchara partida después de sea hundida. Esta es llamada prueba de penetración estándar con la medida del torque (SPT-T).

El mismo autor (Ranzini, 1994) sugirió la posibilidad de usar este valor para obtener la resistencia lateral del pilote y presentó la siguiente ecuación:

$$fT = \frac{T}{(41.336.h - 0.032)} \dots\dots\dots(2.1.26)$$

Donde:  $fT$  = adherencia muestreador suelo (el kPa);  $T$  = medida del torque (m.kN);  $h$  = longitud de penetración del muestreador (m).

Hoy en día, existen cuatro métodos que predicen la capacidad portante de pilotes basada en los métodos de SPT-T: Decourt (1996). Alonso (1996 y b), Carvalho et al. (1998) y Peixoto (2001).

## **2.1.8 Large Penetration Test (LPT)**

### **2.1.8.1 Introducción**

En depósitos de arena los ingenieros especialistas, típicamente inician una investigación de campo en base a prueba de penetración estándar (SPT), de acuerdo a la norma ASTM-D1586, que es la herramienta mas usada, mundialmente para la caracterización geotécnica y para la determinación de las condiciones de cimentación por métodos de diseño empíricos. La dimensiones del penetrómetro y la energía potencial del SPT han sido seleccionadas para su uso en arenas, sin embargo es insuficiente para su uso en suelos gravosos debido al tamaño de los granos, o porque la energía es insuficiente. Algunos investigadores han tratado de superar éste problema, relacionando el número de golpes del SPT, con el número de golpes obtenidos con un penetrómetro de mayor diámetro y con un martillo mas pesado, denominándose a esta prueba LPT. Otros investigadores han comenzado a desarrollar bases de datos a fin de relacionar el número de golpes de LPT con las propiedades de los suelos.

### **2.1.8.2 Tipos de LPT**

Existen en el medio penetrómetros de diferentes dimensiones, pero muy pocas presentan aplicaciones geotécnicas. Se presentan a continuación la descripción de los equipos, de acuerdo a la región de origen y que han presentado algunas investigaciones:

#### **a. LPT Japonés (JLPT)**

Fue propuesto por primera vez por Kaito en 1971. Yoshida (1988) desarrolló correlaciones de JLPT-SPT para arenas y gravas con un tamaño promedio de partículas comprendido entre  $D_{50} = 1.13 - 22.8$  mm, utilizando una cuchara de 73mm de diámetro exterior y un martillo de 99.8 kg dejado caer desde una altura de 1.50m. La energía de impacto no fue monitoriada.

#### **b. LPT Burmister**

Winterkorn y Fang (1975) proporcionaron una correlación del SPT-LPT en suelos arenosos, utilizando una cuchara de 9.21cm de diámetro exterior y un

martillo de 113.4 kg, dejado caer desde una altura 0.51m. La energía de impacto no fue monitoreada.

**c. LPT Italiano (ILPT)**

Crova (1993) proporcionó factores de correlación LPT - SPT, en base a estudios realizados en arenas y arenas gravosas en el puente Messina en Italia; el tamaño promedio de las partículas varió entre 0.5 – 44mm. La energía de impacto fue medida usando el método  $F^2$ . El número de golpe del SPT y del ILPT fueron corregidos para el 60% de energía.

**d. LPT Norte Americano (NALPT)**

Koester (2000) y Daniel (2000) describen una investigación en arenas gravosas y gravas arenosas cerca de Seward, Alaska. La energía de impacto fue medida utilizando los métodos de  $F^2$  y fuerza – velocidad (FV). El número de golpes del SPT y del NALPT fue corregido para el 60% de energía.

**e. Becker Penetration Test (BPT)**

El martillo Becker fue desarrollado en 1958 en “Alberta”, Canadá inicialmente para exploración sísmica de petróleo en suelos gravoso. Ahora es ampliamente utilizado en investigaciones geotécnicas para perforaciones, muestreos y ensayos de penetración en suelos granulares gruesos, para evaluar la densidad e instalación de pilotes hincados.

La perforación usa un martillo de petróleo de doble acción, especialmente diseñado para que el forro o casing ingrese en el suelo.

El martillo de perforación Becker es ampliamente usado en Norteamérica y consiste en introducir un tubo de pared doble en el suelo mediante un martillo diesel de doble acción, registrando el número de golpes cada 0.30 m, perforando previamente mediante inyección de aire y técnica de “cicloneo” para remover el suelo.

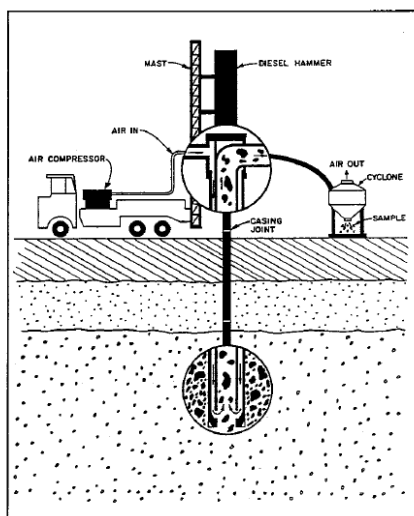
El ensayo de penetración Becker también simula el desplazamiento de pilotes hincados y es frecuentemente utilizado para evaluaciones de hincado (Morrison and Watts, 1985).

La unidad de ingreso consiste en dos tubos de pared gruesa dispuestos concéntricamente. En los nuevos diseños el tubo interior flota dentro del tubo

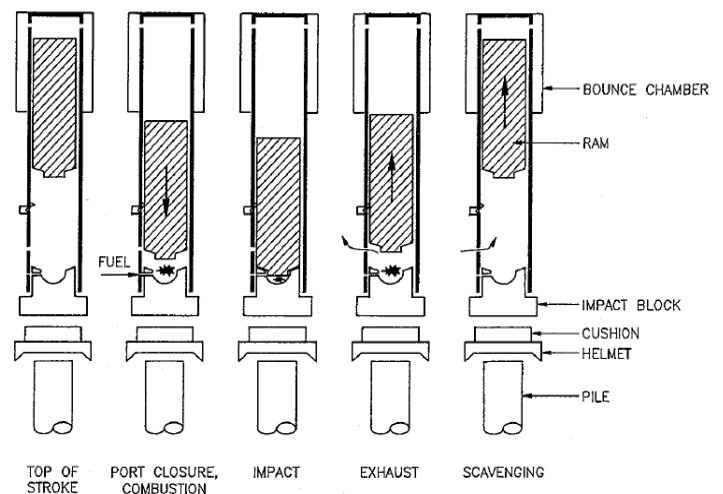
exterior y solo el tubo exterior absorbe directamente el impacto del martillo. La técnica de perforación es conocida también como “proceso de circulación reversa”.

Los tubos son de 2.40 m a 3.00 m de longitud y están disponibles con diámetro 140 mm (tubo exterior) y 3 mm (tubo interior); 170 mm (diámetro exterior), 110 (diámetro interior) y 230 mm (exterior) por 150 mm (interior).

El modelo ICE 180 (International Construcción Equipment, Inc) tiene un martillo de 7.67 KN y una caída máxima de 0.96m; opera a una velocidad de 90 – 95 golpes por minuto, transmitiendo una energía de 11.0 KJ.



**Figura N° 2.1.14 - Sistema de perforación con el martillo Becker (Harder and Seed, 1986)**



**Figura N° 2.1.15 - Principio de Operación del Martillo Diesel de doble acción**

La prueba Becker puede también ser instrumentado por traductores colocados a 0.40 m debajo de la zona de impacto y puede ser monitoreado usando el “Pile Driving Analyzer (PDA)”m midiendo deformación (para determinar fuerza) y aceleración por cada golpe del martillo, integrando la aceleración - tiempo para obtener velocidad y calcular fuerza pico, velocidad pico y máxima transferencia de energía.

En el Cuadro N° 2.1.3 y en la Figura 2.1.16 se presentan las características de los equipos mencionados.

**Cuadro N° 2.1.14 - Características de los Equipos LPT**

Parámetros	SPT <sup>a</sup> Estándar Penetración Test (Ref. 25)	JLPT <sup>b</sup> Japonés (Ref. 25)	LPT <sup>c</sup> Burmister (Ref. 25)	ILPT <sup>d</sup> Italiano (Ref. 25)	NALPT <sup>e</sup> Norteamericano (Ref. 25)	Becker Penetration Test BPT (Ref. 47)	
						Exterior	Interior
Diámetro exterior de la cuachara cm (in)	5.08	7.3 (2.9)	9.21 (3.625)	14.0 (5.5)	7.62 (3)		
Diámetro interior de la cuachara cm (in)						140	83
Zapata abierta	3.49 (1.375)	5.0 (2)	7.44 (2.93)	10.0 (3.9)	6.1 (2.4)	170	110
Cuerpo central	3.81 (1.5)	5.4 (2.13)	Na	11.0 (4.3)	6.4 (2.52)	230	150
Peso del martillo, N (lb) (Kg)	623 (140) (63.5)	981 (2.20) (98.1)	1112 (250) (113.4)	5592 (1257) (570.2)	1335 (300.11) (136.1)	7670 (1724.2) (782.12)	
Altura de caída del martillo cm (in) (m)	76.2 (30) (0.76)	150.0 (59.1) (1.50)	50.8 (20) (0.51)	50.0 (19.7) (50.0)	76.2 (30) (0.76)	(96) (37.79) 0.96	
Energía potencial del martillo kJ (ft - kip)	0.473 (0.350)	1.472 (1.084)	0.565 (0.417)	2.796 (2.062)	1.020 (0.750)	11 (8.148)	
% SPT	100	311	119	591	215	2,325	

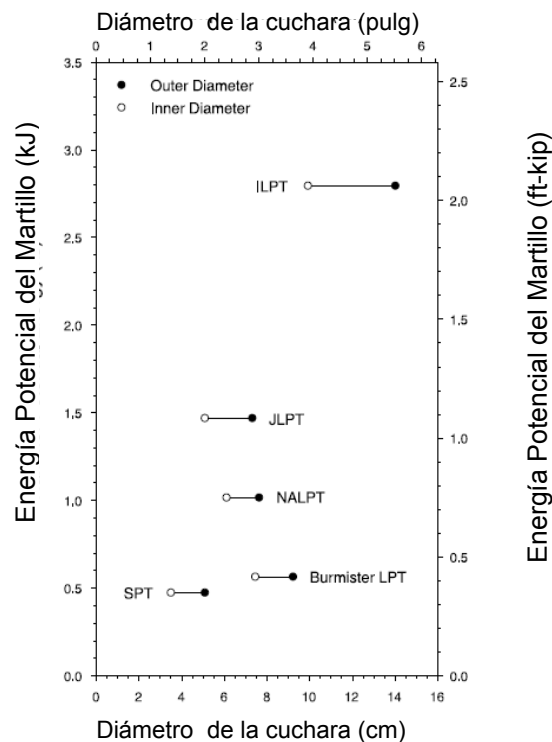
<sup>a</sup> ASTM D 1586 – 84.

<sup>b</sup> Kaito et. al. (1971); Yoshida et. al. (1988).

<sup>c</sup> Winterkorn and Fang (1975).

<sup>d</sup> Crova et. al.(1993).

<sup>e</sup> Koester et. al. (2000); Daniel (2000).



**Figura. N° 2.1.16 Comparación de Energías Transmitidas y Diámetros de la Cuchara** (Ref. 25)

Se presenta a continuación una prueba de L.P.T. desarrollado en nuestro medio,  
con el equipo NALPT :



COMPAÑÍA DE MINAS BUENAVENTURA S.A.A. UNIDAD PORACOTA  
DISEÑO DE BOTADERO DE DESMONTE DE MINA

RESUMEN DE ENSAYOS LPT, PERFORACION SD-05

Depth (metres)		Measured Blowcount $N_{LPT}$ (#/300 mm)	Blowcount Corrected for energy of method used $N_{NLPT_{25}}$ (#/300 mm)	Blowcount Corrected for use of non-std equipment $N_{NLPT}$ (#/300 mm)	Blowcount Corrected for use of LPT equipment $N_{LPTB}$ (#/300 mm)	In-situ Effective Stress (kPa)	Correction Factor to 100 kPa $C_N$	Corrected Blowcount (Terzaghi std energy & equip at 100 kPa eff stress) $(N_1)_{70}$ (#/300 mm)
From	To							
1.65	2.10	5	4	4	5	41	1.56	8
2.85	3.30	6	4	4	6	64.7	1.24	7
3.85	4.30	4	3	3	4	84.4	1.09	4
13.75	14.20	33	23	24	33	212.6	0.69	23
29.75	30.00	60	42	44	60	375.4	0.52	31
31.60	32.00	60	42	44	60	396.0	0.50	30
33.90	34.20	90	63	65	90	418.6	0.49	44

Weight of hammer (lbs.)	=	300	O/D of spoon sampler (inches)	=	3.000
Height of drop (inches)	=	30	ID of spoon sampler (inches)	=	2.520
Sampler Hammer Ratio (Rs) (CORR #2)	=	8.49E-06	Length of LTP Spoon (inches)	=	18
			Standard sampler Hammer Ratio for sands (Rs*)	=	8.95E-06
			Hammer potential energy (ft-kips)	=	1.02

No. of Results		7
Mean		21.1
Minimum		4.4
Maximum		44.0

Notes:

(1) = Hit cobble or other factor potentially increasing actual blow count.

(2) = Assumed value.

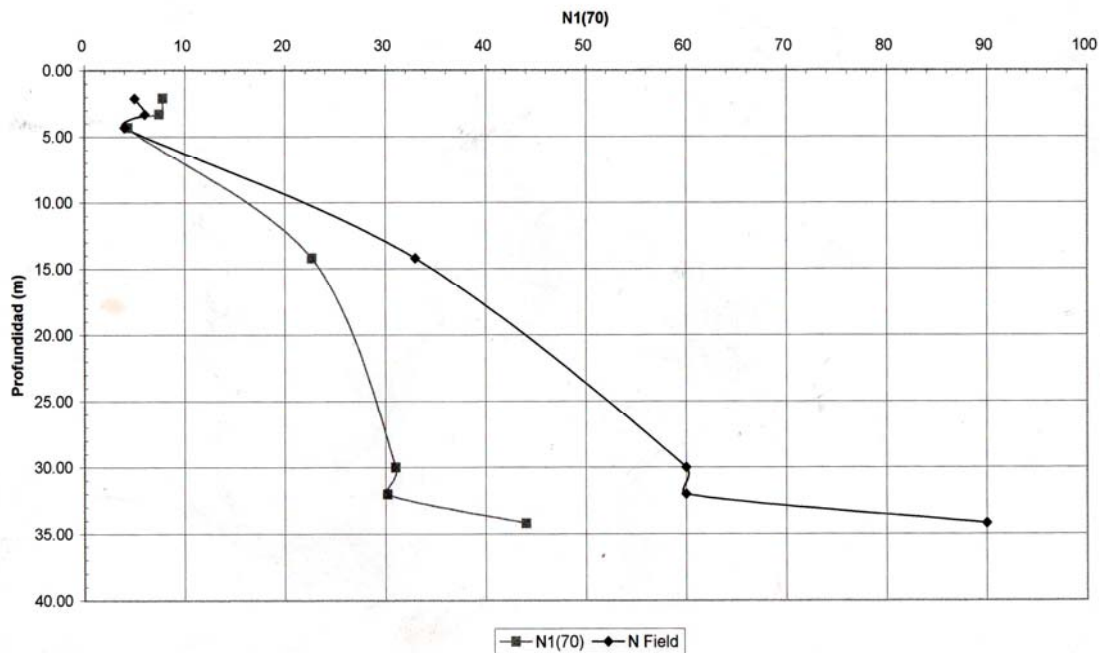
Relative density from standardized

Terzaghi blow count for sands (%)

LPT = Large Penetration Testing



GRAFICA DE NÚMERO DE GOLPES CORREGIDO N1(70) DE LPT  
PERFORACION SD-05





## **2.2 AUSCULTACION DINAMICA CON EL CONO TIPO PECK (ACP) (UNE 103-801:1994) (Ref. 62)**

### **2.2.1 Antecedentes Generales**

#### **2.2.1.1 Introducción**

El Cono Dinámico fue usado profusamente por el Ingeniero Enrique Tamez en exploraciones de campo en la Ciudad de México en el año 1964, pero a pesar de su utilidad se abandonó y fue hasta 1973 en la exploración de SICARTSA, que se intentó emplear el cono dinámico Sermes; fue tan limitado el esfuerzo que no llegó a demostrar sus posibilidades. Posteriormente en 1976, se utilizó un cono dinámico para juzgar la efectividad de la compactación dinámica de la Presa Peñitas y más recientemente se ha empleado para explorar las calcarenitas blandas de Cancún, así como la capa dura y depósitos profundos del Valle de México.

#### **2.2.1.2 Prueba de Cono Dinámico**

Se acostumbra identificar con este nombre a los conos de tipo rescatable o perdible, que se fabrican industrialmente y que incluso llegan a ser verdaderas máquinas de energía controlada. En el Cuadro 2.2.1 se resumen las dimensiones de los conos dinámicos empleados en Francia, se advierte en esa tabla que sus dimensiones y energía de hincado pueden ser muy similares a las de los conos perdibles hincados con un simple malacate de fricción, demostrando que los conos dinámicos son herramientas equivalentes a los perdibles y que sólo difieren en la eficiencia de hincado. En el inciso 2.2.1.3 se entra en mayor detalle en los mecanismos de operación.

Recomendaciones prácticas. Es importante reconocer la necesidad de uniformizar las dimensiones de los conos hincados a percusión, por ello se presenta en el Cuadro 2.2.2 un criterio de dimensiones congruentes con los diámetros de barras de hincado generalmente disponibles. En cuanto al perno de unión conviene utilizar el liso, pero también es conveniente utilizar uno con cuerda izquierda, que permite rescatar el cono cuando su extracción es fácil. Por otra parte, en extracciones difíciles al girar las barras en rotación derecha el cono se desprende y se pierde.

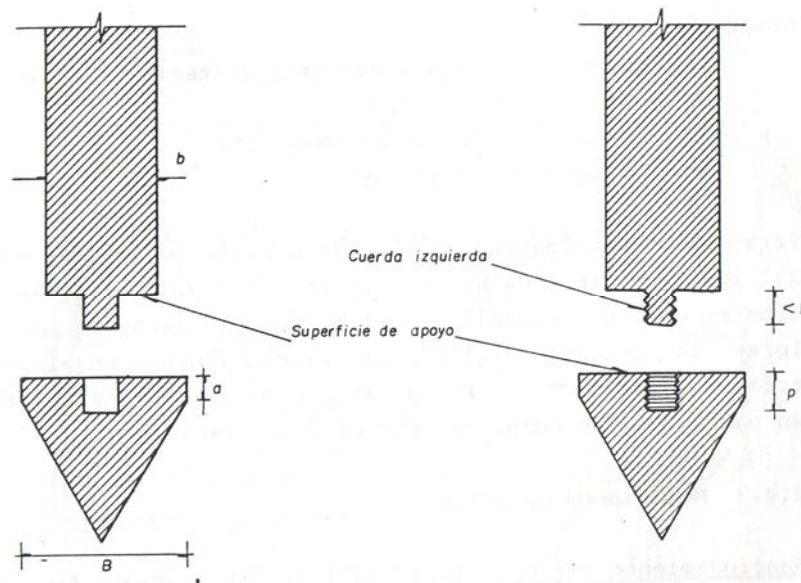
**Cuadro N° 2.2.1 Dimensiones de los conos y energías de hincado (Ref. 76)**

TIPO DE CONO	B cm	A cm <sup>2</sup>	b cm	M kg	H cm	E kg/cm <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>
1 B. I.G.	6.0	28.3	3.2	25-75	25-75	22-199
2 VERITAS	5.0	19.6	3.4	15	100	76
3 ETF	6.5	33.2	4.5	150	50	226
4 SOCOTEC	3.5	9.6	2.6	8	80	66
5 SOCOTEC	3.5	9.6	1.8	52	100	54
6 BERG	6.0	28.3	3.2	60	50	106
BERG	4.4	15.2	3.2	60	50	197
7 SOBESOL	5.5	23.8	4.2	60	50-150	126-378
8 DUREMEYER	7.5	44.2	3.15	130.75	100	296
9 ANN	3.5	9.6	1.8	5.2	100	54
10 PILCON	6.0	28.3	4.2	75	65	172
11 NORDMEYER	2.52	5.0	2.2	10	50	100
NORDMEYER	3.56	10.0	2.2	10	50	50
NORDMEYER	4.37	15.0	3.2	50-100	50-76.2	167-508
12 BOTTE	4.37	15.0	3.2	50 y 100	50	167-333
13 TECHNOSOL	6.3	31.2	4.1	65	75	156
14 SERMES	7.0	38.5	4.0	30-90	40	31-91
SERMES	6.0	28.3	4.0	30-90	40	124
15 GEOTECHNIQUE APPLIQUEE	6.0	28.3	3.6	25 y 50	40	35-71

B y A Diámetro y área del cono  
b Diámetro de la barra de hincado  
M Masa de hincado  
H Altura de caída de la masa  
E Energía de hincado

**Cuadro N° 2.2.2 Dimensiones de los conos y energías de hincado y peso de las barras de hincado (Ref. 76)**

CONO	DIMENSIONES DEL CONO			BARRA DE HINCADO	ENERGIA DE HINCADO			PESO DE LAS BARRAS kg/m
	B cm	A cm <sup>2</sup>	a cm	b cm	M kg	H cm	E kg cm/cm <sup>2</sup>	
PORTATIL	2.00	3.14	0.3	1.27	10	50	159.15	1.0
LIGERO	2.50	4.91	0.3	1.90	20	50	141.47	2.2
EW	4.50	15.90	0.4	3.49(EW)	25	75	149.21	4.6
AW	6.00	28.27	0.5	4.44(AW)	64	75	244.46	6.5
BW	7.00	38.48	0.6	5.40(BW)	64	75	169.76	6.2



**Figura. N° 2.2.1 Conos Perdible y Recuperable**

### 2.2.1.3 Calibración de Conos

#### Alcance

Los conos dinámicos no se calibran, dado su simplicidad; sin embargo, siempre se hace necesario establecer correlaciones en el sitio en estudio, entre el número de golpes con el que se hinca y el que se obtendría empleando el penetrómetro estándar.

#### Energía de hincado

Este parámetro permite establecer una primera comparación entre los resultados de un cono y los de la penetración estándar; la energía de hincado por área, se define con la siguiente expresión:

$$E = \frac{4MH}{\pi B^2} \dots\dots\dots(2.2.1)$$

Donde

E Energía de hincado por área unitaria  $\left(\frac{Kg \text{ cm}}{cm^2}\right)$

M Masa de hincado (kg)

H Altura de caída de la masa (cm)

B Diámetro del cono (cm)

Para el penetrómetro estándar la energía de hincado es de 238 kg cm/cm<sup>2</sup> (M = 63.5 kg, H= 76 cm, B = 5.08 cm); se advierte que no coincide exactamente con

alguno de los valores del Cuadro 2.2.1; adicionalmente en el penetrómetro estándar el área de ataque es solo la perimetral, en cambio en los conos es toda el área transversal.

#### **2.2.1.4 Mecanismos de Carga**

##### **Funcionamiento básico**

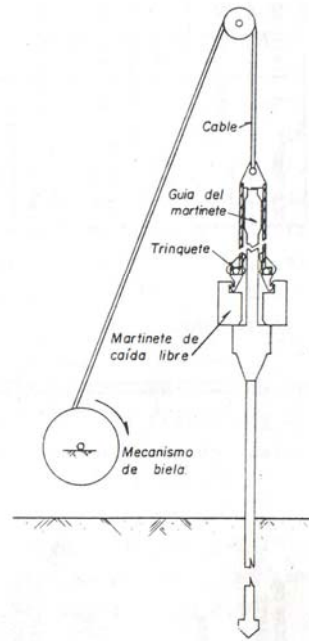
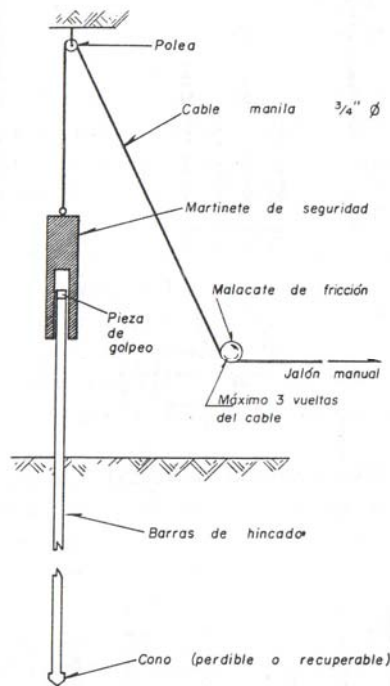
Para realizar las pruebas de cono dinámico perdible o recuperable, se requieren dispositivos que levanten la masa de impacto y la dejen caer lo más libremente posible, desde una altura constante y con una cadencia uniforme; el mecanismo más simple es el malacate de fricción operado manualmente y los más desarrollados son: el Pilcon, Borros, Sermes y Fondasol.

##### **Malacate de fricción**

Es el mismo arreglo que se utiliza para ejecutar una prueba de penetración estándar, excepto que la masa y la altura de caída pueden variar de acuerdo a los valores del Cuadros 2.2.1 y 2.2.2 En la Figura 2.2.2 se muestra esquemáticamente la disposición del malacate; en cuanto a la masa se puede emplear un martinete simple, pero es más recomendable utilizar uno de seguridad, como el mostrado en la Figura 2.2.2

##### **Sistema Pilcon**

Este es un ingenioso sistema desarrollado en Inglaterra, que se vale de un mecanismo de leva para levantar la masa y dejarla caer automáticamente; en la Figura 2.2.3 se muestra de manera esquemática este dispositivo. La caída del martinete se controla automáticamente con un mecanismo de biela, que acciona un cable cuya longitud se incrementa a medida que penetra el cono.

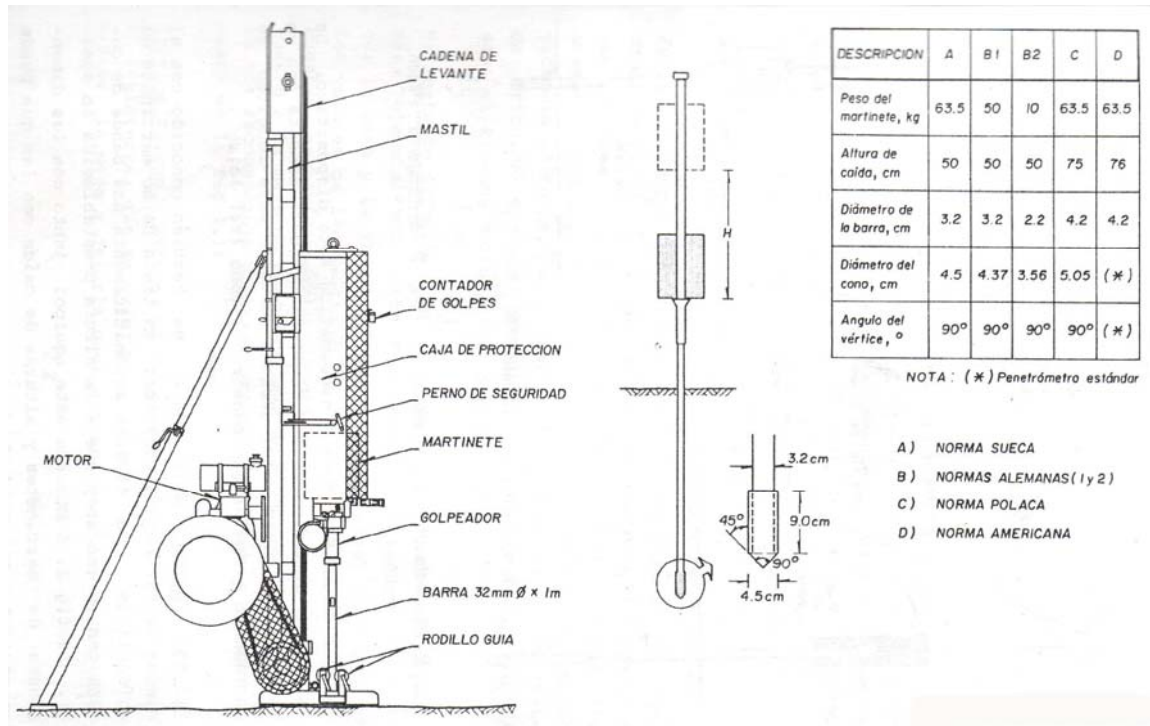


**Figura. N° 2.2.2 Malacate de fricción**

**Figura. N° 2.2.3 Sistema Pilcon**

### **Sistema Borros (Ref. 76)**

Este equipo es también conocido con el nombre de cono dinámico sueco; se trata de un martinete de caída libre, que levanta automáticamente una banda de cadena con un gancho y que a la altura preestablecida lo suelta. La Figura 2.2.4 muestra este equipo, junto con las dimensiones de martinete y alturas de caída con las que puede operar; las barras de hincado son siempre de 1 m de longitud. Por la sencillez y facilidad de operación de este equipo, su aplicación se extenderá ampliamente.



**Figura. N° 2.2.4 Cono Borros**

**Cono Sermes** (Ref. 76)

Este dispositivo fue desarrollado en Francia por el Prof J Boudrillard, se trata de un dispositivo neumático que opera a manera de una pequeña piloteadora con pesos de 30, 60 y 90 kg (Cuadro 2.2.1); tiene un contador del número de golpes que facilita el control de la prueba; en la Figura 2.2.5 se ilustra esquemáticamente este aparato. Otras características interesantes del mismo, es que puede inyectar lodo bentonítico por arriba del cono, para reducir la fricción lateral y así una vez terminada la prueba, el pistón neumático se hace operar como golpeador de extracción. Finalmente el cono puede ser perdible o recuperable.

Para la operación de este equipo se requiere un compresor capaz de proporcionar aire a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>; la frecuencia de los golpes es de 52 golpes por minuto con altura de caída de 40 cm.

**Cono Fondasol** (Ref. 76)

Este cono construido en Francia, utiliza un ademe exterior para reducir la fricción; el impacto lo genera un martillo Delmag ligero (Figura 2.2.6).

Consiste en hincar el cono contando el número de golpes por cada 10 cm, cuidando que la altura de caída sea constante.

El error más significativo que se presenta en esta prueba, es la fricción que se desarrolla entre la tubería y el suelo, ya que reduce la energía del impacto; por ello se recurre a alguna de las siguientes alternativas: a) untar grasa a la tubería a medida que va penetrando, b) recurrir a la inyección de lodo bentonítico para formar un flujo laminar alrededor de la tubería (Figura 2.2.7) y c) utilizar un ademe metálico. Para evitar errores al contar el número de golpes se recomienda utilizar un contador mecánico.

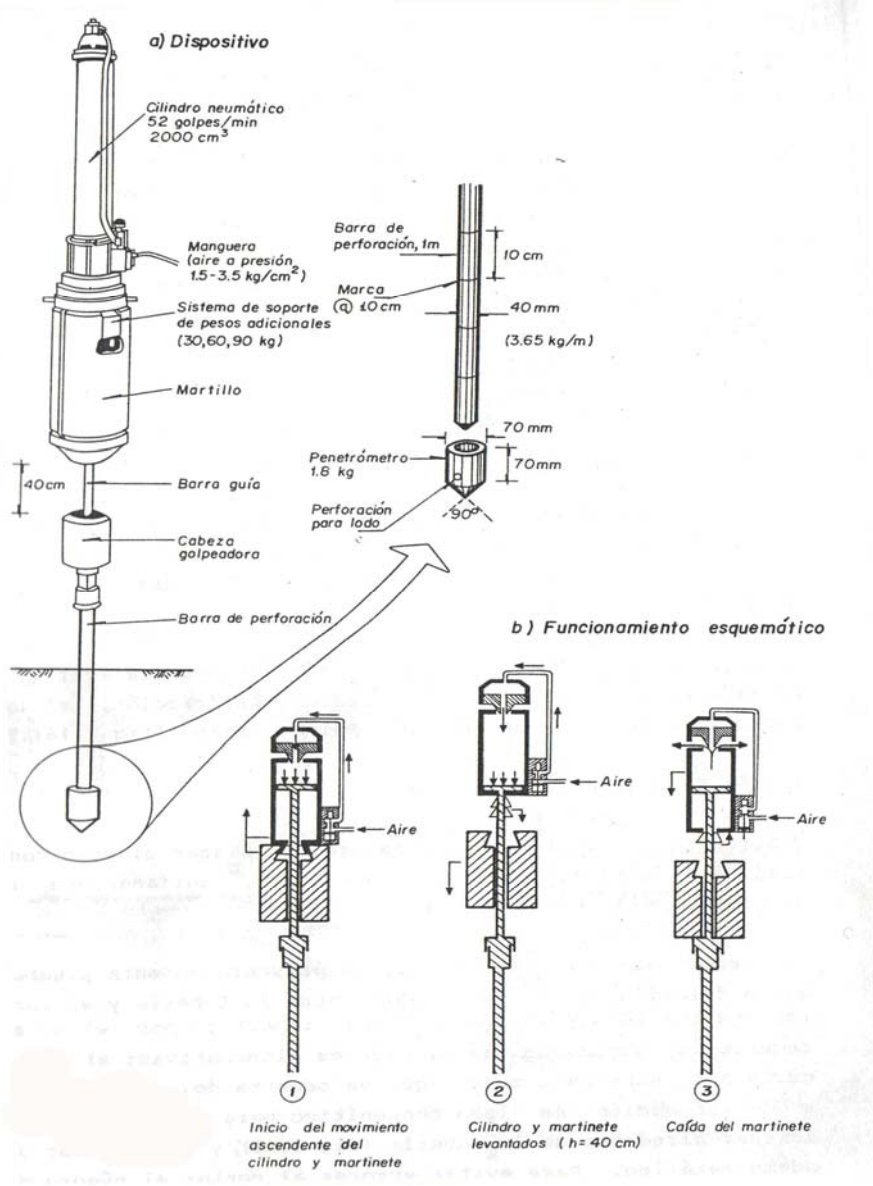
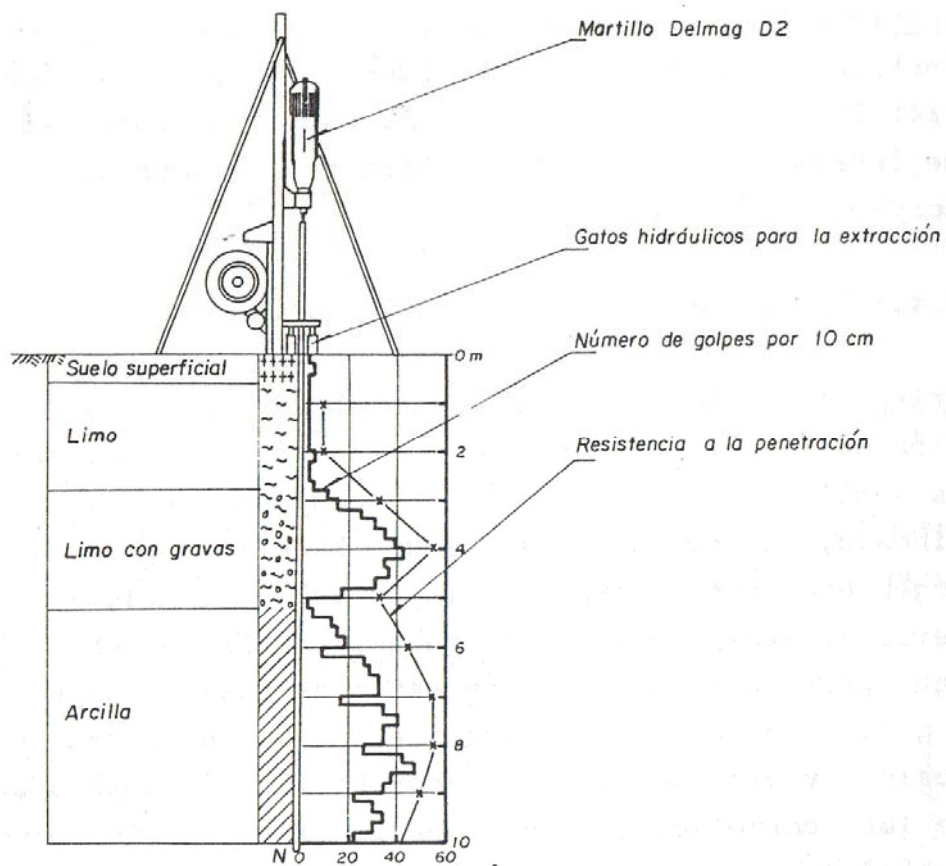
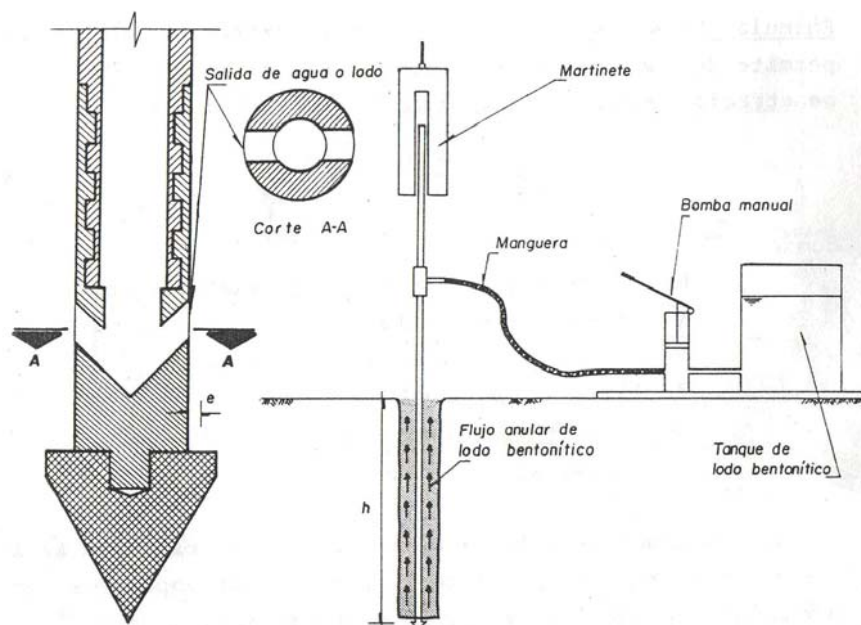


Figura. N° 2.2.5 Cono Sermes





**Figura. N° 2.2.6 Penetrómetro Fondasol**



**Figura. N° 2.2.7 Cono Perdible con inyección de lodo bentonítico**

Instrumentación electrónica.

Actualmente se investiga la instalación de medidores de fuerza y aceleración en



el cono; una vez desarrollada esta tecnología seguramente se incrementará la confiabilidad de la información que proporciona esta prueba (1989)

### 2.2.1.5 Determinación de las Resistencias

#### Criterios aplicables

Se acostumbra hacer la interpretación de las pruebas de cono con la fórmula holandesa, que se emplea para estimar la capacidad de carga de un pilote hincado; tiene la limitante que hace indispensable que el ingeniero tenga experiencia en esta metodología. Un criterio alternativo sería correlacionar las pruebas de cono con pruebas de penetración estándar realizadas en el mismo lugar, incluso para asegurarse de la clasificación de los suelos y proceder a la interpretación del sondeo con apoyo de las correlaciones y experiencias de la penetración estándar.

#### Fórmula holandesa.

Se trata de un criterio empírico que permite definir la resistencia dinámica del suelo a la penetración mediante la expresión siguiente:

$$R_d = \frac{M^2 H}{Ae(M + P)} \dots\dots\dots(2.2.2)$$

Donde

- R<sub>d</sub> Resistencia dinámica del suelo (kg/cm<sup>2</sup>)
- M Masa del martillo (kg)
- H Altura de caída de la masa (cm)
- P Peso del conjunto de barras y cono (kg)
- A Área transversal del cono (cm<sup>2</sup>)
- e Penetración del cono en cada golpe (cm)

La manera usual de aplicar esta expresión, es calcular la resistencia para el número de golpes que corresponde a una penetración acumulada de 10, 20 ó 30 cm, así:

$$R_d = \frac{M^2 HN}{AE(M + P)} \dots\dots\dots(2.2.3)$$

Donde:

E Penetración acumulada en 10, 20 ó 30 cm

N Número de golpes

La carga admisible del terreno para una cimentación por medio de zapatas es de:

### Recomendaciones

Se recomienda establecer correlaciones de la resistencia dinámica del suelo ( $R_d$ ) con la capacidad portante admisible ( $q_{ad}$ ), utilizando la correspondencia con el SPT o el ángulo de fricción interna " $\phi$ ".

#### 2.2.1.6 Resultados Típicos

En la Figura 2.2.8 se muestra un sondeo de cono dinámico junto con otro de penetración estándar, realizados en la desembocadura del Río Balsas (Mexico); es interesante advertir que el cono es capaz de detectar detalles que no pueden ser captados por la penetración estándar.

Una aplicación incipiente del cono dinámico en el control de compactación de arenas, se muestra en la Figura 2.2.9.

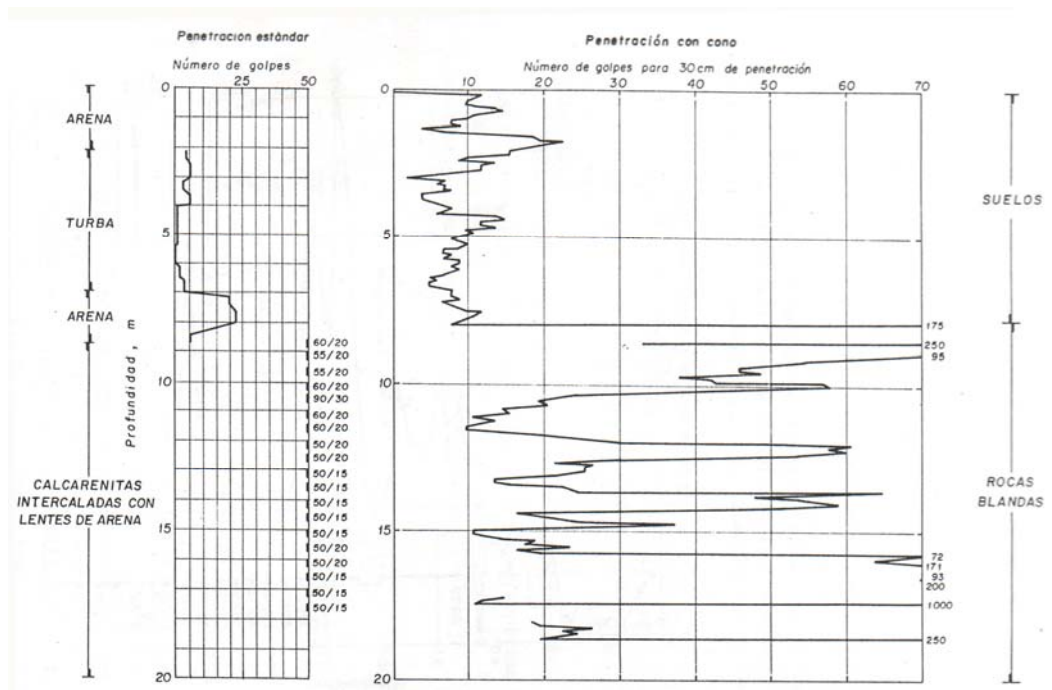
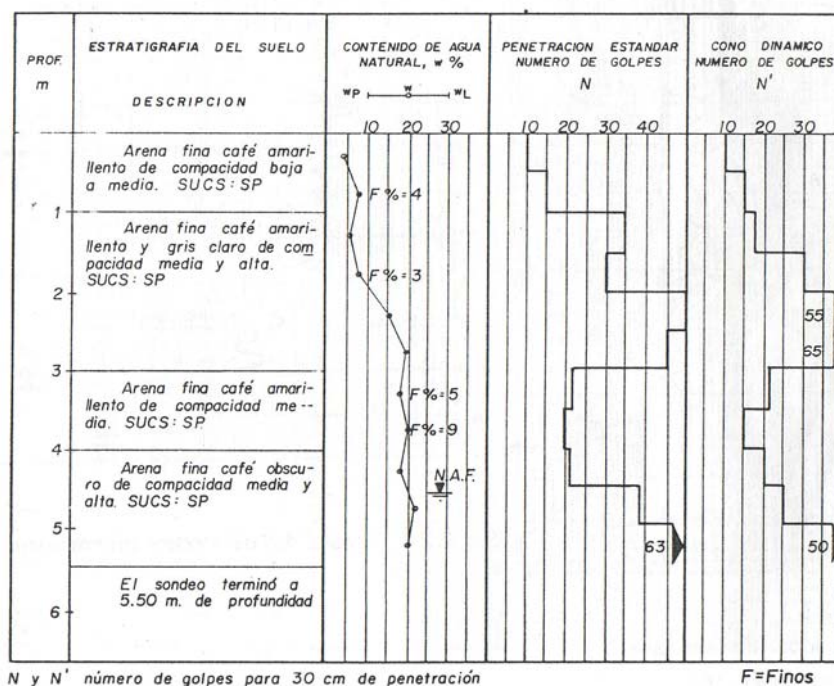


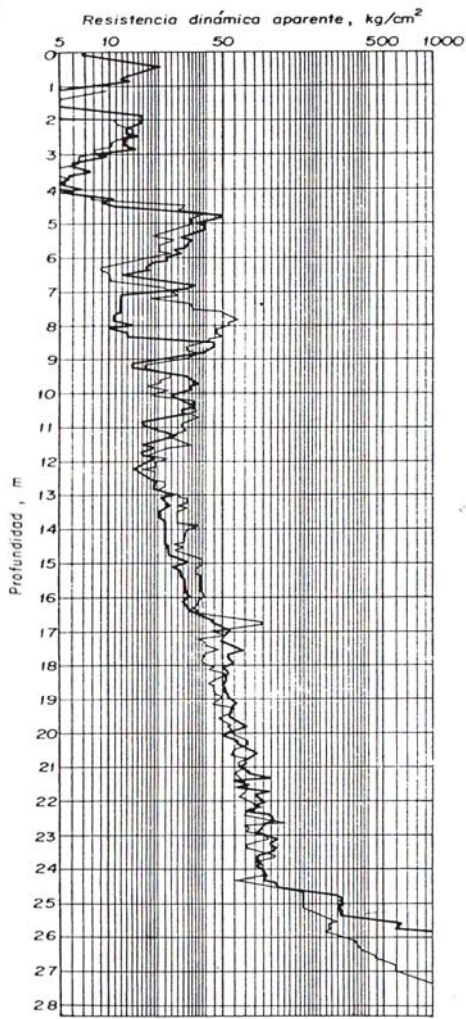
Figura. N° 2.2.8 Cono Dinámico en suelos calcarenitas con lentes de arena.

**Cono Sermes** (Ref. 76)

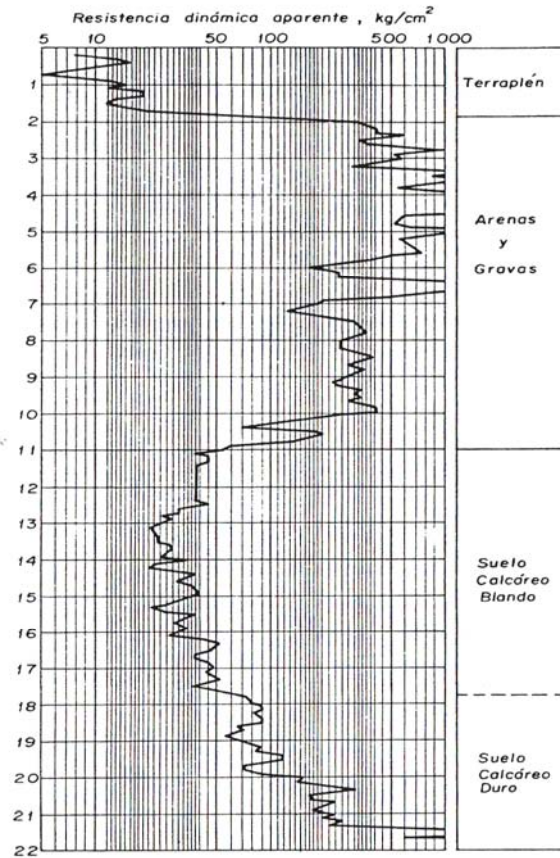
La repetibilidad de sondeos vecinos realizados con esta técnica se muestra en la Figura 2.2.10, y su sensibilidad para distinguir suelos de distinta resistencia y compacidad en la Figura 2.2.11. En cuanto a la influencia de la inyección de lodo para reducir la fricción lateral, en la Figura 2.2.12 se presentan dos sondeos, uno sin lodo y otro vecino con inyección de lodo; la comparación entre ambos, demuestra que a profundidades menores de 15 m la diferencia es muy pequeña y se confunde con la erraticidad del suelo. En cambio a profundidades mayores la influencia del lodo es notoria.



**Figura. N° 2.2.9** Compacidad de un relleno de arena.



**Figura. N° 2.2.10** Repetibilidad  
de sondeos dinámicos



**Figura. N° 2.2.11** Sensibilidad  
de sondeos dinámicos.

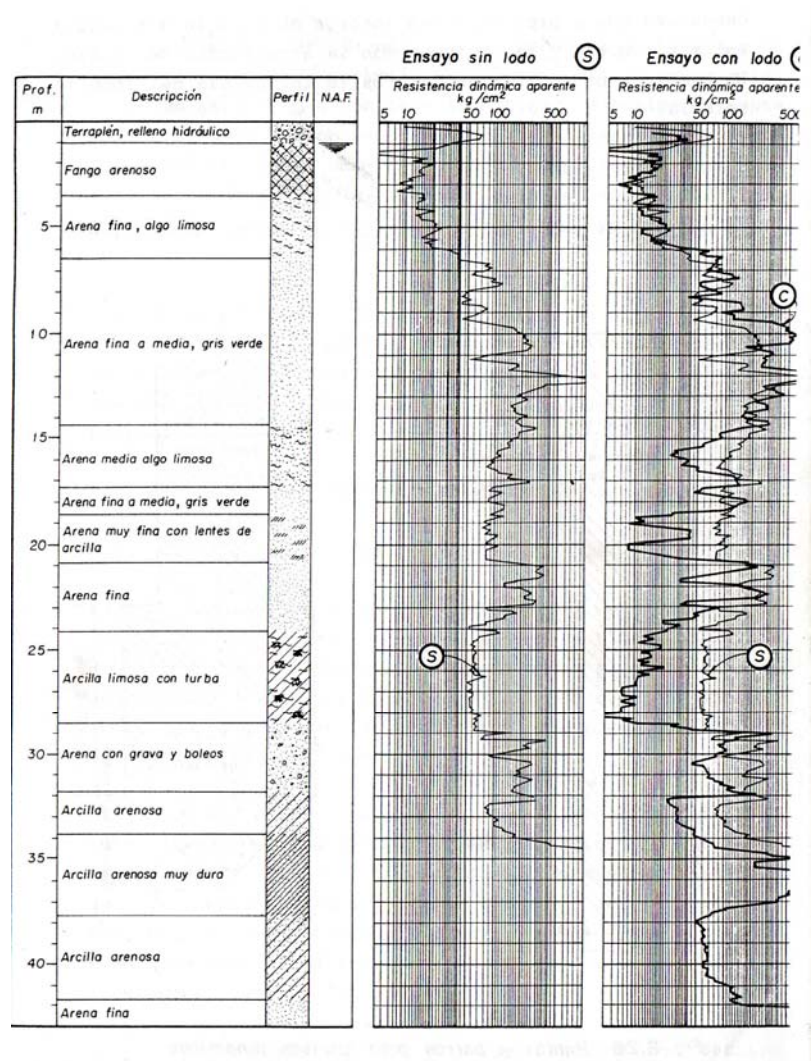


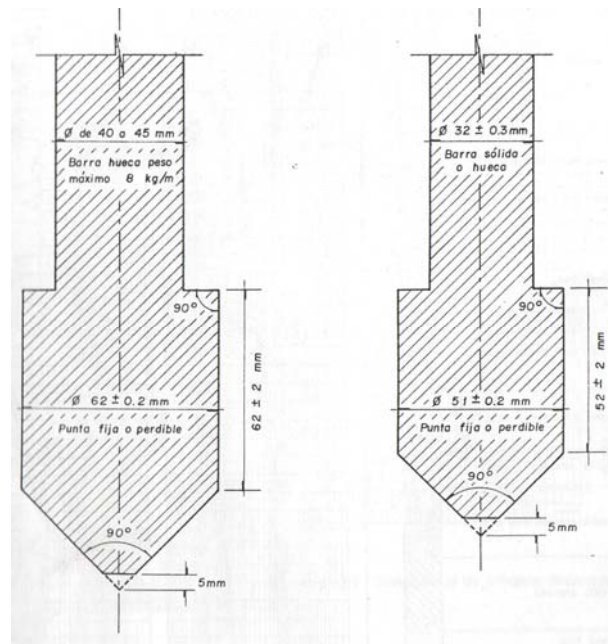
Figura. N° 2.2.12 Comparación de Sondeos Sermes Con y Sin Lodo

### 2.2.1.7 Comentarios

La técnica de exploración con cono dinámico sigue siendo una excelente herramienta de la mecánica de suelos y un campo fértil a la innovación e inventiva de los especialistas; un aspecto que conviene investigar experimentalmente es la forma de los conos, en la cual se tienen dos tendencias: emplear conos con  $60^\circ$  de ángulo de ataque o bien de  $90^\circ$ . Estos últimos (Figura 2.2.13) han sido empleados sobre todo en Europa, donde los han propuesto como una norma internacional.

Otra evolución en el cono dinámico es la interpretación de la prueba mediante la ecuación de la onda y mejorando con la incorporación de sensores eléctricos que determinen las fuerzas que transmite la punta al suelo, así como las aceleraciones que se generen.





**Figura. N° 2.2.13 Puntas y barras para pruebas dinámicas  
(Estándar Internacional) (Ref. 76)**

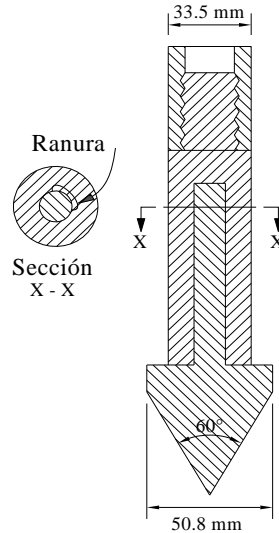
### 2.2.2 Origen del Nombre Cono Peck

Las pruebas de penetración dinámica emplean varios tipos de varilla con o sin cono u otros extremos especialmente alargados, los cuales son insertados en el suelo mediante golpes de un martillo. Se registra el número de golpes necesarios en una distancia dada. Una prueba empleada por los laboratorios Wimpey Ltd, utiliza un cono de 63.5 mm de diámetro con un vértice en el ángulo de 60° insertado con varillas de 50.8 mm de diámetro con un martillo de 160 Kg, el cual tiene una caída de 600 mm.

En suelos finos con presencia de cierto porcentaje de gravas con bolonerías el ensayo de penetración estándar no prospera, dañándose la zapata en muchos casos. En estos casos se puede conseguir información adicional de subsuelo hincando una punta cónica con un diámetro en la base de 50.8mm y 60° de ángulo central cuyos resultados son comparables con el SPT (Schultze y Melzer, 1965).

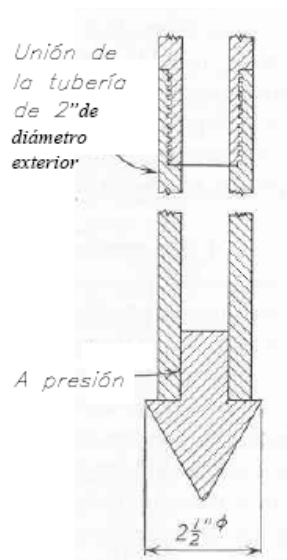
Una variación de la penetración cónica mencionada es utilizando un cono descartable con las mismas medidas anteriores, con una varilla de perforación de 33.5 mm de diámetro, contabilizando el número de golpes para que ingrese 0.30 m mediante un martillo de 72 kg dejado caer desde una altura de 0.75 m; como el diámetro del cono es mayor que el de la tubería, la fricción lateral es pequeña

comparada con la resistencia de la punta (ref. Soil Mechanics in Engineering Practice. Tercera edición. Karl Terzaghi, Ralph Peck, Gholamreza Mesri. Pag.49; ver Figura. 2.2.14



**Figura. N° 2.2.14 Penetrómetro con punta descartable** (Ref. 87)

El Cono Peck es mencionado por Terzaghi-Peck (1948) (Ref. 86) y usado por Peck en la exploración de las fundaciones del Coliseo de Denver (1953) (Ref. 68). Tiene la particularidad de que se abandona en el sitio al terminar la prueba, recuperándose solamente la barra que se usó para hincarlo, la cual tiene un diámetro menor que el cono (Figura. 2.2.15).



**Figura. N° 2.2.15 Penetrómetro de punta cónica**  
(tomado de Peck et. al. 1953) (Ref. 69,96)

Esta diferencia de diámetro hace que la cavidad que va abriendo el cono sea en general mayor que la barra de hincá, eliminándose así gran parte de la fricción que pudiera ejercerse en la barra y la cual deformaría la resistencia a la penetración.

La experiencia con este penetrómetro es que sus resultados son generalmente fieles hasta una profundidad de alrededor de 10 m, pues a mayor profundidad la fricción produce a veces interferencia.

El cono se hincá utilizando el mismo equipo empleado para la penetración con cuchara, con una caída de 76 cm y una masa de 63.5 kg; esta energía fue usada por Peck en la exploración de Denver, notando que por casualidad los valores de penetración eran del mismo orden que los obtenidos por la cuchara.

Como en la generalidad de los casos, este penetrómetro se usa como complemento de la exploración con perforaciones, es recomendable correlacionarlo con la cuchara en cada sitio, haciendo pruebas de penetración con cono al lado de una o más perforaciones. Esto tiene por objeto definir el comportamiento del cono en los suelos del caso y comparar los resultados obtenidos, para saber que grado de confiabilidad tienen las observaciones con cono en otros puntos del mismo terreno. La correlación permite apreciar hasta que punto interfiere la fricción de las barras en cada caso.

Aunque los resultados obtenidos con este cono son generalmente buenos, la correspondencia con la cuchara no siempre es constante, pero en todos los casos el cono dará información valiosa acerca de la tendencia de las variaciones del suelo.

### **2.2.2.1 Auscultación con el Cono Dinámico Tipo Peck en el Perú**

A inicios de los años 1970, se efectuó un programa comparativo de ensayos SPT con un equipo de auscultación con punta cónica denominado “Cono de Peck”, sobre suelos arenosos finos del tipo SP, encontrándose la siguiente relación [RM Ass (1971)]: (Ref. 74)

$$N = 0.5 c \dots \dots \dots (2.2.5)$$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo estándar de



penetración (SPT); y

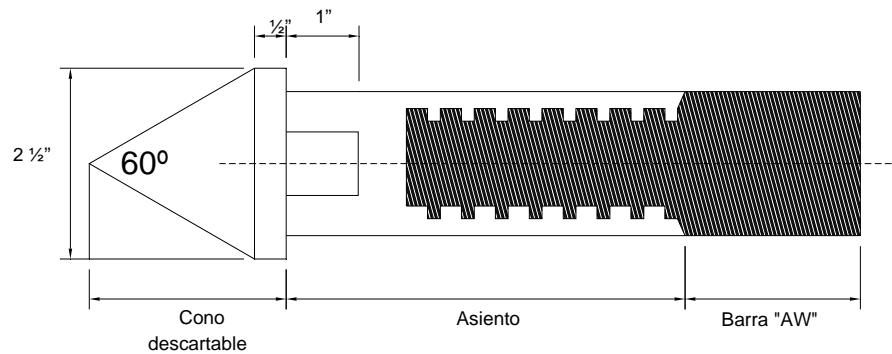
$c$  = número de golpes por 30 cm de penetración con el “Cono de Peck”.

Los consultores de aquel Estudio le dieron ese nombre al ensayo por un dispositivo mostrado en una publicación [Peck et al, 1953)], recomendado para investigar la densidad relativa de depósitos de arenas y gravas sin el uso de tuberías de revestimiento (casing), (Figura 2.2.15)

Peck et al (1953), describen al dispositivo como: un cono que se coloca suelto en el fondo de una hilera de tuberías que se introduce en el terreno por medio de un martillo con una altura constante de caída. Se toma un registro continuo del número de golpes requerido para hincar la punta un pie de profundidad. Cuando la punta ha alcanzado su elevación final, se retira la tubería y el cono queda perdido en el fondo de la perforación. La fricción de la tubería es minimizada haciendo el diámetro del cono algo mayor que el diámetro exterior de la tubería. Las pruebas de este tipo se pueden hacer más rápidamente y de manera más económica que los ensayos de Penetración Estándar. Sus resultados se pueden correlacionar con los valores  $N$  (del SPT), realizando diferentes series de ensayos de Penetración Estándar en perforaciones adyacentes a la ubicación de los ensayos de penetración con el cono.

RM + Ass, utilizaron el mismo equipo del SPT, al que solamente le cambiaron la cuchara de “caña partida”, por una punta cónica a  $60^\circ$ , similar a la mostrada en la Figura. 2.2.16.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones de Junio del 2006, el ensayo consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica, empleando la misma energía que el Ensayo de Penetración Estándar (SPT, ASTM D 1586), en la que la cuchara estándar es reemplazada por un cono de 6.35 cm. (2.5") de diámetro y  $60^\circ$  de ángulo en la punta (Figura. 2.2.16). Este cono se hincan en forma continua en el terreno. El registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm. El resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm. de penetración.



**Figura. N° 2.2.16 Cono Peck**

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

De acuerdo al RNE, no deben ejecutarse ensayos con cono tipo Peck en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento. Al respecto se recomienda efectuar mayor investigación a fin de determinar la corrección por pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación en base a auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida en base a la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. El uso del cono Peck se recomienda hasta 8 metros de profundidad. En ningún caso se debe superar los 10 metros.

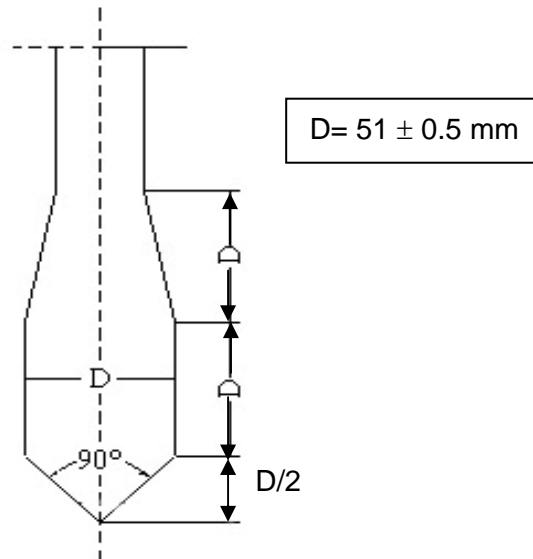
La nomenclatura para el número de golpes de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones es "Cn", que representa el número de golpes para 0.30 metros de penetración.

La Norma de referencia es la Norma Española UNE 103 801: 1994 desarrollada para la Prueba Dinámica DPSH, que emplea un diámetro de tubería de perforación de 32 mm con una masa de golpeteo de 63.5 Kgs, dejado caer desde una altura de  $0.75 \pm 0.02$  metros, con un cono de 90° de ángulo central y  $51 \pm$  mms de diámetro. (Ver Figura. N° 2.2.17)

Al respecto la correlación no es precisa, porque el Cono Peck emplea una altura de caída de 30" equivalente a 76.2 cms y una tubería que tenga un momento de

inercia igual o mayor que la tubería “A” (diámetro exterior  $\phi = 1\ 5/8'' = 41.2\text{ mm}$  y diámetro interior  $1\ 1/8'' = 28.5\text{ mm}$ ) – Norma ASTM D-1586.

Se recomienda desarrollar una Norma propia para la prueba del Cono Peck.



**Figura. N° 2.2.17 Cono DPSH - Esquema de conos y barras (para las dimensiones;  $D = 51 \pm 0.5\text{ mm}$  diámetro del cono) (Ref. 62)**

## 2.3 **PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)** (Ref. 66, 94) **DIN 4094**

### 2.3.1 **Introducción**

Las pruebas de Penetración Dinámica fueron aprobadas por el Comité Técnico de Pruebas de Penetración de Suelos de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, de acuerdo con la Sociedad Sueca de Geotecnia y el Instituto Sueco de Geotecnia (1989).

### 2.3.2 **Alcance**

La expresión sondeando se usa para indicar un registro continuo en contraste con la Prueba de Penetración Estándar (SPT). El objetivo de la prueba dinámica es medir el esfuerzo exigido al manejar un cono a través del suelo para obtener la resistencia que corresponde a las propiedades mecánicas del suelo. Se recomienda cuatro procedimientos:

**Prueba Dinámica Ligera (DPL)** representando el más bajo rango de masa de penetrómetro dinámico usado mundialmente; la profundidad de investigación, para obtener resultados confiables es de 8 m aproximadamente. Emplea un martillo de 10 kg. **NTP 339.159 (2001)**.

**Prueba Dinámica Media (DPM)** representando el rango medio de masa; con profundidades de investigación generalmente no mayores de 20 a 25 m aproximadamente. Emplea un martillo de 30 kg.

**Prueba Dinámica Pesada (DPH)** representando el rango medio de masa pesada y masa muy pesada; la profundidad de investigación generalmente no mayor que 25 m aproximadamente. Emplea un martillo de 50 kg.

**Prueba Dinámica Superpesada (DPSH)** representando el más alto rango de masa de penetrómetro dinámico y simulando las dimensiones del SPT estrechamente; la profundidad de investigación puede ser mayor de 25 m. Emplea un martillo de 63.5 kg.

### 2.3.3. Definiciones

#### Principios generales y Nomenclatura

En general se emplea un martillo de masa  $M$  dejado caer desde una altura de caída  $H$ , para introducir una sonda puntiaguda cónica. El martillo golpea una base conectada rígidamente a la barra. La resistencia de penetración se define como el número de golpes necesarios para que el penetrómetro ingrese una distancia definida. La energía de un golpe es la masa del martillo considerando la aceleración de la gravedad y la altura de caída ( $M.g.H$ ). Los resultados de diferentes tipos de pruebas dinámicas pueden ser representados (y/o comparados) como valores de la resistencia  $q_d$  o  $r_d$ .

Las ecuaciones para  $r_d$  y  $q_d$ , según formulas holandesas son:

$$r_d = \frac{M.g.H}{A.e} \dots\dots\dots(2.3.1)$$

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \cdot \frac{M.g.H}{A.e} \dots\dots\dots(2.3.2)$$

Donde:

$r_d$  y  $q_d$ : son valores de resistencia en Pa, KPa o MPa

$M$ : Masa del martillo

$M'$ : Masa total de las barras, la base y el tubo guía

$H$ : Altura de caída

$e$ : Penetración promedio por golpe

$A$ : Área de la base del cono

$g$ : Aceleración de gravedad

El sondeo dinámico es principalmente usado en suelos poco cohesivos. Interpretando los resultados de la prueba obtenidos en suelos cohesivos y en suelos a grandes profundidades, se deben tomar precauciones cuando la fricción a lo largo de las barras es importante. Los sondeos dinámicos pueden usarse para detectar las capas suaves y localizar las capas duras como, por ejemplo, en suelos poco cohesivos para la resistencia en la punta de los pilotes (DPH, DPSH). En relación con la perforación, la presencia de suelos con gravas puede

ser evaluada en condiciones favorables. También pueden usarse los resultados del DPL para evaluar trabajabilidad y laborabilidad de los suelos.

Después de la calibración apropiada, pueden usarse los resultados del sondeo dinámico, para conseguir una indicación de las propiedades de la ingeniería de los suelos, como por ejemplo:

- ✓ Densidad relativa
- ✓ Compresibilidad
- ✓ Resistencia al esfuerzo cortante
- ✓ Consistencia

Por el momento, la interpretación cuantitativa de los resultados incluyendo predicciones de capacidad portante restringidas, permanecen solamente para suelos poco cohesivos; tiene que tener en cuenta que el tipo de suelo de poca cohesión (distribución de tamaño de grano, etc.) puede influir en los resultados del ensayo.

### **Clasificación**

Los diferentes equipos de penetración DPL, DPM, DPH y DPSH, se deben utilizar en forma apropiada dependiendo de las diferentes topografías, condiciones geológicas y propósitos de la investigación. A continuación se describe los procedimientos de prueba, medidas y registros. Los datos técnicos de los equipos se resumen en el Cuadro 2.3.1. Pueden requerirse otros tipos de equipo con propósitos especiales o con dimensiones del cono diferentes.

**Cuadro N° 2.3.1 Datos Técnicos del equipo**

Características del Equipo	Factor	Procedimiento de Ensayo			
		DPL	DPM	DPH	DPSH
Características del Martillo	Peso del martillo, Kg	10±0.1	30±0.3	50±0.5	63.5±0.5
	Altura de caída, m	0.5±0.01	0.5±0.01	0.5±0.01	0.75±0.02
	Masa de guía y yunque (máx.), Kg	6	18	18	30
	Rebote (máx.), %	50	50	50	50
	Relación Largo a Diámetro (D) del martillo	1 ≤ ≤2	1 ≤ ≤2	1 ≤ ≤2	1 ≤ ≤2
	Diámetro del yunque (d), mm	100<d<0.5D	100<d<0.5D	100<d<0.5D	100<d<0.5D
Características de la Varilla	Longitud de la varilla, m	1±0.1%	1-2±0.1%	1-2±0.1%	1-2±0.1%
	Masa máxima de la varilla, Kg/m	3	6	6	8
	Desviación máxima de la varilla en los primeros 5 m, %	0.1	0.1	0.1	0.1
	Desviación máxima de la varilla debajo de los 5 m, %	0.2	0.2	0.2	0.2
	Excentricidad de la varilla (máx.), mm	0.2	0.2	0.2	0.2
	Diámetro exterior de la varilla, mm	22±0.2	32±0.3	32±0.3	32±0.3
	Diámetro interior de la varilla, mm	6±0.2	9±0.2	9±0.2	-
Características del Cono	Angulo del cono, grados	90	90	90	90
	Área nominal del cono, cm <sup>2</sup>	10	10	15	20
	Diámetro del cono nuevo, mm	35.7±0.3	35.7±0.3	43.7±0.3	51±0.5
	Diámetro del cono gastado, mm	34	34	42	49
	Longitud tramo recto del cono, mm	35.7±1	35.7±1	43.7±1	51±2
	Angulo de la parte inclinada del cono, grados	11	11	11	11
	Longitud de la punta del cono, mm	17.9±0.1	17.9±0.1	21.9±0.1	25.3±0.4
	Desgaste máx. de la longitud de la punta del cono, mm	3	3	4	5
Penetración	Número de golpes por cm. de penetración	10 cm.; N <sub>10</sub>	10 cm.; N <sub>10</sub>	10 cm.; N <sub>10</sub>	20 cm.; N <sub>20</sub>
	Rango estándar del N° de golpes	3 – 50	3 – 50	3 – 50	5 – 100
Energía por golpe	Trabajo específico por golpe, MgH/A kJ/m <sup>2</sup> .	50	150	167	238

#### **2.3.4. Equipo**

##### **Dispositivo de golpeteo**

El dispositivo de golpeteo consiste en el martillo, la base y el tubo guía. Las dimensiones y masas se presentan en el Cuadro 2.3.1

El martillo tendrá un agujero axial con un diámetro 3-4 mm aproximadamente más grande que el diámetro del tubo guía. La relación entre la longitud y el diámetro del martillo cilíndrico estará entre 1 y 2. El martillo caerá libremente y no estará conectado a cualquier objeto que puede influir en la aceleración o desaceleración del martillo. La velocidad inicial puede ser despreciable cuando el martillo se suelta en su posición superior.

La base debe estar conectada rígidamente a las barras. El diámetro de la base no será menor de 100 mm y no más de la mitad del diámetro del martillo. El eje de la base, el tubo guía y las barras, serán rectas con una desviación máxima de 5 mm por metro.

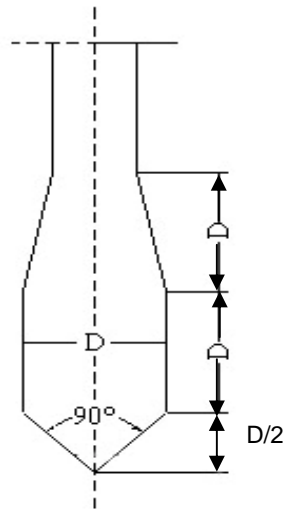
##### **Barras de extensión**

Las dimensiones y masas de las barras de extensión se dan en el Cuadro 2.3.1. El material de las barras será de acero de alta resistencia con una alta resistencia al uso, alta dureza a bajas temperaturas y una resistencia alta a la fatiga. Las deformaciones permanentes deben ser capaces de ser corregidas. Las barras serán rectas. Pueden usarse las barras sólidas; deben preferirse las barras huecas para reducir el peso.

##### **Conos**

Las dimensiones de los conos se dan en el Cuadro 2.3.1. El cono consiste en una parte cónica (la punta), una extensión cilíndrica y una transición cónica con una longitud igual al diámetro del cono entre la extensión cilíndrica y la barra (Figura. 2.3.1). Los conos cuando están nuevos tendrán una punta con un ángulo del ápice de 90°.





**Figura. N° 2.3.1 Esquema de conos y barras (para las dimensiones; D= diámetro del cono)**

El máximo desgaste permisible del cono está dado en el Cuadro 2.3.1. El cono se conectará a la barra de manera que no se suelte durante el golpeteo. Pueden usarse conos fijos o descartables (perdidos).

### **2.3.5. Procedimiento de Ensayo**

#### **Generalidades**

Se especificará el criterio para el propósito de una prueba. La profundidad requerida dependerá de las condiciones locales y el propósito de la prueba particular.

#### **Equipo de sondeo**

Los sondeos se efectuarán verticalmente a menos que se indique de otra forma. Los equipos de sondeo se apoyarán firmemente. Las tuberías y el cono deben ser niveladas inicialmente para que las barras ingresen verticalmente. Puede requerirse una perforación previa de poca profundidad.

El diámetro del agujero del taladro será ligeramente más grande que la del cono. El equipo de la prueba se posicionará de tal manera que las barras no puedan doblarse sobre la superficie del suelo.

#### **Hincado**

El penetrómetro será continuamente hincado dentro del subsuelo. La velocidad de hincado debe estar entre 15 y 30 golpes por minuto excepto cuando el suelo ya es conocido por perforación o ha sido identificado por sonido que están

siendo penetrados en arena o gravas; en este caso la velocidad puede incrementarse a 60 golpes por minuto. La experiencia nos muestra que la velocidad de hincado tiene poca influencia en los resultados.

Todas las interrupciones serán registradas en el sitio. Todos los factores que pueden influir en la resistencia a la penetración (por ejemplo la estrechez de los acoplamientos de la barra, la verticalidad de las barras) deben verificarse regularmente. Se registrará cualquier desviación de los procedimientos de la prueba recomendados. Las barras se rotarán un giro y medio cada metro para mantener el agujero recto y vertical y para reducir la fricción superficial. Cuando la profundidad excede 10 m, las barras se girarán más a menudo, por ejemplo cada 0.2 m. Se recomienda usar un dispositivo de rotación mecanizado para grandes profundidades.

#### **2.3.6. Medidas**

El número de golpes se debe registrar cada 0.1 m para el DPL, DPM y DPH ( $N_{10}$ ) y cada 0.2 m para DPSH ( $N_{20}$ ). Los golpes pueden fácilmente ser medidos marcando la profundidad de penetración definida (0.1 o 0.2 m) en la tubería. El rango normal de golpes, sobre todo en vista de cualquier interpretación cuantitativa de la prueba, resulta estar entre  $N_{10}=3$  y 50 para DPL, DPM y DPH y entre  $N_{20}=5$  y 100 para DPSH. El rebote por golpe debe ser menor de 50% de la penetración por golpe. En casos excepcionales (fuera de estos rangos), cuando la resistencia a la penetración es baja, por ejemplo en las arcillas suaves, la profundidad de penetración por golpe puede marcarse. En suelos duros donde la resistencia a la penetración es muy alta, puede marcarse la penetración para un cierto número de golpes.

Es recomendable medir el torque requerido para la rotación de las barras y estimar la fricción superficial. La fricción superficial también puede ser medida por medio de una copla deslizante cerca del cono.

La precisión de la medida de la profundidad total de penetración (punta del cono) será  $\pm 0.02$  m.

### **2.3.7. Precauciones, Controles y Comprobaciones**

El martillo debe levantarse despacio para asegurar que la inercia del martillo no lo lleve sobre la altura definida.

La deflexión (con respecto a la línea recta) en el punto medio de una barra de 1m. no será mayor de 1 mm. para las cinco primeras tuberías y 2 mm. para las restantes.

La longitud de la punta del cono puede cortarse por desgaste hasta un 10% del diámetro con respecto a la longitud teórica de la punta del cono.

La máxima desviación del equipo de prueba es 2%, es decir 1 (horizontal) a 50 (vertical).

La curvatura y excentricidad son mejor medidas, acoplando una barra junto con una barra recta, estando la barra recta en contacto con una superficie plana.

### **2.3.8 Características Especiales**

Para eliminar la fricción superficial puede inyectarse barro a través de los agujeros de las barras cerca del cono. Los agujeros tienen que ser dirigidos horizontalmente o ligeramente hacia arriba. La presión de inyección debe ser suficiente para que el barro llene el espacio anular entre el suelo y la barra. Pueden usarse fundas alternativamente.

En lugar de las barras huecas (OD=22 mm.) del DPL, se pueden usar barras sólidas con un diámetro de 20 mm.

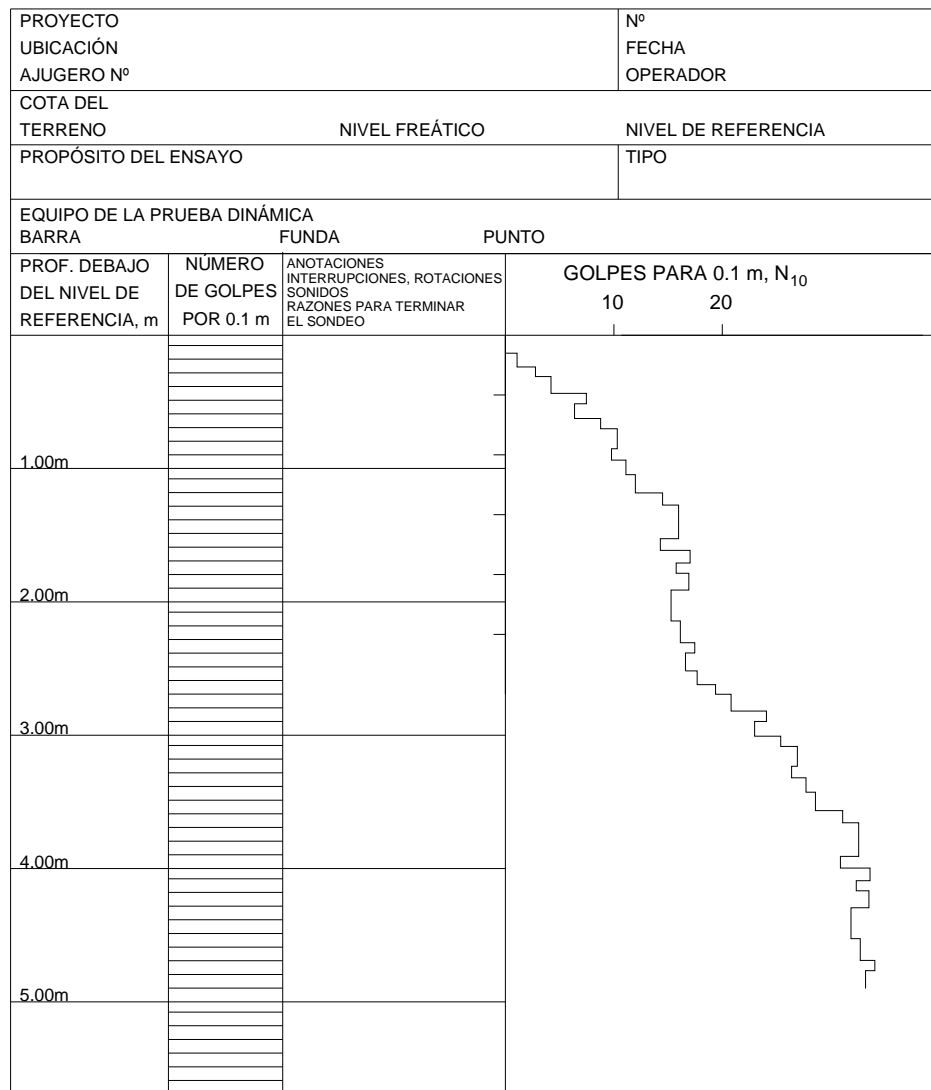
### **2.3.9 Informe de Resultados**

Se reportará la siguiente información:

- a) Ubicación de prueba  
Tipo de investigación  
Propósito del sondeo  
Fecha del sondeo  
Número de sondeo
- b) Número de pruebas, evaluación y ubicación de la prueba de la perforación (en caso de existir una perforación de referencia). La cota del terreno así como la elevación y profundidad de la napa freática.
- c) Equipos usados. Tipo de penetrómetro, cono, tubería, funda, bentonita, etc.

- d) Masa de martillo, altura de caída y número de golpes requerido por la penetración definida
- e) Elevación o profundidad en que las barras fueron rotadas
- f) Desviaciones del procedimiento normal tal como la interrupción o daños a las barras
- g) Observaciones hechas por el operador como el tipo de suelo, sonidos en las barras de extensión, indicación de piedras, perturbaciones, etc.

En la Figura. 2.3.2 se muestra un ejemplo de la hoja de registro y el gráfico del número de golpes vs la profundidad.



**Figura. N° 2.3.2 Ejemplo del registro de sitio del sondeo dinámico**

Los resultados del sondeo se presentarán en diagramas que muestran los valores de  $N_{10}$  o  $N_{20}$  en el eje horizontal y la profundidad en el eje vertical, tal como se muestra en la Figura. 2.3.2. Si se toman otras medidas como la penetración por golpe o la penetración por un cierto número de golpes, estos valores deben transformarse a  $N_{10}$ ,  $N_{20}$  o valores de  $r_d$ ,  $q_d$  antes de dibujar o numerar el diagrama. Alternativamente, puede ser ventajoso transformar el número de golpes por la penetración definida en la resistencia a valores de  $r_d$  o  $q_d$ .

Los valores de resistencia serán dibujados en el eje horizontal.

Si la prueba se realiza de acuerdo al siguiente reporte la letra R debe aparecer seguida de la abreviación del tipo de penetrómetro. Deben describirse todas las divergencias en los registros y gráficos que contienen los resultados de la prueba.

### **2.3.10 Variaciones de la Prueba de Referencia**

Algunos penetrómetros ligeros tienen martillos de 20 kg de masa (por ejemplo en el Estado Búlgaro Norma 8994-70); en algunos países, son usados conos con 5 cm<sup>2</sup> de área de base (por ejemplo Bélgica, Norma alemana DIN 4094). En Australia el penetrómetro ligero es usado en controles de calidad de compactación de arenas. Algunos penetrómetros medianos tienen martillos de 20 kg de masa y altura de caída de 20 cm. que son usados en algunos países (por ejemplo DIN 4094 de FRG, y Suiza). También se usa una altura de caída de 50 cm. para el DPSH, por ejemplo en Finlandia. En Francia, además del DPSH es usado el DPA del ISSMFE de recomendaciones europeas estándar como un ensayo de referencia (Proc. IXth Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. III, pág. 110, Tokio. 1977); por ejemplo el diámetro y la forma del cono son ligeramente diferentes.

Con respecto a las barras del DPSH, es recomendable incrementar el OD de 32 a 36 mm (esta sugerencia viene de Francia, España y Suecia)

En el caso de DPL, DPM y DPH, ocasionalmente se cuenta el número de golpes para 0.20 m. Para DPSH, ocasionalmente es usado en intervalos de 0.3 m.

### **2.3.11 Comentarios**

La nomenclatura para el número de golpes del DPL de acuerdo a la Norma E050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones es “**n**” para 0.10 m de penetración.

Para el DPSH es “**N<sub>20</sub>**” para 0.20 m de penetración.

La Norma de referencia para la prueba de penetración dinámica superpesada (DPSH) según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), es la Norma Española – UNE103-801-94.

## **2.4. PRUEBA DE SONDAJE DE PESAS (WST) –WEIGHT SOUNDING TEST (ISO/TS 22476-10) (Ref. 63)**

### **2.4.1 Antecedentes**

El Sondaje de Pesos Sueco se originó en Suecia en 1917 y fue usado para determinaciones de los perfiles estratigráficos para la cimentación de líneas ferroviarias. Desde entonces este método ha sido extensamente utilizado en Suecia, Noruega, Finlandia y Dinamarca; en 1954 fue introducido en Japón por inspectores de campo en obras de rellenos ribereños y fue extensivo más tarde para la construcción de carreteras.

Durante las últimas décadas ha sido también usado en Polonia, Hungría, Checoslovaquia, Singapur, Filipinas y Algeria, (Bergdahl et al 1988; JGS, 1995). En el año 2001 fue oficialmente recomendado como un método de ensayo para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de suelos para la construcción de casas residenciales por el Ministerio de Infraestructura y Transporte en el Japón.

Los ensayos de penetración de campo son usados para obtener un perfil continuo del suelo, propiedades del suelo y también para identificar la secuencia de las capas de suelos y su extensión lateral. Es también usado para definir continuidades en los perfiles del suelo que pueden inducir licuación y deslizamientos. Debido a que es relativamente fácil de transportar, el equipo Sueco de Sondeo es frecuentemente utilizado para efectuar investigaciones de campo en regiones devastadas por terremotos (Kiku et. al. 2001; Towhata et. al. 2002 y otros). Uno de los propósitos de las pruebas de penetración de campo es inferir un perfil de suelo con la profundidad y su extensión lateral. Sin embargo muchas pruebas se han efectuado para obtener correlaciones empíricas entre la resistencia al esfuerzo cortante cíclico o esfuerzo residual y la resistencia a la penetración estándar del SPT y de la penetración cónica CPT (Seed et. al. 1983; Tokimatsu y Yoshimi 1983; Robertson y Campanella 1985; Shibata y Teparaska 1988 y otros). La densidad relativa se encuentra que es un buen parámetro de suelos no cohesivos para correlacionarlos con la resistencia al esfuerzo cortante cíclico y la resistencia a la penetración, considerando que la resistencia al esfuerzo cortante cíclico puede ser fácilmente evaluada como una función de la densidad relativa en pruebas de laboratorio.

Sin embargo la resistencia a la penetración no puede ser empleada fácilmente en función a la densidad relativa porque ésta depende de otros factores, tales como: la composición granulométrica y el grado de consolidación.

#### **2.4.2 Introducción**

El penetrómetro de sondeo de pesas consiste de un sistema de punta formado en forma de tornillo, barras, pesas u otros sistemas de carga y el manipuleo o mecanismo de giro. El ensayo de sondeo de pesas es realizado como un sondeo estático en suelos suaves cuando la resistencia de penetración es menor que 1 kN (0.10197 ton). Cuando la resistencia excede 1kN el penetrómetro es rotado, manualmente o mecánicamente, registrándose el número de medias vueltas para una profundidad dada de penetración.

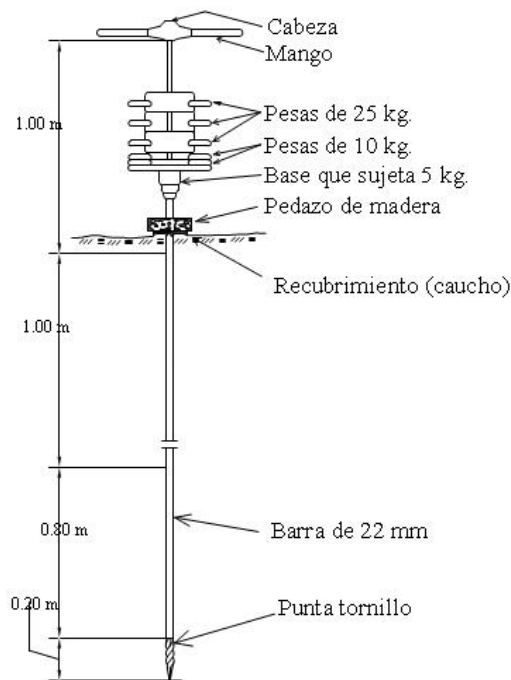
El ensayo de sondeo de pesas es en primer lugar usado para dar un perfil de suelo continuo y una indicación de la secuencia de capa. La penetrabilidad aún en arcillas duras y arenas densas es buena.

El ensayo de sondeo de pesas es usado además para estimar la densidad de suelos de baja cohesión y para estimar el espesor para capas de suelos muy densos.

#### **2.4.3 Alcance**

El penetrómetro de pesas consiste en una punta en forma de tornillo, barras, pesas y una manija (Figura. 2.4.1). Se utiliza como penetrómetro estático en suelos suaves cuando la resistencia a la penetración es menor que 1 kN (101.97 Kg). Cuando la resistencia excede los 101.97 kg se rota el penetrómetro y se anota el número de medias vueltas para una penetración dada. Tiene buena capacidad para penetrar incluso en arcillas rígidas y arenas densas. El penetrómetro se utiliza sobre todo para obtener perfiles de suelo y la secuencia y espesor de las diversas capas. También se utiliza para determinar si los suelos de cohesión baja son sueltos, semidensos y densos y estimar el esfuerzo relativo de suelos cohesivos; los resultados obtenidos en suelos de cohesión baja también se utilizan para conseguir una indicación de la capacidad portante de zapatas y de pilotes.





*Figura. N° 2.4.1. Detalle del penetrómetro de pesas operado a mano*

#### 2.4.4 Términos y Definiciones

Se aplican los siguientes términos y definiciones:

##### **Resistencia al sondeo de pesas**

Cualquier pequeña carga estandarizada por el cual el penetrómetro se hunde sin girar, o el número de medias vueltas por 0,2 m de penetración cuando el penetrómetro tiene la carga máxima y es rotado.

##### **Ensayo de sondeo manual de pesas**

Ensayo hecho por la carga y giro del penetrómetro usando una manija manual.

Nota: El penetrómetro es cargado por pesas

##### **Ensayo de sondeo mecanizado de pesas**

Ensayo en el cual la carga y rotación del penetrómetro se ha hecho mecánicamente.

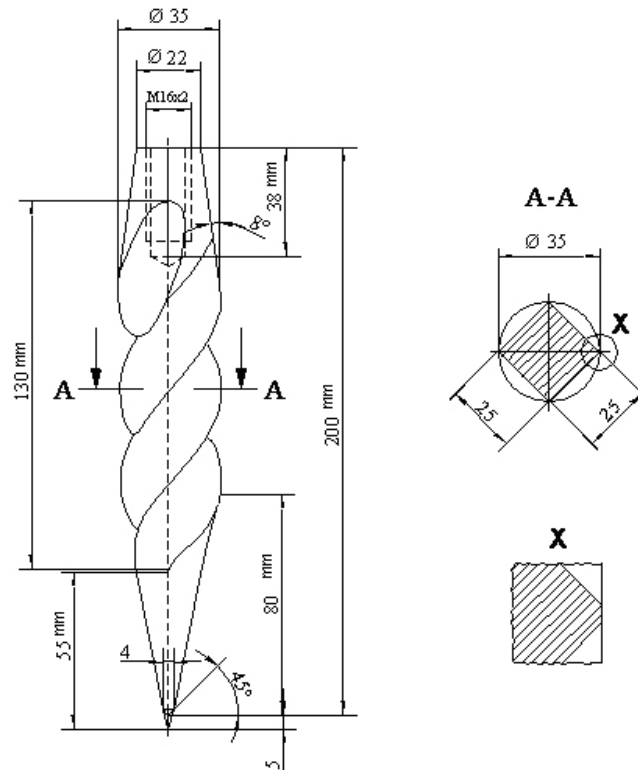
Nota: El penetrómetro es cargado mecánicamente o por el dinamómetro o por las pesas.

## 2.4.5 Equipo

### Punta del Penetrómetro

Las dimensiones de la punta del penetrómetro son mostradas en la Figura 2.4.2. El diámetro del círculo circunscrito de la punta en forma de tornillo debe tener 35 mm. La longitud de la punta debe tener 200 mm. La punta, que tiene un extremo piramidal como se muestra en la Figura 2.4.2, será torcido con una vuelta para salir sobre una longitud de 130 mm.

El diámetro del círculo circunscrito para la punta de desgaste no será menor que 32 mm. La máxima reducción aceptable del extremo de la punta debido al uso será 15 mm. El extremo de la punta no será doblado o roto.



*Figura. N° 2.4.2. Punta del penetrómetro de sondeo de pesas*

### Sistema de Carga de Pesas

Las pesas para los ensayos de sondeo de pesas manual deben comprender de una abrazadera de 50 N (5 kgs), dos pesas de 100 N (10 kgs) y tres pesas de los 250 N (25 kgs), total 1000 N = 1KN (100 kgs).

Los pesos para los ensayos mecanizados pueden ser reemplazados por un dinamómetro con el rango de medición de 0.05 kN sobre 100kN.

La máxima desviación permitida de la carga estándar y la escala del dinamómetro será  $\pm 5\%$  de la carga máxima.

### **Barras**

El diámetro de las barras será 22 mm

La longitud de la barra de extensión es usualmente 1 m. Por razones prácticas, la longitud de la primera barra es usualmente 0.8 m. Para el ensayo de sondeo de pesas mecanizada la longitud de la barra será de 1.0 m a 2.0 m. La máxima desviación permitida de la profundidad de penetración total es 0.1 m.

La desviación para el eje recto no excederá los 4 mm por metro para al menos 5m de las barras y 4 mm por metro para el resto. La excentricidad permitida del enganche no debe ser más de 0.1 mm. La desviación angular para una unión entre dos barras rectas no será más que 0.005 rad.

## **2.4.6 Procedimientos del Ensayo**

### **Calibración y control**

Antes de cada prueba, se debe efectuar un control de las condiciones apropiadas del equipo (uso de la punta, rectitud de las barras, etc).

La precisión de los instrumentos de medición (si es aplicable) será revisado después de alguna avería, sobrecarga o reparado al menos una vez cada seis meses, a menos que los fabricantes especifiquen intervalos de inspección más cortos. Los registros de calibración serán guardados juntos con el equipo.

### **Uso de pre perforación y entubamiento**

En cada caso se estimará la necesidad de preperforar a través de las capas rígidas superiores o suelos densos.

NOTA: La pre-perforación es requerida frecuentemente para atravesar suelos plásticos, secos o a través de un relleno a fin de minimizar la fricción superficial a lo largo de las barras e incrementar la sensibilidad del penetrómetro.

### **Sondeo manual de pesas**

Cuando el penetrómetro es usado como un penetrómetro estático en suelos suaves, las barras serán cargadas en pasos usando las siguientes cargas estándar: 0 kN, 0.05kN, 0.15 kN, 0.25 kN, 0.50kN, 0.75 kN, 1.00 kN. La carga máxima estándar es 1.00 kN.

La carga será ajustada en pasos estándar para dar un promedio de penetración de aproximadamente 50 mm por segundo.

Si la resistencia a la penetración excede un 1kN o la velocidad de penetración en 1kN es menor que 20 mm por segundo la barra será rotada. La carga de 1 kN se mantiene y se cuenta el número de medias vueltas requeridos para dar 200mm de penetración. Durante el giro si la punta de la barra penetra a la capa más suave, es necesario evaluar si deba ser detenido.

La barra no será rotada cuando la resistencia a la penetración sea menor que 1kN.

El sondeo deberá concluir con golpear la barra con un martillo o la caída de algunas de las pesas sobre la abrazadera, a fin de comprobar que el rechazo no sea temporal.

### **Sondeo mecanizado de pesas**

El ensayo debe llevarse a cabo de una manera similar tal como para el sondeo manual. La velocidad de rotación no debe exceder las 50 vueltas por minuto.

La velocidad de rotación puede estar entre 15 y 40 vueltas por minuto. La velocidad recomendada de rotación es 30 vueltas por minuto.

La carga aplicada debe ser medida por un dinamómetro o una celda de medición enganchada en la máquina. La carga es registrada de igual forma que el sondeo de peso manual, con el principio que tan pronto como un paso se exceda es registrado como el paso de la carga siguiente.

Durante el sondeo, las vibraciones de la máquina deben mantener tal nivel que no afecten la resistencia de penetración medida.

#### **2.4.7 Resultados de Ensayos**

La resistencia de penetración será dado por las cargas estándar (kN) y cuando sea rotado, cargado con la carga máxima estándar, por el número de medias vueltas por 200 mm de penetración.

Pueden ocurrir diferencias entre los ensayos manual y mecánico realizados. Esta diferencia puede ser importante cuando se estime la densidad relativa de los suelos sueltos de baja cohesión.

Nota: La resistencia a la penetración está influenciada por la fricción lateral a lo largo de la barra.

#### **2.4.8 Reporte**

##### **Reporte de Campo**

El informe de campo, firmado por el operador del equipo de ensayo a cargo, contendrá los registros de campo y las observaciones relevantes hechas durante los ensayos (condiciones de tiempo, interrupción de operaciones, eventos inusuales, etc.)

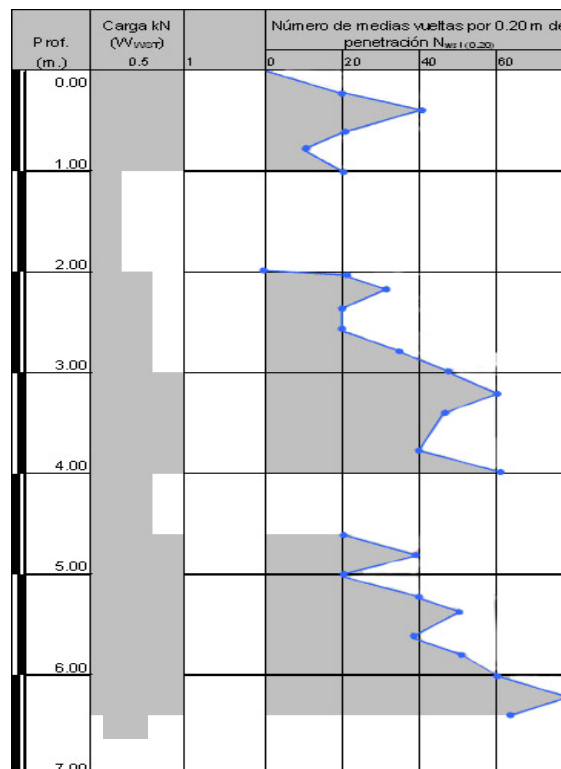
##### **Reporte del ensayo**

En el informe del ensayo, las investigaciones deben ser reportadas acerca de todos los WST de campo (informe de campo, presentación de resultados, etc.)

Además el informe del ensayo debe incluir la siguiente información pertinente para la identificación y calidad con los propósitos de seguridad:

- a) Nombre de la empresa ejecutante del ensayo
- b) Identificación del área o sitio actual
- c) Identificación del número de tarea o encargo
- d) Número de perforación
- e) Fecha de investigación
- f) Nivel del terreno
- g) Tipo de método de ensayo usado con referencia al estándar
- h) Método de sondeo y tipo de máquina
- i) Tipo de dispositivo de carga y registro de calibración
- j) Tipo de equipo rotatorio y la velocidad de rotación

- k) Pre-perforación, diámetro y profundidad de la perforación
- l) Diámetro de la cubierta del tubo y la profundidad de la cubierta
- m) Profundidad de penetración para cada carga estándar durante la fase de sondeo estático. (Ver Figura. 2.4.3)
- n) Número de medias vueltas requeridas para cada 200 mm de penetración durante la fase de rotación; en casos cuando una sección completa de 200 mm no es penetrada se anota el número de medias vueltas y penetración correspondiente. (Ver Figura. 2.4.3)
- o) La profundidad de penetración y el número de golpes durante la conducción, si el penetrómetro es conducido por golpes de un martillo o algunas pesas.
- p) Interrupciones durante la prueba
- q) Todas las observaciones hechas que pueden ayudar en la interpretación de los resultados del ensayo, por ejemplo indicación del tipo de suelo penetrado.
- r) La firma del director de campo.



**Figura N° 2.4.3 Prueba WST – Registro Típico**

## 2.4.9 Material Fotográfico

### Foto N° 2.4.1

En la fotografía se muestra el sondeo de peso sueco, la rotación se hace a mano y el peso  $W_{wst}$  se genera colgando bolsas llenadas con el suelos de la zona; esta investigación puede llevarse a cabo en cualquier situación sin necesidad de una máquina del empuje y sistema de reacción.



### Foto N° 2.4.2

Sondeo de peso sueco a principios de 1920

En Japón se han desarrollado varios dispositivos automatizados y se han utilizado recientemente en la práctica.





*Foto N° 2.4.3. Máquina automática del sondeo de peso sueco en Japón*



## 2.5. AUSCULTACIÓN SEMI-ESTÁTICA-CONO HOLANDES (CPT) (NTP 339.148, ASTM D 3441) (Ref. 3, 65)

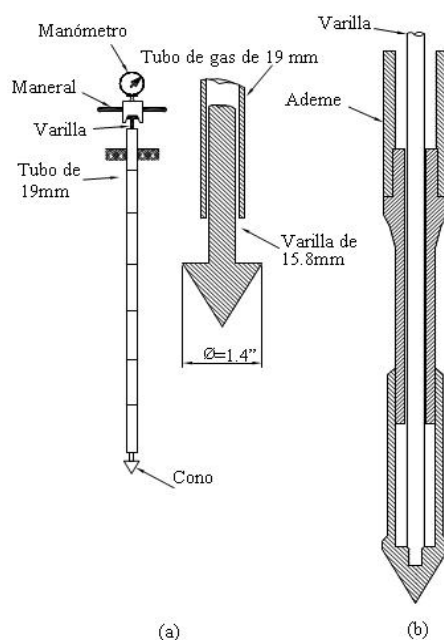
### 2.5.1. Alcance

Se utiliza para investigaciones en suelos de baja cohesión en los países europeos y con menos frecuencia en el Reino Unido y Norteamérica. El encamisado del cono, fue desarrollado por el Laboratorio Gubernamental de Mecánica de Suelos Holandés y tiene un encamisado que se va estrechando al colocarse encima del cono y se conecta a tubos deslizantes que se extienden hasta el encamisado al colocarse al nivel del suelo.

### 2.5.2. Definiciones

Este método se basa en el cono Holandés y consiste en la introducción mediante presión hidráulica, de un cono de dimensiones normalizadas dispuesto de tal forma que pueda registrar alternativamente la resistencia por punta y la resistencia por fricción.

En los tres tipos la base del extremo en forma del cono tiene un área de  $1000 \text{ mm}^2$  y ángulo de vértice de  $60^\circ$ , unido al extremo de una varilla protegida por ademe (Figura. 2.5.1). El extremo del cono es empujado hacia abajo independientemente del tubo deslizante empujando las varillas inferiores en etapas de 80 mm.



**Figura. N° 2.5.1 (a) Penetrómetro cónico holandés (b) Penetrómetro cónico holandés perfeccionado**

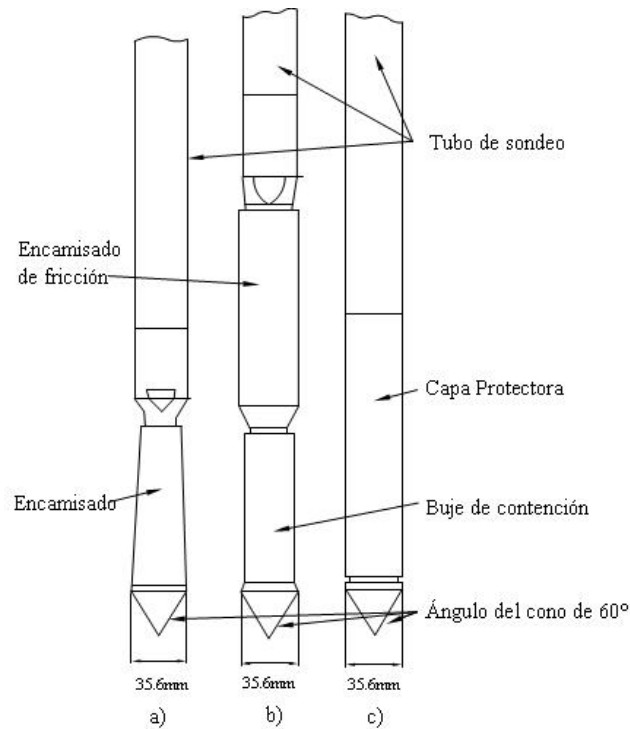
El CPT es un ensayo simple que ahora es ampliamente usado, particularmente para las arcillas blandas, sedimentos suaves y en depósitos de arena fina y media. El ensayo no se adapta bien a depósitos de gravas o depósitos cohesivos duros. Este ensayo se ha estandarizado por ASTM como D 3441. En el contorno, el ensayo consiste en empujar el cono estándar (ver Figura. 2.5.2) en el suelo a una velocidad de 10 a 20 mm/s y registrando la resistencia. La resistencia del cono total está dado por la fricción lateral en el perímetro del eje del cono y por la presión de la punta. Los datos normalmente registrados son la resistencia lateral del cono  $q_s$ , resistencia de la punta  $q_c$ , y la profundidad. La alineación vertical y temperatura también pueden anotarse.

La punta (o cono) normalmente tiene un área de sección transversal proyectada de  $10 \text{ cm}^2$ , pero también se usan las puntas más grandes y pueden proporcionar las lecturas de presión de poro más fiables. El diámetro del cono no parece ser un factor significativo para las áreas de la punta entre  $5$  y  $15 \text{ cm}^2$ .

Un CPT permite la comprobación casi continua de muchos sitios que son a menudo valiosos. Si el suelo se estratifica, el ensayo puede realizarse en paralelo con una máquina perforadora. En este caso se perfora el agujero hasta el material suave; luego la prueba de CPT y así sucesivamente.

Esta prueba es bastante popular para sitios donde hay depósitos profundos de suelo transportado como en las llanuras de diluvio, los deltas del río y a lo largo de los litorales.

Existen por lo menos cinco tipos de cono en uso, aunque la norma ASTM D3441 lista sólo tres. Ver Figura. 2.5.2.



**Figura. N° 2.5.2 Tipos de penetrómetros de cono estáticos. a) Cono encamisado. b) Cono encamisado de fricción. c) Cono eléctrico**

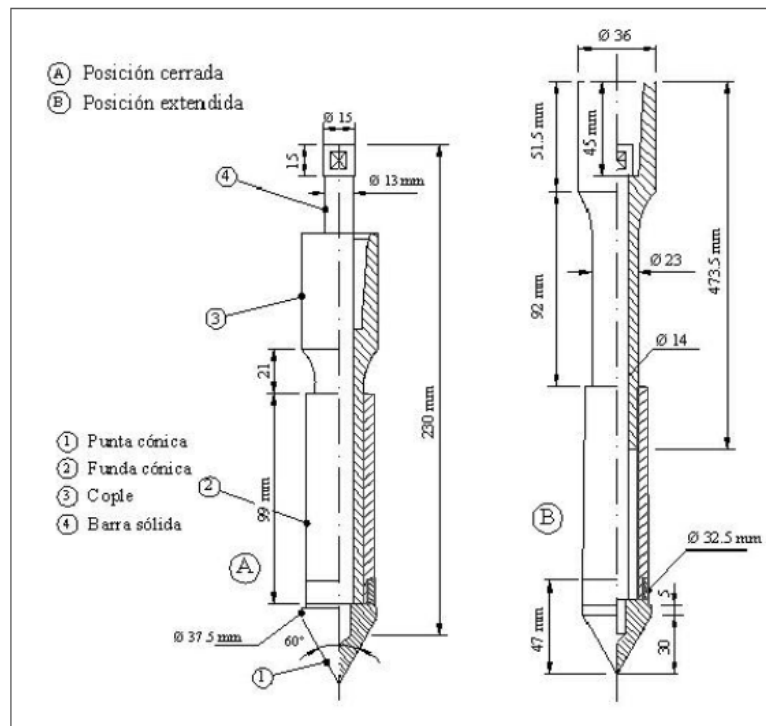
### 2.5.3 Descripción del Equipo

**Generalidades.** El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, de 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1m de longitud, unidos con coplas cónicas; la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

**Punta de penetración.** La punta del cono puede ser de dos tipos:

#### a) Puntas Delft (Cono Encamisado)

En la Figura. 2.5.3 se muestra esta punta, que consta del cono (1) de 35.7 cm de diámetro (10.0 cm<sup>2</sup> de área), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (4), roscado al cono y protegido por el tubo protector (3). Sirve únicamente para determinar la resistencia de punta.



*Figura. N° 2.5.3 Punta Delft*

**b) Punta Begeman (Cono Encamisado de Fricción)**

Diseñada para medir las resistencias de punta y fricción (Figura. 2.5.4). Consiste del cono (1) de 3,57 cm diámetro ( $10.0 \text{ cm}^2$  de área), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 de diámetro; su forma la hace poco sensible a la fricción con el suelo confinante; lo sigue la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro ( $150.4 \text{ cm}^2$  de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente, el cople conector (5).



o simultáneamente a ambas, 3) los manómetros de alta y baja presión, que determinan la presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo, 4) el sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales, que se hincan en el suelo a rotación.

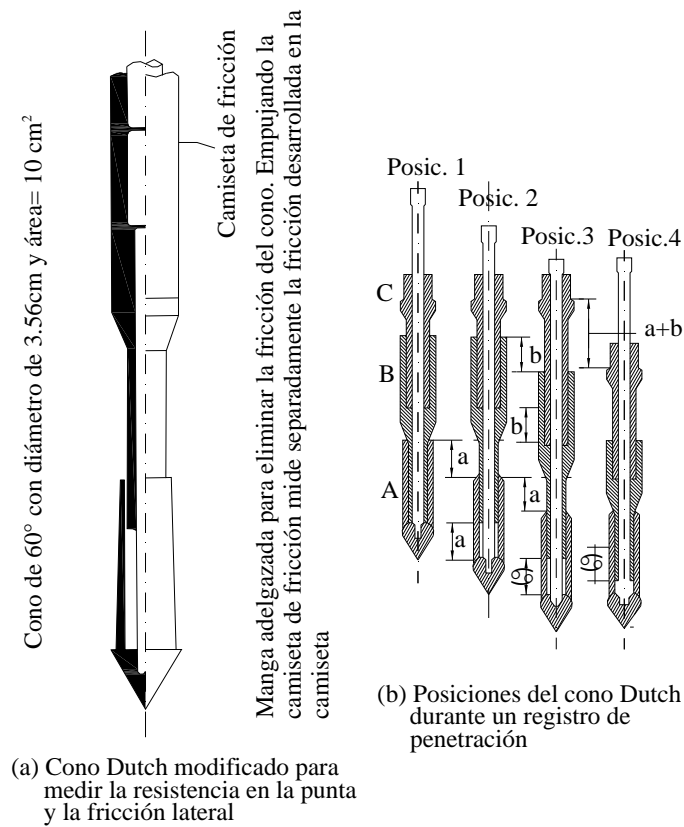
#### **2.5.4 Ejecución de la Prueba**

##### **Punta Delft**

El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm; para ello se hince el cono un máximo de 7 cm, por medio de las barras centrales, observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado; la condición final del cono (extendido) se muestra en la Figura 2.5.3. A continuación se hince la columna de barras exteriores 20 cm; en los primeros 8 cms, el cono debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cms siguientes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

##### **Punta Begeman**

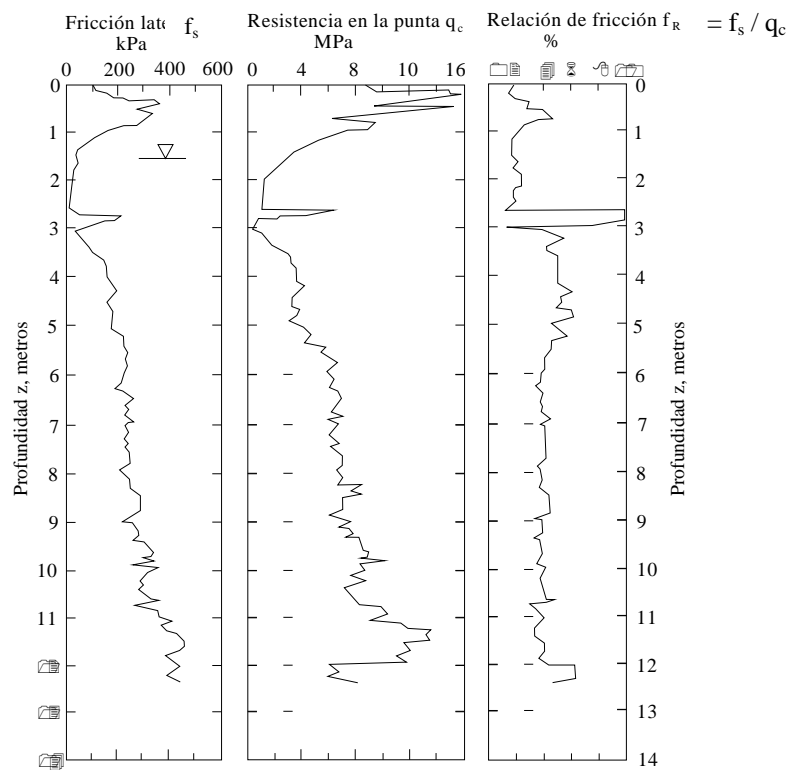
El procedimiento convencional se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta ( $Q$ ) para hincar el cono con las barras centrales con un incremento de 3.5 cm; concluido ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hince el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ( $Q_c + F_s$ ). La condición extendida del cono se muestra en la Figura. 2.5.5; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; con ello se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición donde se iniciará otro ciclo de medición.



**Figura. N° 2.5.5 Punta Begeman: secuencia de operación.**

### 2.5.5 Presentación de Resultados

Se presentan en forma independiente la variación de la fricción lateral  $q_s$  de la resistencia en la punta  $q_c$  y de la relación de fricción  $f_R$  (%), con la profundidad. (Ver Figura. 2.5.6)



*Figura. N° 2.5.6 Registro de la penetración cónica para una arcilla.*

### 2.5.6 Cono Eléctrico de Fricción (CPT)

Primera modificación usando traductores de esfuerzo para medir  $q_c$  (resistencia de la punta) y  $q_s$  (fricción lateral) (vea Figura. 2.5.7).

El cono eléctrico fue desarrollado en Holanda por Fugro N.V. En este equipo, tanto el cono como los tubos deslizantes son introducidos con el gato continua y simultáneamente. El empuje sobre el extremo del cono y sobre los 130 mm de tubos deslizantes cilíndricos se miden por separado mediante celdas de carga eléctricas, instaladas en el extremo inferior del penetrómetro.

#### Descripción del equipo

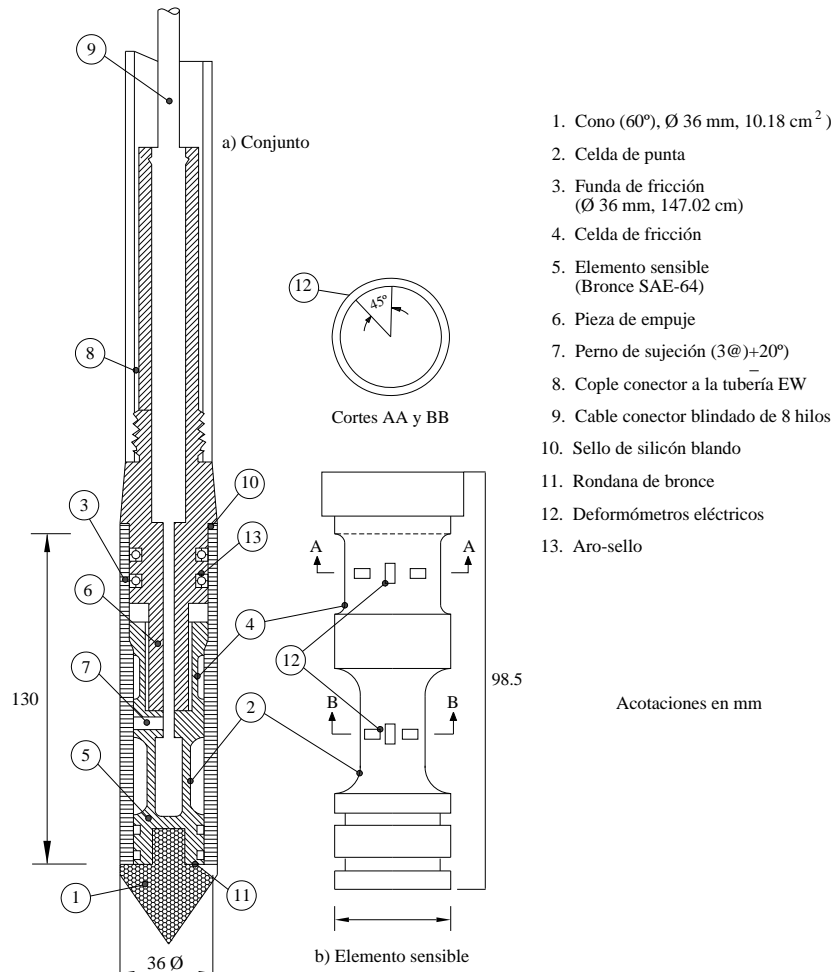
El penetrómetro aquí descrito tiene las características del penetrómetro Fugro, que se utiliza en todos los tipos de suelos.

#### Punta de medición

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gauges); usualmente tienen 2 ton de capacidad



de carga y resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg; en la Figura. 2.5.7 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cms de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.



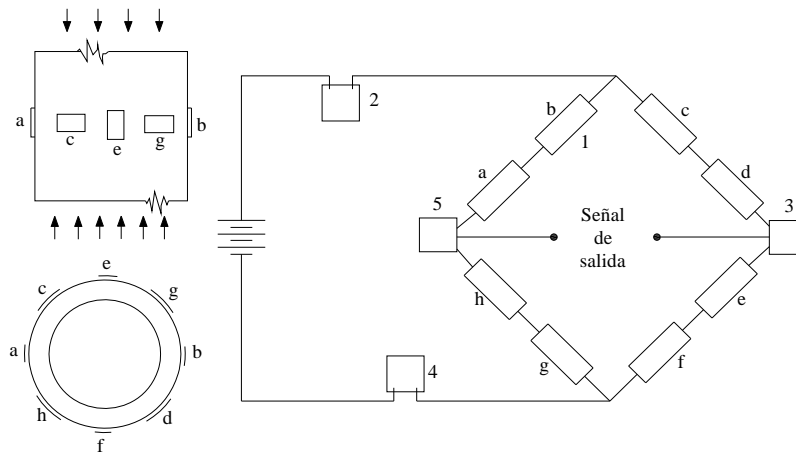
**Figura. N° 2.5.7 Corte transversal del Penetrómetro Eléctrico**

**Funcionamiento.** Como se observa en la Figura 2.5.7, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y fricción.

**Registro de medición.** La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

**Elemento sensible.** Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas (2 y 4) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1,250 kg/cm<sup>2</sup> y módulo de elasticidad de 910,000 kg/cm<sup>2</sup>. La Figura. 2.5.8 muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformómetros eléctricos tipo "foil gauges" de 350 ohms en arreglo de puente completo; para el equilibrio del mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente se han incorporado resistores térmicos.

En la Figura. 2.5.9 se muestran calibraciones típicas de un cono eléctrico de 2 a 5 ton de capacidad.



Elementos de las celdas de punta y fricción:

- 1.- Deformómetros eléctricos (strain gages) marca Micromeritics tipo foil gage de 350Ω clave MA-06-250-BF-350, cementados con adhesivo epóxico tipo M-BOND-43-B impermeabilizados con M-COAT "D" y M-COAT "C"
- 2.- Resistor de balca, calculado para los módulos de elasticidad del bronce de la celda y del constantán de los deformómetros.
- 3.- Resistor de constantán para el balance inicial del punte.
- 4.- Resistor de constantán para ajustar la salida, en términos de mv/v.
- 5.- Resistor de cobre para evitar el corrimiento del cero por temperatura, ajustado para un intervalo de 20 a 70 °C.

Celda	Compacidad		Diámetros, mm		Longitud en mm	Precisión			Sensibilidad	
	kg	kg/cm	Ext.	Int.		Intervalo total	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>
Punta	0-500	0-49.1	13.5	18.9	20	1/460	1.09	0.107	0.218	2.1x10 <sup>-2</sup>
Fricción	5-300	0.03-2.04	9.2	18.6	21	1/210	1.42	9.7x10 <sup>-1</sup>	0.285	1.9x10 <sup>-3</sup>

**Figura. N° 2.5.8 Diagrama de instrumento y características de las celdas del cono eléctrico**

### Mecanismo de carga

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cms de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada; se puede también adaptar una perforadora convencional para esta maniobra, agregándole simplemente unas mordazas cónicas para la penetración y extracción.

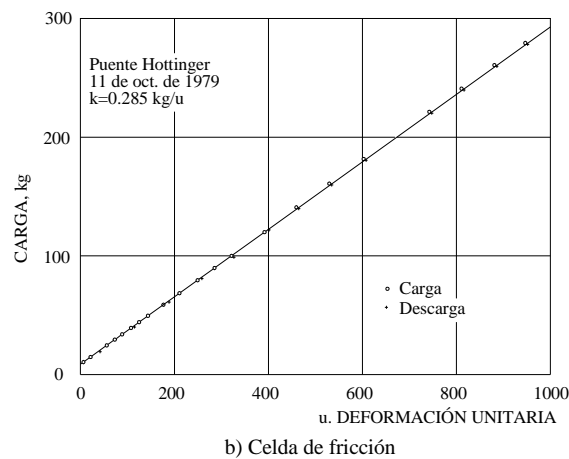
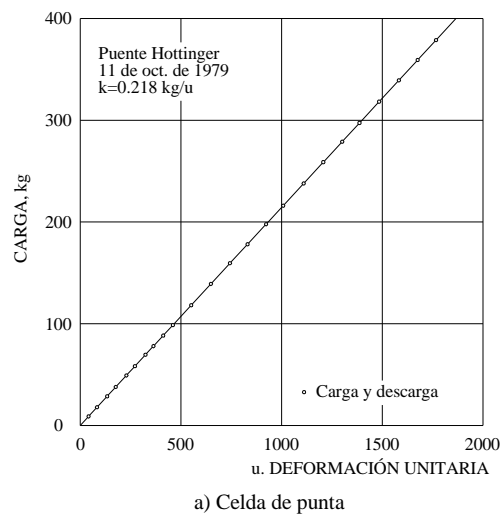


Figura. N° 2.5.9 Calibración de las celdas sensibles

### Ejecución de la prueba

#### Ensayo continuo

El procedimiento del ensayo deberá ser el de penetración continua, mediante el cual se efectúan las medidas cuando todos los elementos de la punta del penetrómetro se mueven con la misma velocidad de penetración.

### **Velocidad de penetración**

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/seg; sin embargo, la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/seg+25%. Es muy importante que durante la prueba, la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

### **Intervalos de lectura**

Se recomienda la lectura continua. En ningún caso el intervalo entre lecturas será superior a 0.2 m.

### **Medidas de la profundidad**

Las profundidades deberán medirse con una precisión de por lo menos 0.1 m.

### **Presentación de los resultados**

Los resultados deben presentarse en gráficos que den en función de la profundidad la variación de  $q_c$  y  $q_s$ .

## **2.5.7 Cálculos**

### **Resistencia del cono $q_c$**

Se obtiene dividiendo el esfuerzo axial en el cono  $Q_c$  (carga en el tubo) que actúa, por la sección máxima del cono,  $A_c$ .

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \dots\dots\dots(2.5.1)$$

Donde:

$Q_c$  = Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

$A_c$  = Área transversal del cono,  $10 \text{ cm}^2$

$q_c$  = Resistencia de punta, en  $\text{kg/cm}^2$

### **Resistencia unitaria lateral local a la fricción $q_s$**

Se obtiene dividiendo el esfuerzo de fricción último  $Q_s$  que actúa, por su superficie lateral,  $A_s$ .

$$q_s = \frac{Q_s}{A_s} \dots\dots\dots(2.5.2)$$

Donde:

$q_s$  = Resistencia a la fricción, en  $\text{kg/cm}^2$

$Q_s$  = Fuerza necesaria para desarrollar la resistencia lateral total a la fricción

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

$Q_t$  = Fuerza necesaria para hincar el cono y la funda en Kg.

$A_s$  = Área lateral de la funda,  $150 \text{ cm}^2$ .

### Relación de fricción $f_R$

La medida de la resistencia de la punta  $q_c$  y fricción de la manga (o fricción lateral) medidos a la misma profundidad, se usan para calcular la relación de fricción  $f_R$ , como:

$$f_R = \frac{q_s}{q_c} \times 100 \dots\dots\dots(2.5.3)$$

La relación de fricción se usa principalmente para la clasificación de suelos; también puede usarse para dar una estimación de la sensibilidad del suelo,  $S_t$  con la siguiente relación [vea Robertson y Campanella (1983)]:

$$S_t = \frac{10}{f_R} \dots\dots\dots(2.5.4)$$

En esta ecuación usar  $f_R$  en porcentaje. La constante 10 (anteriormente fue usado el valor de 15) es una aproximación que puede mejorarse con los datos de las áreas específicas.

### Resultados típicos

**Sondeo somero.** En la Figura. 2.5.10 se muestran los resultados de una prueba realizada hasta una profundidad cercana a 8 m. La resistencia  $q_c$ , define la presencia hasta 1m de profundidad de rellenos y suelos consolidados por secado, subyaciendo arcillas de 2.5 a 5.2 m intercaladas con capas de arenas; más abajo

de esa profundidad se localizan arcillas blandas. Esta interpretación coincidió con la que se definió a través de muestras inalteradas y alteradas extraídas de un sondeo cercano.

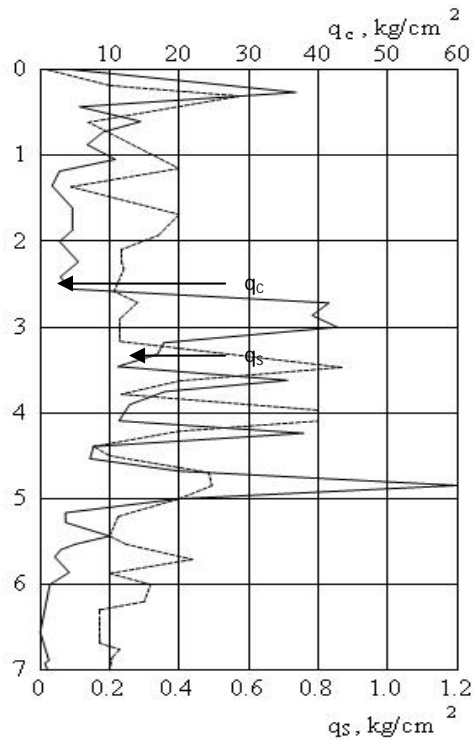


Figura. N° 2.5.10 Gráfica de penetración estática

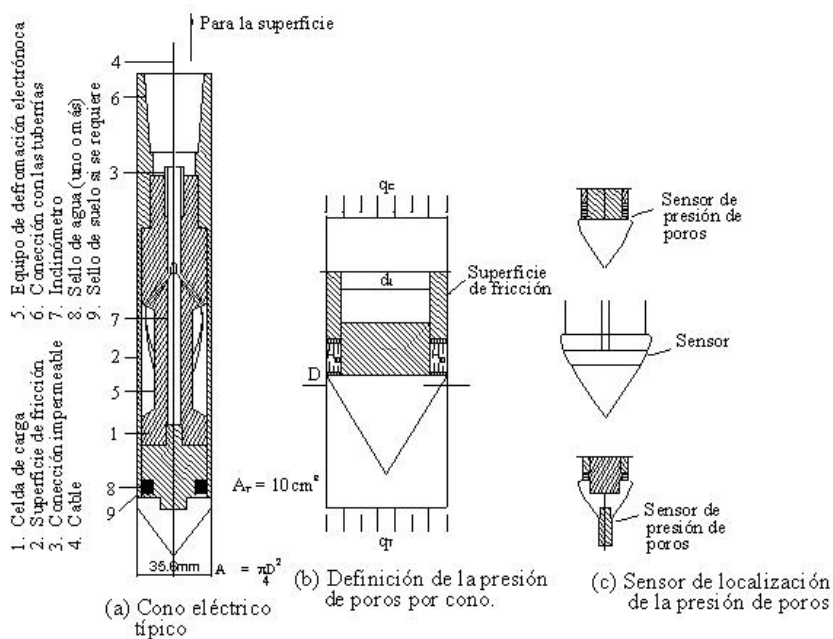


Figura. N° 2.5.11 Cono electrónico y datos de CPT. Hay alguna controversia que involucra el material del piezómetro y configuración de la punta

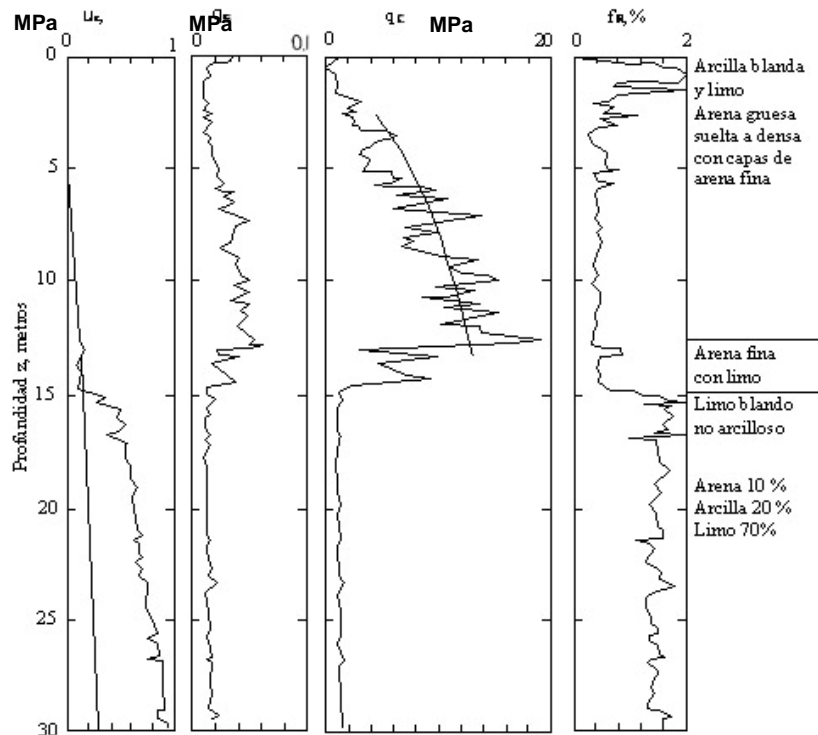


Figura. N° 2.5.12 Penetración Cónica con medida de presión de poros (Ref. 19)

### 2.5.8 Piezocono Eléctrico de Fricción (CPTU)

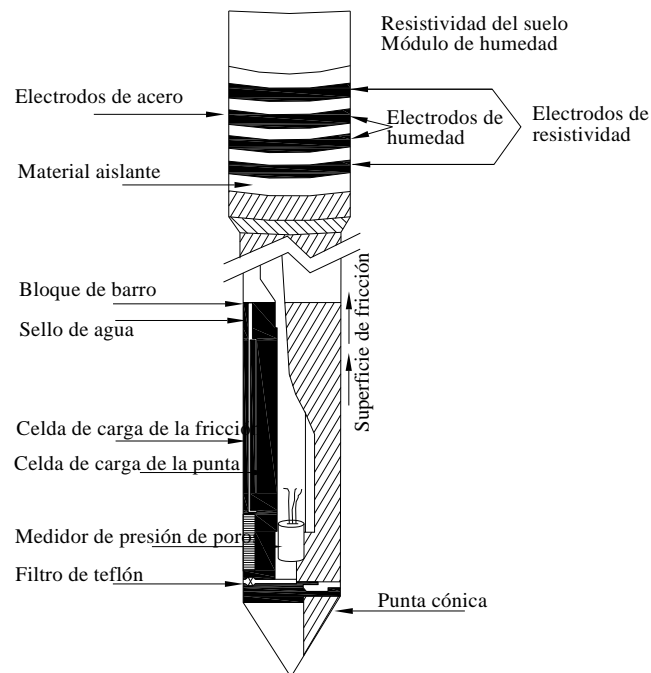
Una modificación extensa para medir resistencia de la punta, fricción lateral, y presión del poro. Ver Figura 2.5.11 y Figura 2.5.12.

### 2.5.9 Piezocono Sísmico (SCPTU)

Una modificación extensa para incluir un sensor de vibración para obtener los datos para calcular la velocidad de onda de corte de un impacto de martillo de superficie para determinar el módulo de corte dinámico [Campanella et al. (1986)].

### 2.5.10 Piezocono de Resistividad (RCPTU)

Piezocono que mide también la resistividad (Ver Figura 2.5.13)



*Figura. N° 2.5.13 Piezocono RCPTU*

### 2.5.11 Piezocono Sísmico y de Resistividad (RSCPRU)

Se ha encontrado que la resistencia del cono medida por los tres tipos no difiere significativamente, pero si hay, por supuesto diferencias entre los valores obtenidos para la fricción superficial. Se han desarrollado métodos empíricos con los cuales se identifica el tipo de suelo a partir de los extremos separados y combinados y de la resistencia a la fricción.

### 2.5.12 Factores que afectan los datos del CPT

La prueba de penetración de cono es más automatizada y estandarizada que el SPT y hay menos variables que pueden afectar la medida de la resistencia de la punta, fricción lateral y presión de poro. Sin embargo, algunos factores importantes se han identificado por investigadores y se han descrito en el Cuadro 2.5.1.



**Cuadro N° 2.5.1 Factores que afectan la medida de la resistencia de la punta ( $q_c$ ), fricción lateral ( $f_s$ ), y la presión de poro en la prueba de penetración del cono (Lunne et al. 1997; Robertson y Campanella 1989).**

Factores	Descripción
Efectos de presión de poros en la punta y resistencia lateral (“Efecto del Área desigual”)	La presión de poros presiona en las superficies expuestas detrás de la punta del cono y en los bordes de la manga de fricción (vea Figura 2.5.12). Deben corregirse la resistencia de la punta y resistencia de la manga por estas presiones.
Ubicación del filtro	Las medidas de las presiones de poros dependen si el filtro se localiza en la punta del cono ( $u_1$ ), directamente detrás de la punta ( $u_2$ ), o detrás de la manga de fricción ( $u_3$ ).
Saturación de la presión de poro.	No saturado, se filtra y los transductores de presión ambos determinarían resultados incorrectos y tardarían en medir la presión de poros.
Efecto de carga axial	Las medidas de presión de poro pueden ser afectadas por la carga axial en el cono en algunas versiones más viejas de penetrometros. La mayoría de los nuevos conos que están comercialmente disponibles no tiene este problema.
Efectos de temperatura	Los cambios en la temperatura pueden causar un cambio en la lectura de las cargas.
Inclinación	La dirección del empuje inicial debe estar dentro de $2^\circ$ con respecto a la vertical

### 2.5.13 Procedimientos Recomendados y Correcciones de los Datos de CPT

#### Medidos

Los factores que se relacionan a las características del equipo o procedimientos incluyen la situación del filtro, la temperatura y efectos de inclinación. Factores que pueden corregirse después de la obtención de los datos.

#### Situación del filtro

Si sólo una medida de presión de poro es hecho en el cono, entonces en la mayoría de los casos se recomienda poner el elemento poroso directamente detrás de la punta del cono ( $u_2$ ). Lunne et al. (1997) presentan las siguientes razones para medir las presiones de poro a la situación del  $u_2$ :

- El filtro es menos susceptible de ser dañado estando localizado detrás de la punta del cono que en la punta del cono.

- Las medidas  $u_2$  son menos influenciadas por la condensación de la punta del cono durante la prueba.
- Pueden usarse las medidas de  $u_2$  directamente para corregir la resistencia de la punta por el efecto del área desigual.

### **Temperatura**

La mayoría de los conos modernos está provista con las células de carga temperatura-compensadas. Sin embargo, los efectos de temperatura todavía pueden ser significantes en las cargas pequeñas, como cuando se encuentran en suelos suaves. Estos efectos pueden considerarse tomando ciertas lecturas antes y después de un CPT a la misma temperatura como para el suelo e instalando los sensores de temperatura en el cono (Lunne et al. 1997).

### **Inclinación**

Es importante que la verticalidad del cono se mantenga para obtener medidas exactas y representativas de los estratos del suelo.

### **Efecto del Área desigual**

Los factores mencionados arriba se deben tener en cuenta para obtener medidas exactas de resistencia de la punta, resistencia lateral y presión de poro. Un “efecto del área desigual” es causado por la geometría interna de la punta del cono resultando una presión de poro adicional, que actúa detrás de la punta del cono. Para corregir dicho efecto se corrige la resistencia de penetración de cono medida,  $q_c$  por medio de la siguiente ecuación:

$$q_T = q_c + (1 - a_n)u_2 \dots\dots\dots(2.5.5)$$

Donde:

$q_T$ = resistencia de penetración de cono corregida

$q_c$ = resistencia de penetración de cono medida

$u_2$ = presión del poro medida en la manga sólo detrás de la punta del cono

$a_n$ = proporción de área de cono.

La proporción de área de cono es aproximadamente igual a la proporción del área de la sección transversal de la célula de carga o eje, “**An**”, dividido por el área del cono proyectada “**Ac**” y puede determinarse experimentalmente (Lunne et al. 1997). Los valores típicos de la proporción de área de cono están en un rango de 0.55 a 0.9. Este efecto es significativo en arcillas suaves a firmes y en sondeos profundos de sedimentos donde las presiones hidrostáticas son grandes. El efecto es mínimo en arenas porque la magnitud de la resistencia de penetración “**q<sub>c</sub>**” es mayor que la medida de la presión del poro.

#### 2.5.14 Ventajas y Desventajas del CPT

La prueba de penetración de cono está ganando popularidad en los Estados Unidos como un efectivo ensayo in situ para la estimación de propiedades del suelo. Sin embargo, su uso en el noreste ha estado limitado principalmente debido a la disponibilidad limitada de equipo y los depósitos de los suelos glaciales. En el Cuadro 2.5.2, se muestra varias ventajas y desventajas del CPT.

**Cuadro N° 2.5.2 Ventajas y desventajas de la prueba de penetración de cono (Kulhaw y Mayne 1990)**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mas seguro que el SPT en los suelos suaves o sueltos.</li> <li>• La penetración sólo se interrumpe cuando necesitan ser agregadas barras adicionales.</li> <li>• Las medidas de resistencia de la punta, fricción lateral, y presión del poro son continuas.</li> <li>• Pueden instalarse inclinómetros para supervisar la desviación del penetrómetro.</li> <li>• La participación personal en el ensayo tiene una influencia relativamente menor en el resultado de la prueba comparado al SPT.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se recupera ninguna muestra del suelo.</li> <li>• Los resultados del ensayo son inestables en suelos de arena gruesa y gravas donde los penetrómetros pueden dañarse.</li> <li>• La movilización especial del equipo del cono es cara.</li> </ul>

## **2.6. CONO SOWERS** **(ASTM STP 399)** (Ref. 83)

### **2.6.1. Antecedentes**

La Prueba de Penetración Estándar (SPT) tiene sus raíces en la observación empírica de golpes por la medida de la unidad de introducción de un tubo. El método del SPT requiere de un equipo mecanizado para levantar y dejar caer una masa 140 lb y una altura de 30 pulg. Los numerosos métodos que se han desarrollado para minimizar el uso del SPT, tales que puedan ser operados a mano y se puedan utilizar en espacios confinados, excluyen el uso de un dispositivo mecanizado como el SPT.

Uno de los dispositivos más populares fue el desarrollado por el profesor George Sowers en 1959 para la exploración de campo y la evaluación de cargas de las zapatas cuadradas superficiales cargadas durante la fase de la construcción.

El Cono Sowers ilustrado en la Figura 2.6.1, usa una masa de acero de 15 lb (6.8 kilos) con una caída de 20" para golpear una base y penetrar un cono de 45° con un diámetro de 1.5", fijo a la tubería de perforación de 1 3/8", que ha sido asentado en el fondo del agujero perforado manualmente con una posteadora. El dispositivo se ha utilizado extensivamente en la región de sur-este de los EE.UU. y ha estado calibrado con resultados estándares del SPT.

### **2.6.2. Instrucciones de Funcionamiento**

La prueba de penetración se realiza en el fondo de un agujero barrenado a mano generalmente de 3" a 6" de diámetro.

Verificar el agujero a la profundidad deseada del ensayo teniendo cuidado de no remover mayor material solo lo suficiente y no pasar del nivel deseado. Usar el material de la posteadora para identificar y clasificar visualmente el suelo.

Baje suavemente el martillo y tuberías llevando la punta al fondo de la perforación.

Cerciorarse de la plomada, y que el cono este embebido 2". dentro del agujero imperturbado.

**Nota:** Poner un borde plano en la superficie, una tabla o viga a través de la perforación y marcar el punto de referencia para que comience las medidas.

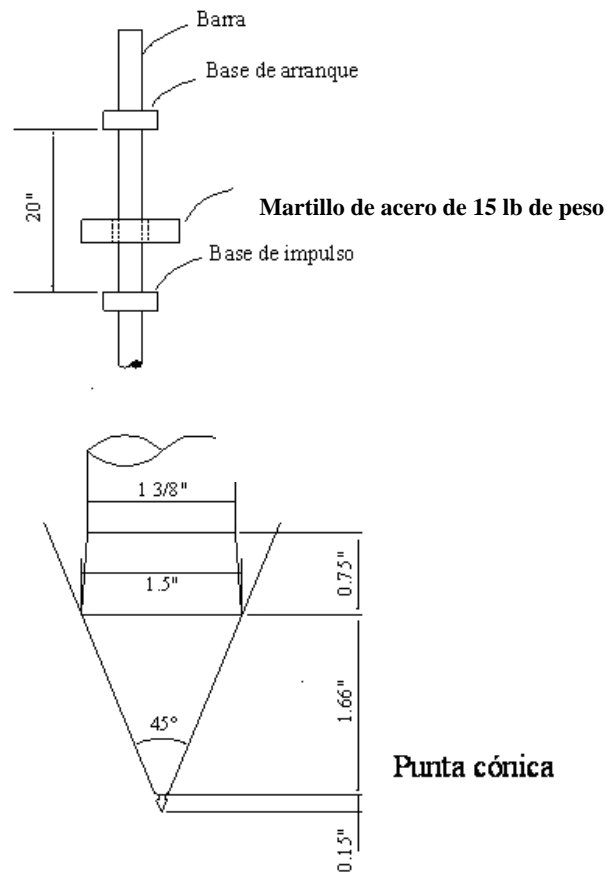
Manteniendo el sistema de tuberías en una posición vertical, conduzca la punta del cono 1 3/4" (44mm.) usando el peso del martillo y permitiendo que caiga libremente 20" (llevando el peso a la posición más alta y dejando que caiga libremente sobre la base desde una altura de 20"). Contar y registrar el número de golpes requeridos para alcanzar 1 3/4" (44 mm) de penetración.

Si se desea, realice una segunda y tercera prueba de penetración conduciendo la punta del cono en incrementos de 1 3/4" (44mm) adicionales. Más allá de tres incrementos el efecto de la fricción del eje puede llegar a ser evidente.

Remover el equipo ensamblado de la perforación teniendo cuidado de no poner las manos entre la base y la parte superior del tubo guía.

Se perfora para la siguiente prueba y se repite el procedimiento anterior.

La experiencia ha demostrado que el Cono Sowers se puede utilizar con eficacia en perforaciones a profundidades de 4.5 a 6 m. Más allá de estas profundidades llega a ser muy incómodo para manejar las tuberías a mano. También las correlaciones no se han verificado para mayores profundidades, donde las pérdidas de energía en los empalmes del hilo de rosca y la inercia de la tubería no se han considerado.



*Figura. N° 2.6.1 Punta Cónica*

### **Recomendaciones**

Se recomienda establecer fórmulas de capacidad portante admisible en función de la resistencia del suelos “ $q_d$ ” obtenido mediante fórmulas holandesas, usando el equipo del Cono Sowers, utilizando la correspondencia con el SPT o el ángulo de fricción interna  $\phi$  de un ensayo de corte de laboratorio.

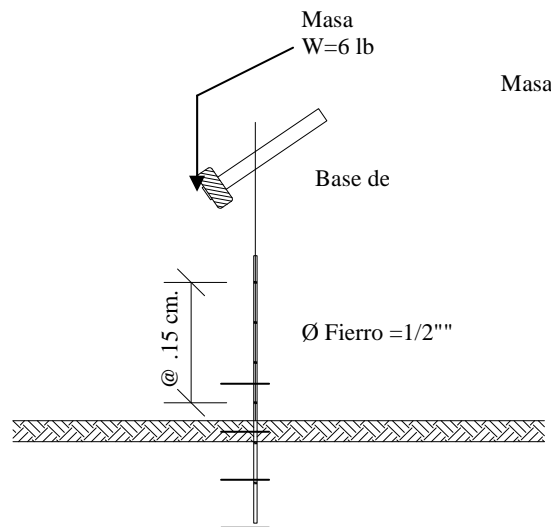
## 2.7. OTROS EQUIPOS

### 2.7.1 Varilla de $\phi \frac{1}{2}$ "

De la varilla de  $\phi \frac{1}{2}$  no se tiene mayor referencia en la literatura especializada, sin embargo el Dr. Fredy Romani Cárdenas hace referencia a una varilla de  $\frac{1}{2}$ " hincada con una comba de 6 libras contabilizando el número de golpes para una penetración de 15 cm., en un seminario dictado en el año 1975. (Figura. 2.7.1)

Es una prueba empírica que de por si es muy práctica ya que con una varilla de  $\frac{1}{2}$ " y una comba de 6 libras que se pueden encontrar fácilmente en una obra se pueden realizar verificaciones preliminares insitu.

El número de golpes obtenidos se puede comparar con el número de golpes del SPT. Su principal utilización es auscultar el terreno para detectar capas duras o gravosas.- Debido al hincado manual con operadores diferentes, la energía de hincado no es constante. Sin embargo a manera referencial se ha efectuado una correlación con el N del SPT.



**Figura N° 2.7.1 Diagrama Fierro de  $\frac{1}{2}$ "**

Al respecto podemos mencionar como una referencia avanzada, el equipo denominado PANDA (Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assiste - nombre francés) que presenta las siguientes características: (Ver Figura 2.7.2)

#### ▪ Principio básico

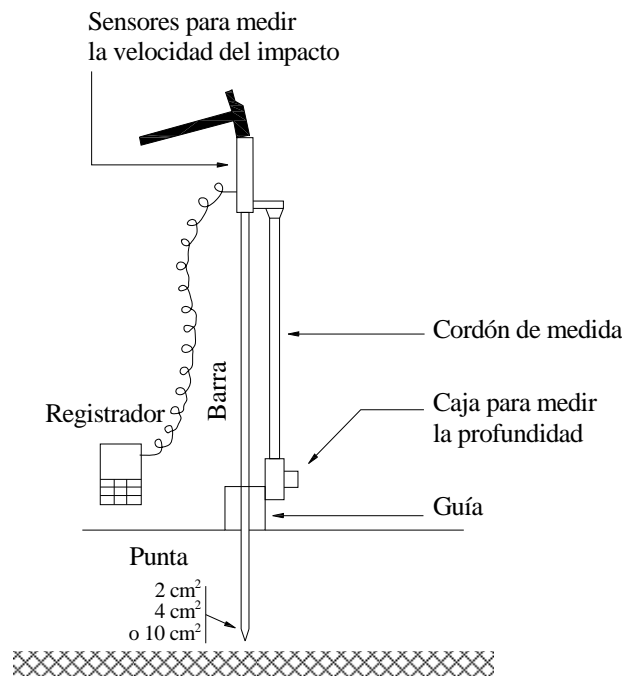
$$q_d = \frac{1}{A} x \frac{\frac{1}{2}mv^2}{e} x \frac{1}{1 + \frac{p}{m}} \quad (\text{Fórmula holandesa}) \quad (2.7.1)$$

Donde:

- $q_d$  = Resistencia del suelo  
 $m$  = masa del martillo  
 $v$  = Velocidad de impacto  
 $p$  = Peso del conjunto de barras, base de golpeo y cono  
 $e$  = Penetración por golpe  
 $A$  = Área de la sección transversal de la punta

Respuesta del suelo ( $q_d$ ):

- ✓ Penetración 1-20 mm
- ✓  $q_d < 5 \text{ MPa}$  ( $51 \text{ kg/cm}^2$ )



**Figura. N° 2.7.2 Esquema del Equipo PANDA**

- Ventajas
  - ✓ Mediciones continuas.
  - ✓ Mayor rapidez y simplificación en el proceso de control.
  - ✓ Resultados más independientes del operador.
  - ✓ Más información en menos tiempo.
  - ✓ Economía.
  - ✓ Actual aplicación en distintos países.
- Aplicaciones
  - Control de Compactación



### Metodología

- ✓ Determinación de la naturaleza de arenas de relaves.
- ✓ Obtención de curvas de calibración en laboratorio.
- ✓ Control de compactación in situ.
- ✓ Identificación de zonas con diferentes grados de compactación
- Reconocimiento del terreno
  - Potencial de licuación.
  - Estimación de parámetros resistentes
  - Estabilidad de taludes.
  - Identificación de diferentes capas.
  - Estimación de la Densidad Relativa ( $D_r$ )
  - Estimación del ángulo de rozamiento ( $\phi$ )
- Límites de aplicación
  - 8 m de profundidad
  - Granulometría: Max 50 mms

### Recomendaciones

Se recomienda establecer fórmulas de capacidad portante admisible en función de la resistencia del suelos ( $q_d$ ) obtenido con el Método Panda según fórmulas holandesas (2.7.1).

Así mismo establecer una correlación entre la capacidad portante admisible ( $q_{ad}$ ) y la resistencia del suelos " $q_d$ " obtenido con una varilla de  $\phi=1/2"$ , según fórmulas holandesas, utilizando la correspondencia con el SPT o el ángulo de fricción interna  $\phi$  de una prueba de corte.



Foto N° 2.7.1 Equipo PANDA en operación

## CAPÍTULO III

### ANTECEDENTES SOBRE CORRELACIONES DE RESULTADOS ENTRE LOS DIFERENTES EQUIPOS DE PENETRACIÓN Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS

#### 3.1 Introducción

De acuerdo a la información recopilada se puede deducir que existe poca información sobre correlaciones entre los diferentes equipos de penetración, habiendo encontrado mayor información en correlaciones con el equipo de Penetración Estándar, debido a que se ha difundido con mayor amplitud en forma internacional.

Podemos establecer así mismo correlaciones entre las diferentes pruebas y algunas propiedades del suelo, para el caso de suelos arenosos, que es materia de la presente investigación.

En primer lugar cabe mencionar que todas las pruebas de penetración son un indicador de la Densidad Relativa o grado de compactación de las arenas a través del cual se puede estimar otras propiedades.

#### 3.2 Correlaciones con el SPT

##### 3.2.1 Correlaciones entre el Valor “N” del SPT y la Densidad Relativa ( $D_r$ )

Es importante notar que algunas correlaciones requieren los valores de N obtenidos en campo y que otros usan los valores corregidos “N”. Al usar cualquier correlación es importante identificar el valor del número de golpes que se está empleando.

Dada la variabilidad inherente en el método del SPT y los resultados, también es importante ser conciente que el número de golpes está sujeto a la incertidumbre y debe usarse con criterio, sobretodo al seleccionar propiedades de ingeniería.

Por las razones dadas muchas de estas correlaciones son cuestionables. Algunas son basadas en pocos datos para suelos específicos y cuando se ha usado una base de datos grande, la pregunta es, que relación de energía se ha usado.

Terzaghi y Peck (1948) (Ref. 84, 86) propusieron la siguiente relación entre el estado de compactación y el número de golpes del SPT, que ha sido acogida en muchos tratados tradicionales de ingeniería de cimentaciones y en algunos códigos. Su utilidad actual es la de servir como guía muy preliminar para formarse un concepto sobre la capacidad natural *in-situ* de los depósitos de suelos granulares sin cohesión.

**Cuadro N° 3.1 Primeras Correlaciones entre el Número de Golpes y la Compactación de Suelos Granulares.**

N	Clasificación
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Mediana
30-50	Densa
Mayor de 50	Muy densa

Donde “N” es el número de golpes obtenidos en el campo, en la que no se tiene en cuenta el efecto de la presión de sobrecarga.

Terzaghi y Peck (1948) (Ref. 86) inicialmente utilizaban una corrección del número de golpes, aplicable a suelos poco permeables (limos y arenas finas) situados por debajo del nivel freático, dada por la siguiente relación:

$$N = 15 + \left[ \frac{(N' - 15)}{2} \right] \dots\dots\dots(3.1)$$

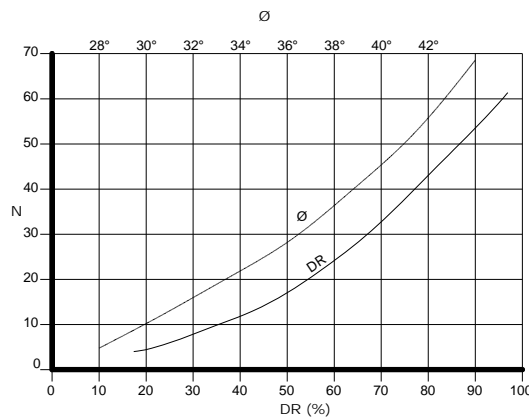
Válido para  $N' > 15$ , siendo N el valor corregido y N' el valor medido en campo.

Por otro lado, otros investigadores opinaban que no era necesario corregir el valor de N porque dichos valores ya están reducidos por el exceso de presión de poros cuando el penetrómetro es hincado. Drozd (1974), en sus trabajos indica una reducción del número de golpes debajo del nivel freático, dependiendo de la Densidad Relativa:

**Cuadro N° 3.2 – Reducción del Número de Golpes por debajo del Nive Freático (Drozd 1974)**

$D_r$ (%)	$N_{seco}$	$N_{sat}$ (sumergido)
40	4	1
50	5	2
60	8	4
70	9	6
80	Mismo valor para ambos estados	

Posteriormente Terzaghi y Peck (1967), relacionan el número de golpes  $N$  con la Densidad Relativa  $D_r$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$ , en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado (Ver Figura. N° 3.1).



**Figura. N° 3.1. Correlaciones  $N - D_R$  y  $N - \phi$  (Terzaghi y Peck)** (Ref. 9, 11)

**Gibbs y Holtz (1957)**, encontraron que la diferencia de peso de las capas superyacentes al nivel del ensayo en los suelos no cohesivos, tienen incidencia en el valor de  $N$ , en el sentido siguiente: para dos suelos sin cohesión, de la misma densidad, el de mayor presión de sobrecarga presenta el mayor valor de  $N$ . En base a estos resultados proponen modificar los valores registrados del ensayo de penetración cerca de la superficie del terreno para incluir el efecto de la presión de sobrecarga considerando que el valor de  $N$  sin esta corrección tiende a ser demasiado pequeño. Al respecto cabe mencionar que existe una apreciación de que el valor de “ $N$ ” cerca de la superficie es demasiado pequeño en relación a un valor real que se desconoce. En todo caso se vislumbra que debe haber un valor  $N$  de comparación.

De la investigación realizada proporcionan correlaciones entre  $N$ ,  $D_r$  y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de los granos (ver Figuras 3.2 y 3.3), cuya correlación puede estimarse por medio de la siguiente relación:

$$N = N' \left( \frac{50}{p + 10} \right) \dots\dots\dots(3.2)$$

Donde:

$N$ =valor corregido

$N'$ =valor registrado de campo

$p$ =presión geostática efectiva en psi que no exceda de 40

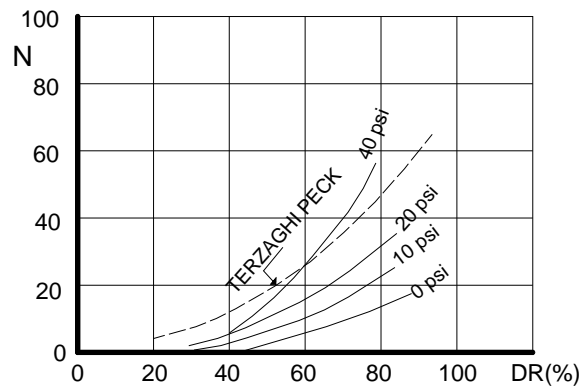


Figura. Nº 3.2. Efecto de la presión de sobrecarga para arena fina seca (Ref. 9, 37, 85)

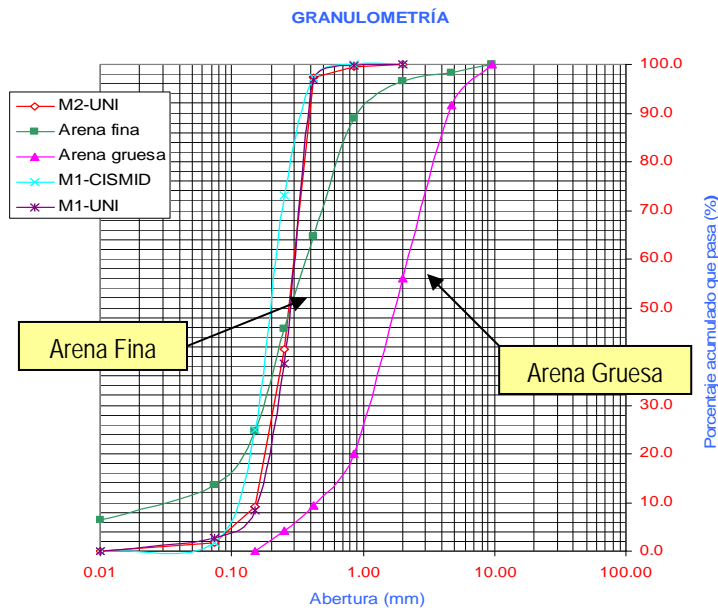


Figura Nº 3.3. Granulometría de las arenas ensayadas por GIBBS y HOLTZ

En el caso de la presente investigación, considerando el caso de la densidad alcanzada al 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado, ( $D_r=69.3\%$ ) con una densidad seca promedio de  $1.643 \text{ gr/cm}^3$  y óptimo contenido de humedad de 6%, se presenta el siguiente grado de correcciones del valor de N. (Cuadro N° 3.3).

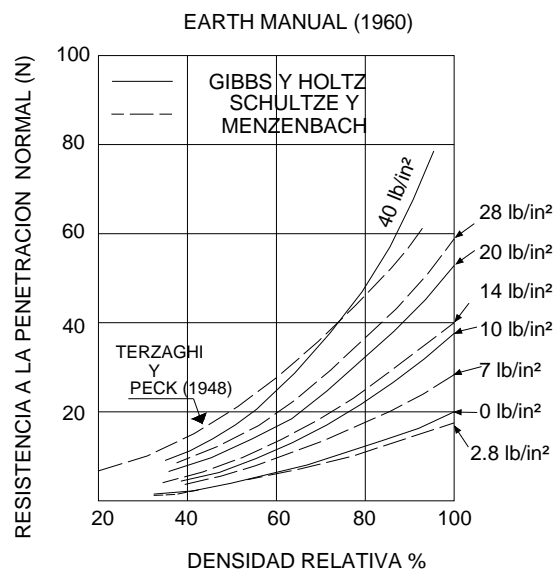
**Cuadro N° 3.3 – Correcciones del Valor de “N”**

Profundidad (m)	p (psi)	$\frac{50}{p + 10}$
1.00	2.47	4.00
2.00	4.95	3.34
3.00	7.41	2.87
4.00	9.88	2.51
5.00	12.35	2.24
6.00	14.82	2.01
7.00	17.29	1.83
8.00	19.76	1.68
9.00	22.23	1.55
10.00	24.70	1.44
11.00	27.17	1.34
12.00	29.64	1.26
13.00	32.11	1.19
14.00	34.58	1.12
15.00	37.05	1.06
16.00	39.52	1.01
17.00	41.99	0.96

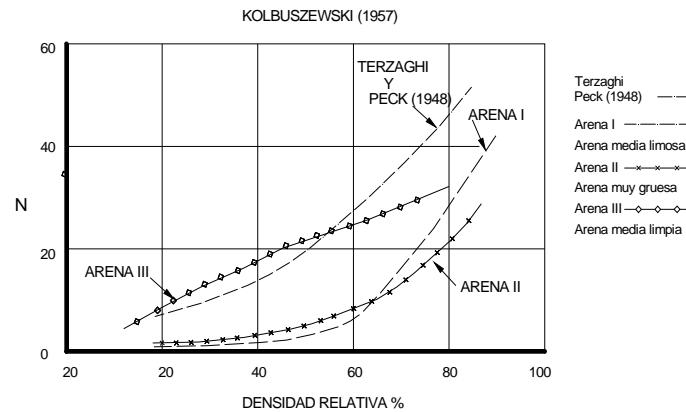
Como puede verse, todos los valores de corrección de “N” son mayores de 1.00 m hasta una profundidad aproximada de 16.00 m, donde el factor tiene un valor de 1.01. Para esta presión de sobrecarga ( $\approx 40 \text{ psi}$ ), la curva se confunde aproximadamente con la curva propuesta por Terzaghi y Peck.

Se puede observar que el hecho de utilizar la correlación de Terzaghi y Peck, sin tener en cuenta el efecto de la presión de sobrecarga conduce a estimar una menor densidad relativa y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando “N” es aproximadamente mayor de 35 y la sobrecarga efectiva excede a 40 psi ( $2.8 \text{ k/cm}^2$ ).

Experiencias realizadas por el Bureau of Reclamation (Earth Manual, 1960) y Schultze y Mezenbach (1961) han demostrado que la penetración es función no solo de la densidad relativa, sino también de la presión de tierra a la profundidad a la que se hace la prueba y en cierto modo de la sumergencia del suelo. Las curvas de la .Figura. 3.4 muestran ambas correlaciones (Gibbs – Holtz, Schultze - Mezenbach), que son muy parecidas. En la figura también se muestra una correlación de Terzaghi-Peck (1948). Aún cuando la correlación de Terzaghi-Peck fue establecida como independiente de la presión de sobrecarga, se verá que la curva se acerca mucho a la del Bureau of Reclamation para una presión de 40 lb/pulg<sup>2</sup>. La granulometría de la arena parece tener también cierta influencia, como lo haría ver la experiencia de Kolbuszewski (1957) para tres arenas de diversa granulometría (Figura. 3.5). En la figura, la arena I es limosa; la arena II, muy gruesa, limpia; la arena III, media uniforme, limpia. Se incluye también la curva de Terzaghi-Peck como referencia.

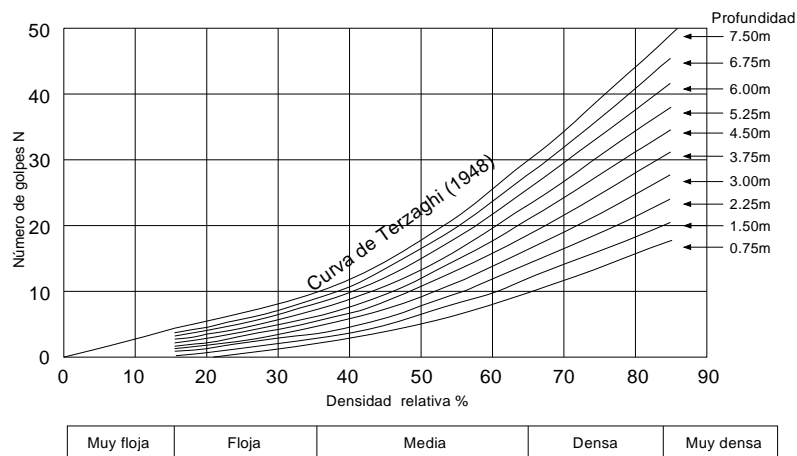


**Figura. N° 3.4 Relación entre  $D_r$  y la presión de tierra –Schultze y Mezenbach Gibbs y Holtz. (Ref. 71)**



**Figura N° 3.5. Correlaciones entre  $N$  y  $D_r$  para arenas de grano medio, limosas (I), arenas muy gruesas limpias (II) y arenas medias limpias (III) – Kolbuszewski (1957) (Ref. 71)**

Thornburn (1963), propone una relación entre  $N$  y  $D_r$  teniendo en cuenta la influencia de la profundidad. (Figura 3.6)

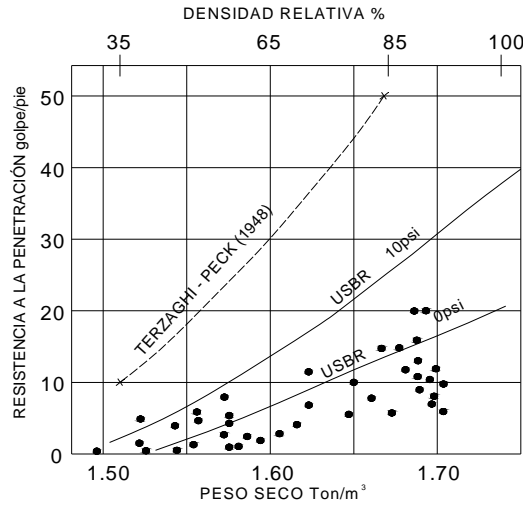


**Figura. N° 3.6. Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad – Thornburn (1963) (Ref. 40)**

Las experiencias del Bureau of Reclamation se efectuaron en arenas compactadas en el laboratorio en un tanque de grandes dimensiones, con granulometría variable de gruesa a fina, sin encontrarse diferencias significativas de una a otra. Numerosos investigadores han tratado de verificar esta relación en la naturaleza con resultados varios, atribuibles en unos casos a condiciones accidentales de la prueba y en otros, a variabilidad de los suelos naturales. Se verá que con excepción de los resultados de Wu y Moretto la mayoría de los resultados se agrupan en la banda definida por las curvas de Gibbs y Holtz (Bureau of Reclamation) para sobrecarga "cero" (curva inferior) y sobrecarga de



40 lb/pulg<sup>2</sup> (curva superior). El resumen incluye resultados obtenidos en Venezuela (MOP-ISSA) en arenas del Río Escalante y en Morón y San Félix (ISSA). Comprobaciones publicadas por Zolkov y Wiseman (1965) confirman las curvas del Bureau of Reclamation (Figura. 3.7).



**Figura. N° 3.7. Correlación entre  $N$ ,  $D_r$  y presión de tapada según Zolkov y Wiseman (1965) (Ref. 71)**

En el Cuadro 3.4 se presentan algunas correlaciones entre el número de golpes y la Densidad Relativa.

**Cuadro N° 3.4 Correlaciones en la  $D_r$  y los valores de  $N$ , del SPT (McGregor y Duncan 1998)**

Tipo de suelo	Densidad relativa	Parámetro	Referencia
Arena normalmente consolidada	$D_r = \sqrt{\frac{N}{1.7(10 + \sigma'_v)}}$ (ver nota)	$s'_v$ : esfuerzo vertical efectivo en psi	Gibbs y Holtz (1957); Holtz y Gibbs
Arena gruesa	$D_r = \sqrt{\frac{N}{0.773\sigma'_v + 22}}$ para $s'_v < 1560$ psf (75KPa)  $D_r = \sqrt{\frac{N}{0.193\sigma'_v + 66}}$ para $s'_v \geq 1560$ psf (75KPa) Dr = En decimal (Ver nota)	$s'_v$ : esfuerzo vertical efectivo en Kpa en la situación de prueba	Peck y Bazaraa (1969)

Nota:

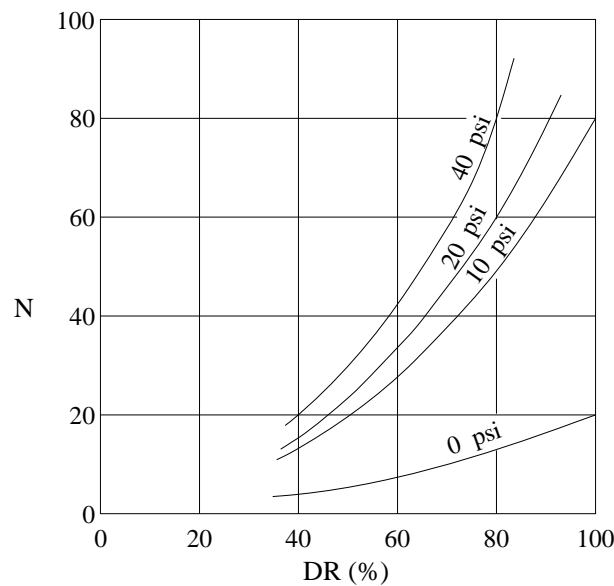
Tal como originalmente se propuso, esta correlación usó los valores de N del SPT no corregidos. Sin embargo, los martillos que entregan 60% de energía máxima de caída libre, han sido normalmente los martillos utilizados en las pruebas de penetración estándar y probablemente parece que los datos basados en la correlación se obtuvieron principalmente de las pruebas con tal martillo. Parece lógico por consiguiente usar  $N_{60}$  con esta correlación.

Peck y Bazaraa (año 1969), relacionan la densidad relativa de la arena ( $D_r$ ) con el índice de penetración estándar “N” y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo por medio de las siguientes relaciones: (Fig. N° 3.8)

$$N = 20.D_r^2.(1 + 2\sigma) \quad \text{para } s < 1.5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0.73 kg/cm}^2\text{)} \dots\dots(3.3)$$

$$N = 20.D_r^2.(3.25 + 0.5\sigma) \quad \text{para } s > 1.5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0.73 kg/cm}^2\text{)} \dots\dots(3.4)$$

$\sigma = \text{kips/pie}^2$



**Figura. N° 3.8. Correlaciones N-DR, Peck- Bazaraa** (Ref. 9, 70)

Marcuson y Bieganousky (1977) (Ref. 16), proporcionaron la relación empírica:

$$D_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N_F + 1600 - 53\sigma'_v - 50C_u^2)^{0.5} \dots\dots(3.5)$$

Donde:

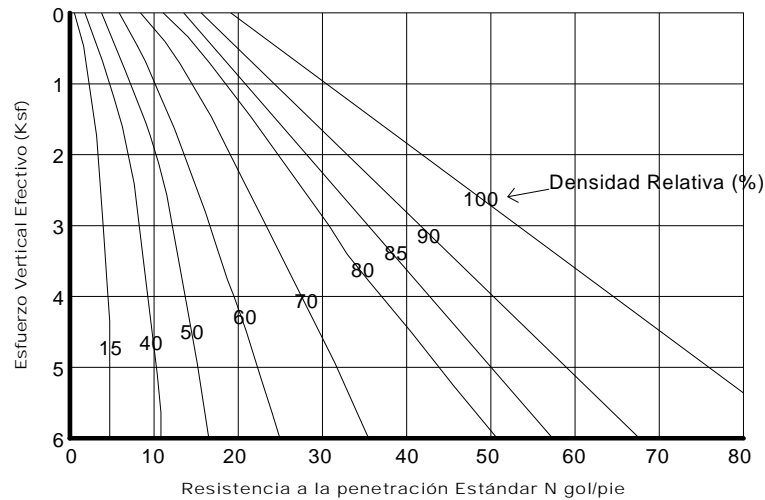
$D_r$ : Densidad Relativa

$N_F$ : Número de golpes del SPT en el campo

$s'_v$ : Esfuerzo efectivo vertical (lb/pulg<sup>2</sup>)

$C_u$ : Coeficiente de uniformidad de la arena

Así mismo el Manual NAVFAC DM 7.2 1982 (Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command) presenta el siguiente gráfico:



**Figura. N° 3.9 Correlación entre la densidad relativa, esfuerzo efectivo vertical y la resistencia a la penetración estándar (NAVFAC DM 7.2 1982).**

Skempton (1986) considerando la relación propuesta por Meyerhof (1975) propone:

$$\frac{N}{D_r^2} = A + B \cdot p' \dots\dots\dots(3.6) \text{ (Ref. 19)}$$

Usando como base de datos cinco suelos diferentes, encuentra que A y B son dependientes del lugar, con un rango en A de 15 a aproximadamente 54 y en B de 0.306 a 0.204. Usando los valores promedios se obtiene:

$$\frac{N_{70}}{D_r^2} = 32 + 0.288 \cdot p' \dots\dots\dots(3.7) \text{ (Ref. 19)}$$

Donde  $p'$  es la presión de suelos en kPa. Para un valor de  $p'=94.14$  kPa, correspondiente a una profundidad de 6 m y un peso unitario de  $\gamma=16$  KN/m<sup>3</sup>, la

relación  $\frac{N_{70}}{D_r^2}$  es del orden de 60%, que de acuerdo a Bowles (1988) da valores de

“N” de similar magnitud para arenas normalmente consolidadas.

Según Yoshida et al. (1998), para calcular  $D_r$ , proponen:

$$D_r = C_0 \cdot p_o'^{-C_1} \cdot N_{60}^{C_2} \dots\dots\dots(3.8) \text{ (Ref. 19)}$$

Donde:

$D_r$ : Densidad relativa en %

$p_o'$ : Presión de suelo efectiva (KPa)

$C_0$ : 18 a 25, con una mejor aproximación a 25

$C_2$ : 0.44 a 0.57, con una mejor aproximación a 0.46

$C_1$ : 0.12 a 0.14, con una mejor aproximación a 0.12

Luego, obtenemos:

$$D_r = 25 \cdot p_o'^{-0.12} \cdot N_{60}^{0.46} \dots\dots\dots(3.9) \text{ (Ref. 19)}$$

Como resumen se presentan relaciones propuestas por varios autores entre la Densidad Relativa y el valor N del SPT, en el siguiente cuadro N° 3.5:

**Cuadro N° 3.5 Resumen de las Correlaciones entre el  $N_{SPT}$  , Presión Efectiva  $\sigma'_v$  y la  $D_r$  (Densidad Relativa)**

<b><math>D_r</math> (Densidad Relativa)</b>	<b>Referencia</b>									
$Dr(\%) = \left[ \frac{N_{78} \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_z} \right) \right]^{0.5} \times 100$ <p><math>\sigma'_z = \text{Kpa}</math> , <math>D_{50} = \text{mm}</math> (tamaño medio de las partículas)</p>	Cubrinovski con Ishihara (1999) (Ref. 31)									
$Dr = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$ <p><math>0.0046 Dr^2 = N_{1(60)}</math></p>	Skempton (1986) (Ref. 36, 81)									
$\frac{Dr}{100} = 0.2236 \sqrt{\frac{N}{a + b \sigma'_{v0}}}$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;"><math>\sigma'_0</math></th> <th style="text-align: center;">a</th> <th style="text-align: center;">b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"><math>&lt; 15 \text{ T/m}^2</math></td> <td style="text-align: center;">1.00</td> <td style="text-align: center;">0.20</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>&gt; 15 \text{ T/m}^2</math></td> <td style="text-align: center;">3.25</td> <td style="text-align: center;">0.05</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma'_0$	a	b	$< 15 \text{ T/m}^2$	1.00	0.20	$> 15 \text{ T/m}^2$	3.25	0.05	Tokimatsu and Seed (1987) (Ref. 35)
$\sigma'_0$	a	b								
$< 15 \text{ T/m}^2$	1.00	0.20								
$> 15 \text{ T/m}^2$	3.25	0.05								
$Dr = 16 \sqrt{N_{1(78)}} = 14 \sqrt{N_{1(60)}} ; N_{1(60)} \leq 42$	Giuliani y Nicoll (1982) (Ref. 33, 38)									
$Dr = \left\{ \left[ 1.5 \left( \frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$ <p><math>F = 0.0065 \sigma'^2_{v0} + 1.68 \sigma'_{v0} + 14</math>                  Donde: <math>\sigma'_{v0} = \text{Ton/m}^2</math></p>	Meyerhof (1957) (Ref. 98)									
$Dr = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_v + 0.7}}$ <p>Donde: <math>\sigma'_v = \text{kg/cm}^2</math></p>	Gibbs and Holts (1957) (Ref. 37, 53)									
$Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(1 + 4.14 \sigma'_{v0})}$ <p>Para <math>\sigma'_v \leq 0.732 \text{ Kg/cm}^2</math></p> $Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(3.24 + 1.024 \sigma'_{v0})}$ <p>Para <math>\sigma'_v &gt; 0.732 \text{ Kg/cm}^2</math></p>	Meyerhof (1957) (Ref. 53, 58)									
$\ln Dr = 0.478 \ln N_{SPT} - 0.262 \ln \sigma'_v + 2.84$ <p>Donde: <math>\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2</math></p>	Bazaraa (1967) (Ref. 13, 53)									
	Schultze & Mezembach (1961) (Ref. 53)									

### 3.2.2 Correlaciones del Valor “N” del SPT y “Dr”, con el Angulo de Fricción Interna ( $\phi$ )

Meyerhof (1953-1955), por otra parte estableció una correlación entre N,  $D_r$  y  $\phi$  la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de “ $\phi$ ” son seguros para arenas limpias y uniformes y deben reducirse por lo menos  $5^\circ$  en el caso de arenas arcillosas y aumentarse hasta  $5^\circ$  para el caso de una mezcla de arenas con grava (ver Figura 3.10).

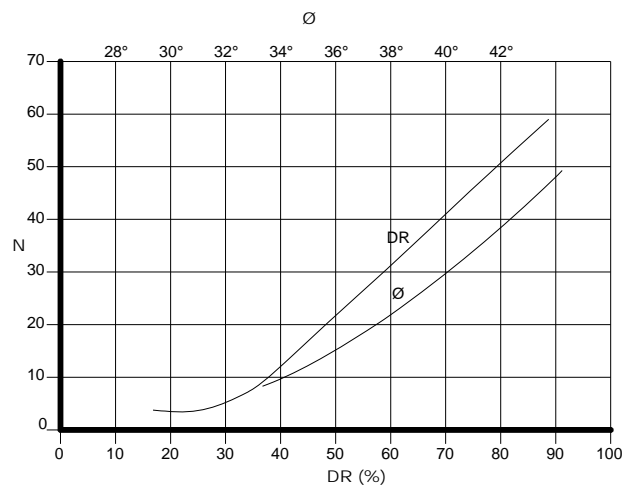


Figura. N° 3.10. Correlaciones N-Dr y N- $\phi$  – Meyerhof (1953 – 1955) (Ref. 9 , 11)

Así mismo Meyerhoff (1956) (Ref. 11, 85) propone las siguientes relaciones entre “ $\phi$ ” y la  $D_r$  para suelos granulares:

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r \quad >5\% \text{ arena fina y limo} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\phi = 30^\circ + 0.15D_r \quad <5\% \text{ arena fina y limo} \dots\dots\dots(3.11)$$

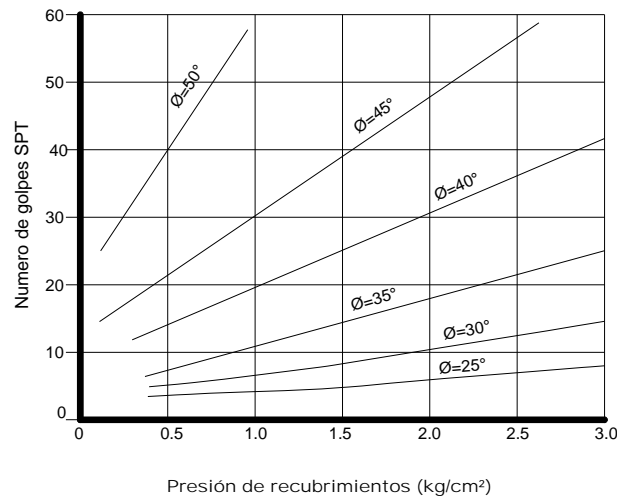
Donde:

$D_r$  = Densidad relativa en %

**Nota:**

Arena fina y limo puede considerarse a partir de la Malla N° 40, según el SUCS, AASHTO y ASTM.

Así mismo De Mello (1971), relaciona el valor de N con la presión de sobrecarga y el ángulo de fricción interna. (Figura. 3.11).



**Figura. N° 3.11. Estimación del valor de Ø a partir del valor de N en arenas – DeMello (1971) (Ref. 33)**

Peck, Hanson y Thornburn (1974), proporcionan una relación gráfica, aproximada por Wolff (1989) (Ref. 16):

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{corr} - 0.00054N_{corr}^2 \dots\dots\dots(3.12)$$

Posteriormente Meyerhoff (1975) (Ref. 9) establece una relación en la que incluye la presión de sobrecarga ( $\sigma$ ):

$$N = 1.7.D_r^2 .(\sigma + 10) ; \quad s=\text{lbs/pulg}^2 \dots\dots\dots(3.13)$$

Schmertmann (1975) (Ref. 16, 53, 75), propuso una correlación entre  $N_F$ ,  $s'_v$  y  $\phi$ , que se muestra en la Figura. 3.12 y que puede aproximarse por la siguiente ecuación (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N_F}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \dots\dots\dots(3.14)$$

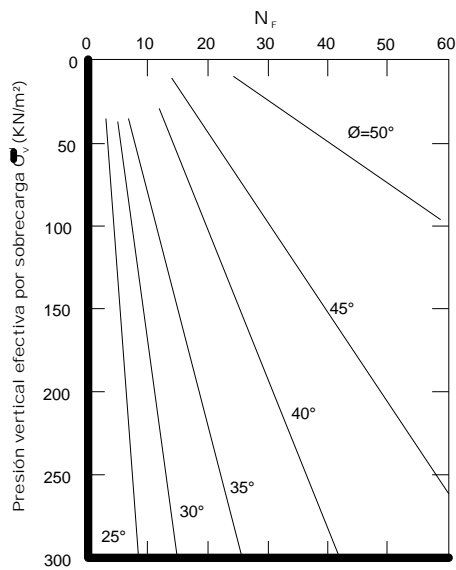
Donde:

$N_F$ : Número de golpes de campo

$s'_v$ : Presión efectiva por sobrecarga

$p_a$ : Presión atmosférica en las mismas unidades de  $s'_v$

$\phi$ : Ángulo de fricción del suelo

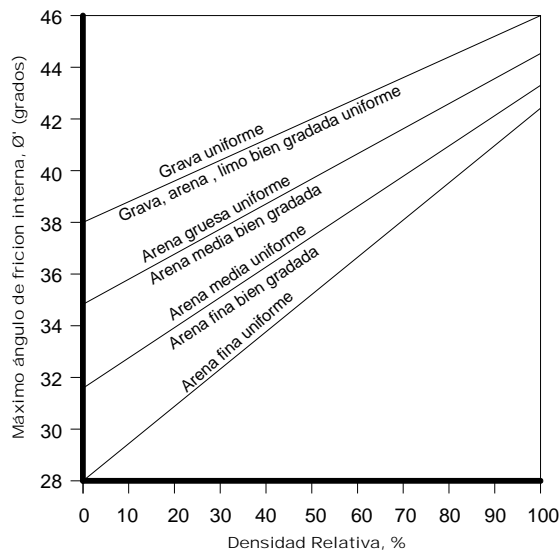


**Figura. N° 3.12. Correlación entre  $N_F$ ,  $\sigma'_v$  y  $\phi$  para suelos granulares Schmertmann (1975)**  
 (Ref. 16)

Según Shioi y Fukui (1982) (Ref. 19), obtienen:

$$\phi = \sqrt{18 \cdot N'_{70}} + 15 \dots\dots\dots(3.15)$$

Decourt (1990), proporciona una relación para el ángulo de fricción interna y la densidad relativa para diferentes tipos de arena y grava. (Fig N° 3.13)



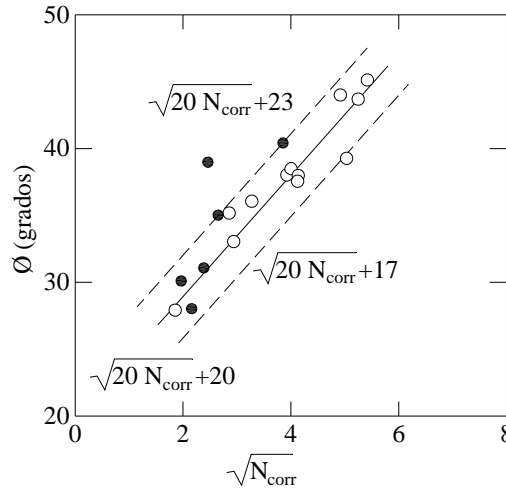
**Figura N° 3.13 Relación para el ángulo de fricción interna y densidad relativa para diferentes tipos de arenas y gravas – Decourt (1990)**

Hatanaka y Uchida (1996) (Ref. 16) propusieron una simple correlación entre  $\phi$  y  $N_{corr}$  que se expresa como:



$$\phi = \sqrt{20.N_{corr}} + 20 \dots\dots\dots(3.16)$$

Y gráficamente por:



**Figura N° 3.14. Resultados de pruebas de laboratorio para la correlación entre  $\phi$  y  $\sqrt{N_{corr}}$  (Ref. 16)**

**Cuadro N° 3.6 Valores empíricos para  $\phi$ ,  $D_r$  y  $\gamma$  relativos a N del SPT en suelos granulares normalmente consolidados y a una profundidad de 6 m [aproximadamente,  $\phi=28^\circ+15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$ ] (Ref. 19)**

Descripción	Muy suelta	Suelta	Mediana	Densa	Muy densa
Densidad relativa( $D_r$ )	0	0.15	0.35	0.65	0.85
$N_{70}$ SPT: <b>fino</b> <b>medio</b> <b>grueso</b>	1-2	3-6	7-15	16-30	?
	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
$\phi^\circ$ : <b>fino</b> <b>medio</b> <b>grueso</b>	26-28	28-30	30-34	33-38	<50
	27-28	30-32	32-36	36-42	
	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_{hum}$ (KN/m <sup>3</sup> )	11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

\* Suelo excavado o material descargado de un camión que tiene un peso unitario de 11 a 14 kN/m<sup>3</sup> y debe ser bastante denso para pesar más de 21 kN/m<sup>3</sup>. Ningún suelo existente tiene un valor de  $D_r=0.00$  ni de 1.00. Los rangos comunes son de 0.3 a 0.7.

Se presenta a continuación algunas relaciones propuestas por varios autores, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), en función de  $N_{1(60)}$  que se presenta en el siguiente cuadro N° 3.7:

**Cuadro N° 3.7 Valores del Ángulo de Fricción Interna según varios autores en función del  $N_{60}$  y  $N_{1(60)}$**

( $\phi$ ) Ángulo de fricción interna	Referencia
$\phi=28.5 + 0.25 \times N_{145}$	Peck (1956) (Ref. 41)
$\phi=26.25 (2-\exp (-N_{145}/62))$	Peck, Hanson y Thornburn (1956) (Ref. 41)
$\phi=(0.3 N)^{0.5} + 27$	Peck, Hanson (1953) (Ref. 51)
$\phi=15 + (20 \times N_{172})^{0.5c}$	Nishida (Ref. 41)
$\phi=\arctan \left( \frac{N_{160}}{32.5} \right)^{0.34}$	Schmertmann (1977) (Ref. 41)
$\phi=27+0.30 N_{172}$	JNR (1982) (Ref. 41)
$\phi=27+0.30 N_{SPT}$ $N_{SPT}$ =Numero de golpes normalizado	Shioi – Fukui - Japanese National Railway (1982) (Ref. 53)
$\phi=15+(15 N_{172})^{0.5}$	JRB (1982) (Ref. 41)
$\phi= \sqrt{15 N_{norm}} + 15$ $N_{norm}$ =Numero de golpes normalizado	Shioi – Fukui - Road Bridge Specification (1982) (Ref. 53)
$\phi=(15 N_{norm})^{0.5}+15 \leq 45$ donde $N > 5$ $N_{norm}$ =Numero de golpes normalizado	Japan Road Asociation (1990) (Ref. 51)
$\phi= 28+0.28 N_{SPT}$	Sowers (1961) (Ref. 53)
$\phi=29.47+ 0.46 N_{SPT} - 0.004 N_{SPT}^2 (< 5\% \text{ limo})$	Meyerhof (1965) (Ref. 36, 53)
$\phi=(15.4 (N_{160}))^{0.5}+20$	Hatanaka and Uchida (1996) (Ref. 75)
$\phi=(20N)^{0.5} + 15$	Osaki (1959) (Ref. 44)
$\phi=(12N)^{0.5} + 15$	Dunham (1954) (Ref. 44)
$\phi= 20+3.5\sqrt{N}$	Muromachi (1974) (Ref. 33)
$\phi' = 26.7 + 0.36 N' - 0.0014 (N')^2$	Peck et. al. (1974) (Ref. 1)

### 3.2.3 Módulo de Esfuerzo Deformación $E_s$

**Cuadro N° 3.8 Módulo de Elasticidad ( E ) en función del  $N_{SPT}$**

Módulo de Elasticidad ( E )	Referencia
$E=7\sqrt{N}$ $E=MPa$	Denver (1982) (Ref. 33)
$E=2BN$ Donde: $B=4$ (Arena fina) $E=Kg/cm^2$	Schmertmann (1978) (Ref. 36 y 53)
$E=7.71 N+191$ $E=(Kg/cm^2)$	D'Apollonia (1970) (Ref. 36)
$E=5.27N+76$ $E=(Kg/cm^2)$	Schultze & Menzebach (Ref. 36, 53)
$E=8N$ $E=(Kg/cm^2)$	Meigh y Nixon (Ref. 56)
$E=5(N_{60}+15)$ $E=(Kg/cm^2)$	Webb (1969) (Ref. 14)
$E=(350 \text{ a } 500)\text{Log}N_{60}$ $E=(Kg/cm^2)$	Trofinenkov (1974) (Ref. 14)
$E=40+3(N_{60}-6)$ $N_{60}>15$ $E=(Kg/cm^2)$	Begemann (1974) (Ref. 14)
$E=\alpha N_{60}$ Donde: $\alpha=5$ (Arena con finos) $E=(Kg/cm^2)$	Kulhawy and Mayne (1990) (Ref. 14)

### 3.2.4 Módulo de Corte Máximo con el Valor de la Resistencia del SPT

La prueba de penetración estándar se usa en los programas de exploración del suelo en los Estados Unidos y otros países. En los suelos granulares el número de penetración estándar (N en golpes/pie) se usa ampliamente para el proyecto de cimentaciones. El número de penetración estándar puede correlacionarse (Seed et al, 1986) con la siguiente fórmula para predecir el módulo de corte máximo:

$$G_{\max} \approx 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} (\bar{\sigma}_v)^{0.4} \dots\dots\dots(3.17) \text{ (Ref. 17)}$$

Donde:

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo vertical efectivo (lb/ft<sup>2</sup>)

$N_{60}$  = valor medido de N en el ensayo SPT entregando el 60% de la energía teórica de caída libre de la barra de perforación.

La ecuación 3.17 es muy útil prediciendo la variación del módulo de corte máximo con la profundidad para un depósito del suelo granular.

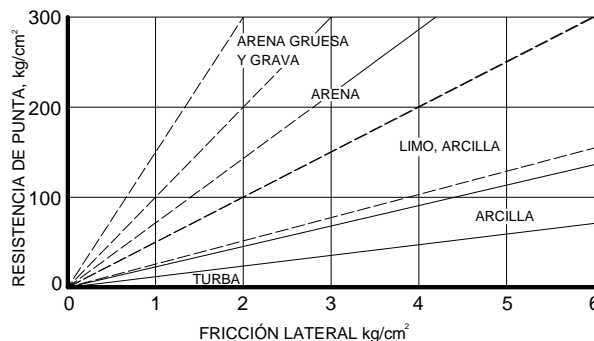
### 3.3 Correlaciones con el CPT

Las pruebas de penetración de conos estáticos sólo permiten definir las resistencias de punta y fricción, dependiendo del tipo de cono empleado; a su vez, la interpretación de esta información, basada en correlaciones empíricas y semi-empíricas con lleva a la identificación indirecta del tipo de suelo y a una estimación de sus propiedades mecánicas. La condicionante fundamental para la aplicación confiable de correlaciones empíricas, es que correspondan a suelos muy similares y preferiblemente que se obtengan para los suelos particulares a los que se pretende aplicar.

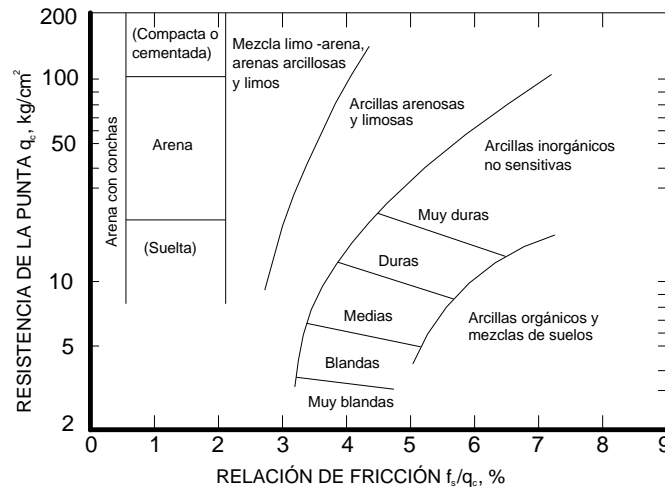
A continuación se presenta un resumen del conocimiento actual sobre estas correlaciones; particularmente sobre la clasificación de los suelos y los parámetros de resistencia y compresibilidad.

#### 3.3.1 Correlación del CPT con la Clasificación de los Suelos

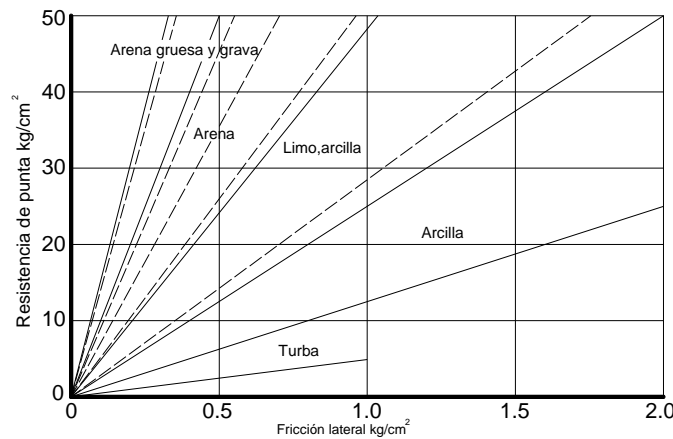
Varios autores han elaborado gráficas que correlacionan empíricamente, los resultados de la prueba de penetración estática con la clasificación de los suelos. Entre ellas, las debidas a Schmertmann (1978) presentadas en las Figuras 3.15 y 3.17, son las de uso más extendido. En la Figura 3.16 se muestra la correlación de Sanglerat (1975) ampliando la zona que corresponde a los suelos cohesivos blandos o granulares sueltos y en la Figura 3.18 las correlaciones de Schmertmann y Sanglerat entre la resistencia de punta del cono estático y la compacidad relativa de las arenas.



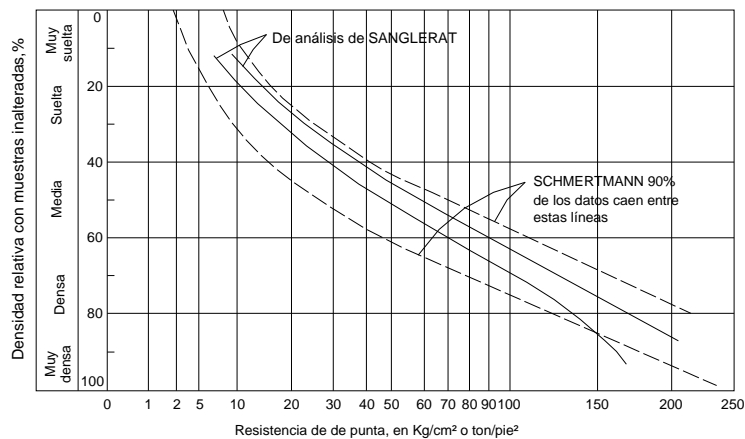
**Figura. N° 3.15 Clasificación de suelos con penetrómetro estático electrónico – Schmertmann(1978) (Ref. 57, 76)**



**Figura. N° 3.16. Clasificación de suelos con penetrómetro estático – Sanglerat (1975)**  
 (Ref. 57, 76, 87)



**Figura N° 3.17 Clasificación de suelos blandos o sueltos – Schmertmann (1978)** (Ref. 57, 76)



**Figura. N° 3.18. Correlación entre la resistencia de punta y la densidad relativa de arenas finas Schmertmann – Sanglerat (Ref. 76)**

Douglas y Olsen (1981) proponen la Carta de Clasificación de Suelos en base a la relación de fricción y la resistencia en la punta (Figura. 3.19).

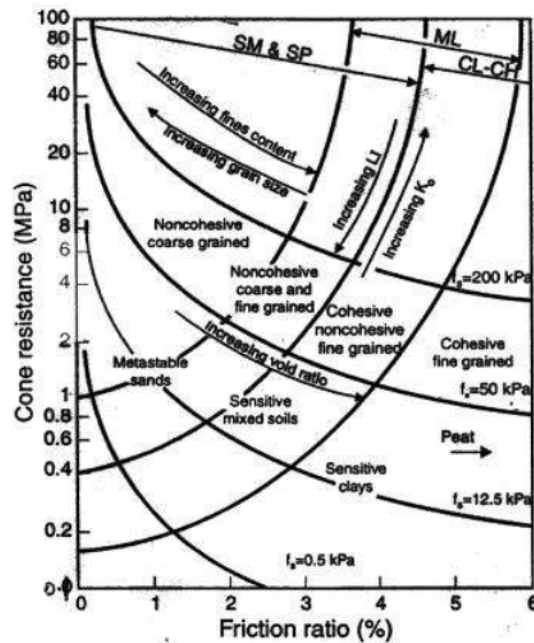
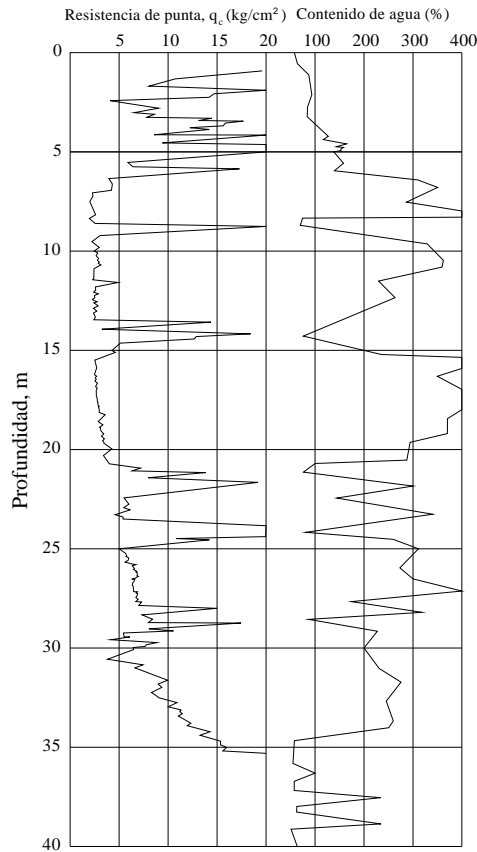


Figura. N° 3.19 Carta de Clasificación de Suelos Douglas y Olsen (1981) (Ref. 52)

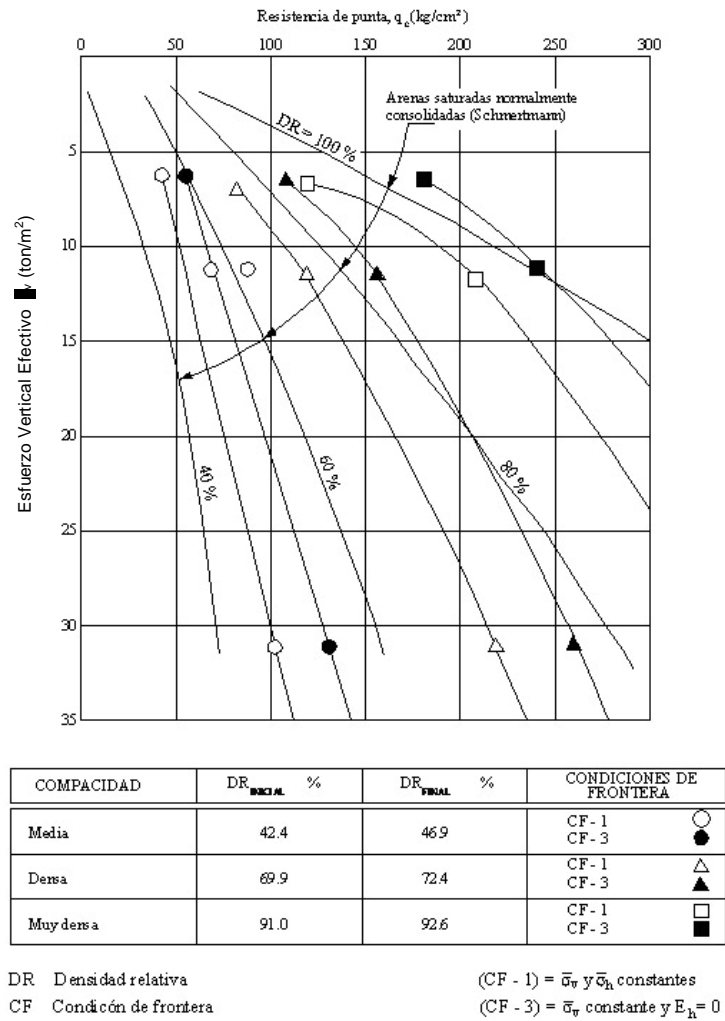
Un criterio muy convencional de clasificación de suelos, consiste en apoyarse en la variación del contenido de agua con la profundidad; de igual manera puede utilizarse la información obtenida con el cono, ya que su resistencia de punta “ $q_c$ ” tiene una variación recíproca con el contenido de agua, tal como se muestra en la Figura. 3.20.



**Figura. N° 3.20** Correlación del contenido de agua  $w$  con las resistencia de la punta  $q_c$  obtenida con el cono eléctrico (Zona de Lago) (Ref. 76)

### 3.3.2 Correlación del CPT con la Densidad Relativa de las Arenas

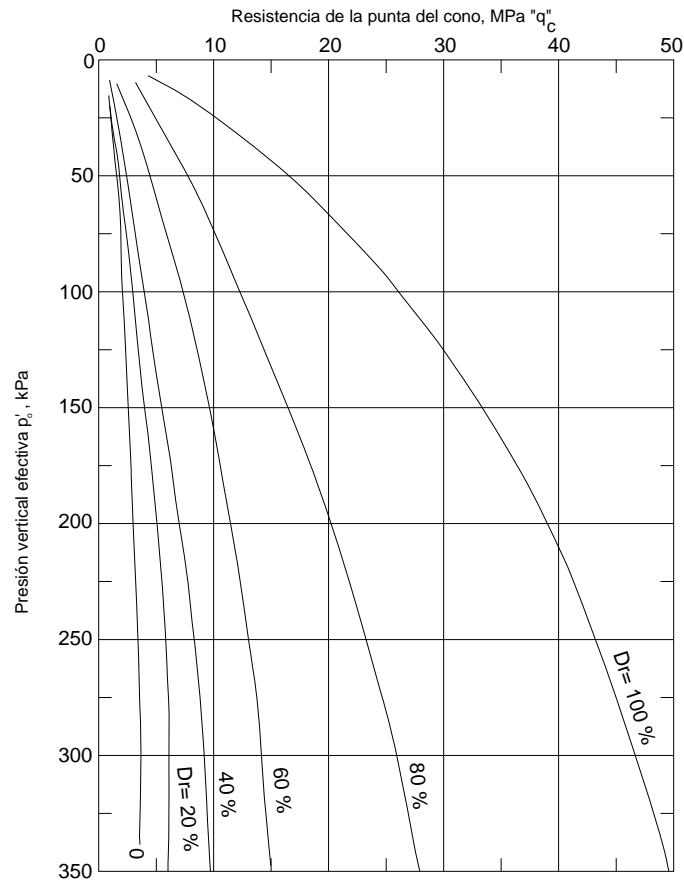
La resistencia de punta del cono es un indicador de la densidad relativa de las arenas; la precisión de esta correlación está condicionada por la granulometría, cementación, esfuerzos laterales y verticales. (Figura. N° 3.21).



**Figura. N° 3.21. Correlación de la resistencia de punta con el esfuerzo vertical efectivo en arena (Ref. 76)**

La Figura 3.22 es una gráfica de la correlación entre la presión del cono  $q_c$  y densidad relativa  $D_r$  realizado como un compuesto de Schmertmann (1976), Valdi et al. (1982) y Villet y Mitchel (1981) para depósitos saturados recientes, normalmente consolidados (no cementados).





**Figura. N° 3.22 Relación aproximada entre  $q_c$  del cono y la densidad relativa  $D_r$ , como un compuesto de Schmertmann (1976), Valdi et al. (1982) y Villet y Mitchel (1981) para depósitos saturados recientes normalmente consolidados (no cementados).** (Ref. 19)

Por ejemplo: con  $z = 10$  m,  $\gamma' = 10$  kN/m<sup>3</sup>; el esfuerzo efectivo es de  $p'_o = \gamma' \cdot z = 100$  kN/m<sup>2</sup> y considerando  $q_c = 10$  MPa, ingresando al gráfico se obtiene una densidad relativa de  $D_r = 70\%$ .

Como resumen se presentan relaciones propuestas por varios autores, entre la densidad relativa en función de la Resistencia del Cono ( $q_c$ ) y del Esfuerzo Efectivo vertical ( $\sigma'_v$ ), que se presenta en el siguiente cuadro N° 3.9.

**Cuadro N° 3.9 Densidad Relativa (Dr) en función de la Resistencia del Cono (qc) y del Esfuerzo Efectivo vertical (σ'v)**

<b>Dr (Densidad Relativa)</b>	<b>Referencia</b>
$Cr = -98 + 66 \log \left( \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right)$ <p>qc y σ'v → Ton/m<sup>2</sup></p>	Jamilkowski (1985) (Ref. 53)
$Dr = -131 + 66 \log \left( \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right)$ <p>qt y σ'v en Kpa</p>	Ventayol Albert (2003) (Ref. 92)
$Dr = -85 + 76 \log(q_{c1})$ <p>qc1= Kg/cm<sup>2</sup></p>	Tatsuoka 1990 (Ref. 34)
$Dr = \left[ \frac{q_{c1}}{P_a} \right]^{0.5}$ <p>qc1=Kpa                      Pa=Presión atmosférica=100 Kpa</p>	Kulhawy y Mayne (1990) (Ref. 49)
$Dr = 100 \left[ 0.268 \cdot \text{Ln} \left( \frac{q_c / \sigma_{atm}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}}} \right) - 0.675 \right]$ <p>Donde: σatm= 1bar=100 kPa</p>	Jamilkowski (2001) (Ref. 34)
$Dr = \frac{1}{2.41} \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{0.157(\sigma'_{v0})^{0.55}} \right]$ <p>Donde: qc= Mpa , σ'v0= Kpa</p>	Baldi (1986) (Ref. 53)
$Dr = -97.8 + 36.6 \text{ Ln } q_c - 26.9 \text{ Ln } s'_v$ <p>Donde: σ'v=Kg/cm<sup>2</sup>                      qc=Kg/cm<sub>2</sub></p>	Schmertmann (Ref. 53)
$Dr = 34.36 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{12.3 \sigma'_v} \right]^{0.7}$ <p>Donde:                      σ'v=Kg/cm<sup>2</sup>                      qc=Kg/cm<sup>2</sup></p>	Harman (1978) (Ref. 53)

### 3.3.3 Correlación entre el CPT y el Ángulo de Fricción Interna (φ) en Suelos Arenosos

La experiencia y confianza en la utilización del cono se ha acumulado en materiales no cohesivos, para la interpretación de la información obtenida se han elaborado teorías y métodos que permiten deducir el valor del parámetro Ø de resistencia al corte de estos suelos, considerando que la velocidad de hincado del cono es suficientemente lenta para que se disipe significativamente la presión de

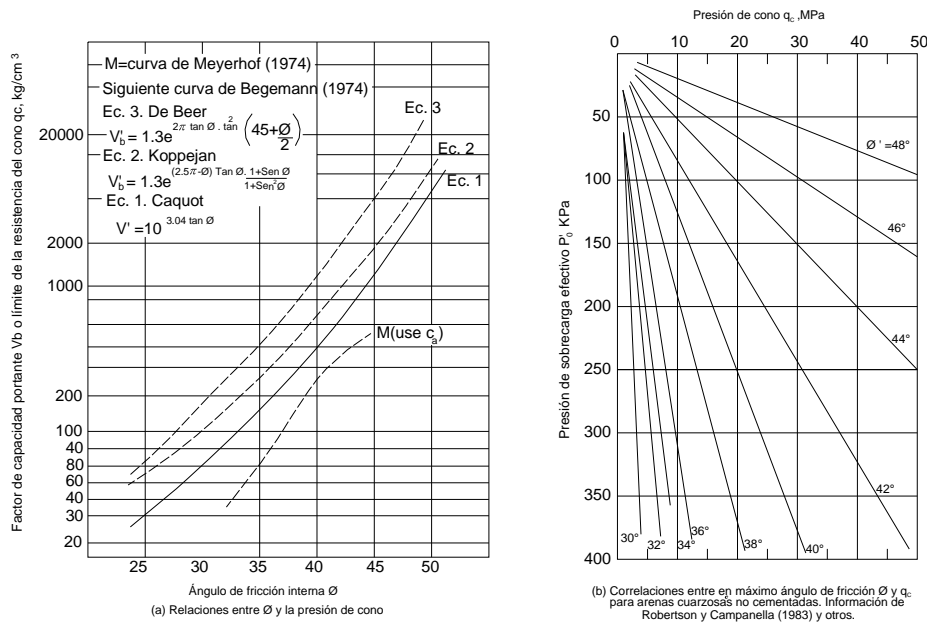
poro y que por ello se trate de una prueba en condiciones drenadas. Las teorías que se utilizan con mayor frecuencia son:

- a) La de De Beer, que tiende a predecir los valores más bajos del ángulo, por lo cual ha caído en desuso.
- b) La teoría desarrollada, por Mitchell Durgunoglu, que considera la influencia de la rugosidad del cono, sobre presión y valor de  $k_0$ ; los valores de  $\phi'$  que predice son semejantes a los obtenidos en pruebas triaxiales drenadas.
- c) Los métodos empíricos de Meyerhof y de Schmertmann, que también predicen valores semejantes a los definidos en pruebas triaxiales drenadas.
- d) La de Holden, que hace intervenir el fracturamiento de partículas de arena.

La Figura 3.23 es una alternativa significativa que estima el ángulo de fricción  $\phi'$  que usa el factor de capacidad portante  $V'_b$  mostrado en la figura que se define como:

$$V'_b = \frac{q'_c}{p'_0} \dots\dots\dots(3.18)$$

Donde el  $p'_0 = \sigma'_z$  y  $q'_c$  son ambas "presiones efectivas". La curva M de Meyerhof es similar a aquellos en las Eq 1, 2 y 3 (Figura. 3.28a), sólo que la presión de cono total limitado  $q_c$  se usa en lugar de  $V'_b$  para el eje de la ordenada.



**Figura N° 3.23 Correlaciones entre los datos del cono y ángulo de fricción interna  $\phi$ . La gráfica de Meyerhof en (a) es la representación para cinco fuentes pero válido sólo en el rango de  $30 \leq \phi \leq 45^\circ$  (Ref. 19)**

En el rango mostrado, la curva M de Meyerhof da valores de  $\phi$  más grandes, para la misma relación de presión. En la práctica se deben usar ambas figura (a) y (b) y promedian el valor para obtener un ángulo de fricción interna  $\phi$ .

Como resumen se presentan relaciones propuestas por varios autores entre el valor “ $q_c$ ” del CPT, la presión efectiva y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), que se presenta en el Cuadro N° 3.10.

**Cuadro N° 3.10 Correlaciones entre el valor “ $q_c$ ” del CPT, Presión Efectiva  $\sigma'_v$  y el Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )**

<b>(<math>\phi</math>) Ángulo de fricción interna</b>	<b>Referencia</b>
$\phi = 14.4 + 4.8 \text{ Ln } q_c - 4.5\sigma'_v$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Durgunoglu & Mitchell (1973 – 1975) (Ref. 53)
$\phi = 9.8 + 4.96 \text{ Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Caquot (1969) (Ref. 53)
$\phi = 5.8 + 5.21 \text{ Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Koppejan (1950) (Ref. 53)
$\phi = 5.9 + 4.76 \text{ Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	De Beer (1950 – 1975) (Ref. 53)
$\phi = 29^\circ + \sqrt{q_c}$ $q_c = \text{MPa}$	Foundation Analysis and Design J.E. Bowles (1996)
$\phi = \tan^{-1} \left[ 0.1 + 0.38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right) \right]$ $q_c = \text{Ton/m}^2 \quad \sigma'_v = \text{Ton/m}^2$	Kulhaw y Mayne 1990 (Ref. 16)
$\phi = 17.6 + 11 \log(q_{c1})$ $q_{c1} = (q_c / \sigma_{atm}) / (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{0.5}$ Donde: $q_{c1} = 76.61 \text{ Kg/cm}^2$	Kulhaw y Mayne (1990) (Ref. 45)

Trofinenkov, 1974, (ref 46) presenta en la Figura N° 3.24 la relación de la resistencia en la punta "qc" del CPT, la presión efectiva  $\sigma_v$  y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ )

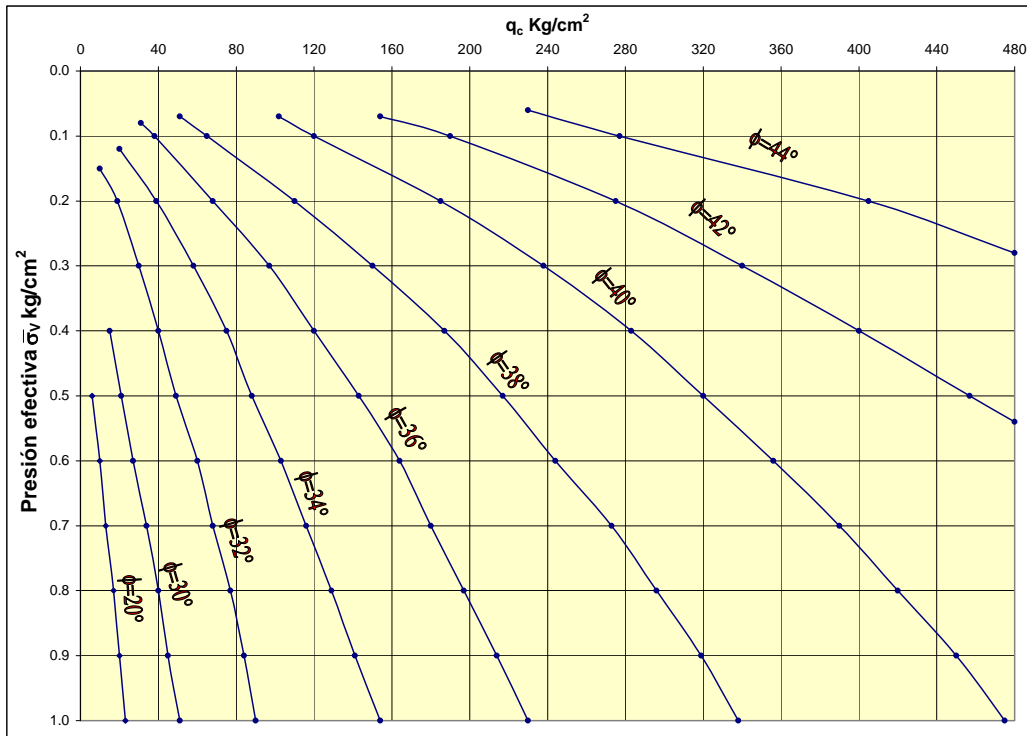


Figura N° 3.24 Ubicación del ángulo de fricción interna "φ" de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta "qc" del CPT y la presión efectiva  $\sigma_v$ , propuesto por: Trofinenkov, 1974. (Ref. 46)

### 3.3.4 Módulo de Esfuerzo Deformación Es

Cuadro N° 3.11 Módulo de Elasticidad ( E ) en función de qc del CPT

Módulo de Elasticidad ( E )	Referencia
$E=1.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	Buisman (1940) (Ref. 14)
$E=2 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	Schmertmann (1970) (Ref. 14)
$E=\alpha q_c$ $E=(Kg/cm^2)$ Donde : $\alpha=0.8$ a $0.9$ para arena limpia	Bachelier and Paez (1965) (Ref. 14)
$E=1.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	DeBeer (1974) (Ref. 14)
$E=2.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	Trofinenkov (1964) (Ref. 14)
$E=3 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	Trofinenkov (1974) (Ref. 14)

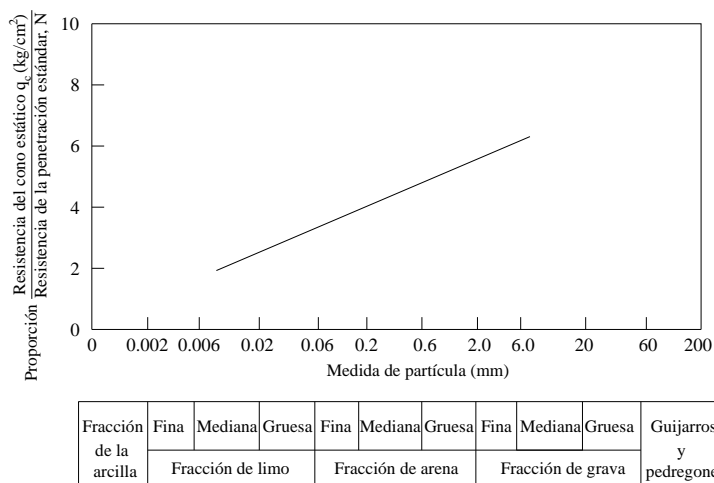
### 3.4 Correlaciones entre el CPT y SPT

Meyerhof (1956) (Ref. 59) propone una relación entre la densidad relativa, la resistencia a la penetración estándar, la resistencia de penetración de cono y el ángulo de fricción interna efectivo para arenas y gravas (Cuadro N° 3.12).

**Cuadro N° 3.12 - Relación entre “N” y  $q_c$  (Ref. 59)**

Descripción	Densidad relativa	Resistencia a la Penetración Estándar ( $N$ )	Resistencia del Cono estático ( $q_c$ )	Ángulo de Fricción Interna
	Porcentaje	Blows/ft	Tsf o Kgf/cm <sup>2</sup>	Grados
Muy Suelto	<20	<4	<20	<30
Suelto	20-40	4-10	20-40	30-35
Mediana	40-60	10-30	40-120	35-40
Denso	60-80	30-50	120-200	40-45
Muy Denso	>80	>50	>200	>45

Las relaciones entre la pruebas estáticas del cono y la penetración estándar se han revisado por Rodin et al., quienes demostraron que no existen relaciones únicas entre ellas, aunque parecen estar relacionadas con el tamaño de la partícula. Thorburn (1957) ha sugerido una relación empírica en la forma gráfica (Figura 3.25) que se basa en los hallazgos de varias autoridades en la materia. El procedimiento más adecuado es establecer la relación para un terreno dado a partir de la comparación de los valores de la resistencia estática del cono, con los resultados de la prueba de penetración obtenidos en perforaciones adyacentes cercanas.



**Figura. N° 3.25 Relación entre  $q_c/N$  y el tamaño de la partícula –Thorburn (1957)**

En los Estados Unidos se han encontrado relaciones estadísticas útiles, entre la resistencia a la penetración estándar en materiales granulares. Esta información se resume en el Cuadro 3.13 (Sanglerat, 1972)

**Cuadro N° 3.13 Correlaciones de  $q_c$  y N - Sanglerat (1972)**

<b>Tipo de suelo</b>	<b><math>q_c/N</math></b>
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias finas a medias, y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5
Gravas arenosas y gravas	6

Se han propuesto varias correlaciones para el número de golpes estimados N del SPT y la resistencia en el CPT en arcilla y materiales de baja cohesión. Las razones para esto son que hay una base de datos más grande de números de N, que presiones  $q_c$  y que el SPT procura recuperar (aunque perturbadas) las muestras del suelo para la inspección visual.

La Figura. 3.26 es la más fiable de las correlaciones actualmente en uso de  $q_c$  y N. Usa los  $D_{50}$  tamaño de partícula (el tamaño de partícula donde 50% son finos) como el parámetro planteado. Al parecer este tamaño de partícula da mejor la correlación que cualquier otro parámetro en suelos arenosos formado por partículas.





**Cuadro N° 3.14 Relación  $q_c / N_{60}$  - Ramaswamy et al. (1982)**

Tipo de Suelo	$q_c/N_{60}$
Limos, limos arenosos, mezclas limo arenosas ligeramente cohesivas	0.1-0.2
Arenas limpias de finas a medias y arenas ligeramente limosas	0.3-0.4
Arenas gruesas y arenas con poca grava	0.5-0.7
Gravas arenosas y gravas	0.8-1.0

Robertson (1990) Ref. (52) propone un cuadro de clasificación de suelos en función de la relación  $(q_c/p_a)/N_{60}$ ,  $q_{c1} - f_R$  y  $I_C$  que lo obtiene mediante las siguientes relaciones:

$$I_C = \left( (3.47 - \log Q_t)^2 - (\log F_r - 1.22)^2 \right)^{0.5} \dots\dots\dots(3.20)$$

$$Q_t = \frac{q_c - \bar{\sigma}_{v0}}{\bar{\sigma}_v}, F_r = \frac{f_R}{\bar{\sigma}_v} \dots\dots\dots(3.21)$$

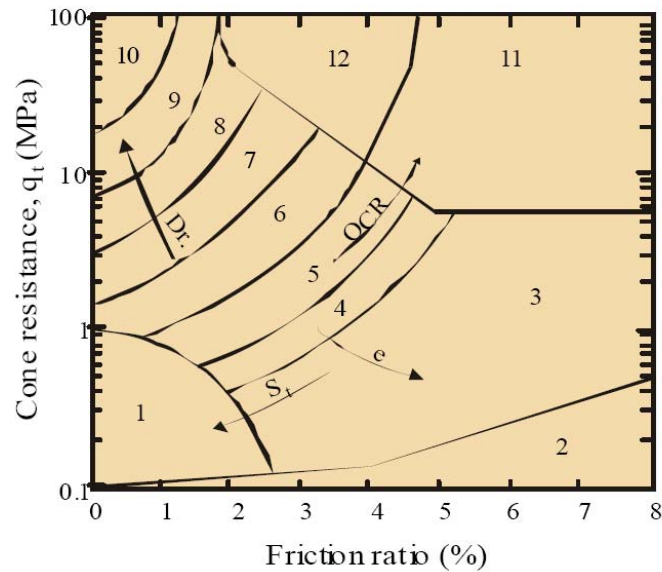
$$(q_c / Pa) / N_{60} = 8.5(1 - I_C / 4.6) \dots\dots\dots(3.22)$$

$P_a$  = Presión Atmosférica = 100 kPa = 1.019 K/cm<sup>2</sup>

**Cuadro N° 3.15 Clasificación de Suelos de Acuerdo a la relación  $(q_c/p_a) / N_{60}$**

Zone	Tipo de Suelo	$\frac{(q_c/Pa)}{N_{60}}$
1	Suelo fino sensitivo	2
2	Suelo Orgánico	1
3	Arcilla	1
4	Limo arcilloso a arcilla	1.5
5	Arcilla limosa a limo arcilloso	2
6	Arena limosa a limo arcilloso	2.5
7	Arena limosa a limo arenoso	3
8	Arena a arena limosa	4
9	Arena	5
10	Grava arenosa a arena	6
11	Suelo muy duro de grano fino (*)	1
12	Arena a arena arcillosa	2

(\*) Sobreconsolidado o cementado



**Figura N° 3.27 Ubicación del tipo de suelo en función del  $\overline{q_{CI}}$  y  $f_R\%$  - Robertson (1990)**

**Zonas de acuerdo a tipo de Suelo**

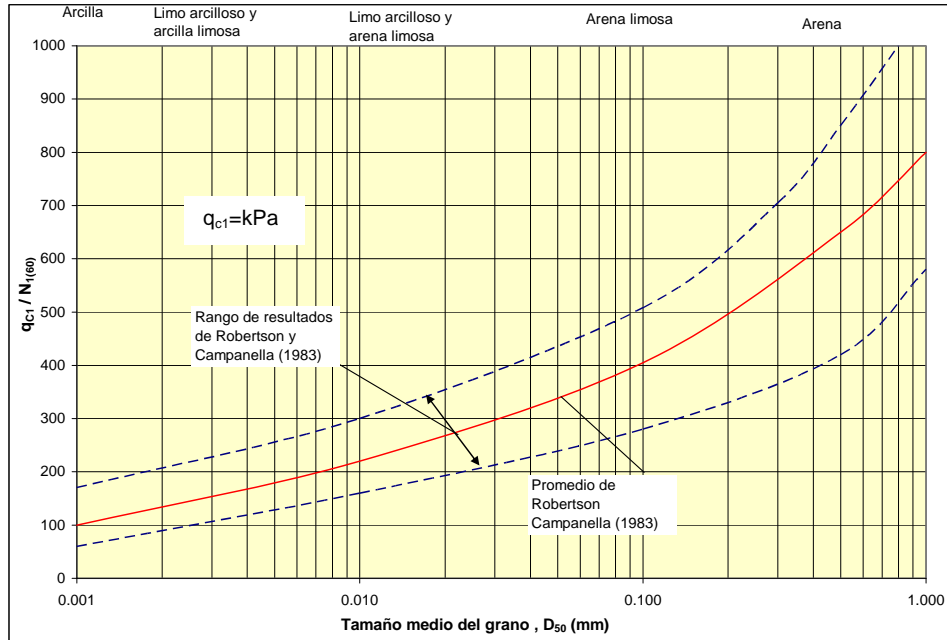
- |                             |                                    |                                  |
|-----------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1. Suelo fino sensitivo     | 5. Arcilla limosa a limo arcilloso | 9. Arena                         |
| 2. Suelo Organico           | 6. Arena limosa a limo arcilloso   | 10. Grava arenosa a arena        |
| 3. Arcilla                  | 7. Arena limosa a limo arenoso     | 11. Suelo muy duro de grano fino |
| 4. Limo arcilloso a arcilla | 8. Arena a arena limosa            | 12. Arena a arena arcillosa (*)  |

\* Sobre consolidado o cementado

**Cuadro N° 3.16 Tipo de Suelo de acuerdo al Índice "Ic"**

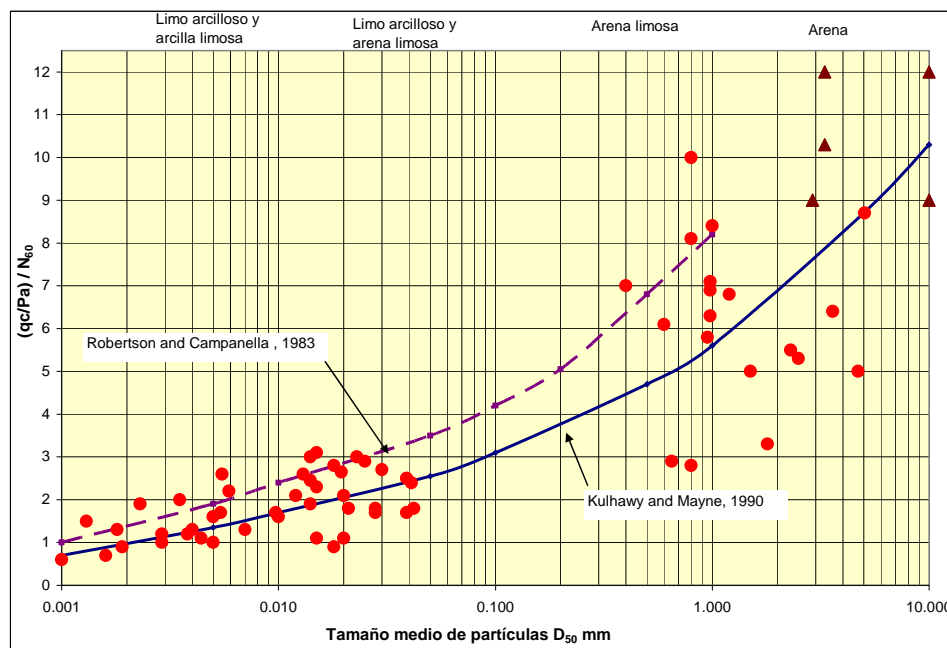
Tipo de Suelo	Zona	Tipo de Suelos
$I_c < 1.31$	7	Grava arenosa
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Arenas limpias a arenas limosas
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Mezclas de arenas – limosas arenosas a arenas limosas
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mezclas de limos – limos arcillosos a arcillas limosas
$2.95 < I_c < 6.60$	3	Arcillas
$I_c < 3.06$	2	Suelos orgánicos – turbas

Robertson y Campanella (1983) (Ref. 52), presenta la relación  $q_{c1}/N_{1(60)}$  vs  $D_{50}$  (mm), tamaño medio del grano, según la figura N° 3.28.



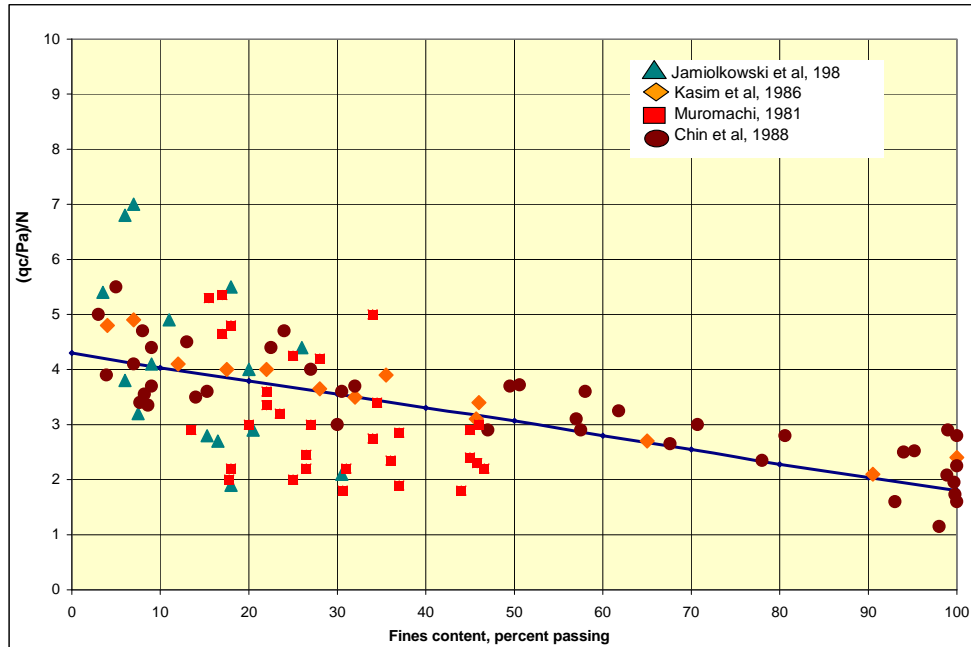
**Figura N° 3.28 Relación  $q_{c1}/N_{1(60)}$  Vs  $D_{50mm}$  – Robertson – Campanella (1983)**

Kulhawy y Mayne (1990) (Ref. 52) presenta la correlación entre SPT y CPT, considerando el tamaño medio de las partículas  $D_{50}$ , según figura N° 3.29.



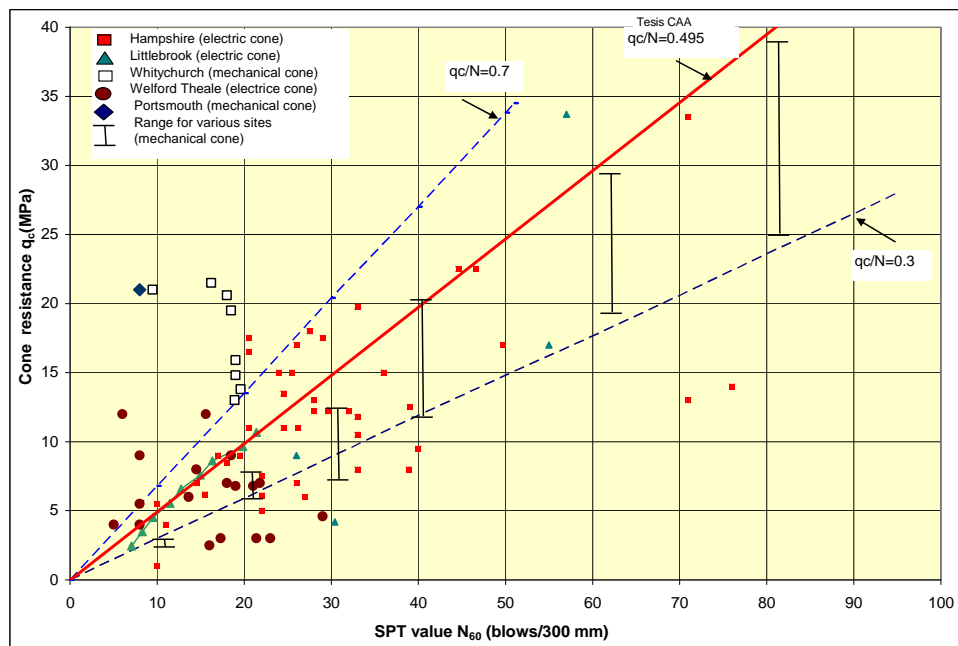
**Figura N° 3.29 Correlación entre SPT y CPT considerando el tamaño medio de las partículas  $D_{50 mm}$ - Kulhawy – Mayne (1990)**

Kulhawy y Mayne (1990) (Ref. 24) presenta la correlación entre SPT y CPT, considerando considerando el porcentaje de finos. Figura N° 3.30.



**Figura N° 3.30 Correlación entre SPT y CPT, considerando el porcentaje de finos – Kulhawy – Mayne (1990)**

Power (1982) (Ref. 52) presenta la correlación entre SPT y CPT. Figura N°3.31.

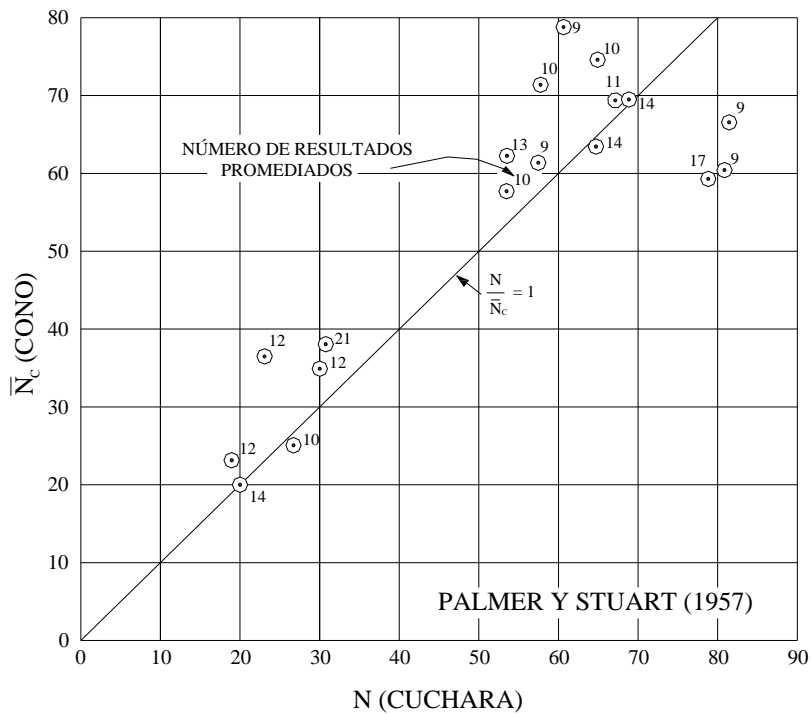


**Figura N° 3.31 Correlación entre SPT y CPT – Power (1982)**

### 3.5 Correlación entre el SPT y el Cono Normal – Palmer y Stuart (1957)

Según sus observaciones, confirmadas por otros (Schultze y Melzer, 1965), los resultados son comparables con los de la cuchara. La Figura 3.32 contiene la correlación de Palmer y Stuart.

El cono normal tiene un diámetro de 2” y ángulo central de 60° y es colocado en lugar de la zapata del penetrómetro.



**Figura. N° 3.32 Correlaciones de cuchara normal con el Cono Normal – Palmer y Stuart** (Ref. 71)

Así mismo Schultze y Melzer (1965) han publicado una correlación de este penetrómetro con la densidad relativa, que aparece también en la Figura. 3.33 estas curvas difieren bastante de la correlación de Schultze y Mezenbach de 1961.

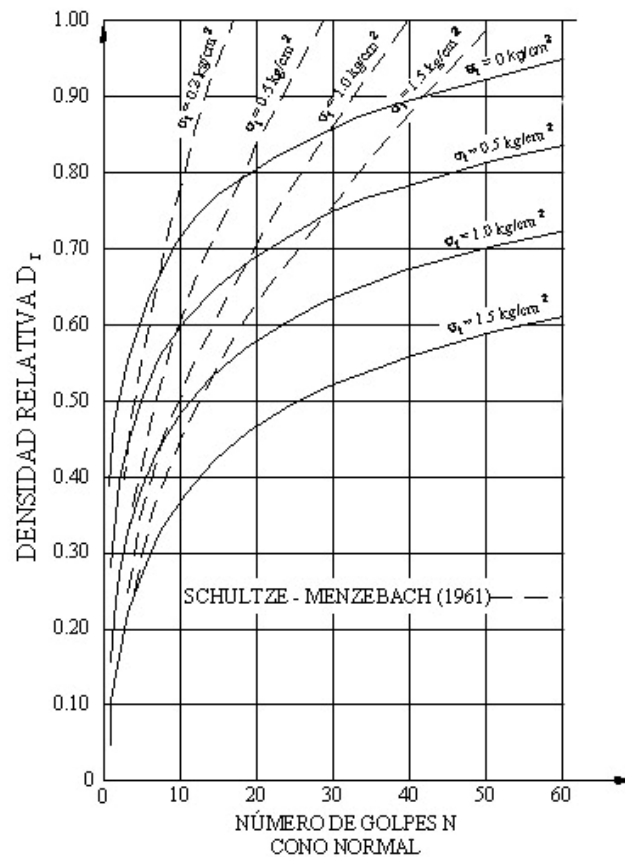


Figura. N° 3.33 Correlaciones del Cono Normal (Schultze y Melzer 1965) (Ref. 71)

### 3.6 Correlación con el Weight Sounding Test (WST)

Cubrinovski e Ishihara (1999) examinaron la relación del rango de la relación de vacíos  $e_{max} - e_{min}$ , contra el tamaño promedio de los granos  $D_{50}$ , basado en un gran número de datos en muestras no disturbadas y mostró que los tipos de suelos tales como: gravas, arenas limpias y arenas con finos, pueden ser divididos en 3 grupos en Términos del rango de la relación de vacíos. Los suelos gravosos presentan rangos de la relación de vacíos de 0.2 a 0.3, las arenas limpias entre 0.3 a 0.5 y las arenas con finos entre 0.5 a 0.7. Basado en estos resultados Yoshimichi Tsukamoto et. al. (2004) (Figura N° 3.34), estableció una relación entre el valor de  $N_{SW}$  de la prueba Sueca de Penetración y “N” del SPT, mediante la siguiente relación:

$$N = \frac{\sqrt{e_{\max} - e_{\min}}}{10} (N_{sw} + 40)$$

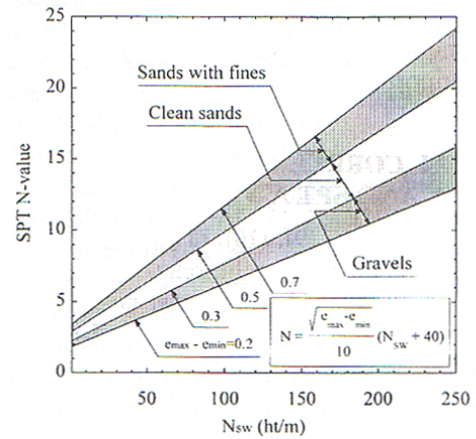


Figura N° 3.34 Relación entre  $N_{WST}$  y  $N_{SPT}$  (Tsukamoto et al 2004) (Ref. 90)

Inada (1960) recopiló información durante la construcción de la carretera entre Nagoya y Osaka en el Japón y estableció fórmulas de correlación entre  $N_{SPT}$  y  $N_{SW}$  adoptadas por el Manual de Investigaciones Geotécnicas publicadas por JGS (1995). Una fórmula similar fue propuesta por Ueda (1957) basado en la compilación de datos de Estudios de cimentación para puentes en el Japón, cubriendo suelos arcillosos y arenosos.

En la Figura N° 3.35 se aprecia las 2 relaciones mencionadas y la propuesta por Tsukamoto et al.

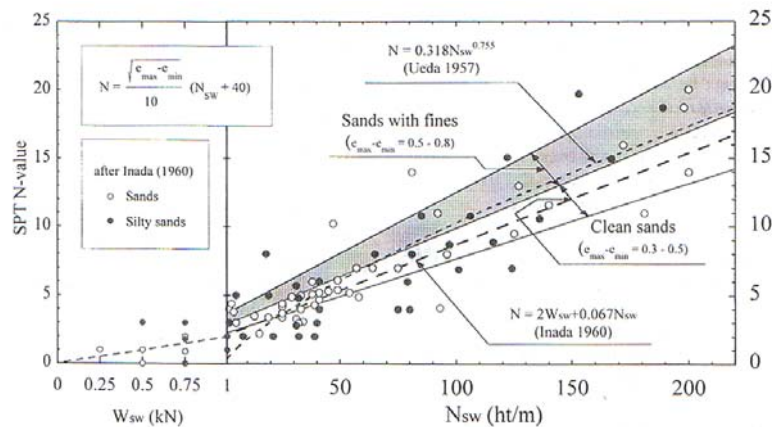


Figura. N° 3.35 Relación entre  $W_{WST}$  y  $N_{WST}$  de la prueba  $W_{WST}$  y del SPT para limos y arenas (Ref. 90)



**Cuadro 3.17 Eurocódigos Norma Europea Experimental Octubre 2002**

Densidad Relativa	Resistencia en el sondeo lastrado <sup>1)</sup> medias vueltas/0.2 m	Angulo de resistencia al corte <sup>2)</sup> [N]	Modulo de Young drenado <sup>3)</sup> [N]
Muy baja	0 a 10	29 a 32	> 10
Baja	10 a 30	32 a 35	10 a 20
Media	20 a 50	35 a 37	20 a 30
Alta	40 a 90	37 a 40	30 a 60
Muy alta	> 80	40 a 42	60 a 90

1) Antes de la determinación de la densidad relativa se debe dividir la resistencia al sondaje lastrado por el factor 1.3.

2) Los valores dados son aplicables a las arenas. Para suelos limosos se debe reducir el ángulo en 3°. Para gravas, se deben añadir 2°.

3) Los valores dados para el modulo drenado corresponde a un asentamiento después de 10 años. Se han obtenido suponiendo que la distribución de fuerzas verticales sigue una ley de aproximación de 2 :1. Investigaciones ulteriores indican que estos valores pueden ser un 50% mas bajos en suelos limosos y un 50% mas altos en suelos de gravas. En suelos no cohesivos sobreconsolidados, el modulo puede ser considerablemente mas alto. Para calcular el asentamiento para presiones del terreno mayores de 2/3 de la presión de proyecto en el estado limite último, el modulo debería rebajarse a la mitad de los valores dados en esta tabla.

- (1) En el Cuadro 3.17 recoge un ejemplo de valores deducidos del ángulo de resistencia al corte y del módulo de Young drenado de elasticidad,  $E_m$ , estimado a partir de la resistencia en el ensayo de sondaje lastrado. Este ejemplo relaciona el valor medio de la resistencia en el sondaje lastrado en una capa con los valores medios de  $N'$  y de  $E_m$ .
- (2) Si sólo están disponibles los resultados de los ensayos de sondaje lastrado, en el Cuadro 3.17 se debe seleccionar para cada intervalo el valor mas bajo del ángulo de la resistencia cortante y del modulo de Young.
- (3) Cuando se evalúan los diagramas de la resistencia de la penetración lastrada para aplicar en el Cuadro 3.17, los picos debidos, por ejemplo, a piedras o guijarros no deben tenerse en cuenta. Tales picos son frecuentes en los ensayos de sondaje lastrado que se realizan en gravas.

### 3.7 Correlaciones con el Cono PECK

Todavía no se establece una correlación entre la prueba de resistencia dinámica y características tales como la densidad *in situ*, la capacidad de carga y asentamiento, como en la prueba de penetración estándar.

#### 3.7.1 Correlación del Cono Peck y el SPT

Se menciona la experiencia de Peck en la exploración del Coliseo de Denver, notando que por casualidad los valores de penetración eran del mismo orden que los obtenidos con la cuchara (diámetro del Cono 2 ½”, ángulo central 62.4° y barras “B” de 54 mm).

Como en la generalidad de los casos, este penetrómetro se usa como complemento de la exploración con perforaciones, es recomendable correlacionarlo con la cuchara en cada sitio haciendo pruebas de penetración con cono al lado de una o más perforaciones. Esto tiene por objeto definir el comportamiento del cono en los suelos del caso, y comparar los resultados obtenidos, para saber que grado de confiabilidad tienen las observaciones con cono en otros puntos del mismo terreno. La correlación permite apreciar hasta que punto interfiere la fricción de las barras en cada caso.

Aunque los resultados obtenidos con este cono son en general buenos, la correspondencia con la cuchara no siempre es constante, pero en todos los casos el cono dará información valiosa acerca de la tendencia de las variaciones del suelo. El valor de esta información es siempre importante comparada con el bajo costo.

La primera correlación del Cono Peck a valores del SPT en el Perú fue investigada por el Ing. Roberto Michelena con motivo de un estudio de suelos en materiales arenosos en la provincia de Chimbote en los años 1971; en aquella oportunidad se obtuvo una correlación:

$$\frac{C_n}{2} = N \text{ (Para suelos arenosos) .....(3.23)}$$

#### Metodología

Posteriormente (1993) el Ingeniero Juan José Moreno Dellepiane – Jefe del Departamento de Proyectos de la Empresa MR & Asociados, efectuó un estudio

basado en una recopilación de 10 estudios efectuados por la empresa MR & Asociados S.A. en los cuales se ha efectuado auscultaciones con el CP y SPT en sondeos muy cercanos sobre suelos granulares, de tal manera que se ha podido tener una lista de pareja de valores  $C_n$  y  $N$  ( $C_n$  resultado del CP y  $N$  resultado de SPT). Esta lista de valores ha sido depurada en los casos que el suelo no se mostraba uniforme en los perfiles estudiados y por lo tanto generaban un comportamiento atípico en las correlaciones estudiadas.

Adicionalmente se ha hecho una revisión de la literatura disponible del tema, para efectuar una comparación de criterios.

### **Recopilación de información**

La recopilación de información se ha hecho en base a una selección de los estudios más significativos efectuados por MR & Asociados S.A. Los estudios han permitido efectuar una correlación. Dichos estudios están ubicados en la costa y en la selva peruana.

Antes de efectuar el análisis de correlación definitiva, se hizo una depuración de la información de acuerdo a los perfiles de suelos que acompañaban los registros, descartándose aquellos valores donde el perfil de suelos presentaban lentes de suelos finos, un contenido de suelos finos muy alto (>30%) o algo de grava, debido a que se notó que cualquiera de estas condiciones generaban un comportamiento atípico de acuerdo a la correlación preliminar que actualmente se usa ( $N=0.5C_N$ ).

### **Análisis de la información**

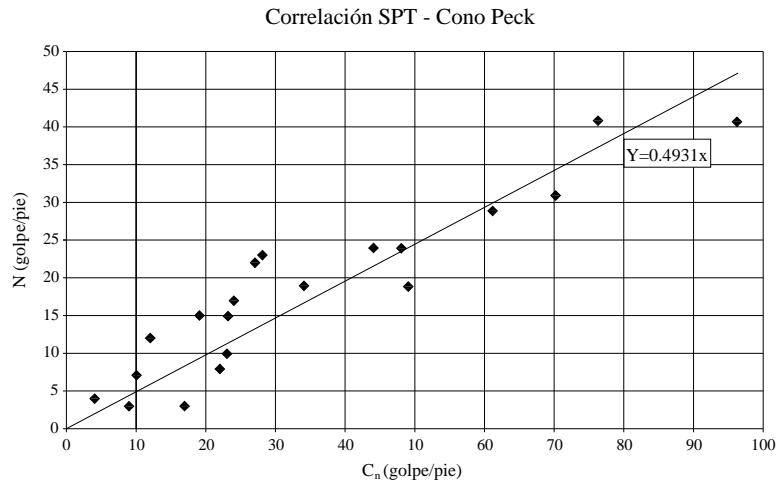
Se hizo una correlación de todos los datos disponibles por medio de una regresión lineal para obtener una forma de correlación del tipo:

$$N = \alpha.C_n \dots\dots\dots(3.24)$$

Para el juego de valores estudiados (Figura 3.41), el valor de  $\alpha$  resultó de:

$$\alpha = 0.4931$$

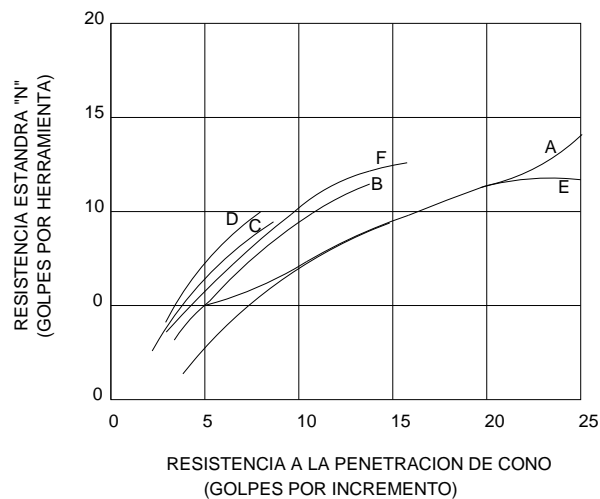
Notar que este valor es bastante parecido al valor que se utiliza actualmente para la interpretación del CP.



**Figura. N° 3.36 Correlación SPT – Cono Peck** (Ref. 60)

### 3.8 Correlaciones con el Cono Sowers

Las correlaciones originales de Sowers se muestran en la Figura 3.37. Por supuesto, correlación similar se podría desarrollar para los suelos de otras regiones y diferente origen geológico.



- Curva A - suelo normalmente consolidado de pie de monte
- B - suelo al 95% de compactación
- C - suelo al 90% de compactación
- D - suelo al 80% de compactación
- E - Arenas de costa
- F - suelo aluvional de pie de monte

**Figura. N° 3.37 Resistencia a la Penetración de Cono** (Ref. 83)

### 3.9 Correlaciones con el DPL (Dynamic Probing Light)

Ulrich Smolczyk en su publicación *Geotechnical Engineering Handbook*, Volumen 3 (2003), menciona que en base a extensas investigaciones se ha demostrado que existe una relación entre el número de golpes  $N_{10}$  del DPL y la densidad relativa de suelos arenosos, a través de la siguiente relación:

$$I_D = a_1 + a_2 \log N_{10} \dots \dots \dots (3.25) \text{ (Ref. 82)}$$

Donde:

- $I_D$  = Densidad Relativa en decimal.
- $a_1$  y  $a_2$  = Coeficientes adimensionales. (Cuadro 3.18)
- $N_{10}$  = Número de golpes del DPL para 10 cms de penetración.

Así mismo los mismos autores presentan una relación para determinar el módulo de elasticidad lineal derivado de ensayos edométricos:

$$E_{oed} = v \cdot p_a \left[ \left( \frac{\sigma'_v + 0.5\sigma'_p}{p_a} \right)^w \right] \dots \dots \dots (3.26)$$

Donde:

- $v$  = Coeficiente de rigidez  $V = b_1 + b_2 \log N_{10}$
- $b_1$  y  $b_2$  = Coeficientes adimensionales (Cuadro 3.18)
- $w$  = Exponente de rigidez; para arenas y mezcla de arenas con gravas  $w=0.5$ , para arcillas poco plásticas con  $W_p < 10\%$  y  $W_L < 35\%$ ;  $w=0.6$
- $\sigma'_v$  = Presión efectiva vertical en la base de la cimentación o a cualquier profundidad
- $\sigma'_p$  = Presión efectiva vertical causada por la estructura en la base de la cimentación
- $P_a$  = Presión atmosférica

**Cuadro N° 3.18 – Valores de los Coeficientes Adimensionales  $a_1$ ,  $a_2$  y  $b_1$ ,  $b_2$  Ulrich Smolczyk (2003)**

Clasificación de Suelos (DIN 18196)	Condición		Densidad Relativa $L_p$		Coeficiente de rigidez $v$	
	$U^1$	$I_c^2$	DPL		DPL	
			$a_1$	$a_2$	$b_1$	$b_2$
SE	$\leq 3$	---	<b>0.15</b>	<b>0.260</b>	<b>71</b>	<b>214</b>
SW, GW	$\geq 6$	---	---	---	---	---
TL - TM	--	<b>0.75 – 1.30</b>	---	---	<b>30</b>	<b>4</b>

<sup>1)</sup> Grado de Uniformidad  $d_{60}/d_{10}$

<sup>2)</sup> Unidad de consistencia :1

Rangos válidos

Para la densidad relativa  $3 \leq N_{10} \leq 50$

Para coeficiente de rigidez en SE con :  $DPL 4 \leq N_{10} \leq 50$

Para coeficiente de rigidez en TL , TM con  $DPL 6 \leq N_{10} \leq 19$

Clasificación de suelos de acuerdo a DIN 18196:

SE: Arena pobremente graduada

SW: Arena bien graduada

GW: Mezcla de arenas y gravas bien graduadas

TL :Arcillas de baja plasticidad

TM: Arcillas de mediana plasticidad

**Cuadro N° 3.19 Estimaciones conservadoras de valores deducidos para el ángulo de resistencia al corte  $\phi'$  de suelos no cohesivos, a partir del índice de densidad  $I_D$  para diferentes valores del coeficiente de uniformidad  $U$  (Ref. 82)**

Tipo de suelo	Degradación	Intervalo de $I_D$ (%)	Ángulo de resistencia al corte
Arenas de grano ligeramente fino arenas, gravas	Ligeramente degradada  ( $U < 6$ )	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	32.5
		> 65 (denso)	35
Arenas, arenas grava, grava	Muy degradada  ( $6 \leq U \leq 15$ )	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	34
		> 65 (denso)	38

Germán Vivar (1993) (Ref. 95), comparando pruebas de campo de Penetración Estándar SPT Vs pruebas de Dynamic Probing Light (DPL), obtiene la siguiente correlación para arenas finas (SP) y arenas limosas (SM). (Figura N° 3.38)

$$q_{10} = N_{60}$$

Toma como referencia pruebas realizadas en Talara con presencia de nivel freático.

De donde se puede deducir que  $n = N$  para arenas limosas sumergidas de la Ciudad de Talara.  
**Figura N° 3.38 Correlación entre "N" del SPT y "n" del DPL – (Ing. Germán Vivar Romero- 1993)**



### 3.10 Correlaciones con el Large Penetration Test (LPT)

Se presentan a continuación algunas correlaciones observadas y esperadas:

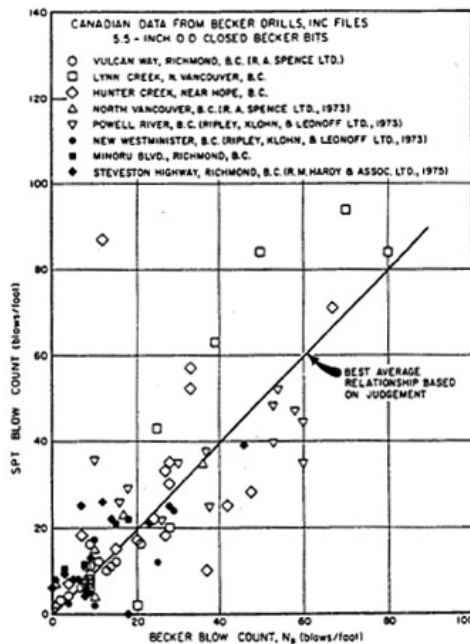
**Cuadro 3.20 - Correlaciones SPT – LPT observadas en arenas y gravas (Ref. 25)**

Ensayo	Localización	Tipo de suelos	D <sub>50</sub> (mm)	NSPT / NLPT	Predicho $\frac{(N_{60})_{SPT}}{(N_{60})_{LPT}}$
NALPT	Kidd2	Arena	0.19 – 0.56	1.29	1.38
JLPT	Cámara de calibración	Arena fina	0.34	1.5	1.58
		Arena media a gruesa	1.13 – 2.28	2.0	
Burmister LPT	N.A.	Arena y limo	----	0.42	0.56
ILPT	Messina, Italia	Arena	0.2 – 0.6	1.14	0.95
		Arena con grava	1 – 5	1.02	
		Arena con grava	1 – 15	0.89	

Nota:

NA : Datos indicados no disponibles (Ref. 25)

### 3.11 Correlaciones con el Becker Penetration Test (BPT)



**Figura. N° 3.39 - Correlaciones de BPT – SPT de Perforaciones Becker Drills, Inc. (Harder and Seed 1986)**

## **CAPITULO IV**

### **CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO**

#### **4.1 Características Físico - Mecánicas**

La arena utilizada en la presente investigación proviene de la Cantera Lomo de Corvina, Distrito de Villa El Salvador. Se trata de un área fina eólica de granos subredondeados.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio Geotécnico del CISM1D, Laboratorio N° 2 de Mecánica de Suelos de La Facultad de Ingeniería Civil, Laboratorio de SENCICO, Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Pontificia Universidad Católica del Perú y en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa CAÁ Ingenieros Consultores Eirl, de acuerdo a la siguiente relación:

##### **Propiedades índices:**

Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422 MTC E107-1999, NTP-

400.012 (Cuadros 4.1 y 4.2 y Figuras 4.1, 4.2 ,4.3 y 4.4)

Limites de Consistente ASTM D-4318 (Cuadros 4.1 y 4.2)

Gravedad Específica ASTM D-854, NTP 339-131 (Cuadro 4.3)

Proctor Modificado ASTM D-1557 MTC El 15-1999 (Cuadro 4.4 y Figura 4.5)

##### **Propiedades Especiales:**

Corte Directo ASTM D-3080, NTP 339.171, MTC E123-1999 (Cuadro 4.5)

Ensayos de Densidades Máximas y Mínimas ASTM D-4253, NTP 339.137, ASTM D- 4254, NTP 339.138 (Cuadro 4.3)

Ensayos Edométricos (Cuadro 4.6)

#### **4.2 Resumen de Caracterización Geotécnica**

Se presenta a continuación los Cuadros y Figuras con los resultados de las propiedades índices realizado los diferentes Laboratorios de Suelos.

De acuerdo a la siguiente Relación:

- Propiedades Índices:

Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422

Laboratorio Geotécnico – CISMID

Sondaje : ---  
Muestra : ---  
Profundidad (m) : ---

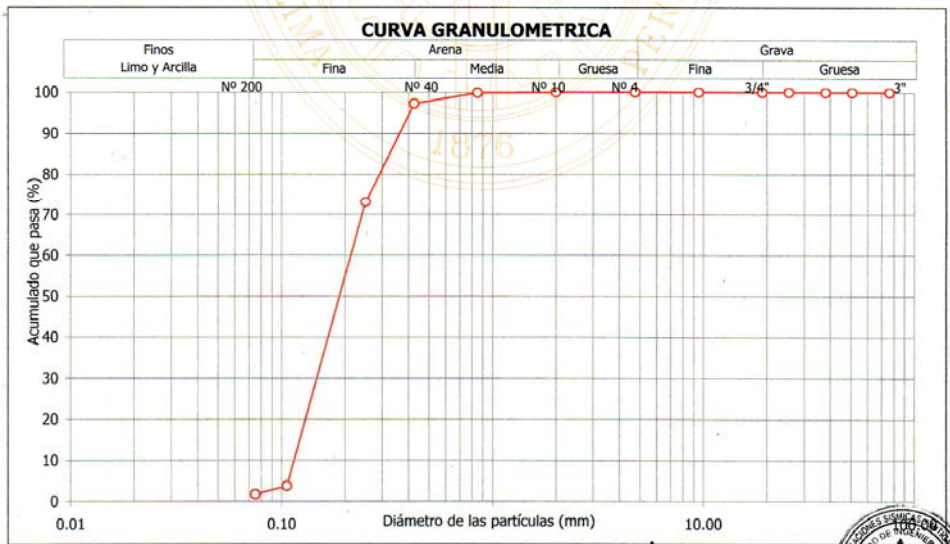
Contenido de humedad; ASTM - D2216	
Humedad (%)	77.0

Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	100.0
Nº 20	0.850	99.9
Nº 40	0.425	97.2
Nº 60	0.250	73.1
Nº 140	0.106	3.7
Nº 200	0.075	1.7

Límites de consistencia		
Límite Líquido (%)		NP
Límite Plástico (%)		NP
Índice de Plasticidad (%)		NP
Límite de Contracción (%)		---

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		1.9
Coefficiente de Curvatura (Cc)		0.9
Grava [ Nº 4 < φ < 3" ] (%)		0.0
Arena [ Nº 200 < φ < Nº 4 ] (%)		98.3
Finos [ φ < Nº 200 ] (%)		1.7

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
A A S H T O : A-3 (0)	
S U C S : SP // Arena mal gradada	



# Laboratorio de Mecánica de Suelos CAA Ingenieros Consultores Eirl

## 1.0 Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422

Exploración	<b>P-1</b>	<b>P-1</b>	<b>P-1</b>
Profundidad (m.)	4.00 - 4.30	5.00 - 5.50	8.00 - 8.50

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA		
3"	76.200			
2"	50.000			
1 1/2"	37.375			
1"	25.000			
3/4"	19.000			
3/8"	9.500			
Nº 4	4.750	100.0	100.0	100.0
Nº 10	2.000	99.9	99.8	99.9
Nº 20	0.850	99.8	99.6	99.8
Nº 40	0.420	96.1	96.3	96.7
Nº 60	0.250	70.5	64.8	71.8
Nº 100	0.150	17.8	15.0	17.3
Nº 200	0.075	4.7	4.2	4.1

## 2.0 Límites de Consistencia ASTM D-4318-93

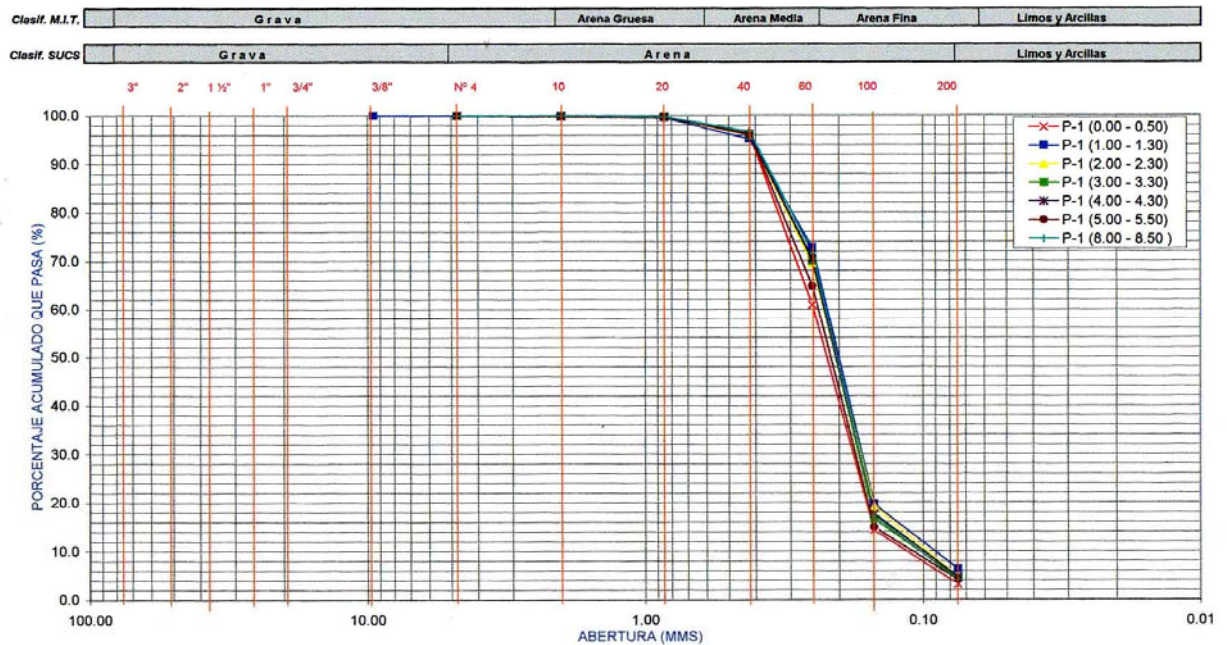
Límite Líquido (%)	—	—	—
Límite Plástico (%)	—	—	—
Índice Plástico	N.P.	N.P.	N.P.

## 3.0 Clasificación SUCS

<b>SP</b>	<b>SP</b>	<b>SP</b>
-----------	-----------	-----------

## 4.0 Contenido de Humedad (%)

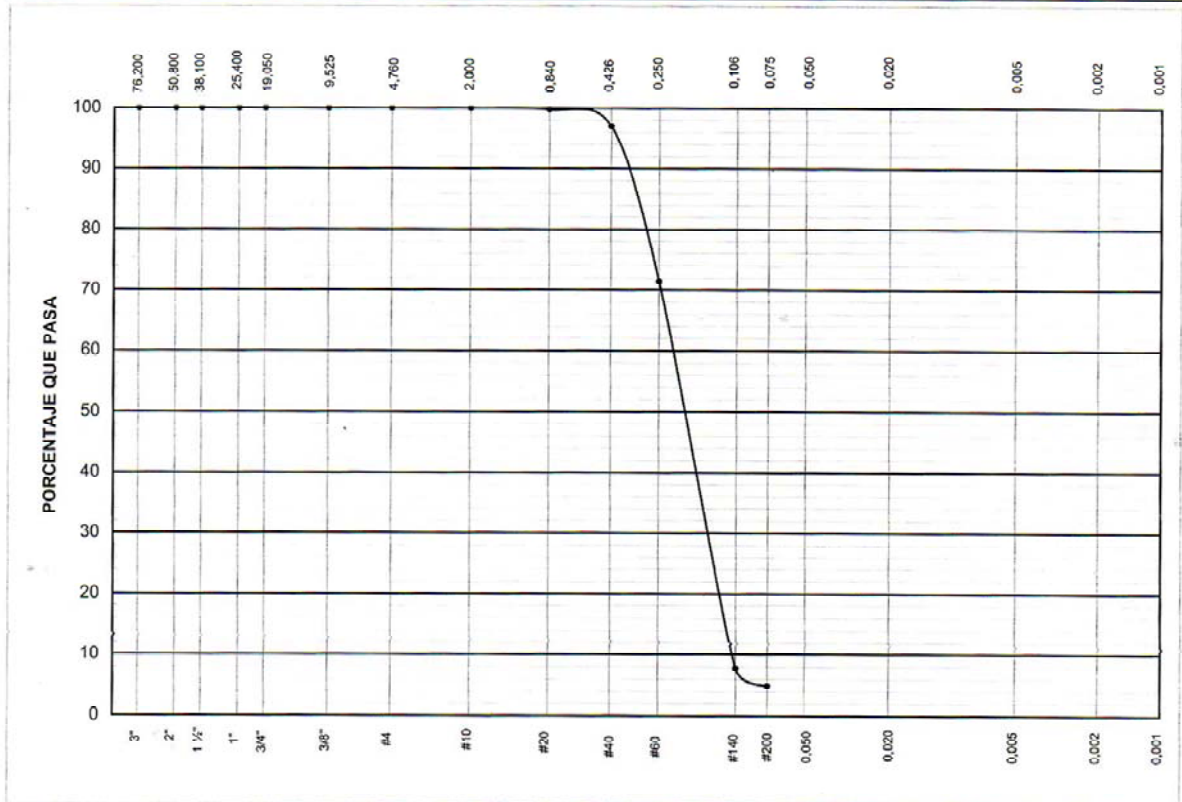
7.12	6.42
------	------



**Laboratorio de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil –  
Pontificia Universidad Católica del Perú**

**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN  
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131**

Solicitante : ING. CESAR ATALA ABAD		Expediente : <b>07-109</b>
Proyecto : CORRELACIONES EN SUELOS GRANULARES FINOS (ARENAS)		
Muestra : P-1	Profundidad: 5,00-5,50 m	Fecha : 09-May-2007

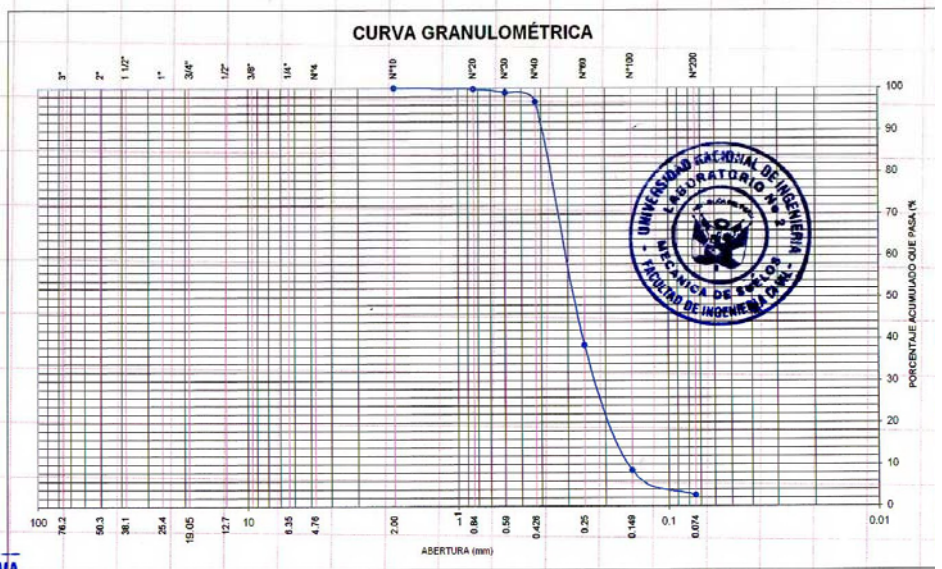


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	-----	-----	CLASIFICACIÓN	
3"	100,0	-----	-----	-----	Gs = 2,76	SUCS :	<b>SP</b>
2"	100,0	-----	-----	-----		AASHTO :	-----
1 1/2"	100,0	-----	-----	-----	<p>MANUEL A. OLCESE PRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio</p>		
1"	100,0	-----	-----	-----			
3/4"	100,0	-----	-----	-----			
3/8"	100,0	-----	-----	-----			
#4	100,0	-----	-----	-----			
#10	100,0	-----	-----	-----			
#20	99,8	-----	-----	-----			
#40	97,0	-----	-----	-----			
#60	71,5	-----	-----	-----			
#140	7,8	-----	-----	-----			
#200	4,9	-----	-----	-----			



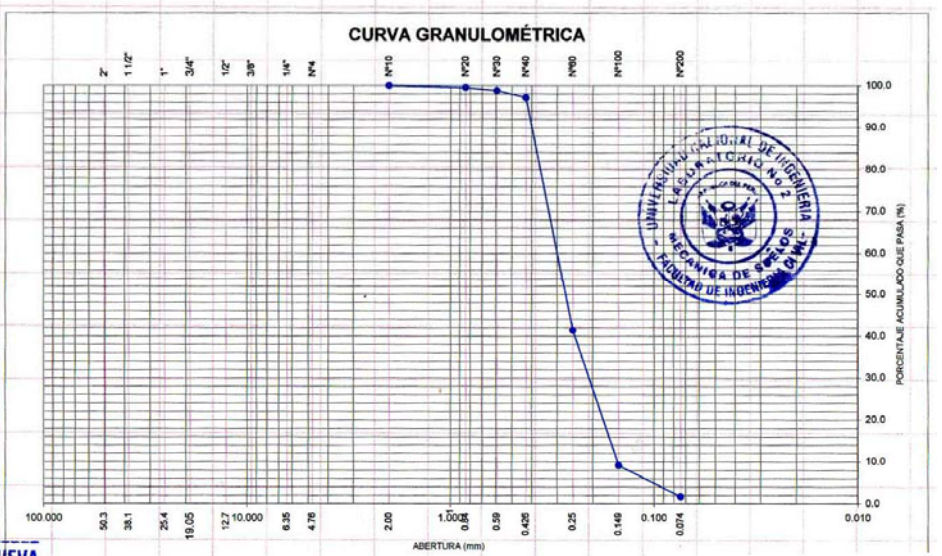
Laboratorio de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil –  
 Universidad Nacional de Ingeniería

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	
1/4"	6.350	
Nº4	4.760	
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	99.8
Nº30	0.590	98.9
Nº40	0.426	96.7
Nº60	0.250	38.4
Nº100	0.149	8.4
Nº200	0.074	2.6



PREPUESTO  
 EGO B. GUERRA  
 INGENIERO CIVIL  
 QUINONES VILLANUEVA

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	
1/4"	6.350	
Nº4	4.760	
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	99.5
Nº30	0.590	98.8
Nº40	0.426	97.2
Nº60	0.250	41.5
Nº100	0.149	9.2
Nº200	0.074	1.7

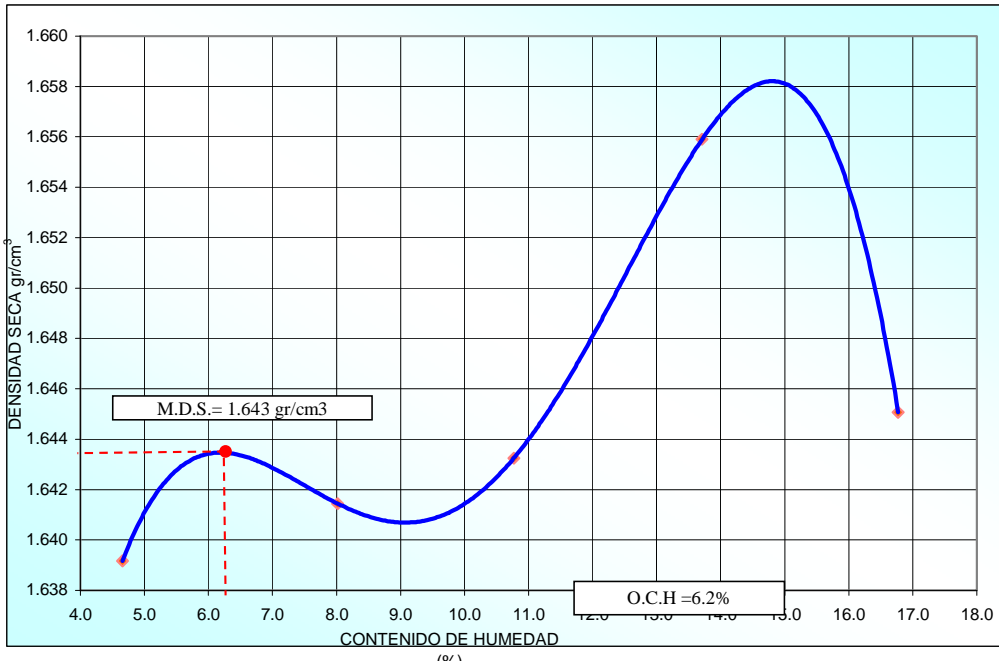


PREPUESTO  
 EGO B. GUERRA  
 INGENIERO CIVIL  
 QUINONES VILLANUEVA

## Proctor Modificado – Laboratorio de Mecánica de Suelos CAA Ingenieros Consultores eirl

Volumen **935.4**  
Método de Compatación **Proctor Modificado ASTM D-1557 Tipo "A"**

Peso suelo + Molde	3528.3	3582.1	3626.2	3684.9	3720.5
Peso Molde	1923.6	1923.6	1923.6	1923.6	1923.6
Peso suelo húmedo compactado	1604.7	1658.5	1702.6	1761.3	1796.9
Peso volumétrico húmedo	1.72	1.77	1.82	1.88	1.92
Recipiente No.	1	3	6	7	9
Peso suelo húmedo + Tara	134.50	127.00	139.50	136.90	128.70
Peso suelo seco + Tara	129.60	119.40	128.00	122.60	112.90
Tara	24.40	24.60	21.20	18.30	18.70
Peso de agua	4.90	7.60	11.50	14.30	15.80
Peso de suelo seco	105.20	94.80	106.80	104.30	94.20
Contenido de agua (w%)	4.66	8.02	10.77	13.71	16.77
Humedad Promedio (%)	4.658	8.017	10.768	13.710	16.773
Peso volumétrico seco	1.639	1.641	1.643	1.656	1.645



# Corte Directo - Laboratorio Geotécnico – CISMID



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES  
**LABORATORIO GEOTÉCNICO**



Av. Túpac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.g

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO

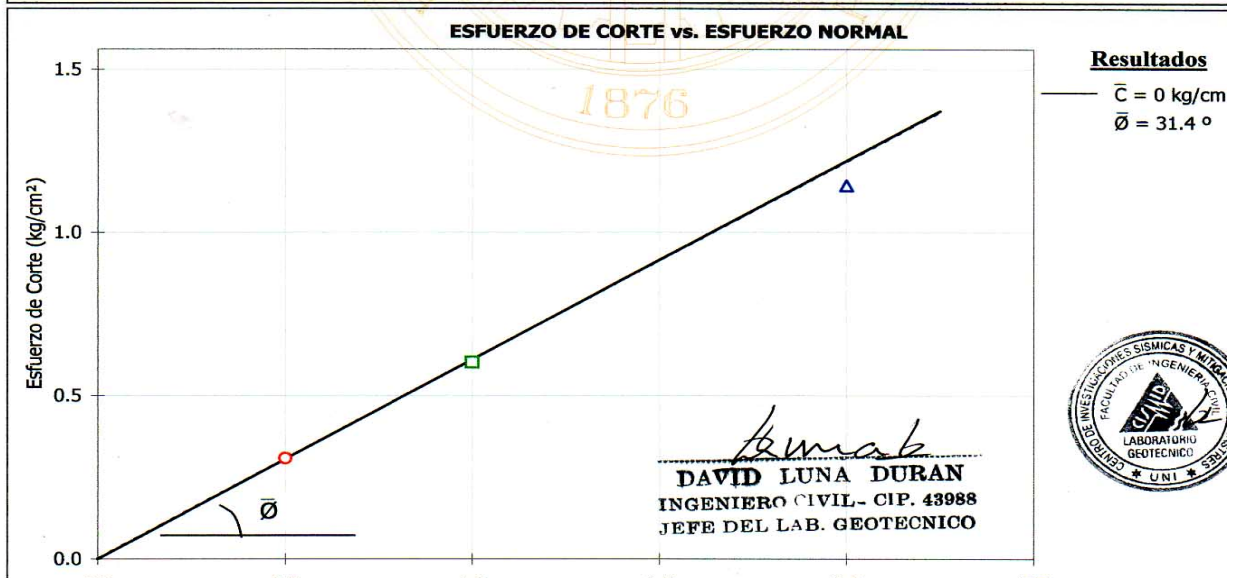
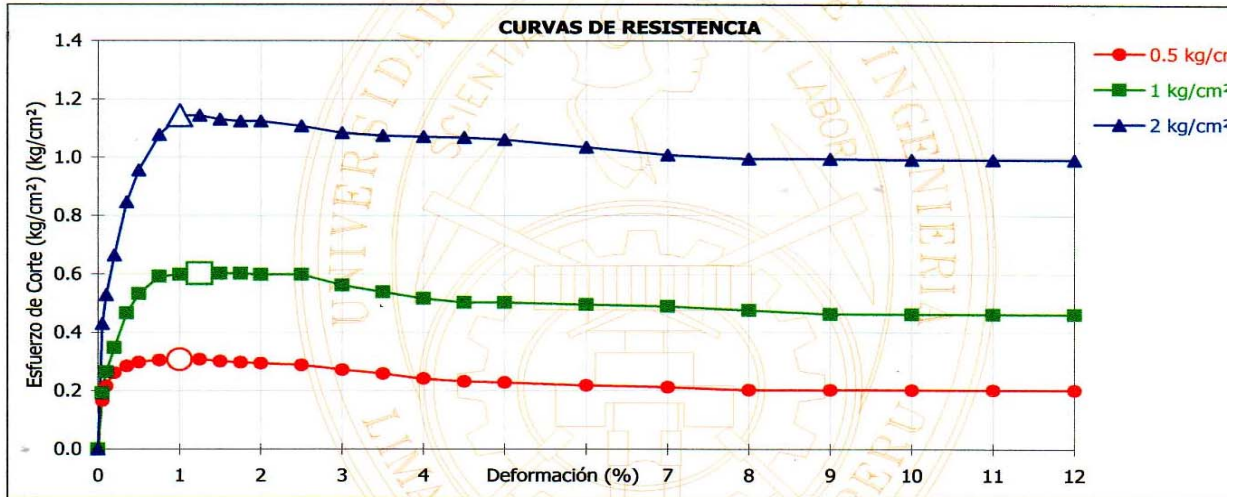
ASTM - D3080

Informe N° : LG06-303  
 Solicitante : ING. CESAR ATALA ABAD  
 Proyecto : Estudio Experimental Sobre Correlaciones en Suelos Granulares Finos (Arenas), Compactadas Usando Equipos de Penetración  
 Ubicación : Campus UNI - FIC, Dist. Rímac, Prov. y Dpto. Lima

Sondaje : ---  
 Muestra : ---  
 Profundidad (m) : ---  
 Estado : Remoldeado

Velocidad : 0.5 mm/min  
 AASHTO : A-3 ( 0 )  
 S U C S : SP // Arena mal gradada

Fecha : Julio, 2006







**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES  
**LABORATORIO GEOTÉCNICO**



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

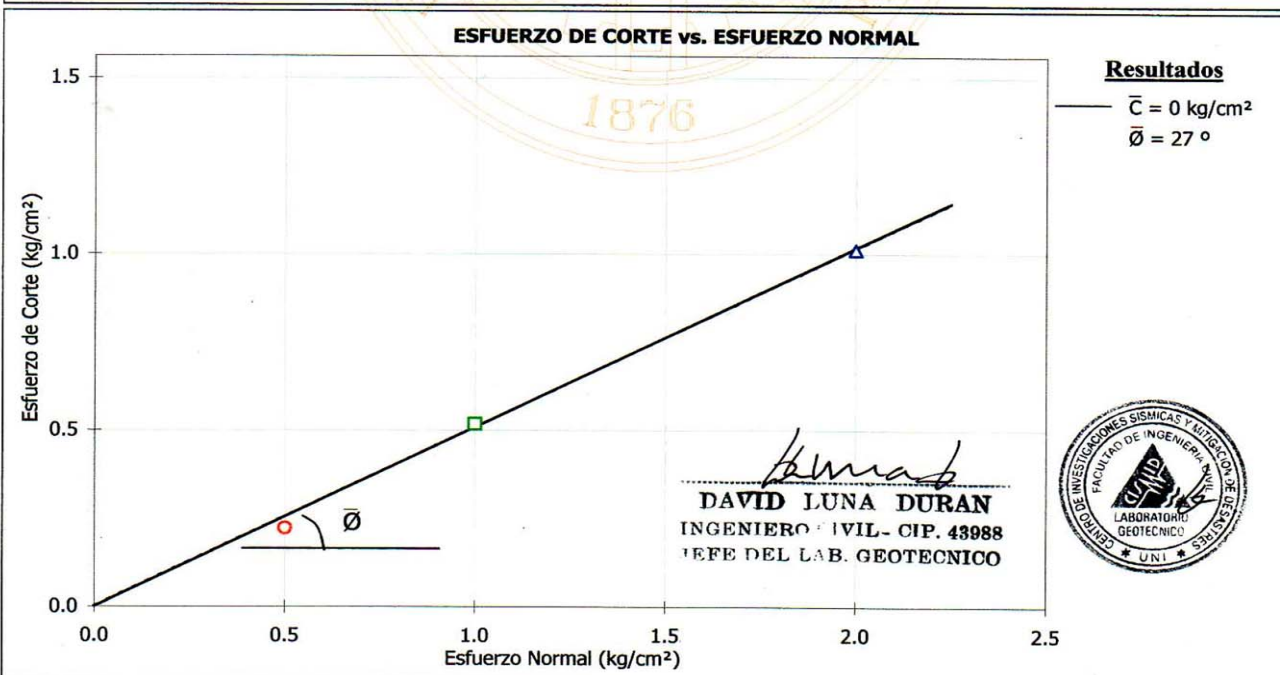
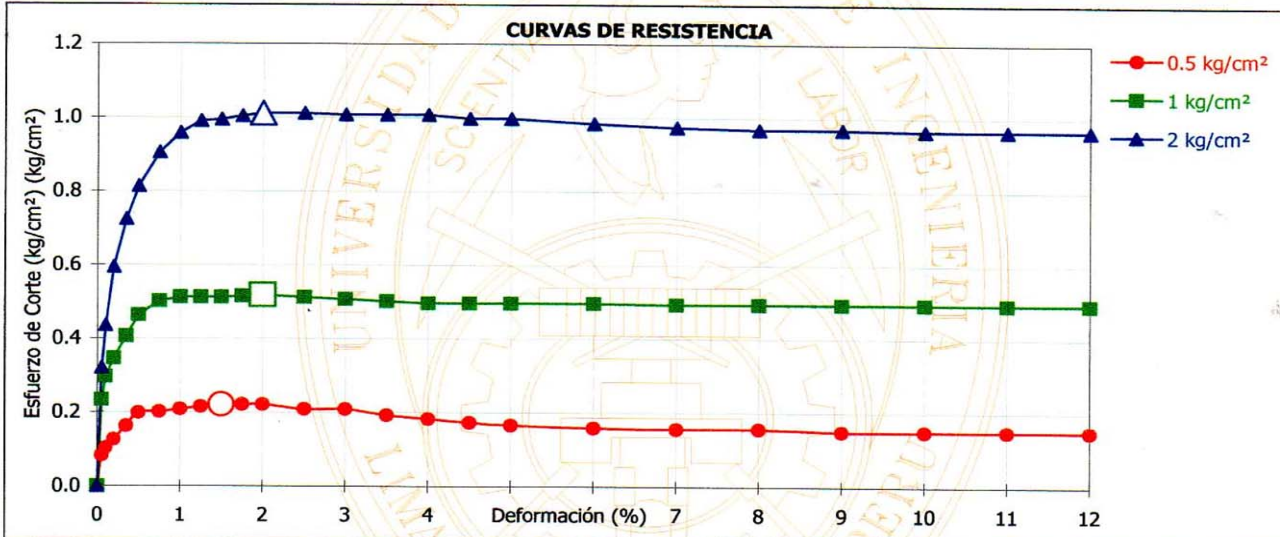
ASTM - D3080

Informe N° : LG06-303  
Solicitante : ING. CESAR ATALA ABAD  
Proyecto : Estudio Experimental Sobre Correlaciones en Suelos Granulares Finos (Arenas), Compactadas Usando Equipos de Penetración  
Ubicación : Campus UNI - FIC, Dist. Rímac, Prov. y Dpto. Lima

Sondaje : ---  
Muestra : ---  
Profundidad (m) : ---  
Estado : Remoldeado

Velocidad : 0.5 mm/min  
AASHTO : A-3 ( 0 )  
S U C S : SP // Arena mal gradada

Fecha : Julio, 2006



**Laboratorio de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil –  
Universidad Nacional de Ingeniería**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos  
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

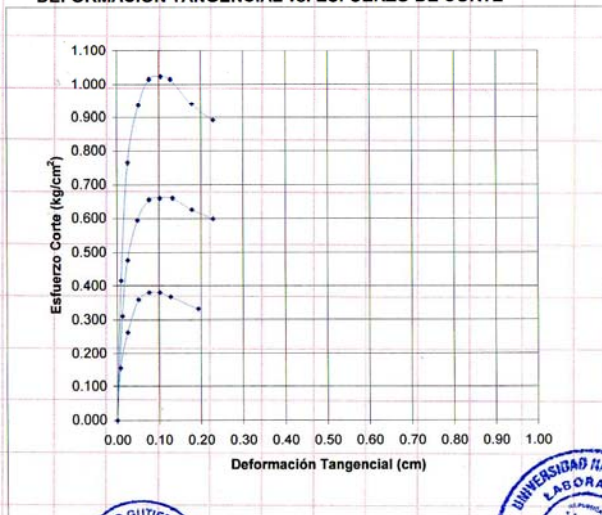
**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

**INFORME N° S06 - 287(III)**

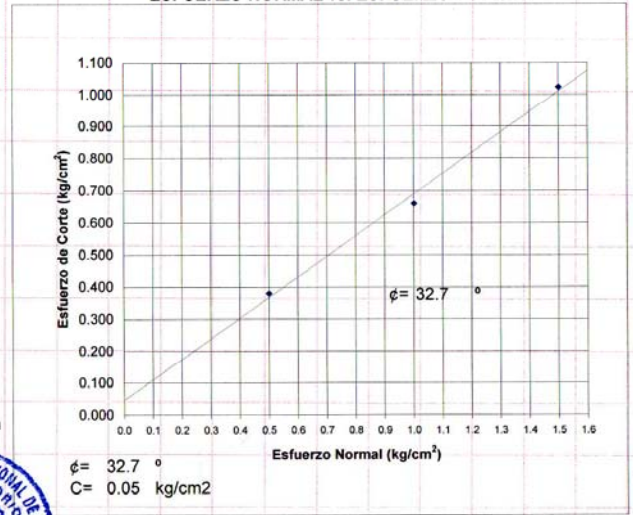
**ESTADO :** Remoldeado (material < Tamiz N° 4)  
**MUESTRA :** Unica  
**CALICATA :** \*\*\*  
**Prof.(m) :** \*\*\*

**SOLICITADO :** ING. CESAR ATALA ABAD  
**PROYECTO :** Tesis De Maestria: "Estudio Experimental Sobre Correlaciones en Suelos Finos (arenas) compactados con equipos de penetración".  
**UBICACIÓN :** FIC-UNI  
**FECHA :** 04, Agosto del 2006

**DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE**



**ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE**





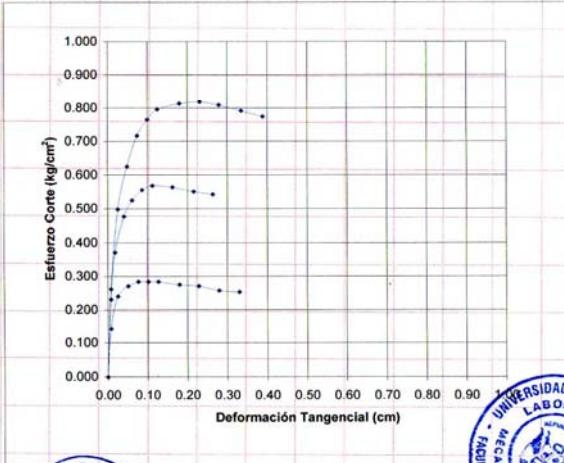
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)  
MUESTRA : Unica  
CALICATA : \*\*\*  
Prof.(m) : \*\*\*

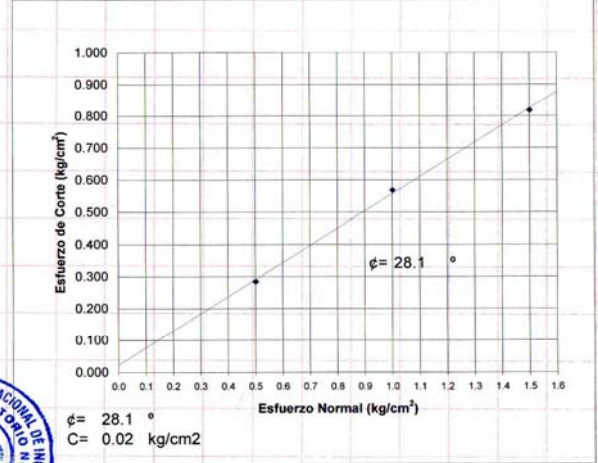
INFORME N° S06 - 287(VII)

SOLICITADO : ING. CESAR ATALA ABAD  
PROYECTO : Tesis De Maestría: "Estudio Experimental Sobre Correlaciones en Suelos Finos (arenas) compactados con equipos de penetración".  
UBICACIÓN : FIC-UNI  
FECHA : 04, Agosto del 2006

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE





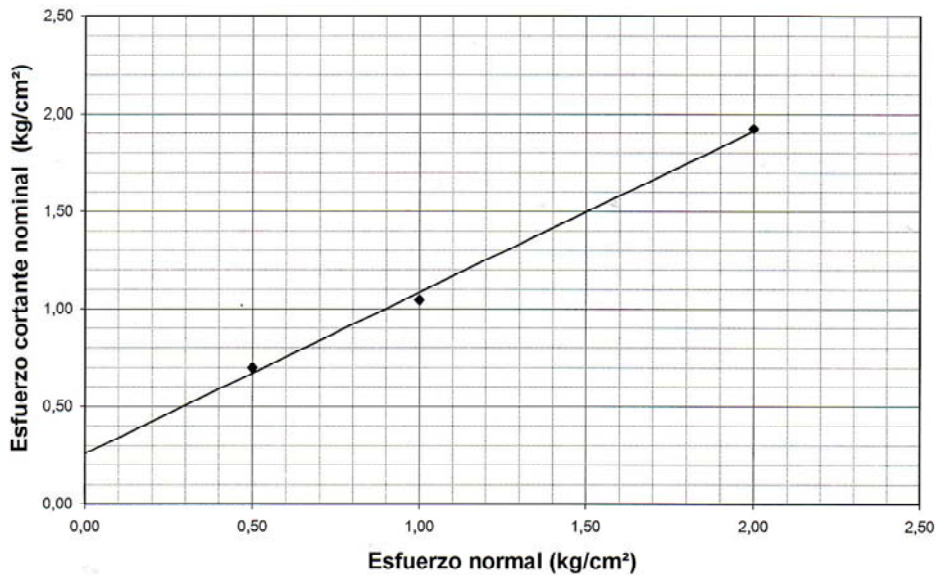
Laboratorio de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil –  
Pontificia Universidad Católica del Perú



Pontificia Universidad Católica del Perú  
Laboratorio de Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
NTP 339,171

Solicitante :	ING. CESAR ATALA ABAD	Expediente :	07-109
Proyecto :	TESIS DE MAESTRÍA "ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE CORRELACIONES EN SUELOS GRANULARES FINOS (ARENAS) COMPACTADOS USANDO EQUIPOS DE PENETRACIÓN"		
Muestra :	P-1	Profundidad:	5,00-5,50 m
		Fecha :	09-May-2007



$$C = 0,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 39,5^\circ$$

$$\tau = 0,26 + \sigma \tan 40^\circ$$

  
MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
Ingeniero Civil CIP 12969  
Jefe del Laboratorio



Nota: Si el esfuerzo cortante máximo ocurre antes del 15% de deformación, se define a este esfuerzo como el esfuerzo de falla. Caso contrario, se considera como esfuerzo de falla al esfuerzo correspondiente a una deformación de 15%.

07-109/1/CD/5 de 5



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

#### INFORME N° S06 - 287 (VIII)

**SOLICITADO :** CESAR ATALA ABAD  
**PROYECTO :** Tesis De Maestría: "Estudio Experimental Sobre Correlaciones en Suelos Finos (arenas) compactados con equipos de penetración".  
**UBICACIÓN :** Facultad de Ingeniería Civil - UNI  
**Fecha :** 02, Agosto del 2006

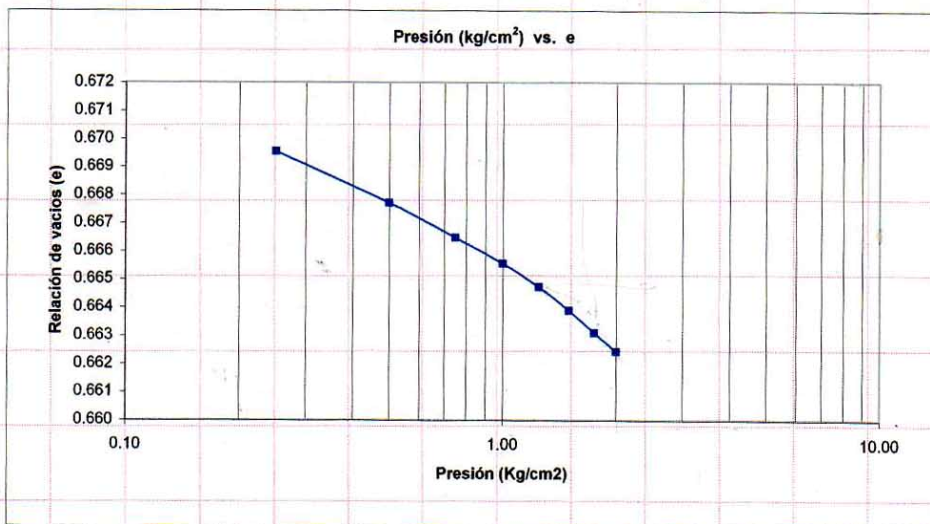
**ESTADO :** Remoldeado (material < tamiz N° 4)  
**Calicata :** Pozo de Prueba  
**Muestra :** Muestra al 100% de su MDS, según dato proporcionado por el solicitante  
**Prof.(m) :** \*\*\*

Datos del Especimen:		
Gravedad Especifica:	2.747	
	Inicial	Final
Diametro (cm)	11.23	11.234
Altura (cm)	3.809	3.787
Densidad Húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.743	1.753
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.643	1.652
Humedad (%)	6.1	6.1
Relación de vacíos , e	0.672	0.662

Presión (kg/cm <sup>2</sup> )	e	ε (%)
0.00	0.672	0.000
0.25	0.670	0.144
0.50	0.668	0.255
0.75	0.666	0.328
1.00	0.666	0.383
1.25	0.665	0.433
1.50	0.664	0.483
1.75	0.663	0.530
2.00	0.662	0.570

#### Cuadro de Carga versus Deformación

Carga (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
Tiempo (min)	Lectura del dial de deformación (mm)							
0	0.000	0.055	0.097	0.125	0.146	0.165	0.184	0.202
1	0.045	0.088	0.119	0.140	0.158	0.179	0.196	0.212
2	0.047	0.090	0.120	0.141	0.159	0.180	0.198	0.214
6	0.050	0.093	0.121	0.143	0.161	0.182	0.200	0.215
10	0.053	0.095	0.123	0.144	0.163	0.183	0.201	0.216
15	0.055	0.097	0.125	0.146	0.165	0.184	0.202	0.217



## CAPÍTULO V

### REALIZACIÓN DE PRUEBAS

Antes de iniciar las pruebas se verificó los pesos y medidas geométricas de los equipos con la balanza proporcionada por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Los equipos de Penetración Estándar empleados, presentan las siguientes medidas y pesos:

**Cuadro N° 5.1 Características Físicas de los Equipos de S.P.T. Empleados**

Equipo	CAA Ingenieros Consultores	CISMID - UNI
Polea	Diámetro: 6.66 cms (2 5/8")	Diámetro: 10.16 cms (4")
Carrete Motor Winche	Diámetro: 10.5 cms (4 1/8")	Diámetro: 11.1 cms (4. 3/8")
Base de golpeteo del martillo	Diámetro: 13.0 cms Altura: 12.5 cms Rosca para tubo guía: 7 x 6 cms Peso: 12.2 Kilos	Diámetro: 10.00 cms Altura: 11.0 Rosca para tubo guía: 4.5 x 6.0 cms Peso: 6.6 kilos

#### **5.1 Suelo Compactado con Densidades Relativas de $D_r = 18.2\%$ - Grado de Compactación $G_C=90\%$**

Para la realización de las pruebas se contó con el equipo del Laboratorio del CISMID y la Empresa CAA Ingenieros Consultores EIRL. Se realizaron pruebas de SPT (3), Cono Peck (2), DPL (2), DPM (2), Sowers (2) y  $\phi 1/2''$  (2) (Figura 5.1 – Ubicación de las pruebas).

##### **5.1.1 Pruebas de Penetración Estándar (SPT)**

Se realizaron 3 pruebas, denominadas SPT-1, SPT-2 y SPT-3, contando con el equipo de del Laboratorio de Geotecnia del CISMID.

##### **5.1.2 Pruebas de Auscultación Dinámica con el Cono Peck**

Se realizaron 2 pruebas, denominadas Peck -1 y Peck 2, contando con el equipo de la Empresa CAA Ingenieros Consultores.

### **5.1.3 Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL (Dynamic Probing Light)**

Se realizaron 02 pruebas denominadas DPL-1 y DPL-2. Para la realización de las pruebas se contó con el equipo del Laboratorio de Geotecnia del CISMID.

### **5.1.4 Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM (Dynamic Probing Medium)**

Se realizaron 02 pruebas denominadas DPM-1 y DPM-2. El equipo necesario para las pruebas se mandó a fabricar de acuerdo a las dimensiones y pesos establecidos en el Reporte de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos de Ingeniería de Cimentaciones – Comité Técnico de Ensayos de Penetración de Suelos –TC16 de Servicio de 1989.

### **5.1.5 Pruebas de Auscultación con el Weight Sounding Test (WST)**

Se realizó 01 prueba denominada WST – 1. La prueba se realizó con el Equipo del Laboratorio de Geotecnia del CISMID.

### **5.1.6 Pruebas con el Cono Sowers**

Se realizaron 02 pruebas denominadas SOWERS – 1 y SOWERS – 2. Las pruebas se realizaron con el equipo cedido gentilmente por el Dr. Jorge Alva Hurtado.

### **5.1.7 Pruebas con Varilla de $\phi$ 1/2"**

Se realizaron 02 pruebas denominadas  $\phi$  1/2" – 1 y  $\phi$  1/2"- 2. Se utilizó una varilla de construcción corrugada de 1/2" y una comba de 6 libras.

## **5.2 Suelo Compactado con Densidad Relativa de $D_r = 69.3\%$ - Grado de Compactación $G_C = 100\%$**

Para la realización de las pruebas se contó con los equipos del Laboratorio de Geotecnia CISMID y de la Empresa CAA Ingenieros Consultores. Se realizaron pruebas de SPT (12), Cono Peck (2), DPL (2), DPM (2), Sowers (2), CPT (2) y  $\phi \frac{1}{2}$ " (2) (Figura. 5.16 – Ubicación de las pruebas).

### **5.2.1 Penetración Estándar (SPT) Pruebas de SPT**

Se realizaron 04 pruebas con el equipo del Laboratorio de Geotecnia del CISMID, denominados SPT-1, SPT-2 y SPT-3 y SPT-5 y 8 pruebas con el equipo de la Empresa CAA Ingenieros Consultores, denominados SPT-5, SPT-6, SPT-7, SPT-8, SPT-9, SPT-10, SPT-11 y SPT-12.

### **5.2.2 Pruebas Auscultación Dinámica con el Cono Peck**

Se realizaron 02 pruebas con el equipo de la Empresa CAA Ingenieros Consultores, denominados Peck -1 y Peck-2.

### **5.2.3 Pruebas con el Cono Holandés CPT (Cone Penetration Test)**

Se intentó realizar una primera prueba con el **Equipo Mecánico** del Cono Holandés con capacidad de 2 Tn, obteniéndose valores hasta 1.40 m de profundidad, a partir del cual se rebasaba su capacidad máxima.

Se optó por lo tanto realizar las pruebas siguientes con el Equipo Hidráulico, con capacidad de 10 Tn, denominados CPT-1 y CPT-2.

Para la realización de las pruebas se contó con los equipos del CISMID.

### **5.2.4 Pruebas Auscultación Dinámica con el DPL (Dynamic Probing Light)**

Se realizaron 02 pruebas con el equipo de la Empresa CAA Ingenieros Consultores, denominados DPL-1 y DPL-2.

### **5.2.5 Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM (Dynamic Probing Medium)**

Se realizaron 02 pruebas con el equipo de la Empresa CAA Ingenieros Consultores, denominados DPM-1 y DPM-2.

### **5.2.6 Pruebas de Auscultación con el Weight Sounding Test (WST)**

Se realizaron 02 pruebas con el equipo del Laboratorio de Geotecnia del CISMID, denominados DPM-1 y DPM-2.



### **5.2.7 Pruebas con el Cono Sowers**

Se realizaron 02 pruebas denominados Sowers-1 y Sowers -2, contando con el equipo cedido gentilmente por el Dr. Jorge Alva Hurtado.

### **5.2.8 Pruebas con Varilla de $\phi$ 1/2"**

Se realizaron 02 pruebas denominadas  $\phi$  1/2"- 1 y  $\phi$  1/2"- 2 con una varilla de construcción corrugada  $\phi$  =1/2" con una longitud de 4.50 m, para lo cual se utilizó un caballete para poder aplicar los golpes.

### **5.3 Pruebas Realizadas al Inicio de Cada Nivel**

Durante la conformación de la arena al 100% de grado de compactación, se realizaron pruebas de:

- Penetración Estándar
- Cono Peck
- DPL
- DPM
- Cono Sowers
- WST
- $\phi$  de 1/2"

Dichas pruebas se realizaron con la finalidad de verificar el efecto de confinamiento (Overburden), el efecto de la longitud de las barras sin empotrar, colocando el martillo en la superficie y al fondo de la calicata y del diámetro de la calicata en los resultados y de la posición del martillo (en superficie o al fondo de la calicata).

Las pruebas se realizaron solamente en medio pozo, en una profundidad máxima de 0.50 m. Terminada las pruebas en cada nivel se removió el material volviéndose a compactar al 100%.

### 5.3.1 Nivel - 1.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.2 - Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT- 3 / SPT- 4 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°	SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (abajo)	SPT -4 (abajo)
Prof.(m)	1.00 – 1.45	1.00 – 1.45	1.00 – 1.45	1.00 – 1.45
Penetración inicial propio (cms)	9	9	6	10
N° de golpes	15	2	2	1
	15	3	3	2
	15	7	6	5
	30 cm últimos	10	9	7

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.3 - Valores Obtenidos en la Prueba de Peck – 1/ Peck -2 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°	Peck -1	Peck 2
Prof.(m)	1.00 – 1.45	1.00 – 1.45
Penetración inicial propio (cms)	7	12
N° de golpes	15	1
	15	3
	15	5
	30 cm últimos (Cn)	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.4 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPL- 1 / DPL – 2 (nivel - 1.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)	4	4
N° de golpes	0.10	2
	0.10	3
	0.10	5
	0.10	8
	0.10	13
Promedio	“n”	6.2

### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.5 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPM – 1 / DPM – 2  
(nivel - 1.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		6	6
N° de golpes	0.10	1	1
	0.10	1	2
	0.10	2	2
	0.10	4	4
	0.10	4	6
Promedio	$N_{DPM}$	2.4	3.0

### Pruebas de WST

**Cuadro N° 5.6 – Valores Obtenidos en la Prueba de WST-1/ WST– 2  
(nivel -1.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°	WST – 1		WST-2	
	Masa (Kg)	Penetración (cms)	Masa (Kg)	Penetración (cms)
	5	6	5	4
	15	--	15	2
	25	1	25	1
	50	4	50	3
	75	4	75	3
	100	5	100	4
N° de medias vueltas “ $N_{wst}$ ” <sub>(0.20)</sub>	6		9	

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.7 - Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1/ Sowers – 2  
(nivel -1.00 ) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers 2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	5		4	
N° de golpes	44 mm	1	44 mm	1
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	3
	44 mm	3	44 mm	4
	44 mm	3	44 mm	5
	44 mm	5	44 mm	7
	Promedio N° 44	3.6	Promedio N° 44	3.6

**Pruebas con Varilla  $\phi 1/2''$**

**Cuadro N° 5.8 - Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi 1/2'' - 1 / \phi 1/2'' - 2$   
(nivel - 1.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $G_C=100\%$**

Sondaje N°		$\phi 1/2'' - 1$	$\phi 1/2'' - 2$
N° de golpes	15	2	2
	15	4	4
	15	5	6
	30 cm últimos N $\phi 1/2''$	9	10

### 5.3.2 Nivel - 2.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.9 -Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT -3 / SPT – 4 (nivel -2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (abajo)	SPT -4 (abajo)
Prof.(m)		2.00 – 2.45	2.00 – 2.45	2.00 – 2.45	2.00 – 2.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	9	8	9	10
N° de golpes	15	3	2	2	1
	15	4	3	2	4
	15	8	6	6	5
	30 cm últimos, "N"	12	9	8	9

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.10 -Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck – 2 (nivel -2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		2.00 – 2.45	2.00 – 2.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	9	9
N° de golpes	15	2	2
	15	3	4
	15	7	8
	30 cm últimos "Cn"	10	12

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.11 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPL -1 / DPL – 2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		3	2
N° de golpes	0.10	3	2
	0.10	5	5
	0.10	8	6
	0.10	13	10
	0.10	18	13
Promedio	"n"	9.4	7.2

### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.12 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM-2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		7	5
N° de golpes	0.10	1	1
	0.10	2	2
	0.10	3	3
	0.10	5	5
	0.10	5	5
Promedio	N <sub>DPM</sub>	3.2	3.2

### Pruebas de WST

**Cuadro N° 5.13 -Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST – 2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	WST – 1		WST-2	
	Masa (Kg)	Penetración (cms)	Masa (Kg)	Penetración (cms)
	5	4	5	4
	15	1	15	2
	25	1	25	1
	50	3	50	2
	75	3	75	3
	100	3	100	3
N° de medias vueltas “Nwst”	7		7	

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.14 -Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel - 2.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers-2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4		4	
N° de golpes	44 mm	1	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	3
	44 mm	4	44 mm	5
	44 mm	6	44 mm	5
	44 mm	6	44 mm	5
	Promedio N° 44	3.8	Promedio N° 44	3.6

**Pruebas con Varilla  $\phi 1/2''$**

**Cuadro N° 5.15 - Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi 1/2'' -1$  ,  $\phi 1/2'' - 2$   
(nivel - 2.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Sondaje N°		$\phi 1/2'' - 1$	$\phi 1/2'' - 2$
N° de golpes	15	3	3
	15	4	3
	15	5	5
	30 cm últimos N $\phi 1/2''$	9	8

### 5.3.3 Nivel - 3.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.16 -Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT -3 / SPT – 4 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (abajo)
Prof.(m)		3.00 – 3.45	3.00 –3.45	3.00 – 3.45	3.00 – 3.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	7	9	10	10
N° de golpes	15	3	2	2	2
	15	5	3	3	3
	15	7	5	4	5
	30 cm últimos “N”	12	8	7	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.17 -Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck – 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		3.00 – 3.45	3.00 – 3.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	10	10
N° de golpes	15	2	2
	15	3	3
	15	6	5
	30 cm últimos; Cn	9	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.18 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPL -1 / DPL – 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		2	2
N° de golpes	0.10	2	2
	0.10	4	3
	0.10	7	5
	0.10	9	7
	0.10	13	11
Promedio	“n”	7	5.6



### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.19 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		5	6
N° de golpes	0.10	3	1
	0.10	2	1
	0.10	3	2
	0.10	3	2
	0.10	5	4
Promedio	N <sub>DPM</sub>	3.2	2

### Pruebas de WST

**Cuadro N° 5.20 -Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST – 2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	WST – 1		WST-2	
	Masa (Kg)	Penetración (cms)	Masa (Kg)	Penetración (cms)
	5	5	5	5
	15	2	15	2
	25	1	25	1
	50	3	50	3
	75	2	75	2
	100	2	100	3
N° de medias vueltas “Nwst” <sub>(0,20)</sub>	12		8	

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.21 -Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers-2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4		4	
N° de golpes	44 mm	2	44 mm	1
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	3
	44 mm	6	44 mm	4
	44 mm	5	44 mm	5
	44 mm	7	44 mm	6
	Promedio N° 44	4.3	Promedio N° 44	3.5

**Pruebas con Varilla  $\phi$  1/2"**

**Cuadro N° 5.22 -Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi$  1/2" -1 ,  $\phi$  1/2"/  $\phi$  1/2" - 2  
(nivel - 3.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		$\phi$ 1/2" - 1	$\phi$ 1/2" - 2
N° de golpes	15	2	3
	15	3	4
	15	4	5
	30 cm últimos N $\phi$ 1/2"	7	9

### 5.3.4 Nivel - 4.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.23 -Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT -3 / SPT – 4 (nivel - 4.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (abajo)
Penetración inicial Peso propio (cms)		10	10	10	10
Prof.(m)		4.00 – 4.45	4.00 – 4.45	4.00 – 4.45	4.00 – 4.45
N° de golpes	15	2	2	3	1
	15	6	4	2	3
	15	8	6	5	5
	30 cm últimos "N"	14	10	7	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.24 -Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck – 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		4.00 – 4.45	4.00 – 4.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		12	12
N° de golpes	15	2	2
	15	3	4
	15	6	8
	30 cm últimos Cn	9	12

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.25 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPL – 1 / DPL -2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		3	3
N° de golpes	0.10	2	2
	0.10	5	6
	0.10	8	10
	0.10	10	17
	0.10	15	20
Promedio		"n"	11

### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.26 -Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  -GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		10	8
N° de golpes	0.10	1	1
	0.10	2	3
	0.10	3	5
	0.10	5	7
	0.10	7	9
Promedio	$N_{DPM}$	3.6	5

### Pruebas de WST

**Cuadro N° 5.27 Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST - 2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  - GC=100%**

Prueba N°	WST - 1		WST-2	
	Masa (Kg)	Penetración (cms)	Masa (Kg)	Penetración (cms)
	5	5	5	5
	15	1	15	2
	25	2	25	2
	50	2	50	3
	75	2	75	2
	100	3	100	2
N° de medias vueltas "Nwst" <sub>(0.20)</sub>	10		8	

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.28 -Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2 (nivel - 4.00) en suelo compactado con  $Dr = 69.3\%$  - GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers-2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4		4	
N° de golpes	44 mm	2	44 mm	1
	44 mm	2	44 mm	2
	44 mm	4	44 mm	3
	44 mm	6	44 mm	4
	44 mm	6	44 mm	5
	44 mm	8	44 mm	7
	Promedio N° 44	4.6	Promedio N° 44	3.6

**Pruebas con Varilla  $\phi$  1/2"**

**Cuadro N° 5.29 -Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi$  1/2" -1 ,  $\phi$  1/2"/  $\phi$  1/2" - 2  
(nivel - 4.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Sondaje N°		$\phi$ 1/2" - 1	$\phi$ 1/2" - 2
N° de golpes	15	3	3
	15	4	4
	15	6	5
	30 cm últimos N $\phi$ 1/2"	10	9

### 5.3.5 Nivel - 5.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.30 - Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT -3 / SPT - 4 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (abajo)
Penetración inicial Peso propio (cms)		7	7	9	8
Prof.(m)		5.00 – 5.45	5.00 – 5.45	5.00 – 5.45	5.00 – 5.45
N° de golpes	15	2	2	3	2
	15	4	3	5	3
	15	8	6	7	4
	30 cm últimos "N"	12	9	12	7

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.31 - Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		5.00 – 5.45	5.00 – 5.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		10	12
N° de golpes	15	2	2
	15	4	4
	15	7	7
	30 cm últimos Cn	11	11

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.32 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL -2 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		4	3
N° de golpes	0.10	2	2
	0.10	6	5
	0.10	11	10
	0.10	11	14
	0.10	17	19
Promedio		"n" 9.4	10

**Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM**

**Cuadro N° 5.33 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2  
 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		8	10
N° de golpes	0.10	2	1
	0.10	2	3
	0.10	4	4
	0.10	5	5
	0.10	8	6
Promedio	N <sub>DPM</sub>	4.2	3.8

**Pruebas de WST**

**Cuadro N° 5.34 - Valores Obtenidos en la Prueba de WST -1 / WST - 2  
 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	WST - 1		WST-2	
	Masa (Kg)	Penetración (cms)	Masa (Kg)	Penetración (cms)
	5	6	5	4
	15	2	15	2
	25	1	25	1
	50	3	50	3
	75	3	75	3
	100	3	100	3
N° de medias vueltas "N <sub>wst</sub> " <sub>(0.20)</sub>	10		9	

**Pruebas con el Cono Sowers**

**Cuadro N° 5.35 - Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2  
 (nivel - 5.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers-2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	5		5	
N° de golpes	44 mm	2	44 mm	1
	44 mm	2	44 mm	2
	44 mm	4	44 mm	3
	44 mm	5	44 mm	5
	44 mm	7	44 mm	6
	44 mm	9	44 mm	7
	Promedio N° 44	4.8	Promedio N° 44	4

**Pruebas con Varilla  $\phi$  1/2"**

**Cuadro N° 5.36 - Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi$  1/2" -1,  $\phi$  1/2"/  $\phi$  1/2" - 2  
(nivel - 5.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -GC=100%**

Sondaje N°		$\phi$ 1/2" - 1	$\phi$ 1/2" - 2
N° de golpes	15	3	3
	15	6	6
	15	8	8
	30 cms últimos N $\phi$ 1/2"	14	14



### 5.3.6 Nivel - 6.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.37 - Valores Obtenidos en la Prueba de SPT - 1 / SPT - 2 / SPT -3 / SPT - 4 (nivel - 6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (abajo)
Prof.(m)		6.00 – 6.45	6.00 – 6.45	6.00 – 6.45	6.00 – 6.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	7	10	11	10
N° de golpes	15	2	2	2	2
	15	4	4	2	2
	15	8	6	5	6
	30 cm últimos “N”	12	10	7	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.38 - Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck - 2 (nivel - 6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		6.00 – 6.45	6.00 – 6.45
Penetración inicial propio (cms)	Peso	11	10
N° de golpes	15	2	2
	15	4	4
	15	8	8
	30cm últimos Cn	12	12

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.39 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPL - 1 / DPL -2 (nivel -6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		4	4
N° de golpes	0.10	2	2
	0.10	8	6
	0.10	11	8
	0.10	13	11
	0.10	20	16
Promedio	“n”	11.2	8.6

### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.40 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2  
(nivel -6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		10	10
N° de golpes	0.10	1	1
	0.10	3	3
	0.10	4	2
	0.10	6	5
	0.10	7	6
Promedio	$N_{DPM}$	4.2	3.4

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.41 - Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2  
(nivel - 6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers-2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4.4		4.4	
N° de golpes	44 mm	2	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	5	44 mm	5
	44 mm	6	44 mm	6
	44 mm	7	44 mm	6
	44 mm	8	44 mm	8
	Promedio N° 44	5.1	Promedio N° 44	4.8

### Pruebas con Varilla $\phi 1/2''$

**Cuadro N° 5.42 - Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi 1/2''$  -1 ,  $\phi 1/2''$  /  $\phi 1/2''$  - 2  
(nivel -6.00) en suelo compactado con  $D_r = 69.3\%$  -  $GC=100\%$**

Sondaje N°		$\phi 1/2'' - 1$	$\phi 1/2'' - 2$
N° de golpes	15	3	3
	15	6	5
	15	8	8
	30 cm últimos	14	13
	$N_{\phi 1/2''}$		

### 5.3.7 Nivel - 7.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.43- Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT -3 / SPT – 4  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (abajo)
Prof.(m)		7.00 – 7.45	7.00 – 7.45	7.00 – 7.45	7.00 – 7.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		10	10	4	4
N° de golpes	15	2	2	2	2
	15	3	4	2	2
	15	5	6	6	6
	30 cm últimos “N”	8	10	8	8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con Cono Peck

**Cuadro N° 5.44 - Valores Obtenidos en la Prueba de Peck - 1 / Peck – 2  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		Peck -1 (abajo)	Peck 2 (abajo)
Prof.(m)		7.00 – 7.45	7.00 – 7.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		10	8
N° de golpes	15	2	2
	15	4	4
	15	8	7
	30 cm últimos Cn	12	11

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.45 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPL – 1 / DPL -2  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% -GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		10	5
N° de golpes	0.10	4	4
	0.10	7	8
	0.10	9	11
	0.10	15	17
	0.10	18	23
Promedio	“n”	10.6	12.6

### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.46 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		7	10
N° de golpes	0.10	2	1
	0.10	2	2
	0.10	3	2
	0.10	6	5
	0.10	9	6
Promedio	$N_{DPM}$	4.4	3.2

### Pruebas con el Cono Sowers

**Cuadro N° 5.47 - Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers 2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4.4		4.4	
N° de golpes	44 mm	2	44 mm	2
	44 mm	2	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	4	44 mm	3
	44 mm	5	44 mm	6
	44 mm	5	44 mm	6
	Promedio N° 44	3.5	Promedio N° 44	4.5

### Pruebas con Varilla $\phi$ 1/2"

**Cuadro N° 5.48 - Valores Obtenidos en la Prueba de  $\phi$  1/2" -1,  $\phi$  1/2" - 2 y  $\phi$  1/2" - 3  
(nivel -7.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Sondaje N°		$\phi$ 1/2" - 1	$\phi$ 1/2" - 2	$\phi$ 1/2" - 3
N° de golpes	15	3	4	4
	15	5	9	9
	15	8	13	12
	30 cm últimos N $\phi$ 1/2"	13	22	21

### 5.3.8 Nivel - 8.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.49- Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2 / SPT -3 / SPT – 4/ SPT-5 / SPT-6 (nivel -8.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (Abajo)	SPT -2 (Abajo)	SPT -3 (Abajo)	SPT -4 (Abajo)	SPT -5 (Arriba)	SPT -6 (Arriba)
Prof.(m)		8.00 – 8.45	8.00 – 8.45	8.00 – 8.45	8.00 – 8.45	8.00 – 8.45	8.00 – 8.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		8	8	10	10	10	11
N° de golpes	15	1	1	1	1	2	2
	15	2	3	2	2	3	3
	15	2	6	4	5	9	7
	30 cm últimos "N"	4	9	6	7	12	10

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPL

**Cuadro N° 5.50 - Valores Obtenidos en la Prueba de DPL – 1 / DPL -2 (nivel -8.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% -GC=100%**

Prueba N°		DPL-1	DPL-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		5	3
N° de golpes	0.10	4	5
	0.10	7	9
	0.10	10	11
	0.10	16	19
	0.10	23	30
Promedio		"n"	12
			14.8

#### Pruebas de Auscultación Dinámica con el DPM

**Cuadro N° 5.51- Valores Obtenidos en la Prueba de DPM -1 / DPM- 2 (nivel -8.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

Prueba N°		DPM-1	DPM-2
Penetración inicial por peso propio (cms)		10	10
N° de golpes	0.10	1	1
	0.10	3	3
	0.10	4	4
	0.10	6	6
	0.10	9	8
Promedio		N <sub>DPM</sub>	
		4.6	4.4

**Pruebas con el Cono Sowers**

**Cuadro N° 5.52 - Valores Obtenidos en la Prueba de Sowers -1 / Sowers -2  
 (nivel -8.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% -GC=100%**

Prueba N°	Sowers 1		Sowers 2	
Penetración inicial por peso propio (cms)	4.4		4.4	
N° de golpes	44 mm	1	44 mm	2
	44 mm	3	44 mm	2
	44 mm	4	44 mm	3
	44 mm	4	44 mm	4
	44 mm	7	44 mm	5
	44 mm	8	44 mm	7
	Promedio N° 44	4.5	Promedio N° 44	3.8

### 5.3.9 Nivel - 9.00 m

#### Pruebas de SPT

**Cuadro N° 5.53 - Valores Obtenidos en la Prueba de SPT – 1 / SPT – 2  
 (nivel -9.00) en suelo compactado con Dr = 69.3% - GC=100%**

SPT N°		SPT -1 (arriba)	SPT -2 (arriba)
Prof.(m)		9.00 – 9.45	9.00 – 9.45
Penetración inicial Peso propio (cms)		10	4
N° de golpes	15	3	2
	15	7	4
	15	8	8
	30 cm últimos “N”	15	12

## CAPÍTULO VI

### COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y REGLAS DE REGRESIÓN

#### 6.1 Introducción

Se ha efectuado la correlación de los valores obtenidos en las diferentes pruebas para el Grado de Compactación de GC=100% ( $D_r=69.3\%$ ). Debido a los valores muy bajos obtenidos en las diferentes pruebas (Cuadro N° 6.1), no se ha podido establecer correlaciones para el Grado de Compactación de GC=90%, ( $D_r=18.9\%$ ).

**Cuadro N° 6.1 Valores obtenidos en las diferentes pruebas GC=90%.**

Prueba	Número de golpes o Medias Vueltas
SPT	0,1,2
Peck	0,1,2
DPL	0,1,2,3,4
DPM	0,1
WST	0,2,3,4,6
Sowers	0,1,2

#### 6.2 Procedimiento

Inicialmente se realizó la recta de regresión por el Método de los Mínimos Cuadrados de cada una de las pruebas realizada vs la profundidad. Luego en las pruebas de SPT y Cono Peck se corrigió los valores de los números de golpes de la recta de regresión, por los factores  $E_1$ ,  $E_c$ ,  $E_D$ ,  $E_s$ ,  $E_r$  y  $C_N$ , obteniéndose  $N_{60}$ ,  $N_{1(60)}$ ,  $C_{n(60)}$  y  $C_{n1(60)}$ .

A continuación se obtuvo la recta de regresión de los valores de  $N_{(60)}$  y  $C_{n(60)}$ .

Luego por comparación se obtuvieron las siguientes rectas de regresión:



**Cuadro N° 6.2 Correlaciones Efectuadas**

$N_{60}$ Vs $Cn_{60}$	$Cn_{60}$ Vs $q_C$	$q_C$ Vs $N_{44}$	$N_{44}$ Vs $n_{DPL}$	$n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$	$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{WST(1.00)}$
$N_{60}$ Vs $q_C$	$Cn_{60}$ Vs $N_{44}$	$q_C$ Vs $n_{DPL}$	$N_{44}$ Vs $N_{DPM}$	$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{WST(0.20)}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$
$N_{60}$ Vs $N_{44}$	$Cn_{60}$ Vs $n_{DPL}$	$q_C$ Vs $N_{DPM}$	$N_{44}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{DPM}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$	$N_{WST(1.00)}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$
$N_{60}$ Vs $n_{DPL}$	$Cn_{60}$ Vs $N_{DPM}$	$q_C$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{44}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$n_{DPL}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$		
$N_{60}$ Vs $N_{DPM}$	$Cn_{60}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$q_C$ Vs $N_{WST(1.00)}$				
$N_{60}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$Cn_{60}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$q_C$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$				
$N_{60}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$Cn_{60}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$					
$N_{60}$ Vs $N\phi \frac{1}{2}''$						

Se comparó así mismo los valores promedios de  $N_{1(60)}$  Vs  $Cn_{1(60)}$  y  $N_{1(60)}$  Vs  $q_{C1}$ , obteniéndose valores similares a la relación de  $N_{60}$  Vs  $Cn_{60}$  y  $N_{60}$  Vs  $q_C$  respectivamente.

Por otra parte, a fin de obtener un valor de rápida comparación de las pruebas se obtuvo una constante de proporcionalidad para cada una de las relaciones mencionadas anteriormente, notándose una disminución del “Coeficiente de Determinación” ( $R^2$ ), que representa una correlación menos exacta.

### 6.3 Regresión Lineal Simple

La primera forma del estudio de la asociación entre las variables X e Y es denominada “regresión”, que consiste en determinar la relación funcional lineal (recta de regresión) entre ellas con el fin de predecir el valor de una variable en base a la otra. La variable que se va a predecir se denomina variable dependiente y la variable que es la base de la predicción se denomina variable independiente.

La segunda forma del estudio de la asociación entre las variables X e Y es denominada “correlación” que consiste en determinar la variación conjunta de las dos variables, su grado o nivel de relación y su sentido (positivo o negativo). La medida del nivel de relación se denomina *Coeficiente o Índice de Correlación*.

El cuadrado del Índice de Correlación se denomina “**Coefficiente de determinación**”.

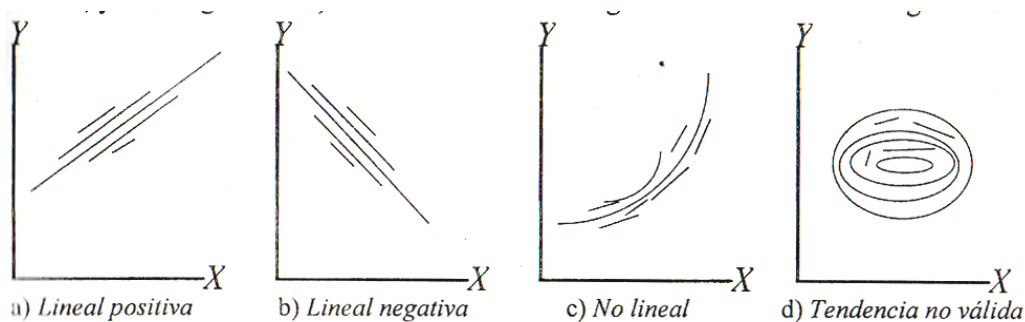
### 6.3.1 Datos y Gráfica de Dispersión

Los datos de la regresión simple se basa en los “n” datos en parejas  $(X, Y)$ ,  $(X_2, Y_2)$ , ...,  $(X_n, Y_n)$ , correspondientes a las variables bidimensionales  $(X, Y)$ , donde los  $X_i$  son los valores de la variable independiente  $X$  y los  $Y_i$  son los valores de la variable dependiente  $Y$ .

Los métodos estadísticos descriptivos como media y la desviación estándar son validos en cada una de las dos variables. La estadística descriptiva nueva aquí es la “**covarianza**” que mide la dispersión o variabilidad conjunta de los valores de las variables  $(X, Y)$  con respecto a las medias  $(\bar{X}, \bar{Y})$ .

Es frecuentemente posible visualizar el tipo de relación existente entre las dos variables  $(X, Y)$  analizando la gráfica en el plano cartesiano  $(X_i, Y_i)$  denominada gráfica de dispersión ó XY dispersión.

La Figura N° 6.1 indica la tendencia de la relación existente entre las dos variables.



*Figura. N° 6.1 Tendencias de los diagramas de dispersión*

### 6.3.2 La Covarianza

La covarianza de los datos observados en una muestra, es la estadística que mide el nivel de variabilidad (dispersión o concentración) conjunta de los datos de las variables en pareja  $(X, Y)$  con respecto a sus medias respectivas.

Asi la covarianza de “n” valores  $(X_1, Y_1)$ ,  $(X_2, Y_2)$ ,..... $(X_n, Y_n)$  de una variable bidimensional  $(X, Y)$  es el número real, denotada por “Cov xy” y que se define

como la media aritmética de los productos de las desviaciones conjuntas de los datos con respecto a sus correspondientes medias. Esto es:

$$Cov_{XY} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{n}$$

El numerador de la covarianza se denota también por  $S_{xy}$  y verifica la relación:

$$S_{xy} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \sum_{i=1}^n x_i y_i - n \cdot \bar{x} \cdot \bar{y}$$

Luego :

$$Cov_{xy} = \frac{S_{xy}}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{n} - \bar{x} \cdot \bar{y}$$

La covarianza a diferencia de la varianza puede ser negativa.

### 6.3.3 Coeficiente o Índice de Correlación

#### Definición

El coeficiente o índice de correlación lineal de Pearson de los  $n$  pares de valores  $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$  de la variable bidimensional  $(X, Y)$  es el número abstracto o relativo  $R$  que se calcula por:

$$R = \frac{Cov}{S_X S_Y}$$

Donde:  $S_X$  es la desviación estándar de  $X$

$S_Y$  es la desviación estándar de  $Y$

Si hacemos:  $S_{XX} = \sum_{i=1}^n x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2$  y  $S_{YY} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - n \cdot \bar{y}^2$ , es fácil verificar que:

$$R = \frac{S_{XY}}{\sqrt{S_{XX}} \cdot \sqrt{S_{YY}}} = \frac{\sum xy - n \cdot \bar{x} \cdot \bar{y}}{\sqrt{\sum x^2 - n \bar{x}^2} \cdot \sqrt{\sum y^2 - n \bar{y}^2}}$$

El coeficiente de correlación de la muestra es un número real comprendido entre -1 y +1, esto es:

$$-1 \leq r \leq 1$$

### Interpretación del Coeficiente o Índice de Correlación:

Si  $R = 1$ , se dice que hay una correlación lineal perfecta positiva.

Si  $R = -1$ , se dice que hay una correlación lineal perfecta negativa.

Si  $R = 0$ , se dice que no hay correlación entre las dos variables.

Es obvio, que cuanto mas cercano esté a 1 el valor absoluto de  $r$  se tendrá una “buena” correlación, pero, ¿que valores de  $r$  indican una correlación lineal buena a aceptable a nivel descriptivo entre las variables  $X$ ,  $Y$ ?

El grado o nivel de ajuste de la ecuación a los datos se analiza en forma descriptiva aplicando el coeficiente o índice de determinación ( $R^2$ ) que se define como el cuadrado del coeficiente de correlación.

#### 6.3.4 Regresión Lineal Simple

Dada una muestra de  $n$  datos  $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$  observados de la variable bidimensional  $(X, Y)$ . La regresión lineal simple de la variable dependiente  $Y$  con respecto a la variable independiente  $X$ , consiste en obtener la ecuación de la recta o modelo de regresión:

$$Y = a + bX$$

que mejor se ajuste a los valores de la muestra, con el fin de poder *predecir* o *pronosticar* los valores de  $Y$  dado  $X$ . (Figura N° 6.2).

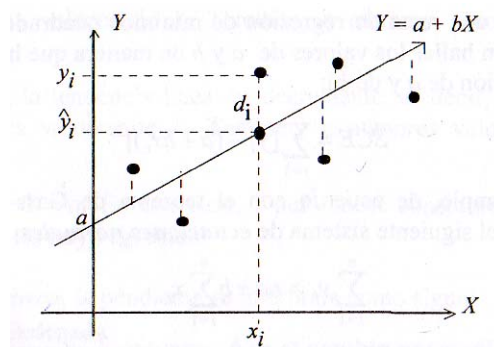


Figura. N° 6.2 Desviaciones de valores observados y ajustados

El proceso de obtener el modelo de regresión, analizar su validez y predecir  $Y$  dado  $X$ , es la regresión.

Hallar la función lineal  $Y=a+bX$ , es un proceso que consiste en determinar los valores de  $a$  y  $b$  aplicando los datos de la muestra.

Usaremos la notación  $\hat{y}_i$  para representar un valor de  $Y$  calculado de la ecuación de regresión  $Y = a + bX$  cuando  $X$  es igual a  $x_i$ . Esto es  $\hat{y}_i = a + bx_i$ .

Al valor  $\hat{y}_i$  se denomina pronosticado o ajustado de  $Y$  cuando  $X = x_i$ .

Si  $x_i$  es un valor de la muestra, entonces  $(x_i, \hat{y}_i)$  es un punto de la recta de regresión  $Y = a + bX$ .

#### Definición

Se denomina error o residuo a cada diferencia (positiva o negativa),

$$d_i = y_i - \hat{y}_i$$

del valor observado  $y_i$  y el valor pronosticado  $\hat{y}_i$ .

El método que aplicaremos para determinar la recta que mejor se ajuste a los  $b$  datos de la muestra  $(x_i, y_i)$  es el método de mínimos cuadrados que se expone a continuación.

### 6.3.5 Recta de Regresión de Mínimos Cuadrados

Intuitivamente de la Figura 6.2, la mejor recta de ajuste sería aquella que minimice todos los residuos de los datos, pero no es posible aplicar este criterio, porque se demuestra que  $\sum d_i = 0$ . Por esta razón es que se minimiza los cuadrados de los residuos.

La recta de regresión de mínimos cuadrados de  $Y$  en  $X$  es aquella que hace mínima la suma de los cuadrados de los residuos o errores (SCE) cuya expresión es:

$$SCE = \sum_{i=1}^n d_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)^2$$

Es decir, determinar una recta de regresión de mínimos cuadrados aplicando los datos de la muestra, consiste en hallar los valores de  $a$  y  $b$  de manera que hagan mínima la suma (que resulta ser una función de  $a$  y de  $b$ ):

$$SCE = \sum_{i=1}^n [y_i - (a + bx_i)]^2$$

Este requisito se cumple, de acuerdo con el teorema de Gauss - Márkov si  $a$  y  $b$  se determinan resolviendo el siguiente sistema de *ecuaciones normales*:

$$\sum_{i=1}^n y_i = na + b \sum_{i=1}^n x_i$$
$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = a \sum_{i=1}^n x_i + b \sum_{i=1}^n x_i^2$$

Estas ecuaciones se obtienen de igualar a cero las derivadas de SCE con respecto a  $a$  y con respecto a  $b$  respectivamente consideradas como variables, ya que  $(x_i, y_i)$  son datos observados.

Resolviendo el sistema de ecuaciones normales para  $b$ , se obtiene:

$$b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

Y dividiendo por  $n$  la primera ecuación normal, se tiene:

$$a = \bar{y} - b\bar{x}$$

#### 6.4 Valores de Campo y Rectas de Regresión

Se han procesado inicialmente los datos de campo a fin de obtener la recta de regresión ajustada por mínimos cuadrados de los valores de las diferentes pruebas, versus la profundidad.

Luego se ha obtenido los valores corregidos del SPT y Cono Peck, es decir  $N_{60}$  y  $C_{n60}$ , con los cuales se ha establecido las correlaciones con los demás equipos. No se ha considerado la corrección por Presión de Tierras (Overburden) porque se considera que afecta a todas las pruebas, eliminándose su efecto en la correlación.

#### 6.5 Resumen de las Rectas de Regresión

De las rectas de regresión y ajustes efectuados se deduce las siguientes reglas de regresión:

**Cuadro N° 6.3 Ecuaciones de las Rectas de Regresión**

<b>Correlaciones con el SPT</b>		
SPT Vs Cono Peck	$N_{60}=0.5848 (Cn_{60})-0.8248$	$R^2=1.0000$
SPT Vs CPT	$N_{60}=0.1732 q_c + 1.9103$ $q_c$ en Kg/cm <sup>2</sup>	$R^2=0.9833$
SPT Vs Cono Sowers	$N_{60}=0.2254 N_{44}+5.5827$	$R^2=0.9878$
SPT Vs $n_{DPL}$	$N_{60}=0.1277 n_{DPL}+5.5492$	$R^2=0.9833$
SPT Vs $N_{DPM}$	$N_{60}=0.5317 N_{DPM}+5.6475$	$R^2=0.9790$
SPT Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{60}=0.3842 N_{WST(0.20)} + 0.1829$	$R^2=0.9830$
SPT Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{60}= 0.0797 N_{WST(1.00)} + 0.2939$	$R^2=0.9853$
SPT Vs $N_{\phi 1/2''}$	$N_{60}=1.1854 N_{\phi 1/2''} - 14.544$	$R^2=0.9926$
<b>Correlaciones con el Cono Peck</b>		
Cono Peck Vs CPT	$Cn=0.2963 q_c + 4.6692$	$R^2 = 0.9824$
Cono Peck Vs Cono Sowers	$Cn=0.3854 N_{44} + 10.96$	$R^2 = 0.9872$
Cono Peck Vs $n_{DPL}$	$Cn= 0.2184n_{DPL} + 10.898$	$R^2 = 0.9825$
Cono Peck Vs $N_{DPM}$	$Cn= 0.9101 N_{DPM} + 11.061$	$R^2 = 0.9776$
Cono Peck Vs $N_{WST(0.20)}$	$Cn= 0.6911 N_{WST(0.20)} + 0.2771$	$R^2 = 0.9846$
Cono Peck Vs $N_{WST(1.00)}$	$Cn= 0.1386 N_{WST(1.00)} + 1.8675$	$R^2 = 0.9846$
Cono Peck Vs $N_{\phi 1/2''}$	$Cn= 2.0171 N_{\phi 1/2''} - 23.261$	$R^2 = 0.9914$
<b>Correlaciones con el CPT</b>		
$q_c$ Vs $N_{44}$	$q_c = 1.2888 N_{44} + 21.521$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $n_{DPL}$	$q_c = 0.7373 n_{DPL} + 21.015$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{DPM}$	$q_c = 3.1842 N_{DPM} + 20.549$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$q_c = 2.2216 N_{WST(0.20)} - 20.607$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$q_c = 0.4391 N_{WST(1.00)} - 15.493$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{\phi 1/2''}$	$q_c = 8.539 N_{\phi 1/2''} - 129.49$	$R^2= 1.0000$
<b>Correlaciones con el Cono Sowers</b>		
Cono Sowers Vs $n_{DPL}$	$N_{44} = 0.572 n_{DPL} + 0.3926$	$R^2=1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{DPM}$	$N_{44} = 2.4705 N_{DPM} - 0.7531$	$R^2=1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{44} = 1.7236 N_{WST(0.20)} - 24.532$	$R^2=1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{44} = 0.3407 N_{WST(1.00)} - 20.565$	$R^2=1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{\phi 1/2''}$	$N_{44} = 6.626 N_{\phi 1/2''} - 117.18$	$R^2=1.0000$
<b>Correlaciones con el <math>n_{DPL}</math></b>		
$n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$	$n_{DPL} = 4.3189 N_{DPM} - 0.6313$	$R^2=1.0000$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$n_{DPL} = 0.6863 N_{WST(0.20)} - 0.9776$	$R^2= 0.9902$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$n_{DPL} = 0.1357 N_{WST(1.00)} + 0.6022$	$R^2 = 0.9902$
$n_{DPL}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$	$n_{DPL} = 11.581 N_{\phi 1/2''} - 204.13$	$R^2 = 1.0000$
<b>Correlaciones con el <math>N_{DPM}</math></b>		
$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{DPM} = 0.6976 N_{WST(0.20)} - 9.6249$	$R^2 = 1.0000$
$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{DPM} = 0.1379 N_{WST(1.00)} - 8.0179$	$R^2 = 1.0000$
$N_{DPM}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$	$N_{DPM} = 2.6813 N_{\phi 1/2''} - 47.113$	$R^2 = 1.0000$
<b>Correlaciones con el <math>N_{WST}</math></b>		
$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{WST(0.20)} = 0.1977 N_{WST(1.00)} + 2.3018$	$R^2 = 1.0000$
$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$	$N_{WST(0.20)} = 3.8423 N_{\phi 1/2''} - 53.712$	$R^2 = 1.0000$
$N_{WST(1.00)}$ Vs $N_{\phi 1/2''}$	$N_{WST(1.00)} = 19.445 N_{\phi 1/2''} - 283.5$	$R^2 = 1.0000$

(Cuadros del N° 6.24 al 6.59)

Las relaciones propuestas son validas para el tipo de suelo ensayado es decir arenas finas pobremente gradadas con coeficiente de uniformidad  $C_u=1.896$ , coeficiente de curvatura  $C_c=0.95$ , gravedad especifica  $G_s=2.73$ , relación de vacios máximo  $e_{max}= 0.913$ ,  $e_{min}= 0.549$  compactado con una densidad relativa de  $Dr = 69.3\%$  y para el rango de valores ensayados.

## 6.6 Resumen de las Constantes de Proporcionalidad

Con la finalidad de obtener una relación de rápida comparación de la pruebas, se obtuvo Constantes de Proporcionalidad entre ellas, en la que se ha considerado solamente las relaciones que presentan buenas correspondencias con las ecuaciones de las rectas de regresión

**Cuadro N° 6.4 Constante de Proporcionalidad entre los diferentes equipos ensayados que presentan buena correspondencias con las ecuaciones de las rectas de regresión**

<b>Constante de Proporcionalidad con el SPT</b>		
SPT Vs Cono Peck	$N_{60}=0.5566 C_{n60}$	$R^2 = 0.9974$
SPT Vs CPT	$(N_1)_{60}= 0.5596 C_{n60}$ $N_{60}= 0.1977 q_{C1}$	$R^2 = 0.9782$
SPT Vs $N_{WST (0.20)}$	$N_{60}= 0.3876 N_{WST(0.20)}$	$R^2=0.9837$
SPT Vs $N_{WST (1.00)}$	$N_{60}= 0.0813 N_{WST(1.00)}$	$R^2=0.9849$
<b>Constante de Proporcionalidad con el Cono Peck</b>		
Cono Peck Vs $N_{WST (0.20)}$	$C_{n60}= 0.698 N_{WST (0.20)}$	$R^2 = 0.9845$
Cono Peck Vs $N_{WST (1.00)}$	$C_{n60}= 0.1463 N_{WST (1.00)}$	$R^2 = 0.9791$
<b>Constante de Proporcionalidad con el <math>n_{DPL}</math></b>		
$n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$	$n_{DPL} = 4.2825 N_{DPM}$	$R^2 = 0.9999$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST (0.20)}$	$n_{DPL} = 0.662 N_{WST (0.20)}$	$R^2 = 0.9889$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST (1.00)}$	$n_{DPL} = 0.1222 N_{WST (1.00)}$	$R^2 = 0.9770$
<b>Constante de Proporcionalidad con el Cono Sowers</b>		
Cono Sowers Vs $n_{DPL}$	$N_{44}= 0.5674 n_{DPL}$	$R^2 = 0.9999$
Cono Sowers Vs $N_{DPM}$	$N_{44} = 2.4271 N_{DPM}$	$R^2 = 0.9996$
<b>Constante de Proporcionalidad con el <math>N_{WST}</math></b>		
$N_{WST (0.20)}$ Vs $N_{WST (1.00)}$	$N_{WST (0.20)} = 0.2096 N_{WST (1.00)}$	$R^2 = 0.9960$

(Cuadros del N° 6.60 al 6.71)



### 6.7 Energías Específicas y Correlaciones de los Equipos de Penetración Dinámicos

La energía específica esta dado en general por medio de la siguiente relación

$$E_l = \frac{W \times h}{A \times l}$$

Donde :

W= Peso del martillo

H= Altura de caída

A= Área de la punta de ataque

L = Longitud total penetrada

Representa la energía proporcionada por cada equipo en relación al área y longitud recorrida.

Luego considerando los diferentes equipos se tiene las siguientes energías específicas:

**Cuadro N° 6.5 Energías Especificas de los Diferentes Equipos de Impacto**

Equipo	W Kilos	H cms	A cm <sup>2</sup>	L cms	E <sub>l</sub> $\left(\frac{Kgs - cms}{cm^2 - cm}\right)$
SPT	63.5	76	10.69	30	15.04
Cono Peck	63.5	76	31.67	30	5.08
DPL	10	50	10	10	5.00
DPM	30	50	10	10	15.00
Cono Sowers	6.79	50.8	11.395	4.44	6.82

Luego podemos establecer unas primeras correlaciones considerando solamente las características geométricas y de peso de los equipos, mediante la siguiente expresión:

$$E_i \times N_i = E_j \times N_j$$

#### Correlación

SPT Vs Cono Peck :  $N_{SPT} = 0.338 C_{n_{Peck}}$

Cono Sowers Vs n<sub>DPL</sub> :  $N_{44} = 0.733 n_{DPL}$

Cono Sowers Vs N<sub>DPM</sub> :  $N_{44} = 2.199 N_{DPM}$

n<sub>DPL</sub> VS N<sub>DPM</sub> :  $n_{DPL} = 3.000 N_{DPM}$

Se presenta a continuación la relación entre las constantes de proporcionalidad en base a las pruebas realizadas y las constantes de proporcionalidad con la energía específica.

**Cuadro N° 6.6 Correlación entre las Constantes de Proporcionalidad obtenido en las Pruebas y Mediante las Energías Específicas**

<b>Correlación de Equipos</b>	<b>Constante de proporcionalidad en base a las pruebas realizadas</b>	<b>Constante de Proporcionalidad con la energía específica</b>
SPT Vs Cono Peck	0.5566	0.338
Cono Sowers Vs $n_{DPL}$	0.5674	0.733
Cono Sowers Vs $N_{DPM}$	2.4271	2.199
$n_{DPL}$ VS $N_{DPM}$	4.2825	3.000

## CAPÍTULO VII

### ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS DE LAS DIFERENTES PRUEBAS CON EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

#### 7.1 Introducción

Con los resultados de las diferentes pruebas realizadas en el suelo compactado con una densidad relativa de  $Dr=69.3\%$  ( $GC=100\%$ ), se han efectuado las siguientes determinaciones:

- Determinación del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), mediante relaciones propuestas por diferentes autores, considerando los valores de  $N_{1(60)}$  y  $N_{60}$  obtenidos de las pruebas de Penetración Estándar (SPT) y la resistencia en la punta “ $q_c$ ” de la prueba del Cono Holandés CPT.
- Se ha establecido la relación  $q_c/N_{60}$  y comparado con otras investigaciones.
- Se ha determinado el valor del Módulo de Elasticidad “E” y de la Densidad Relativa “Dr” en base al  $N_{60}$  y  $N_{1(60)}$  del SPT y “ $q_c$ ” del CPT.
- Se ha ubicado la relación ( $q_c/N_{60}$ ) en gráficos de varios autores.
- Se ha ubicado la Densidad Relativa (Dr) en gráficos de varios autores en función de  $N_{60}$  y  $\bar{\sigma}_v$ .
- Se ha ubicado la Densidad Relativa (Dr) en gráficos de varios autores en función de “ $q_c$ ” del CPT.
- Se ha ubicado el valor promedio corregido del número de medias vueltas  $N_{WST}$  (0.20) de la prueba Weight Sounding Test en el cuadro de la Norma Europea Eurocódigos y  $N_{WST(1.00)}$  en el gráfico de correlación con el “N” del SPT.

#### 7.2 Valores del Ángulo de Fricción Interna $\phi$ en Función de Relaciones Publicadas con el $N_{SPT}$ y de la Densidad Relativa (Dr)

En las fórmulas que no se menciona la relación de energía y correcciones por sobrecarga y otros, se ha considerado que los equipos presentan una relación de energía de  $ER=60\%$  y los mismos factores de corrección empleados en la presente investigación.

En base al valor de  $N_{1(60)}$  del cuadro N° 7.1 se han obtenido los valores de  $N_{1(45)}$ ,  $N_{1(70)}$  y  $N_{1(72)}$  que se emplean en algunas relaciones.

**Cuadro N° 7.1 Valores del Ángulo de Fricción Interna según varios autores en función del  $N_{1(60)}$ ,  $N_{1(45)}$ ,  $N_{1(70)}$  y  $N_{1(72)}$ ,**

( $\phi$ ) Ángulo de fricción interna	$\bar{N}_{1(60)}$	( $\phi$ ) Obtenido	Referencia	$N_{145}$ y $N_{172}$ y $N_{70}$
$\phi=28.5 + 0.25 \times N_{145}$	15.98	33.83	Peck (1956) (Ref. 41)	21.31, 19.28
$\phi=26.25 (2-\exp (-N_{145}/62))$	15.98	33.88	Peck, Hanson y Thornburn (1956) (Ref. 41)	21.31, 19.28
$\phi=(0.3 N)^{0.5} + 27$	15.98	29.19	Peck, Hanson (1953) (Ref. 51)	
$\phi=15 + (20 \times N_{172})^{0.5c}$	15.98	31.32	Nishida (Ref. 41)	13.32
$\phi=\arctan \left( \frac{N_{160}}{32.5} \right)^{0.34}$	15.98	30.24	Schmertmann (1977) (Ref. 41)	
$\phi=27+0.30 N_{172}$	15.98	30.99	JNR (1982) (Ref. 41)	13.32
$\phi=27+0.30 N_{SPT}$ $N_{SPT}$ =Numero de golpes normalizado	15.98	31.79	Shioi – Fukui - Japanese National Railway (1982) (Ref. 53)	
$\phi=15+(15 N_{172})^{0.5}$	15.98	29.13	JRB (1982) (Ref. 41)	13.32
$\phi=\sqrt{15 N_{norm}} + 15$ $N_{norm}$ =Numero de golpes normalizado	15.98	30.48	Shioi – Fukui - Road Bridge Specification (1982) (Ref. 53)	
$\phi=(15 N_{norm})^{0.5}+15 \leq 45$ donde $N > 5$ $N_{norm}$ =Numero de golpes normalizado	15.98	30.48	Japan Road Asociation (1990) (Ref. 51)	
$\phi= 28+0.28 N_{SPT}$	15.98	32.50	Sowers (1961) (Ref. 53)	
$\phi=29.47+ 0.46 N_{SPT} - 0.004 N_{SPT}^2 (< 5\% \text{ limo})$	15.98	35.08	Meyerhof (1965) (Ref. 36, 53)	
$\phi=27.1+0.3 N_{160} - 0.00054 (N_1)^2$	15.98	31.76	Wolff (1989) (Ref. 16)	
$\phi=\sqrt{18N'_{70}} + 15$	15.98	30.70	Shioi y Fukui (1982) (Ref. 19)	13.70
$\phi=(15.4 (N_{160}))^{0.5}+20$	15.98	35.69	Hatanaka and Uchida (1996) (Ref. 75)	
$\phi=\sqrt{20N_1} + 20$	15.98	37.88	Hatanaka and Uchida (1996) (Ref. 16)	
$\phi=(20N)^{0.5} + 15$	15.98	32.87	Osaki (1959) (Ref. 44)	
$\phi=(12N)^{0.5} + 15$	15.98	28.84	Dunham (1954) (Ref. 44)	

( $\phi$ ) Ángulo de fricción interna	$\bar{N}_{1(60)}$	( $\phi$ ) Obtenido	Referencia	N <sub>145</sub> y N <sub>172</sub> y N <sub>70</sub>
$\phi = 20 + 3.5\sqrt{N}$	15.98	33.99	Muromachi (1974) (Ref. 33)	
$\phi' = 26.7 + 0.36 N' - 0.0014 (N')^2$	15.98	32.09	Peck et. al. (1974) (Ref. 1)	
<b>Promedio</b>		<b>32.14°</b>		

Del cuadro N° 7.1 se obtiene un ángulo de fricción interna promedio  $\phi = 32.14^\circ$ , que se encuentra dentro del rango obtenido en los ensayos de Corte Directo realizados en los Laboratorios de la UNI ( $\phi = 32.70^\circ$ ) y CISMID ( $\phi = 31.40^\circ$ ).

Por otro lado también existen relaciones para obtener el ángulo de fricción interna en función de la densidad relativa tal como se presenta a continuación:

**Meyerhoff (1956)** (Ref. 11, 85)

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r \quad >5\% \text{ arena fina y limo} \dots\dots\dots (7.1)$$

Con  $D_r = 69.3\%$  se obtiene  $\phi = 35.4^\circ$ .

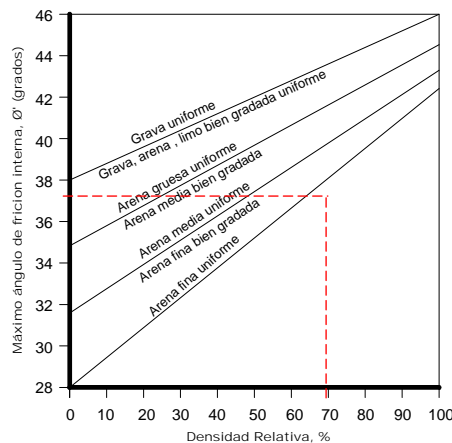
**Bowles (1996)** (Ref. 19)

$$\phi = [28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)] \dots\dots\dots (7.2)$$

$\phi = 38.4^\circ$ .

Ingresando  $D_r = 69.3\%$  de densidad relativa se obtiene un  $\phi = 38.4^\circ$ .

**Decourt (1989)** Ref. 32



**Figura N° 7.1** Ubicación del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en función de la  $D_r$  de 69.3%.

Del gráfico ingresando  $D_r=69.3\%$  de densidad relativa se obtiene un  $\phi=37.8^\circ$ .

De las relaciones y gráficos propuestas se obtiene un ángulo de fricción interna comprendido entre  $\phi=35.4^\circ - \phi=38.4^\circ$  mayores que los valores obtenidos en los ensayos de corte directo.

### 7.3 Correlación entre el Valor $N_{SPT}$ y la Densidad Relativa

Se ha determinado la densidad relativa en función de  $N_{1(60)}$  y  $N_{60}$ ,  $\sigma'_z$  ó  $\sigma'_v$  de acuerdo a las relaciones propuestas:

**Cuadro N° 7.2 Resumen de las Correlaciones entre el  $N_{SPT}$  y la  $D_r$  (Densidad Relativa)**

$D_r$ (Densidad Relativa)	$D_r$ (obtenido) (%)	Referencia									
$Dr(\%) = \left[ \frac{N_{78} \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_z} \right)^{0.5} \right] \times 100$ <p><math>\sigma'_z = \text{Kpa}</math>, <math>D_{50} = 0.22 \text{ mm}</math></p>	74.18 (Cuadro 7.3)	Cubrinovski con Ishihara (1999) (Ref. 31)									
$Dr = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$ <p>Donde: <math>N_{1(60)} = 15.98</math></p>	51.61 (Promedio)	Skempton (1986) (Ref. 36, 81)									
$Dr = \sqrt{\frac{N}{1.7(10 + \sigma'_v)}} \quad \sigma'_v = \text{Psi}$	63.04 (Cuadro 7.3)	Gibbs and Holtz (1957) (Ref. 37)									
$Dr = C_0 P_o^{-C_1} N_{60}^{C_2}$ <p>Donde: <math>P_o = \text{KPa}</math>  <math>C_0 = 18 \text{ a } 25</math> con una mayor aproximación de 25  <math>C_2 = 0.44 \text{ a } 0.57</math> con una mayor aproximación de 0.46  <math>C_1 = 0.12 \text{ a } 0.14</math> con una mayor aproximación de 0.12</p>	51.41 (Cuadro 7.3)	Yoshida (1998) (Ref. 19)									
$0.0046 Dr^2 = N_{1(60)}$ <p>Donde: <math>N_{1(60)} = 15.98</math></p>	58.94 (Promedio)	Tokimatsu and Seed (1987) (Ref. 35)									
$Cr (\%) = 11.7 + 0.76 (222 N_f + 1600 - 53 \sigma'_v - 50 C_u^2)^{0.5}$ <p>Donde:  <math>C_u = (2)</math> <math>N_f = \text{Numero de Golpes}</math>  <math>\sigma'_v = (\text{lb/pulg}^2)</math> <math>C_r = \text{Densidad Relativa}</math></p>	60.37 (Cuadro 7.3)	Marcuson and Bieganovsky (1977) (Ref. 16)									
$\frac{Dr}{100} = 0.2236 \sqrt{\frac{N}{a + b\sigma'_{v0}}}$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th><math>\sigma'_{v0}</math></th> <th>a</th> <th>b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt;15 T/m<sup>2</sup></td> <td>1.00</td> <td>0.20</td> </tr> <tr> <td>&gt;15 T/m<sup>2</sup></td> <td>3.25</td> <td>0.05</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma'_{v0}$	a	b	<15 T/m <sup>2</sup>	1.00	0.20	>15 T/m <sup>2</sup>	3.25	0.05	53.06 (Cuadro 7.3)	Giuliani y Nicoll (1982) (Ref. 33, 38)
$\sigma'_{v0}$	a	b									
<15 T/m <sup>2</sup>	1.00	0.20									
>15 T/m <sup>2</sup>	3.25	0.05									
$Dr = 16 \sqrt{N_{1(78)}} = 14 \sqrt{N_{1(60)}}; N_{1(60)} \leq 42$ <p>Donde: <math>N_{1(60)} = 15.98</math></p>	55.96 Promedio	Meyerhof (1957) (Ref. 97)									

<b>D<sub>r</sub> (Densidad Relativa)</b>	<b>D<sub>r</sub> (obtenido) (%)</b>	<b>Referencia</b>
$Dr = \left\{ \left[ 1.5 \left( \frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$ <p>F=0.0065 σ<sub>v0</sub><sup>2</sup>+1.68 σ<sub>v0</sub>+14 Donde: σ<sub>v0</sub>=Ton/m<sup>2</sup></p>	69.44 (Cuadro 7.3)	Gibbs and Holts (1957) (Ref. 37, 53)
$Dr = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_v + 0.7}}$ <p>Donde: σ'<sub>v</sub>=kg/cm<sup>2</sup></p>	65.18 (Cuadro 7.3)	Meyerhof (1957) (Ref. 53, 58)
$Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(1 + 4.14\sigma'_{v0})}$ <p>Para σ'<sub>v</sub> ≤ 0.732 Kg/cm<sup>2</sup></p> $Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(3.24 + 1.024\sigma'_{v0})}$ <p>Para σ'<sub>v</sub> &gt; 0.732 Kg/cm<sup>2</sup></p>	45.16 (Cuadro 7.3)	Bazaraa (1967) (Ref. 13, 53)
<p>Ln Dr= 0.478 Ln N<sub>SPT</sub> - 0.262 Ln σ'<sub>v</sub>+2.84 Donde: σ'<sub>v</sub>=Kg/cm<sup>2</sup></p>	66.91 (Cuadro 7.3)	Schultze & Mezembach (1961) (Ref. 53)

Observándose en el Cuadro N° 7.2 podemos deducir que las fórmulas propuestas por Cubrinovski con Ishihara (1999) (Dr=74.18%), Gibbs and Holts (1957) (Dr=69.44%), Meyerhof (1957) (Dr=65.18%), Schultze & Mezembach (1961) (Dr=66.91%), se aproximan al valor promedio de la presente investigación de Dr=69.3%.

**Cuadro N° 7.3 Determinación de la Dr en función del N<sub>SPT</sub> por diferentes autores**

Profundidad (m)	Presion efectiva			Diametro Particulas D <sub>50</sub> (mm)	Coeficiente Uniformidad Cu	Numero de golpes N <sub>50</sub>	Cubrnovski con Ishihara (1999)	Gibbs and Holtz (1957)	Yoshida (1998)
	kPa	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	PSI				$Dr(\%) = \left[ \frac{N_v \left( \frac{0.23 + 0.06}{D_r} \right)^{1.98}}{9} \right]^{1/1.98} \times 100$ $\sigma'_v = \text{kPa}, D_{50} = \text{mm}$	$Dr = \sqrt{\frac{N}{1.7(1 + \sigma'_v)}}$ $\sigma'_v = \text{Psi}$	$Dr = C_1 P_0^{-0.5} N_{60}^{0.7}$ Donde: P <sub>0</sub> = kPa C <sub>1</sub> =25 C <sub>2</sub> =0.46 C <sub>3</sub> =0.12
0.00		---		0.22	2	7.06	---	---	---
1.00	17.07	1.741	2.47	0.22	2	8.29	112.40	62.50	47.10
2.00	34.14	3.482	4.95	0.22	2	9.60	85.50	61.50	46.30
3.00	51.22	5.223	7.43	0.22	2	11.46	76.30	62.20	47.90
4.00	68.29	6.964	9.9	0.22	2	12.77	69.70	61.40	48.60
5.00	85.36	8.705	12.38	0.22	2	14.96	67.50	62.70	50.90
6.00	102.44	10.446	14.85	0.22	2	16.35	64.40	62.20	51.90
7.00	119.51	12.187	17.33	0.22	2	19.83	65.70	65.30	55.60
8.00	136.58	13.928	19.81	0.22	2	21.39	63.80	64.90	56.70
9.00	153.60	15.669	22.28	0.22	2	22.94	62.30	64.70	57.70
						<b>Promedio Dr (%)</b>	<b>74.18</b>	<b>63.04</b>	<b>51.41</b>

Profundidad (m)	Presion efectiva			Diametro Particulas D <sub>50</sub> (mm)	Coeficiente Uniformidad Cu	Numero de golpes N <sub>60</sub>	Marcuson and Biezanousky (1977)	Gioliani y Nicoll (1982)
	kPa	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	PSI				$Cr(\%) = 11.7 + 0.76(22.2N_p + 1600 - 53\sigma'_v - 50C_u)^{0.1}$ Donde: C <sub>u</sub> =2 $\sigma'_v = (lb/pulg^2)$ N <sub>p</sub> =Numero de golpes Cr=Densidad Relativa	$\frac{Dr}{100} = 0.2236 \sqrt{\frac{N}{a + b\sigma'_v}}$ $\sigma'_v$ : -15 T/m <sup>2</sup> a 15 T/m <sup>2</sup> a 1.00 b 0.20 0.05
0.00		---		0.22	2	7.06	---	---
1.00	17.07	1.741	2.47	0.22	2	8.29	54.10	55.40
2.00	34.14	3.482	4.95	0.22	2	9.60	55.20	53.20
3.00	51.22	5.223	7.43	0.22	2	11.46	56.90	52.90
4.00	68.29	6.964	9.9	0.22	2	12.77	57.90	51.70
5.00	85.36	8.705	12.38	0.22	2	14.96	60.20	52.70
6.00	102.44	10.446	14.85	0.22	2	16.35	61.20	51.40
7.00	119.51	12.187	17.33	0.22	2	19.83	64.60	53.70
8.00	136.58	13.928	19.81	0.22	2	21.39	65.90	53.20
9.00	153.60	15.669	22.28	0.22	2	22.94	67.10	53.30
						<b>Promedio Dr (%)</b>	<b>60.37</b>	<b>53.06</b>

Profundidad (m)	Presión efectiva $\sigma'_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Diámetro Particular D <sub>50</sub> (mm)	Numero de golpes N <sub>60</sub>	Gibbs and Holtz (1957)	Meyerhof (1957)	Bazaraa (1967)	Schulze & Mezembach (1961)
				$Dr = \left[ \left( 1.5 \left( \frac{N}{F} \right)^{1.12} \right) - 0.6 \right]$ F=0.0065 $\sigma'_v$ + 1.68 $\sigma_{vm}^{1.4}$ Donde: $\sigma_{vm}$ = Ton/m <sup>2</sup>	$Dr = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_v + 0.7}}$ Donde: $\sigma'_v = \text{kg/cm}^2$	$Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(1 + 1.14 \sigma'_v)}$ Para $\sigma'_v \leq 0.732 \text{ Kg/cm}^2$ $Dr^2 = \frac{N_{SPT}}{20(3.24 + 1.024 \sigma'_v)}$ Para $\sigma'_v > 0.732 \text{ Kg/cm}^2$	$\text{Ln } Dr = 0.478 \text{ Ln } N_{SPT} - 0.262 \text{ Ln } \sigma'_v + 2.84$ Donde: $\sigma'_v = \text{kg/cm}^2$
0.00			7.06				
1.00	1.741	0.22	8.29	67.90	64.7	49.1	74.4
2.00	3.482	0.22	9.60	67.50	63.6	44.3	66.5
3.00	5.223	0.22	11.46	68.60	64.3	42.6	65.1
4.00	6.964	0.22	12.77	68.10	63.5	40.6	63.6
5.00	8.705	0.22	14.96	69.40	64.8	42.6	64.7
6.00	10.446	0.22	16.35	68.90	64.3	43.6	64.3
7.00	12.187	0.22	19.83	71.90	67.5	47.0	67.8
8.00	13.928	0.22	21.39	71.50	67.1	47.9	67.8
9.00	15.669	0.22	22.94	71.20	66.8	48.7	68.0
			<b>Promedio Dr (%)</b>	<b>69.44</b>	<b>65.18</b>	<b>45.16</b>	<b>66.91</b>



A continuación se presentan los gráficos de relación de  $N_{SPT}$  con la densidad Relativa ( $D_r$ ) y la profundidad según COFFMAN (1960), GIBBS y HOLTZ (1957) y SKEMPTON (1986) en las que se ha replanteado la relación presión vertical – número de golpes  $N_{60}$  de la presente investigación.

COFFMAN (1960)

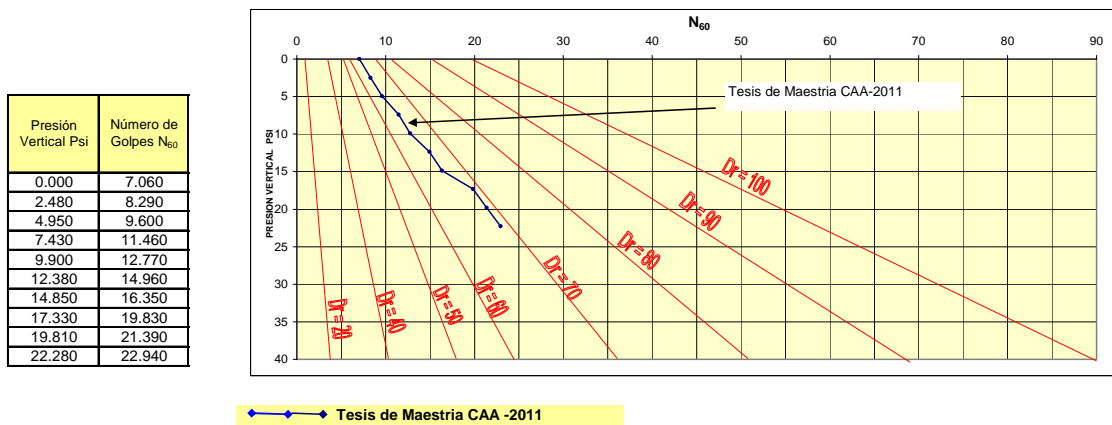


Figura N° 7.2 Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación de  $N_{60}$  y  $\sigma_v$  propuesto por COFFMAN (1960). (Ref. 71)

GIBBS Y HOLTZ (1957)

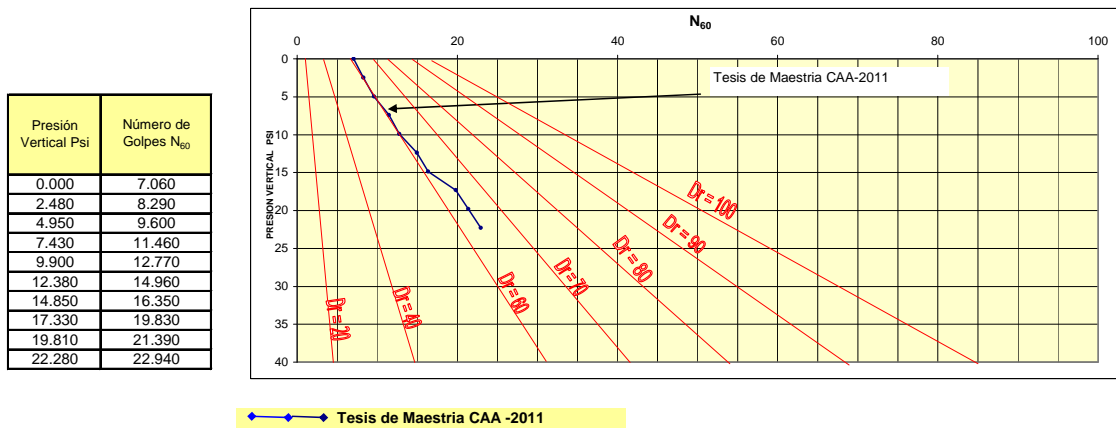
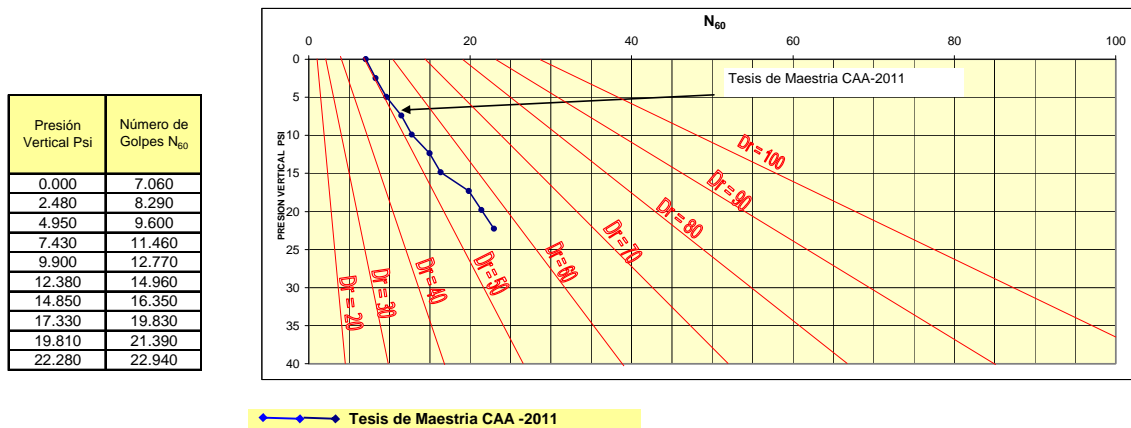


Figura N° 7.3 Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación con  $N_{60}$  y  $\sigma_v$  propuesto por Gibbs y Holtz (1957). (Ref. 37)

**SKEMPTON (1986)**



**Figura N° 7.4** Ubicación de la Densidad Relativa en el gráfico de relación con  $N_{60}$  y  $\sigma'_v$ , Skempton (1986) (Ref. 81)

Observándose los gráficos podemos deducir que:

- En el gráfico de Coffman (1960) se obtiene una densidad relativa comprendida entre  $D_r=64$  y  $69\%$  aumentando con la profundidad.
- En el gráfico de Gibbs y Holtz (1957) se obtiene una densidad relativa -comprendida entre  $D_r=60$  y  $64\%$  aumentando con la profundidad.
- En el gráfico de Skempton (1986) se obtiene una densidad relativa comprendida entre  $D_r=50$  y  $57\%$  aumentando con la profundidad.

Siendo el gráfico de Coffman (1960) la que presenta mejor aproximación a la densidad relativa de la presenta investigación de  $D_r=69.3\%$ .

#### 7.4 Correlación entre Módulo de Elasticidad ( E ) y el valor $N_{SPT}$

**Cuadro N° 7.4 Valores Obtenidos del Módulo de Elasticidad ( E ) en función del  $N_{SPT}$**

Módulo de Elasticidad ( E )	E (obtenido)	Referencia
$E=7\sqrt{N}$ E=MPa	27.98 (285.21 Kg/cm <sup>2</sup> )	Denver (1982) (Ref. 33)
$E=2BN$ Donde: B=4(Arena fina) E=Kg/cm <sup>2</sup>	127.84	Schmertmann (1978) (Ref. 36 y 53)
$E=7.71 N+191$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	314.21	D' Apollonia (1970) (Ref. 36)
$E=5.27N+76$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	160.21	Schultze & Menzebach (Ref. 36, 53)
$E=8N$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	127.84	Meigh y Nixon (Ref. 56)
$E=5(N_{60}+15)$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	154.90	Webb (1969) (Ref. 14)
$E=(350 \text{ a } 500)\text{Log}N_{60}$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	511.52	Trofinenkov (1974) (Ref. 14)
$E=40+3(N_{60}-6)$ $N_{60}>15$ E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	69.94	Begemann (1974) (Ref. 14)
$E=\alpha N_{60}$ Donde: $\alpha=5$ (Arena con finos) E=(Kg/cm <sup>2</sup> )	79.90	Kulhawy and Mayne (1990) (Ref. 14)

Del Cuadro N° 7.4 se puede deducir que el valor del Módulo de Elasticidad, obtenido mediante correlaciones con el valor “N” del SPT, está comprendido entre  $E= 69.94 - 511.52 \text{ Kg/cm}^2$ , correspondiente a arenas de compacidad media a densa según se muestra en el Cuadro 7.5.

**Cuadro N° 7.5 - Parámetros elásticos para varios suelos**

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad , $E_s$		
	Kg/cm <sup>2</sup>	lb/pul <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>
Arena Suelta	105.46 - 246.07	1,500 – 3,500	10.35 – 24.15
Arena densa media	175.76 - 281.22	2,500 – 4,000	17.25 – 27.60
Arena densa	351.53 - 562.45	5,000 – 8,000	34.50 – 55.20
Arena limosa	105.46 - 175.76	1,500 – 2,500	10.35 – 17.25
Arena y grava	703.06 - 1757.6	10,000 – 25,000	69.00 – 172.50
Arcilla suave	42.184 - 210.92	600 – 3,000	4.1 – 20.7
Arcilla media	210.92 - 421.84	3,000 – 6,000	20.7 – 41.4
Arcilla firme	421.84 - 984.29	6,000 – 14,000	41.4 – 96.6

### 7.5 Valores del Ángulo de Fricción Interna “ $\phi$ ” en función de relaciones publicadas con el “ $q_c$ ” del CPT

En algunas de las relaciones, de acuerdo a lo indicado por el autor se ha empleado el valor de “ $q_{c1}$ ” promedio obtenido anteriormente de  $q_{c1}=76.61 \text{ Kg/cm}^2$  (Cuadro N° 7.6).

En otras relaciones se ha tabulado cada metro, empleando el “ $q_c$ ” y la presión geostática efectiva  $\sigma'_v$  correspondiente, obteniendo un valor “ $\phi$ ” en cada nivel y un promedio final. (Cuadros 7.7)

**Cuadro N° 7.6 Correlaciones entre el valor “ $q_c$ ” del CPT vs Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )**

( $\phi$ ) Ángulo de fricción interna	$\phi$ (obtenido)	Referencia
$\phi = 14.4 + 4.8 \text{ Ln } q_c - 4.5\sigma'_v$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	31.12° (Cuadro 7.7)	Durgunoglu & Mitchell (1973 – 1975) (Ref. 53)
$\phi = 9.8 + 4.96 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	32.82° (Cuadro 7.7)	Caquot (1969) (Ref. 53)
$\phi = 5.8 + 5.21 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	29.98° (Cuadro 7.7)	Koppejan (1950) (Ref. 53)
$\phi = 5.9 + 4.76 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{\sigma'_v} \right]$ Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	27.99° (Cuadro 7.7)	De Beer (1950 – 1975) (Ref. 53)
$\phi = 29^\circ + \sqrt{q_c}$ $q_c = \text{MPa}$	31.50° (Cuadro 7.7)	Foundation Analysis and Design J.E. Bowles (1996)
$\phi = \tan^{-1} \left[ 0.1 + 0.38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right) \right]$ $q_c = \text{Ton/m}^2$ $\sigma'_v = \text{Ton/m}^2$ $\sigma'_v = 7.93 \text{ Ton/m}^2$	40.86° (Cuadro 7.7)	Kulhawy y Mayne 1990 (Ref. 16)
$\phi = 17.6 + 11 \log(q_{c1})$ $q_{c1} = (q_c / \sigma_{atm}) / (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{0.5}$ Donde: $q_{c1} = 76.61 \text{ Kg/cm}^2$	38.33° (Promedio)	Kulhawy y Mayne (1990) (Ref. 45)

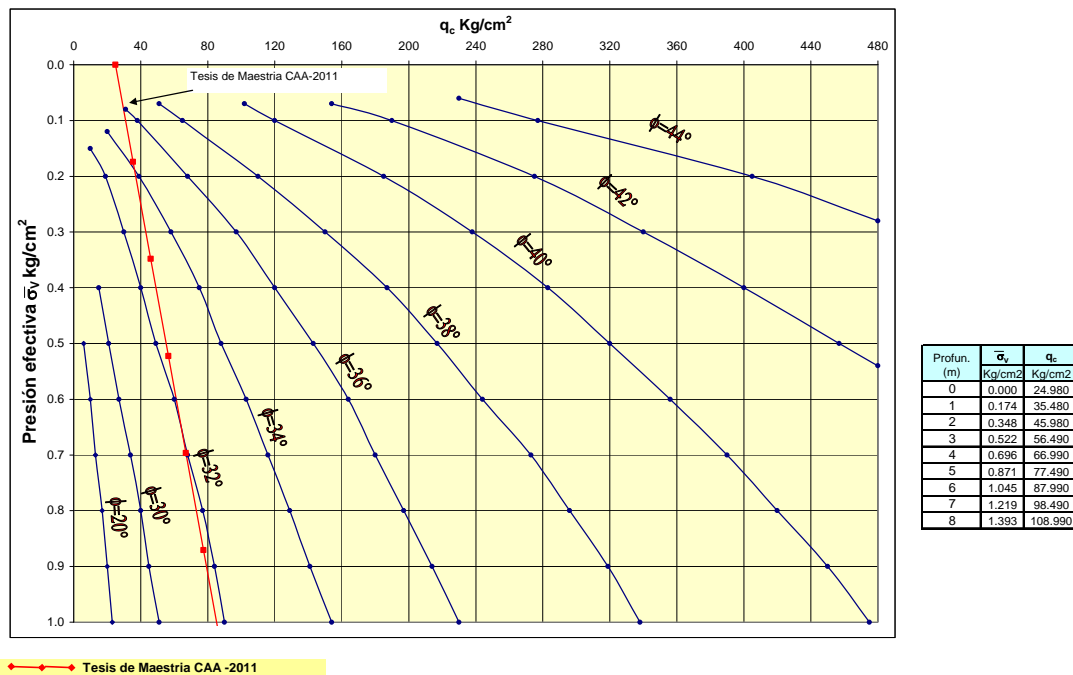
Del cuadro anterior podemos observar que el ángulo de fricción interna varia entre  $\phi = 27.99^\circ - 32.82^\circ$ , presentando las relaciones de Durgunoglu & Mitchell (1973 – 1975) ( $\phi = 31.12^\circ$ ), Caquot (1969) ( $\phi = 32.82^\circ$ ) y Foundation Analysis and

Design J.E. Bowles (1996) ( $\phi=31.50^\circ$ ), las mejores aproximaciones a los ensayos de corte directo realizados.

Con las relaciones propuestas en 1990 por Kulhawy y Mayne (1990), el ángulo de fricción interna varia entre  $\phi=38.33^\circ - 40.86^\circ$ , es decir valores mayores a los obtenidos mediante los ensayos de corte directo.

**Cuadro N° 7.7 Determinación del Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ ) en función de  $q_c$  del CPT**

Profundidad (m)	Resistencia en la punta $q_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presión Efectiva $\bar{\sigma}_v = (\Sigma \sigma_v / m^2)$	Durgunoglu & Mitchell (1973 - 1975) $\phi = 14.4 + 4.8 \ln q_c - 4.5 \sigma_v$ Donde: $\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Caquot (1969) $\phi = 9.8 + 4.96 \ln \frac{q_c}{\sigma_v}$ Donde: $\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Koppejan (1950) $\phi = 5.8 + 5.21 \ln \frac{q_c}{\sigma_v}$ Donde: $\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	De Beer (1950 - 1975) $\phi = 5.9 + 4.76 \ln \frac{q_c}{\sigma_v}$ Donde: $\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Foundation Analysis And Design J.E. Bowles (1996) $\phi = 29^\circ + \sqrt{q_c}$ $q_c = m^2$	Kulhawy y Mayne (1990) $\phi = \tan^{-1} \left[ 0.14 + 0.38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma_v} \right) \right]$ $q_c = \text{Tn l m}^2$ $\sigma_v = \text{Tn l m}^2$
0.00	24.98						30.56	---
1.00	35.48	1.741	30.75	36.17	33.50	31.21	30.86	44.35
2.00	45.98	3.482	31.21	34.02	31.24	29.14	31.12	42.18
3.00	56.49	5.223	31.41	33.03	30.20	28.19	31.35	41.12
4.00	66.99	6.964	31.44	32.45	29.59	27.64	31.56	40.53
5.00	77.49	8.705	31.36	32.06	29.19	27.27	31.76	40.06
6.00	87.99	10.446	31.19	31.79	28.90	27.00	31.94	39.75
7.00	98.49	12.187	30.95	31.59	28.68	26.81	32.11	39.56
8.00	108.99	13.928	30.65	31.42	28.52	26.65	32.27	39.34
<b>Promedio <math>\phi</math></b>			<b>31.12</b>	<b>32.82</b>	<b>29.98</b>	<b>27.99</b>	<b>31.50</b>	<b>40.86</b>
			<b>30.48</b>				<b>36.18</b>	



**Figura N° 7.5 Ubicación del ángulo de fricción interna " $\phi$ " de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta " $q_c$ " del CPT y la presión efectiva  $\bar{\sigma}_v$ , propuesto por: Trofinenkov, 1974. (Ref. 46).**

Replanteando los valores de la presión efectiva y la resistencia de la punta del cono obtenidos en la presente investigación en el gráfico de Trofinenkov (1974) se obtiene un ángulo de fricción interna de  $\phi=31.8^\circ - 34.0^\circ$  disminuyendo con la

profundidad; para presiones comprendidas entre 0.5 – 1.0 Kg/cm<sup>2</sup> el ángulo de fricción interna varia entre  $\phi= 32.5^\circ - 31.7^\circ$ , presentando la mejor aproximación a los ángulos de fricción interna obtenidos mediante los ensayos de corte directo de  $\phi=31.4^\circ - 32.7^\circ$ .

## 7.6 Correlación entre la Densidad Relativa y el Valor “q<sub>C</sub>” del CPT

La densidad relativa se ha determinado tabulando los valores de “q<sub>C</sub> -  $\sigma'_v$ ” de cada nivel y obteniendo un promedio y directamente con “q<sub>C1</sub>”, de acuerdo a la relación propuesta.

**Cuadro N° 7.8 Valores Obtenidos de la Densidad Relativa en función del valor q<sub>C</sub> del CPT**

Dr (Densidad Relativa)	Dr (%)	Referencia
$Cr = -98 + 66 \log \left( \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right)$ $q_c \text{ y } \sigma'_v \rightarrow \text{Ton/m}^2$	61.96 (Cuadro 7.9)	Jamilkowski (1985) (Ref. 53)
$Dr = -131 + 66 \log \left( \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right)$ $q_t \text{ y } \sigma'_v \text{ en Kpa}$	61.96 (Cuadro 7.9)	Ventayol Albert (2003) (Ref. 91)
$Dr = -85 + 76 \log(q_{C1})$ $q_{C1} = 76.61 \text{ ,kKg/cm}^2$	58.20 Promedio	Tatsuoka 1990 Donde $q_{c1} = 76.61 \text{ Kg/cm}^2$ (Ref. 34)
$Dr = \left[ \frac{q_{c1}}{P_a} \right]^{0.5}$ $\frac{305}{305}$ $q_{c1} = \text{Kpa}$ $P_a = \text{Presión atmosférica} = 100 \text{ Kpa}$	49.63 Promedio	Kulhaw y Mayne (1990) Donde $q_{c1} = 76.61 \text{ K/cm}^2$ $q_{c1} = 7512.8 \text{ KPa}$ (Ref. 49)
$Dr = 100 \left[ 0.268 \text{Ln} \left( \frac{q_c / \sigma_{atm}}{\sqrt{\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{atm}}}} \right) - 0.675 \right]$ $\text{Donde: } \sigma_{atm} = 1 \text{ bar} = 100 \text{ kPa}$	51.21 (Cuadro 7.9)	Jamilkowski (2001) (Ref. 34)
$Dr = \frac{1}{2.41} \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{0.157 (\sigma'_{v0})^{0.55}} \right]$ $\text{Donde: } q_c = \text{Mpa}, \sigma'_{v0} = \text{Kpa}$	60.01 (Cuadro 7.9)	Baldi (1986) (Ref. 53)
$Dr = 34.36 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{12.3 \sigma'_v} \right]^{0.7}$ $\text{Donde: } \sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	68.86 (Cuadro 7.9)	Harman (1983) (Ref. 53)
$Dr = -97.8 + 36.6 \text{Ln } q_c - 26.9 \text{Ln } \sigma'_v$ $\text{Donde: } \sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	67.95 (Cuadro 7.9)	Schmertmann (1983) (Ref. 53)

Del Cuadro N° 7.8 se puede deducir que el valor de la Densidad Relativa obtenido mediante correlaciones con el valor “ $q_c$ ” del CPT varía entre  $Dr=49.63 - 68.86 \%$ , de los cuales las relaciones de Harman (1983) ( $Dr= 68.86\%$ ) y Schmertmann (1983) ( $Dr= 67.95\%$ ) presentan la mejor aproximación a la densidad relativa de la presente investigación de  $Dr =69.3\%$ .

**Cuadro N° 7.9 Determinación de la Densidad Relativa en Función del Valor “ $q_c$ ” de CPT**

Profundidad (m)	Resistencia en la Punta $q_c$		Presion efectiva $\bar{\sigma}_v (t/m^2)$		Lancellotta (1983) Jamilkowski y otros (1985)	Ventayol Albert (2003)	Jamilkowski (2001)
	(Kg/cm <sup>2</sup> )	Kpa	Kg/cm2	Kpa	$Cr = -98 + 66 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$	$Dr = -131 + 66 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$	$Dr = 100 \left[ 0.268 \log \left( \frac{q_c/\sigma'_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{atm}}} \right) - 0.675 \right]$
					Donde: $q_c$ y $\sigma'_v = \text{ton/m}^2$	Donde: $q_c$ y $\sigma'_v = \text{kPa}$	Donde: $\sigma'_{atm}=1 \text{ atm}=1 \text{ bar}=100 \text{ kPa}=1 \text{ Ts}=14.7 \text{ Psi}$
0.00	24.98	2,449.70	---	--			
1.00	35.48	3,479.40	1.741	17.07	62.35	62.35	51.57
2.00	45.98	4,509.10	3.482	34.15	59.85	59.85	49.23
3.00	56.49	5,539.78	5.223	51.22	59.94	59.94	49.32
4.00	66.99	6,569.47	6.964	68.29	60.7	60.70	50.03
5.00	77.49	7,599.17	8.705	85.36	61.68	61.68	50.94
6.00	87.99	8,628.87	10.446	102.44	62.71	62.71	51.9
7.00	98.49	9,658.57	12.187	119.51	63.73	63.73	52.86
8.00	108.99	10,688.27	13.928	136.50	64.72	64.72	53.79
<b>Promedio <math>\phi =</math></b>					<b>61.96</b>	<b>61.96</b>	<b>51.21</b>

Profundidad (m)	Resistencia en la Punta $q_c$		Presion efectiva $\bar{\sigma}_v (t/m^2)$		Baldi (1986)	Harman 1983	Schmertmann 1983
	(Kg/cm <sup>2</sup> )	Kpa	Kg/cm2	Kpa	$Dr = \frac{1}{2.41} \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{0.157(\sigma'_{v0})^{0.35}} \right]$	$Dr = 34.36 \text{Ln} \left[ \frac{q_c}{12.3\sigma'_v} \right]$	$Dr = -97.8 + 36.6 \text{Ln } q_c - 26.9 \text{Ln } \sigma'_v$
					Donde: $q_c = \text{Mpa}$ , $\sigma'_{v0} = \text{Kpa}$	Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$	Donde: $\sigma'_v = \text{Kg/cm}^2$ $q_c = \text{Kg/cm}^2$
0.00	24.98	2,449.70	---	--			
1.00	35.48	3,479.40	1.741	17.07	63.33	78.44	79.85
2.00	45.98	4,509.10	3.482	34.15	58.27	70.68	70.69
3.00	56.49	5,539.78	5.223	51.22	57.56	68.00	67.32
4.00	66.99	6,569.47	6.964	68.29	58.07	66.94	65.82
5.00	77.49	7,599.17	8.705	85.36	59.02	66.58	65.15
6.00	87.99	8,628.87	10.446	102.44	60.13	66.56	64.89
7.00	98.49	9,658.57	12.187	119.51	61.29	66.72	64.87
8.00	108.99	10,688.27	13.928	136.50	62.44	66.99	64.99
<b>Promedio <math>\phi =</math></b>					<b>60.01</b>	<b>68.86</b>	<b>67.95</b>

A continuación se presentan los gráficos de correlación de "qc" Vs  $\sigma_v$  según Balde et. al (1986) y Schmertmann (1978) en las que se ha replanteado los resultados de la presente investigación.

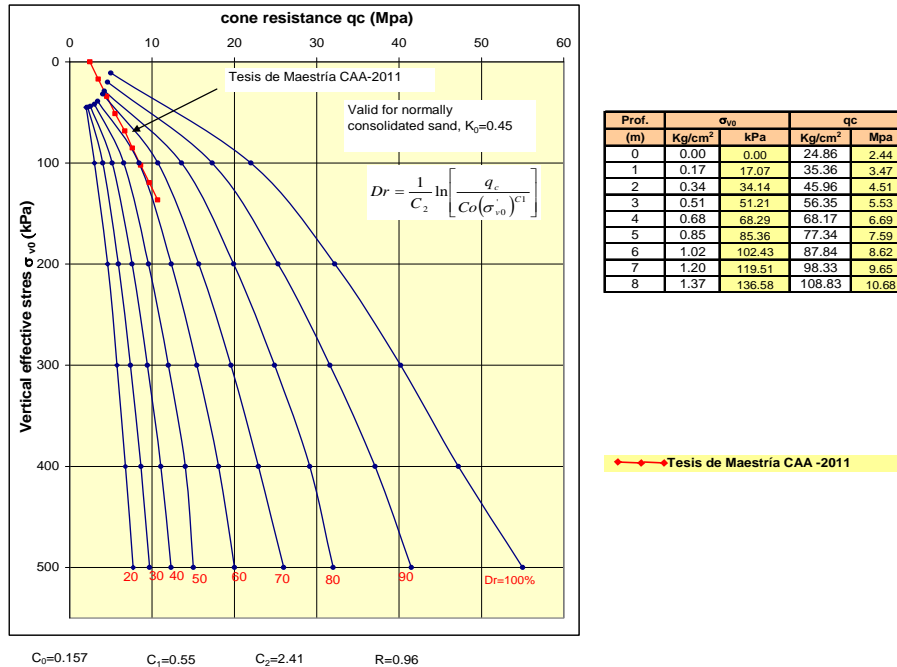


Figura N° 7.6 Ubicación de la Densidad Relativa de la presente investigación, en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta "qc" del CPT y la presión efectiva  $\sigma_{v0}$ , propuesto por Baldi et al, 1986. (Ref. 52)

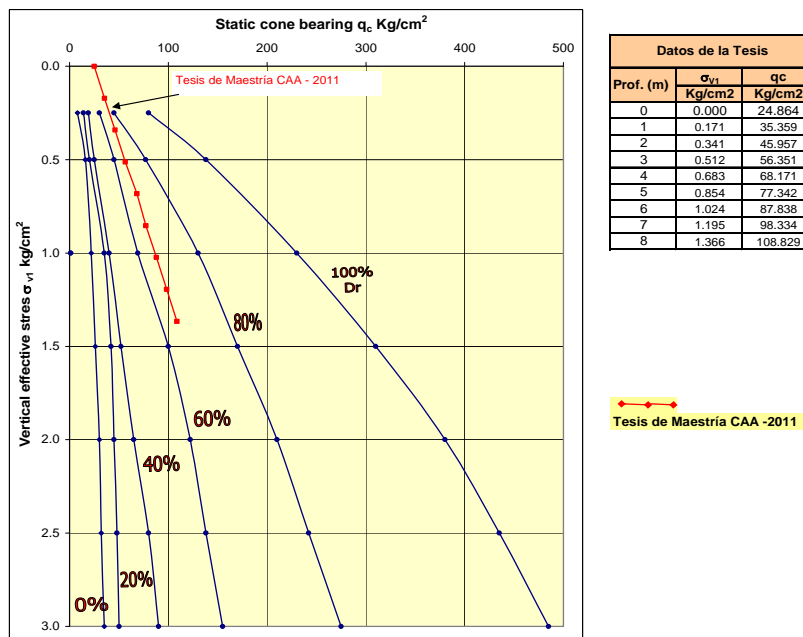


Figura N° 7.7: Ubicación de la Densidad Relativa de la presente investigación en el gráfico que relaciona la resistencia en la punta del CPT y la presión efectiva  $\sigma_{v1}$  en el gráfico propuesto por Schmertmann (1978). (Ref. 19, 46)



Los valores de la presión efectiva y la resistencia en la punta del cono replanteados en los gráficos propuestos por Baldi et. al. (1986) y Schmertmann (1978), se encuentran en el rango de  $D_r=60-70\%$ , presentando buena aproximación a la densidad relativa de la presente investigación de  $D_r = 69.3\%$ .

### 7.7 Correlación entre el Módulo de Elasticidad y el Valor $q_c$ del CPT

**Cuadro N° 7.10 Valores Obtenidos del Módulo de Elasticidad ( E ) en función de  $q_c$  del CPT**

Módulo de Elasticidad ( E )	E (obtenido)	Referencia
$E=1.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$ $q_{c1}=76.61 kg/cm^2$	114.91	Buisman (1940) (Ref. 14)
$E=2 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	153.22	Schmertmann (1970) (Ref. 14)
$E=\alpha q_c$ $E=(Kg/cm^2)$ Donde : $\alpha=0.8$ a $0.9$ para arena limpia	61.28 – 68.95	Bachelier and Paez (1965) (Ref. 14)
$E=1.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	114.92	DeBeer (1974) (Ref. 14)
$E=2.5 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	191.52	Trofinenkov (1964) (Ref. 14)
$E=3 q_c$ $E=(Kg/cm^2)$	229.83	Trofinenkov (1974) (Ref. 14)

Del Cuadro N° 7.10 se desprende que el valor del Módulo de Elasticidad en función de la resistencia en la punta “ $q_c$ ” de la prueba CPT, varía entre  $E= 61.28 - 229.83 Kg/cm^2$ , correspondiente a arenas semi-densas del Cuadro 7.5.

### 7.8 Correlaciones entre el SPT y el CPT

#### 7.8.1 Robertson (1990) Ref. (52)

Propone un cuadro de clasificación de suelos en función de la relación  $(q_c/p_a)/N_{60}$  que lo obtiene mediante las siguientes relaciones:

$$I_C = \left( (3.47 - \log Q_t)^2 - (\log F_r - 1.22)^2 \right)^{0.5} \dots\dots\dots(7.3)$$

$$Q_t = \frac{q_c - \bar{\sigma}_{v0}}{\sigma_v}, F_r = \frac{f_R}{\sigma_v} \dots\dots\dots(7.4)$$

$$(q_c / Pa) / N_{60} = 8.5(1 - I_C / 4.6) \dots\dots\dots(7.5)$$

$$P_a = \text{atm Press} = 100 \text{ kPa} = 1.019 \text{ K/cm}^2$$

$$(q_c / Pa) / N_{60} = 8.5(1 - I_c / 4.6), \text{ se obtiene:}$$

**Cuadro N° 7.11 - Cálculo de  $Q_t$**

Profundidad (m)	$q_c$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\overline{\sigma}_v$ Kg/cm <sup>2</sup>	$Q_t = \frac{q_c - \overline{\sigma}_v}{\overline{\sigma}_v}$
0.00	25.0	0.00	
1.00	35.5	0.174	203.0
2.00	46.0	0.348	131.2
3.00	56.5	0.522	107.2
4.00	67.0	0.696	95.3
5.00	77.5	0.870	88.1
6.00	88.0	1.044	83.3
7.00	98.5	1.218	79.9
8.00	109.0	1.392	77.3

**Cuadro N° 7.12 - Cálculo de  $I_c$**

Profundidad (m)	$f_R = f_s / q_c$			$\overline{\sigma}_v$ Kg/cm <sup>2</sup>	$F_r = \frac{f_R}{\overline{\sigma}_v}$	$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$
	CPT-1	CPT-2	Promedio			
0.00	4.00	1.50	2.75	0.00	---	
1.00	0.33	0.71	0.52	0.174	2.988	2.055
2.00	0.92	0.67	0.79	0.348	2.270	2.076
3.00	0.41	0.35	0.38	0.522	0.728	1.801
4.00	0.73	0.89	0.81	0.696	1.163	1.967
5.00	1.00	0.44	0.72	0.870	0.827	1.901
6.00	0.33	0.62	0.47	1.044	0.450	1.778
7.00	0.24	0.61	0.42	1.218	0.344	1.741
8.00	0.14	0.57	0.36	1.392	0.258	1.703
		$\overline{f_R} = 0.80$				

**Cuadro N° 7.13 - Cálculo de  $8.5(1 - I_c / 4.6)$**

$(q_c / Pa) / N_{60} = 8.5(1 - I_c / 4.6)$
---
4.70
4.67
5.17
4.86
4.98
5.21
5.28
5.35
<b>Promedio = 5.03</b>

$q_c = \text{kPa}$

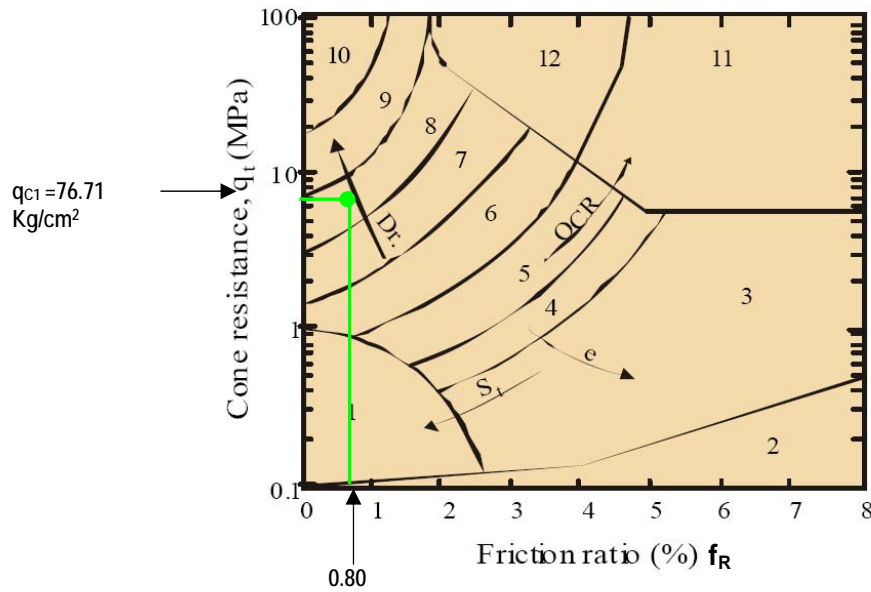
**Cuadro N° 7.14 Clasificación de Suelos de Acuerdo a la relación  $(q_c/p_a) / N_{60}$**

Zona	Tipo de Suelo	$\frac{(q_c/p_a)}{N_{60}}$
1	Suelo fino sensitivo	2
2	Suelo Orgánico	1
3	Arcilla	1
4	Limo arcilloso a arcilla	1.5
5	Arcilla limosa a limo arcilloso	2
6	Arena limosa a limo arcilloso	2.5
7	Arena limosa a limo arenoso	3
8	Arena a arena limosa	4
9	Arena	5
10	Grava arenosa a arena	6
11	Suelo muy duro de grano fino (*)	1
12	Arena a arena arcillosa	2

(\*) Sobreconsolidado o cementado

**Cuadro N° 7.15 Determinación de la Relación de Fricción promedio  $f_R$**

Profundidad (m)	$q_c$ MPa	$f_R (\%) = f_s / q_c$		$f_R$ Promedio
		CPT-1	CPT-2	
0.00	2.44	4	1.5	2.75
1.00	3.47	0.33	0.71	0.52
2.00	4.51	0.92	0.67	0.79
3.00	5.53	0.41	0.35	0.38
4.00	6.56	0.73	0.89	0.81
5.00	7.59	1.00	0.44	0.72
6.00	8.62	0.33	0.62	0.47
7.00	9.65	0.24	0.61	0.42
8.00	10.68	0.14	0.57	0.36
<b>Promedio</b>	<b>6.56</b>			<b>0.80</b>



**Figura N° 7.8 Ubicación del tipo de suelo en función del  $\overline{q_{c1}}$  y  $f_R\%$**

**Zonas de acuerdo a tipo de Suelo**

- |                             |                                    |                                  |
|-----------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1. Suelo fino sensitivo     | 5. Arcilla limosa a limo arcilloso | 9. Arena                         |
| 2. Suelo Organico           | 6. Arena limosa a limo arcilloso   | 10. Grava arenosa a arena        |
| 3. Arcilla                  | 7. Arena limosa a limo arenoso     | 11. Suelo muy duro de grano fino |
| 4. Limo arcilloso a arcilla | 8. Arena a arena limosa            | 12. Arena a arena arcillosa (*)  |

\* Sobre consolidado o cementado

**Cuadro N° 7.16 Tipo de Suelo de acuerdo al Índice “Ic”**

Tipo de Suelo	Zona	Tipo de Suelos
$I_c < 1.31$	7	Grava arenosa
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Arenas limpias a arenas limosas
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Mezclas de arenas – limosas arenosas a arenas limosas
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mezclas de limos – limos arcillosos a arcillas limosas
$2.95 < I_c < 6.60$	3	Arcillas
$I_c < 3.06$	2	Suelos organicos – turbas

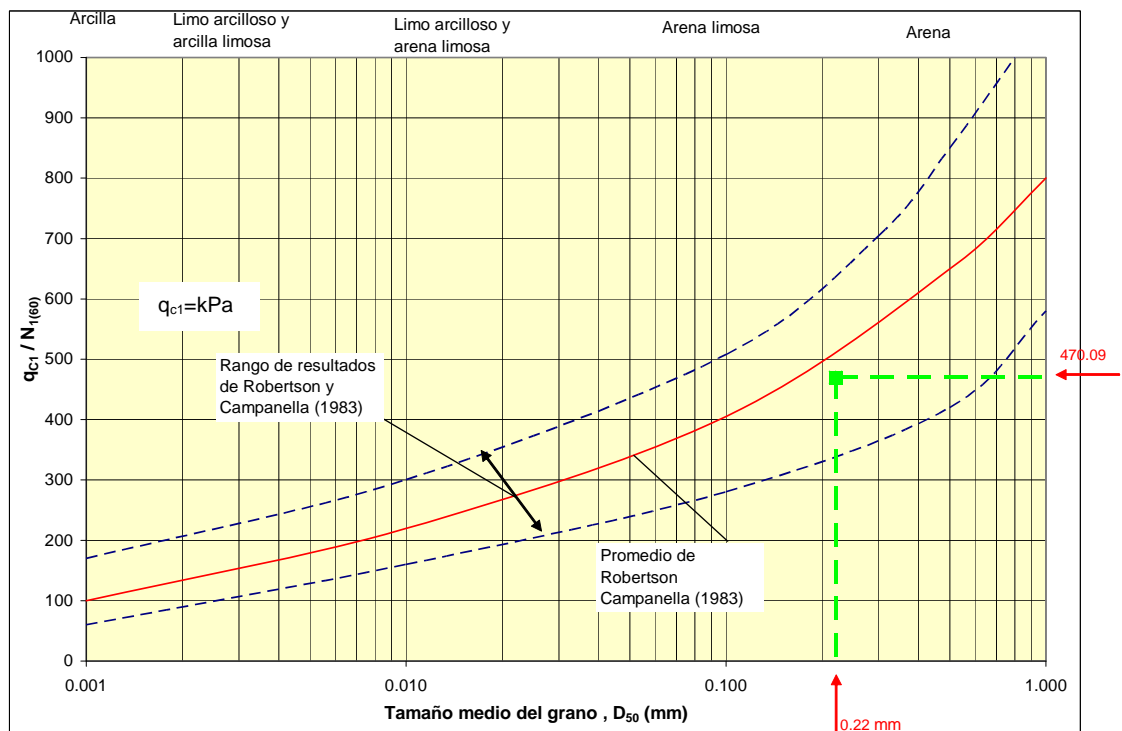
De los cálculos anteriores se deduce lo siguiente:

- Que de acuerdo a la Teoría de Robertson (1990) se ha encontrado un valor promedio de  $\left(\frac{q_c/Pa}{N_{60}=5.03}\right)$ , correspondiente a arenas según el cuadro de Clasificación de Suelos (Cuadro N°7.14)
- Que el valor de “Ic” se encuentra en el rango  $1.31 < I_c < 2.05$ , correspondiente a arenas limpias a arenas limosas. Zona 6 (Cuadro N° 7.16).

3.- Que ingresando a la Figura N° 7.8 con la resistencia en la punta  $\overline{q_{C1}}$  promedio y la relación de fricción promedio del CPT  $\overline{f_R}$ , el punto de intersección se encuentra en la zona "8" correspondiente a arenas y arenas limosas.

### 7.8.2 Robertson y Campanella (1983)(ref 52)

Propone un grafico de relación entre  $q_{c1}/N_{1(60)}$  y el tamaño medio del grano  $D_{50}$ mm



--- Tesis de Maestría CAA - 2011

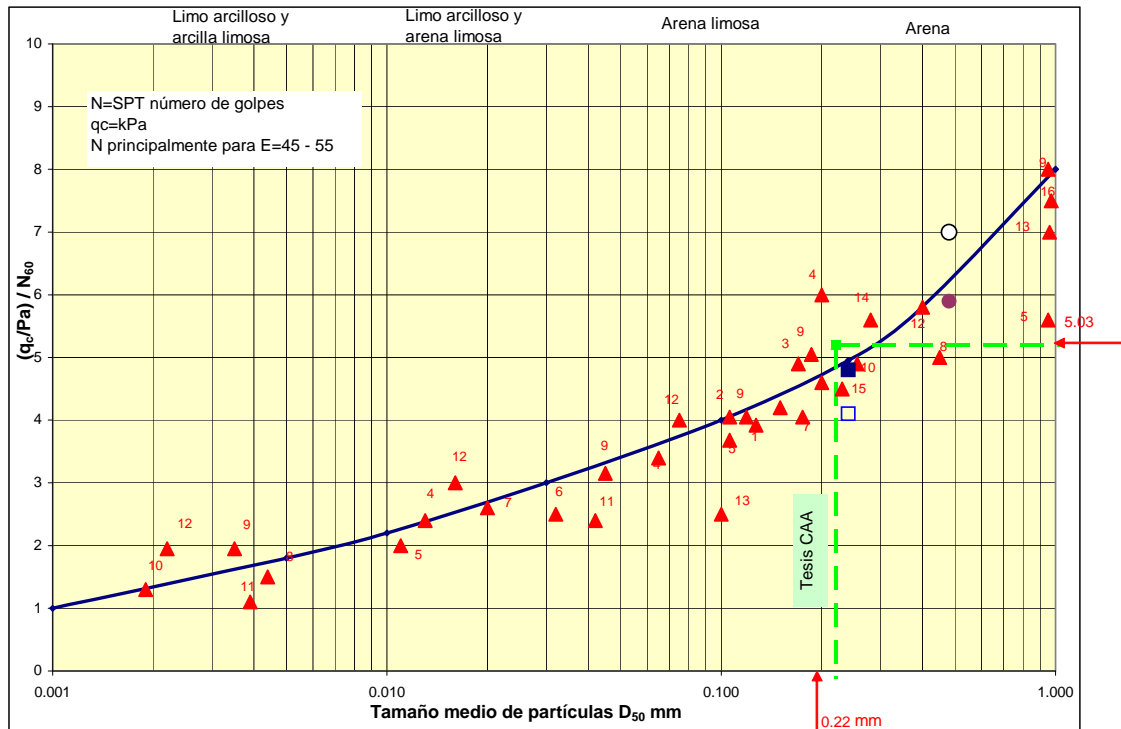
**Figura N° 7.9** Ubicación de la relación " $q_{c1}/N_{1(60)}$ " de la presente investigación en el gráfico que relaciona  $q_{c1}/N_{1(60)}$  Vs  $D_{50}$ , según Robertson y Campanella (1983). (Ref. 52)

Ingresando al gráfico con  $D_{50}=0.22$  mm a la recta promedio se obtiene un valor de  $q_{c1}/N_{1(60)}=510$ , ligeramente mayor a la relación obtenida de 470.09.

El punto replanteado con  $D_{50}=0.22$  mm y con  $q_{c1}/N_{1(60)}=470.09$ , se encuentra en el rango de suelos arenosos y en el huso propuesto.

### 7.8.3 Robertson (1983) (ref 52)

Propone un grafico de correlación entre  $(q_c/Pa)/N_{60}$  y el tamaño medio de las partículas  $D_{50}$ mm.



- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| 1. Meyerhof (1958)                    | 9. Nixon (1982)                        |
| 2. Meich y Nixon (1961)               | 10. Kruizinga (1982)                   |
| 3. Rodin (1961)                       | 11. Douglas (1982)                     |
| 4. de Alencar Velloso (1959)          | 12. Muromachi & Kobayashi (1982)       |
| 5. Schmertmann (1970)                 | 13. Goel (1982)                        |
| 6. Sutherland (1974)                  | 14. Ishihara & Koga (1981)             |
| 7. Thornburn & Mac Vicar (1974)       | 15. Laing (1983)                       |
| □ SPT N ER i = 47% Tibury Island Site | 16. Mitchell (1983)                    |
| ■ SPT Nc ERi = 55%                    | ○ SPT N ER i = 65% UBC SITE            |
|                                       | ● SPT Nc ERi = 55% Mc Donalds Farm     |
|                                       | ■ Tesis Maestria C.A.A SPT N Eri = 60% |

$$\left( \frac{q_c / Pa}{N_{(60)}} \right) = 5.03 \quad (\text{Cuadro N}^\circ 7.13)$$

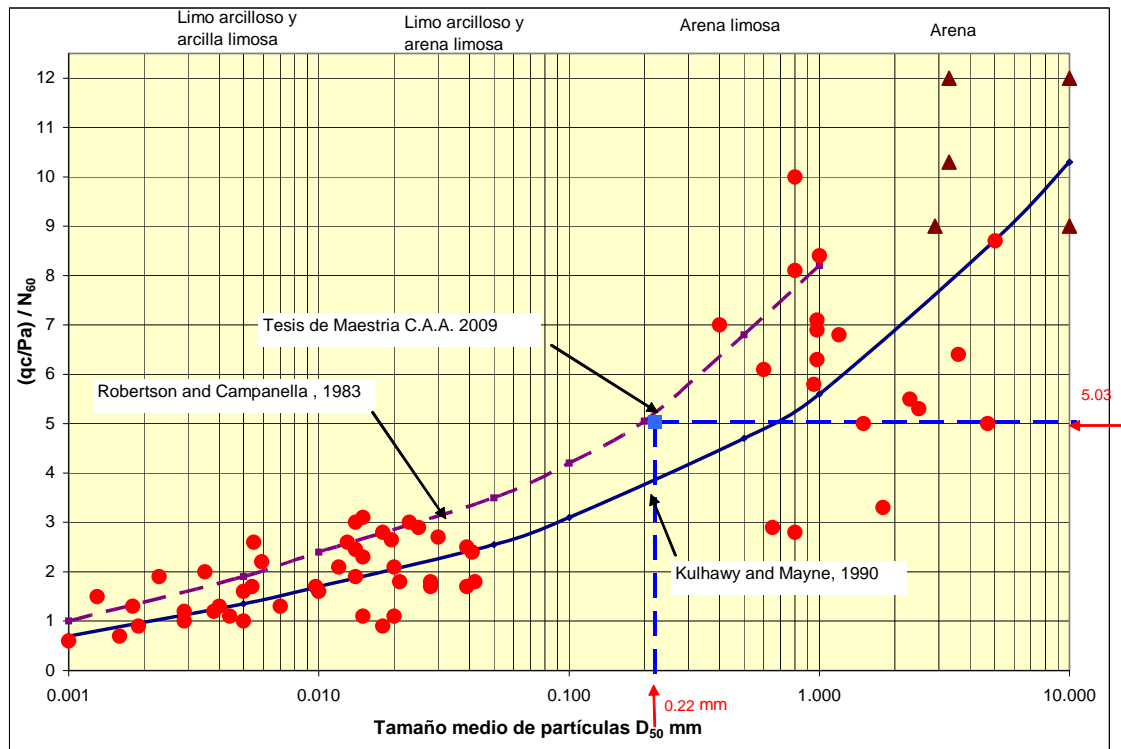
Figura N° 7.10: Ubicación de la relación  $\frac{q_c / Pa}{N_{60}}$  de la presente investigación en el gráfico de correlación entre SPT y CPT considerando el tamaño de la partícula, según Robertson et al (1983) (Ref. 52).

Ingresando al gráfico con  $D_{50}=0.22$  mm a la recta promedio se obtiene un valor de  $(q_c/Pa)/N_{(60)}=4.8$ , cercano al valor obtenido de 5.3.

El punto replanteado con  $D_{50}=0.22$  mm y con  $(q_c/Pa)/ N_{(60)} = 5.03$ , se encuentra en el rango de suelos arenosos.

#### 7.8.4 Kullhawy y Mayne (1990) (ref 52)

Proponen un gráfico de correlación entre  $(q_c/Pa)/ N_{60}$  y el tamaño medio de partículas  $D_{50}$  mm



Donde Pa = Presion Atmosférica = 100 kPa  
 qc = kPa  
 D<sub>50</sub> mm = 0.22

$$\left( \frac{q_c / Pa}{N_{60}} \right) = 5.03 \quad (\text{Cuadro N}^\circ 7.12)$$

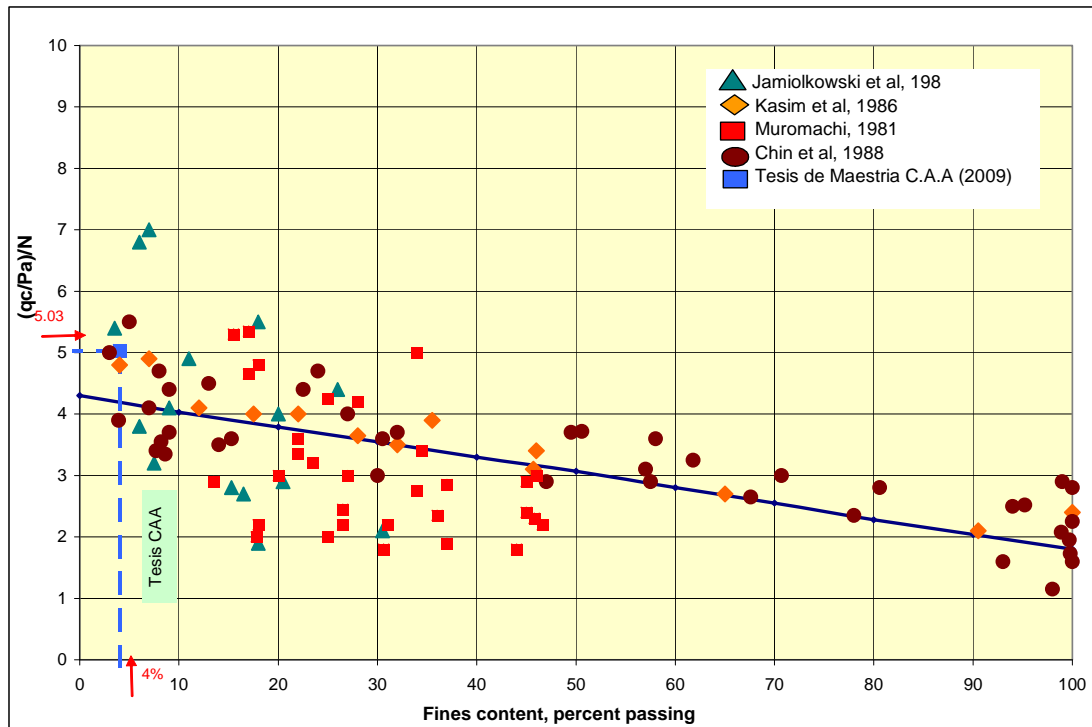
**Figura N° 7.11** Ubicación de la relación  $\frac{q_c / Pa}{N_{60}}$  de la presente investigación en el gráfico de correlación entre el SPT y CPT, considerando el tamaño medio de la partícula D<sub>50</sub>, según Kulhawy y Mayne (1990). (Ref. 52)

Ingresando al gráfico con D<sub>50</sub>=0.22 mm a las respectivas curvas se obtiene valores de  $(q_c/Pa)/N_{(60)} = 3.9 - 5.1$ , presentando la curva de Robertson y Campanella mejor aproximación al valor calculado de  $(q_c/Pa)/N_{60} = 5.03$ .

El punto replanteado con D<sub>50</sub>=0.22 mm y con  $(q_c/Pa)/N_{(60)} = 5.03$ , se encuentra en el rango de suelos arenosos.

### 7.8.5 Kullhaw y Mayne (1990) (ref 24)

Presentan un grafico de correlación entre  $(q_c/Pa) / N_{60}$  y el porcentaje de finos.



Donde: Pa= Presión Atmosférica = 100 KPa

$q_c = \text{kPa}$

$$\left( \frac{q_c / Pa}{N_{(60)}} \right) = 5.03$$

Porcentaje de finos N° 200 : 4.00 %

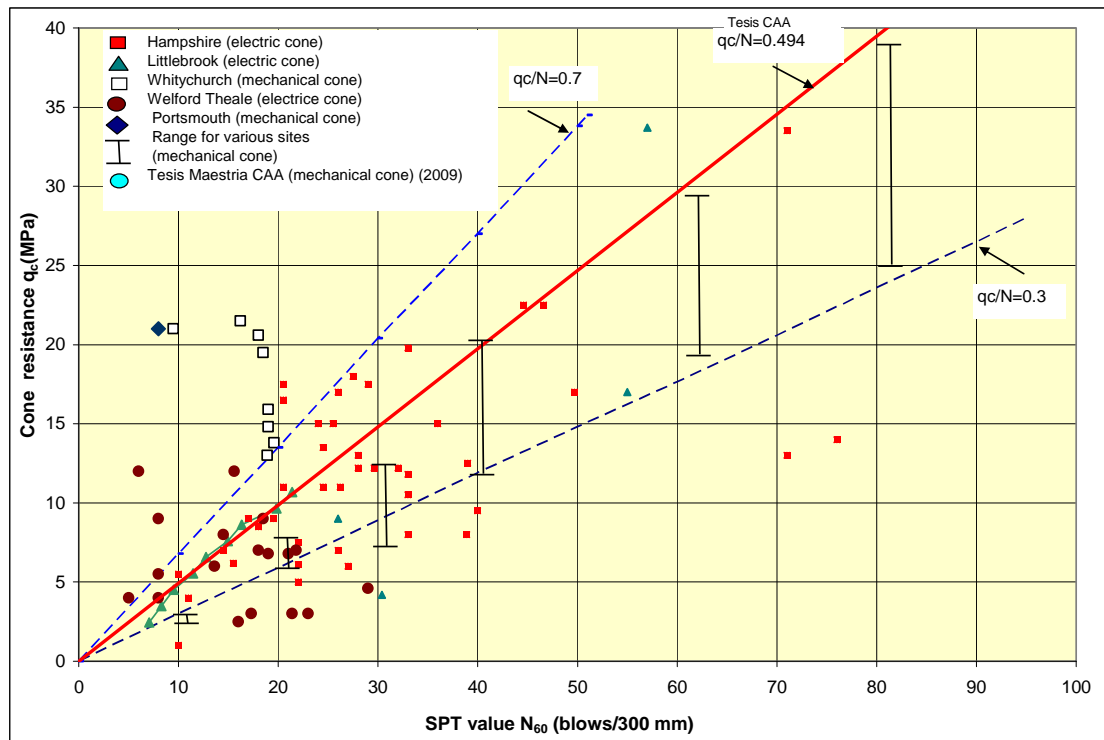
**Figura N° 7.12** Ubicación de la relación  $\frac{q_c / Pa}{N_{60}}$  de la Tesis en el gráfico de correlación con el porcentaje de finos, según Kulhawy y Mayne (1990). (Ref. 24)

Ingresando con el porcentaje de finos de 4% se obtiene  $(q_c/Pa)/N = 4.2$ , cercano al valor obtenido de 5.03.

### 7.8.6 Power (1982) (ref 52)

Presenta un grafico de correlación entre  $q_c$  (MPa) del CPT y  $N_{60}$  del SPT, para conos mecánicos y eléctricos con un rango de  $q_c/N_{60}$  comprendido entre 0.3 – 0.7.





Valores Obtenidos Tesis Maestría			
Prof. (m)	N <sub>60</sub>	q <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>c</sub> (Mpa)
0	7.06	24.97	2.45
1	8.29	35.46	3.48
2	9.51	45.96	4.51
3	11.46	56.45	5.54
4	12.77	66.95	6.57
5	14.96	77.34	7.59
6	16.35	87.84	8.62
7	19.83	98.33	9.65
8	21.39	108.83	10.7

--- Tesis CAA 2011

Figura N° 7.13 Ubicación de la relación  $\frac{q_c}{N}$  de la Tesis en el Gráfico de Power (1982). (Ref. 52)

Replanteando los valores de  $q_c/N$  (MPa) se obtiene una relación de  $q_c/N=0.494$  con un coeficiente de determinación de  $R^2= 0.969$ , comprendido en el rango propuesto.

### 7.8.7 Ramaswamy et al (1987)

Presenta un cuadro de clasificación de suelos en función de la relación  $q_c/N_{1(60)}$ . Tabulando los valores de  $q_c/N_{1(60)}$  a diferentes profundidades se obtiene las relaciones promedio de  $q_c/N_{1(60)}=0.41$  de acuerdo a lo mostrado en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 7.17 Obtención de la relación  $q_c/N_{1(60)}$  promedio**

Profundidad (m)	$q_c$ kg/cm <sup>2</sup>	MPa	$N_{1(60)}$	$q_c/N_{1(60)}$
0.00	24.98	2.45	11.95	0.21
1.00	35.48	3.47	14.09	0.25
2.00	45.98	4.51	16.23	0.28
3.00	56.49	5.54	15.85	0.35
4.00	66.99	6.57	15.30	0.43
5.00	77.49	7.60	16.02	0.47
6.00	87.99	8.60	15.99	0.54
7.00	98.49	9.70	17.96	0.54
8.00	108.99	10.7	18.12	0.59
<b>Promedio</b>				<b>0.41</b>

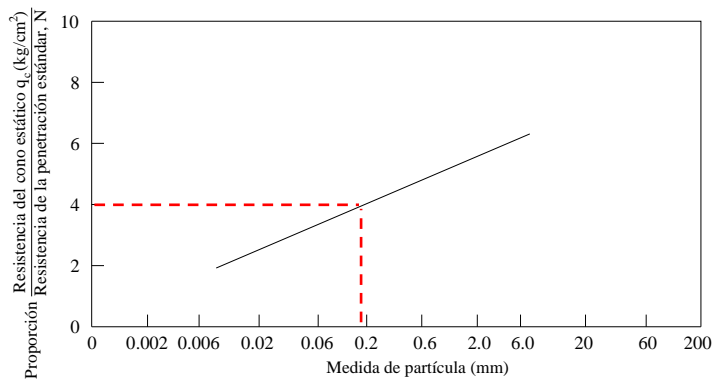
Luego ingresando al cuadro N° 7.18 con la relación  $q_c/N_{1(60)}=0.41$  corresponde a arenas limpias de finas a medias.

**Cuadro N° 7.18 Clasificación de Suelos de acuerdo a la relación  $q_c/N_{1(60)}$  - Ramaswamy et al (1987)**

Tipo de Suelo	$q_c/N_{1(60)}$
Limos, limos arenosos, mezclas limo arenosas ligeramente cohesivas	0.1-0.2
Arenas limpias de finas a medias y arenas ligeramente limosas	0.3-0.4
Arenas gruesas y arenas con poca grava	0.5-0.7
Gravas arenosas y gravas	0.8-1.0

### 7.8.8 Thorburn (1957)

Propone una correlación entre  $q_c/N$  y el tamaño medio de las partículas  $D_{50}$ mm. Luego ingresando al gráfico 7.14 con el tamaño medio de partículas  $D_{50}=0.22$  mm se obtiene una relación de  $q_c/N=4$  menor al valor obtenido de 5.03.



Fracción de la arcilla	Fina	Mediana	Gruesa	Fina	Mediana	Gruesa	Fina	Mediana	Gruesa	Guijarros y pedregones
	Fracción de limo			Fracción de arena			Fracción de grava			

Figura. N° 7.14 Relación entre  $q_c/N$  y el tamaño de la partícula –Thorburn (1957)

### 7.9 Correlaciones entre la Densidad Relativa $D_r$ y el Ángulo de Fricción Interna $\phi$ con la prueba DPL

Según Ulrich Smolczyk (Ref. 82)

$$I_D = a_1 + a_2 \log N_{10}$$

$$I_D = 0.15 + 0.26 \log N_{10} \dots \dots \dots (7.6)$$

$I_D$  = Densidad Relativa

Nota :

$N_{10}$  = n (Norma E050 del RNE)

Cálculo de  $n_{(1)}$

$$n_{(1)0} = 63.39 \text{ (Promedio)}$$

#### Cuadro N° 7.19 Determinación de $n_{DPL(1)}$ , corregido por presión de tierras

Prof. (m)	$n_{DPL}$	$C_N$	$n_{(1)}$
0.00	5.38	1.70	9.15
1.00	19.62	1.70	33.35
2.00	33.87	1.69	57.24
3.00	48.11	1.383	66.54
4.00	62.36	1.198	74.71
5.00	76.60	1.071	82.04
6.00	90.84	0.978	88.84
7.00	105.09	0.906	95.21
<b>Promedio</b>		<b><math>n_{(1)} =</math></b>	<b>63.39</b>

Luego ingresando a la fórmula (7.6), se obtiene una densidad relativa de  $I_D=61.90\%$ , menor que la densidad relativa de la presente investigación de  $D_r=69.3\%$ .

**Cuadro N° 7.20 Estimaciones conservadoras de valores deducidos para el ángulo de resistencia al corte  $\phi'$  de suelos no cohesivos, a partir del índice de densidad  $I_D$  para diferentes valores del coeficiente de uniformidad  $U$  (Ref. 82)**

Tipo de suelo	Degradación	Intervalo de $I_D$ (%)	Ángulo de resistencia al corte
Arenas de grano ligeramente fino arenas, gravas	Ligeramente degradada ( $U < 6$ )	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	32.5
		> 65 (denso)	35
Arenas, arenas grava, grava	Muy degradada ( $6 \leq U \leq 15$ )	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	34
		> 65 (denso)	38

La densidad relativa calculada se encuentra en el intervalo de 35– 65 % (Cuadro N° 7.19) correspondiente a una densidad media, con un ángulo de fricción interna de  $\phi=32.5^\circ$ , aproximándose al ángulo de fricción interna obtenido mediante la prueba de corte directo  $\phi=31.40^\circ - 32.70^\circ$ .

## 7.10 Correlaciones entre la Densidad Relativa $D_r$ , ángulo de fricción interna $\phi$ y Módulo de Elasticidad con la Prueba WST

### 7.10.1 Correlaciones con el $WST_{(0.20)}$

Calculando el valor de  $N_{WST(0.20)}$  corregido por presión de tierras se tiene:

**Cuadro N° 7.21 Determinación de  $N_{WST(0.20)(1)}$ , corregido por presión de tierra**

Profundidad (m)	Número de medias vueltas $N_{WST(0.20)}$	$C_N$	$N_{WST(0.20)(1)}$
1.00	20.52	1.70	34.88
2.00	25.25	1.69	42.67
3.00	29.97	1.383	41.44
4.00	34.70	1.198	41.57
5.00	39.43	1.071	42.22
6.00	44.16	0.978	43.19
7.00	48.88	0.906	44.28
8.00	53.61	0.847	45.41
<b>Promedio</b>			<b>41.96</b>

$N_{WST(0.20)(1)}$  promedio = 41.96

Luego en el Cuadro 7.22 Eurocódigos Norma Europea Experimental de Octubre 2002, corresponde a una Densidad Relativa media a alta, con un Módulo de Elasticidad de 20 MPa ( $305.91 \text{ Kg/cm}^2$ ) y con un ángulo de fricción interna de  $\phi=35^\circ$ , mayor a lo valores reportados de los ensayos de corte directo de  $\phi=31.4^\circ - 32.7^\circ$ .

**Cuadro N° 7.22 Eurocódigos Norma Europea Experimental Octubre 2002**

Densidad Relativa	Resistencia en el sondeo lastrado <sup>1)</sup> medias vueltas/0.2 m	Ángulo de resistencia al corte <sup>2)</sup> [ $\phi$ ]	Módulo de Young drenado <sup>3)</sup> [Mpa]
Muy baja	0 a 10	29 a 32	> 10
Baja	10 a 30	32 a 35	10 a 20
Media	20 a 50	35 a 37	20 a 30
Alta	40 a 90	37 a 40	30 a 60
Muy alta	> 80	40 a 42	60 a 90

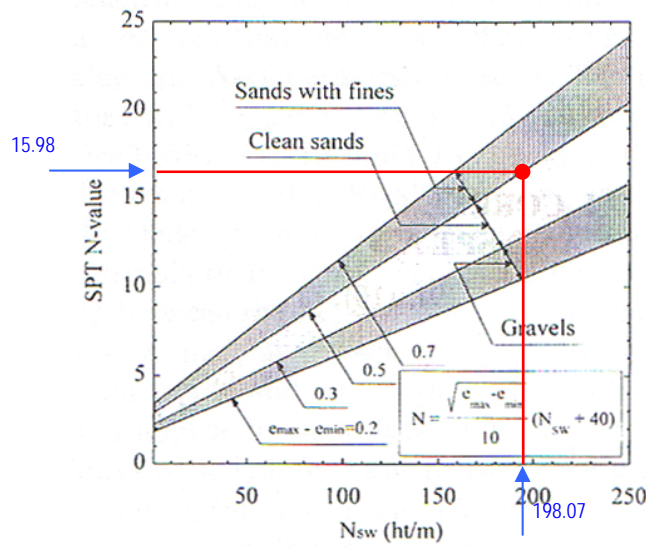
1) Antes de la determinación de la densidad relativa se debe dividir la resistencia al sondaje lastrado por el factor 1.3.  
 2) Los valores dados son aplicables a las arenas. Para suelos limosos se debe reducir el ángulo en  $3^\circ$ . Para gravas, se deben añadir  $2^\circ$ .  
 3) Los valores dados para el módulo drenado corresponde a un asentamiento después de 10 años. Se han obtenido suponiendo que la distribución de fuerzas verticales sigue una ley de aproximación de 2 :1. Investigaciones ulteriores indican que estos valores pueden ser un 50% mas bajos en suelos limosos y un 50% mas altos en suelos de gravas. En suelos no cohesivos sobreconsolidados, el modulo puede ser considerablemente mas alto. Para calcular el asentamiento para presiones del terreno mayores de  $2/3$  de la presión de proyecto en el estado limite último, el módulo debería rebajarse a la mitad de los valores dados en esta tabla.

- (1) El Cuadro N° 7.22 recoge un ejemplo de valores deducidos del ángulo de resistencia al corte y del módulo de Young drenado de elasticidad,  $E_m$ , estimado a partir de la resistencia en el ensayo de sondaje lastrado.
- (2) Si sólo están disponibles los resultados de los ensayos de sondaje lastrado, en el cuadro se debe seleccionar para cada intervalo el valor mas bajo del ángulo de la resistencia cortante y del módulo de Young.
- (3) Cuando se evalúan los diagramas de la resistencia de la penetración lastrada para aplicar en el Cuadro N° 7.22, los picos debidos, por ejemplo, a piedras o guijarros no deben tenerse en cuenta. Tales picos son frecuentes en los ensayos de sondaje lastrado que se realizan en gravas.

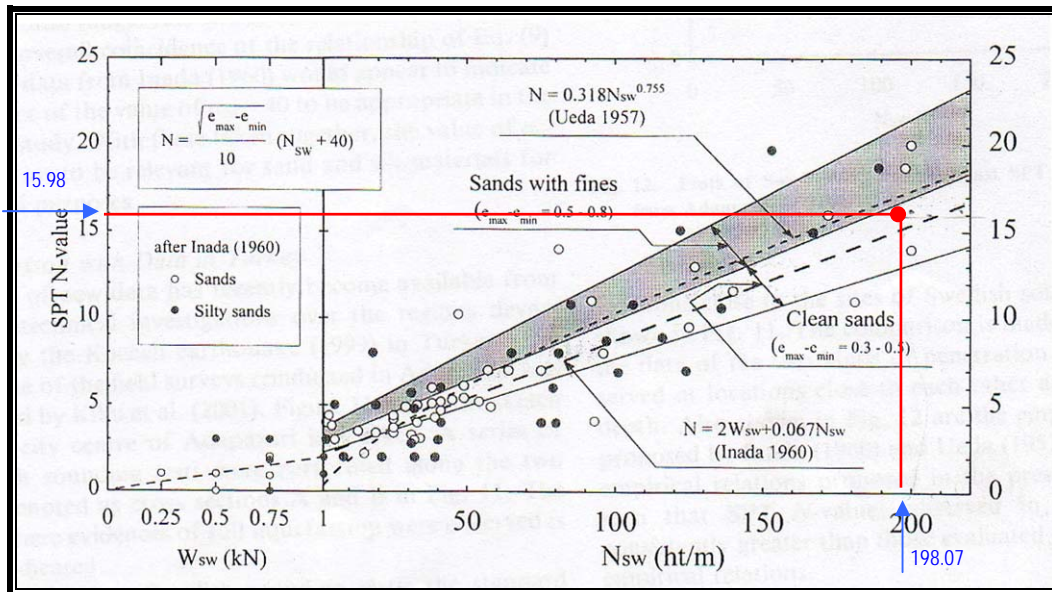
**7.10.2 Correlaciones con el  $WST_{(1.00)}$**

**Cuadro N° 7.23 Determinación de  $N_{WST(1.00)(1)}$ , corregido por presión de tierras**

Prof. (m)	$N_{WST(1.00)}$ (regresión)	$N_{WST(1.00)(1)}$ $N_{WST(1.00)} \cdot C_N$
1.00	92.17	156.69
2.00	116.08	196.18
3.00	140.00	193.62
4.00	163.92	196.38
5.00	187.84	201.18
6.00	211.75	207.09
7.00	235.67	213.52
8.00	259.59	219.87
<b>Promedio <math>N_{WST(1.00)(1)}</math> promd</b>		<b>198.07</b>



**Figura N° 7.15 Relación entre  $N_{WST}$  y  $N_{SPT}$  (Tsukamoto et al 2004) (Ref. 90)**



**Figura N° 7.16 Relación entre  $W_{WST}$   $N_{WST}$  de la prueba  $W_{WST}$  y del SPT para limos y arenas (Ref. 90) INADA (1960)**

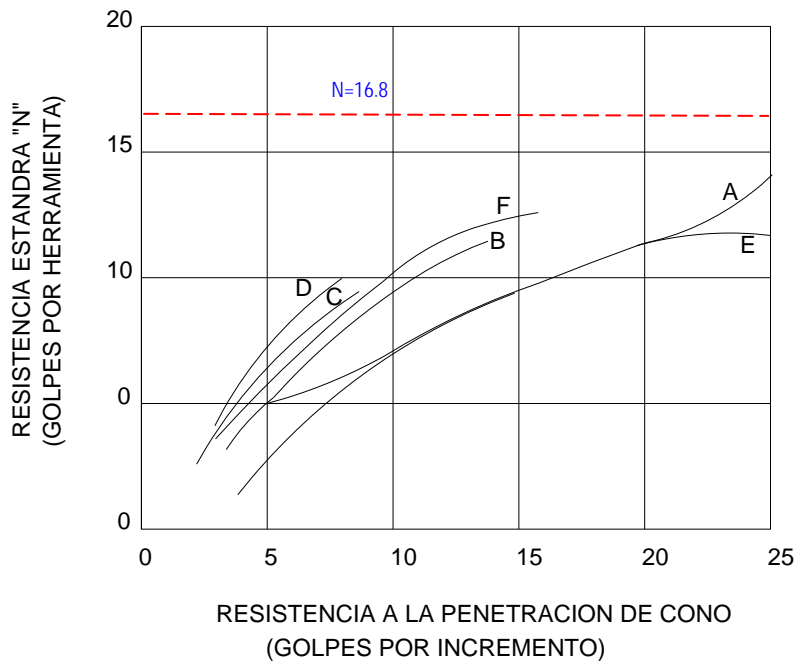
El punto replanteado en las Figuras N° 7.15 y 7.16 con  $N_{WST(1.00)(1)promedio} = 198.07$  y  $N_{1(60)promedio} = 15.98$ , está comprendido en el rango propuesto, correspondiente a arenas limpias con  $e_{max} - e_{min} = 0.364$ .

### 7.11 Correlaciones del Valor $N_{SPT}$ con el $N_{44}$ del Cono Sowers

**Cuadro N° 7.24 Correlaciones del Valor  $N_{SPT}$  con el  $N_{44}$  del Cono Sowers**

Prof. (m)	Número de golpes $N_{44}$	$C_n$	$N_{44(1)}$
0.00	2.68	1.70	4.56
1.00	10.83	1.70	18.41
2.00	18.98	1.69	32.08
3.00	27.13	1.383	37.52
4.00	35.28	1.198	42.27
5.00	43.42	1.071	46.50
6.00	51.57	0.978	50.44
7.00	59.72	0.906	54.11
8.00	67.87	0.847	57.49
<b>Promedio <math>N_{44(1)}</math></b>			<b>38.15</b>

Ingresando a la Figura 7.17, proyectando la curva B, se obtiene un valor de  $N = 16.8$ , cercano al valor calculado  $N_{1(60)} = 15.98$ .



- Curva A – suelo normalmente consolidado de pie de monte
- B - suelo al 95% de compactación
- C - suelo al 90% de compactación
- D - suelo al 80% de compactación
- E – arenas de costa
- F – suelo aluvional de pie de monte

**Figura. N° 7.17 Resistencia a la Penetración de Cono Sowers Vs  $N_{SPT}$**

### 7.12 Correlaciones en Base a la Prueba de “ $\phi$ ” de 1/2”

Al respecto no hay mayor bibliografía en cuanto a correlaciones; se presenta a continuación los Cuadros N° 7.25 y N° 7.26 propuestos por el Ing. Alberto Martínez Vargas en la que se hace referencia a la varilla de “ $\phi$ ” de 1/2” hincado con martillo de 5 lbs de peso, solamente en forma cualitativa.



**Cuadro N° 7.25 Relaciones Empíricas entre  $N_{SPT}$  y Varias propiedades del Suelo No Cohesivo**

Correlación	Término						Referencia
	Muy Suelta	Suelta	Media	Compacta	Muy Compacta		
N(SPT) # golpes	<2	4	10	30	50	> 50	Terzagui-Peck (1948)
PE sat (KN/m <sup>3</sup> )	(11-16)	(14-16)	(17-20)	(17-22)	(20-23)		Bowles 1962
$\phi$ Interna	20°	28°	30°	36°	41°	45°	Peck & ML, GW
Dr Densidad Relativa	<20	20	33	56	90	100	Matula (1961) I.A.E.G. (1979)
qu (kpa) Resistencia compresión no confinada		50	150	400	> 400		Adecuado por A. Martinez Vargas
qa (kpa) Capacidad de carga		500	1500	4000	> 4000		
Prueba practica de campo Barra $\phi$ - 1/2" Martillo W=5 lb <20	Se hunde con su propio peso	Penetra fácilmente con ayuda de la mano	Se introduce fácilmente el golpe del martillo	Penetra un pie (30 cm) con el golpe del martillo	Solo penetra con el golpe del martillo		Sower (1972)
	33	49	56	70	90	100	
Identificación del terreno	Fácil identada con el dedo pulgar o puño	Menos fácil identada con el puño fácil paleada	Paleada con dificultad	Requiere aflojar con pico para paleo a mano	Requiere de explosivo de quipo para aflojar		Bowles (1962)

**Cuadro N° 7.26 Densidad Relativa (Dr) Suelos No cohesivos (Arenas y Gravas)**

Término	DR (%)	Prueba practica de SPT (replica) Use: varilla de acero $\phi$ = 1/2", comba =5 lb
Muy suelta	Menor de 20	Se hunde por si propio peso
Suelta	20 a 33	Penetra fácilmente ayudado por la mano.
Medianamente compacta	33 a 66	Se introduce fácilmente con golpes de la comba.
Densa	66 a 90	Penetra un pie=30 cms con la comba
Muy densa	90 a 100	Penetra unos centímetros con la comba

Tabla adecuada en base a la de Sowers (1972), LAEG (1979) y Matula (1981).  
Fuente : Geotecnia para Ingenieros, Alberto Martinez Vargas (1990)

### 7.13 Influencia de la tubería no empotrada en los valores del SPT

De las pruebas de SPT realizadas en cada nivel sin sobrecarga geostática, se han obtenido los siguientes resultados:

**Cuadro N° 7.27 Efecto de Reflexión de la Tubería No Empotrada en el SPT**

Profundidad (m)	N <sub>SPT</sub> (arriba) (Martillo y sistema de izaje en la superficie)	N <sub>SPT</sub> (abajo) (Martillo y sistema de izaje al nivel de la prueba)	Diferencia por reflexión de tubería no empotrada
1.00	9.5	7.5	2.0
2.00	10.5	8.5	2.0
3.00	10.0	7.5	2.5
4.00	10.0	10.0	0.0
5.00	10.5	9.5	1.0
6.00	11.0	7.5	3.5
7.00	9.0	8.0	1.0
8.00	11.0	6.5	4.5
9.00	13.5	7.0	6.5

Estableciendo la siguiente relacional lineal con la profundidad:

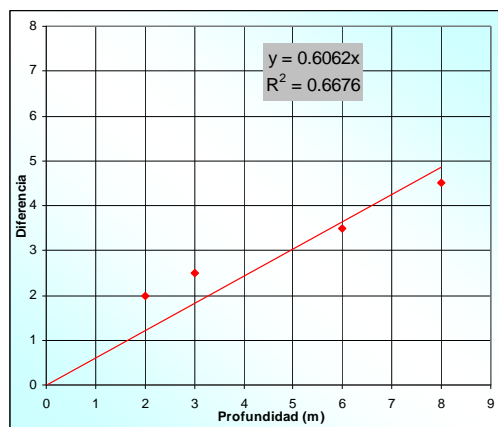
$$Dif = 0.6062 H_{(prof.)}$$

Es decir si se efectúa una prueba de SPT en el fondo de una calicata de 2.00 m de diámetro, colocando el sistema de golpeteo en la superficie, el valor obtenido debe corregirse por medio de la siguiente relación.

$$N_{correg} = N_H - Dif ; N_{correg} = N_H - 0.6062H$$

Donde:

- N<sub>correg</sub> = Número de golpes corregido por tubería sin empotrar
- N<sub>H</sub> = Número de golpes en el nivel de prueba (H) con el sistema de izaje y martillo en la superficie.
- Dif = Diferencia del número de golpes con el martillo en la superficie y el martillo en el nivel de la prueba
- H = Profundidad de la prueba



**Figura N° 7.18 Recta de Regresión para obtener la diferencia de N<sub>SPT</sub> por longitud de Barra sin empotrar**

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

De la investigación de campo y laboratorio, recopilación de información y cálculos efectuados, se concluye lo siguiente:

- 1.- Se han realizado pruebas de Penetración con los siguientes equipos:
  - ✓ Penetración SPT NTP 339.133 (ASTM D-1586)
  - ✓ Auscultación con el Cono Dinámico Peck UNE 103801:1194
  - ✓ Penetración Cuasi Estática Profunda con Cono y Cono de Fricción (CPT) – Cono Holandés NTP 339.148 (ASTM D3441)
  - ✓ Dynamic Probing Light DPL (NTP 339.159 DIN 4094)
  - ✓ Dynamic Probing Medium DPM (DIN 404)
  - ✓ Cono Sowers
  - ✓ Weight Sounding Test – WST (ISO/TS 22476 – 10:2005( E ))
  
- 2.- Para efectuar las pruebas se construyó un pozo de prueba de 2.00 m de diámetro y 10.00 m de profundidad.
  
- 3.- Las pruebas se realizaron en el pozo de prueba, relleno con arena fina, no plástica, clasificada como SP, con un  $C_u = 1.896$  y  $C_c = 0.95$ ,  $G_s = 2.73$ , % menor que la malla N° 200: 4% en promedio, compactadas con una Densidad Relativa  $D_r = 18.2\%$  ( $G_C = 90\%$ ) y Densidad relativa de  $D_r = 69.3\%$  ( $G_C = 100\%$ ).
  
- 4.- Los valores de “N” del SPT y  $C_n$  del Cono Peck se corrigieron por pérdida de energía por el mecanismo de izaje ( $E_r = 0.69$ ), por el peso de la base de golpeteo ( $E_c = 0.76$  con el Equipo del CISMID y  $E_c = 0.71$  con el equipo de CAA Ingenieros Consultores) y por reflexión de la tubería ( $E_t = 0.75$  entre 0.00 – 3.00,  $E_t = 0.75 - 0.80$  entre 3.00 – 5.00,  $E_t = 0.85$  entre 5.00 – 7.00 y  $E_t = 0.95$  entre 7.00 – 10.00 m, a fin de obtener  $N_{60}$  y  $C_{n(60)}$ .
  
- 5.- Se aplicó así mismo la corrección por efecto de confinamiento del suelo (overburden)  $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \leq 1.7$  a fin de obtener  $N_{1(60)}$ ,  $C_{n1(60)}$ ,  $q_{c1}$ ,  $n_{DPL(1)}$ ,

$N_{WST(0.20)(1)}$ ,  $N_{WST(1.00)(1)}$ ,  $N_{44(1)}$ , para determinar propiedades del suelo.

- 6.- Se efectuó luego la correlación entre las diferentes pruebas, ( $N_{60}$ ,  $Cn_{60}$ ,  $q_c$ , DPL, DPM,  $N_{WST(0.20)}$ ,  $N_{WST(1.00)}$ ,  $N_{44}$  y  $\phi \frac{1}{2}$ ") con un ajuste de la recta por el Método de Mínimos Cuadrados, obteniéndose coeficientes de determinación  $R^2$ , cercanos a 1.00, estableciéndose las siguientes ecuaciones:

Correlación de Equipos	Ecuación de Correlación	Coefficiente de Determinación
SPT Vs Cono Peck	$N_{60}=0.5848 (Cn_{60})+0.8248$	$R^2= 1.0000$
SPT Vs CPT	$N_{60}=0.1732 q_c - 1.9103$ $q_c$ en Kg/cm <sup>2</sup>	$R^2= 0.9833$
SPT Vs Cono Sowers	$N_{60}=0.2254 N_{44}+5.5827$	$R^2= 0.9878$
SPT Vs $n_{DPL}$	$N_{60}=0.1277 n_{DPL}+5.5492$	$R^2= 0.9833$
SPT Vs $N_{DPM}$	$N_{60}=0.5317 N_{DPM}+5.6475$	$R^2= 0.9790$
SPT Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{60}=0.3842 N_{WST(0.20)} + 0.1829$	$R^2= 0.9830$
SPT Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{60}= 0.0797 N_{WST(1.00)} + 0.2939$	$R^2= 0.9853$
SPT Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$N_{60}=1.1854 N_{\phi \frac{1}{2}} - 14.544$	$R^2= 0.9926$
Cono Peck Vs CPT	$Cn=0.2963 q_c + 4.6692$	$R^2= 0.9824$
Cono Peck Vs Cono Sowers	$Cn=0.3854 N_{44} + 10.96$	$R^2= 0.9872$
Cono Peck Vs $n_{DPL}$	$Cn= 0.2184n_{DPL} + 10.898$	$R^2= 0.9825$
Cono Peck Vs $N_{DPM}$	$Cn= 0.9101 N_{DPM} + 11.061$	$R^2= 0.9776$
Cono Peck Vs $N_{WST(0.20)}$	$Cn= 0.6911 N_{WST(0.20)} + 0.2771$	$R^2= 0.9846$
Cono Peck Vs $N_{WST(1.00)}$	$Cn= 0.1386 N_{WST(1.00)} + 1.8675$	$R^2= 0.9846$
Cono Peck Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$Cn= 2.0171 N_{\phi \frac{1}{2}} - 23.261$	$R^2= 0.9914$
$q_c$ Vs $N_{44}$ $q_c(k/cm^2)$	$q_c=1.2888 N_{44} + 21.521$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $n_{DPL}$ $q_c(k/cm^2)$	$q_c= 0.7373 n_{DPL} + 21.015$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{DPM}$ $q_c(k/cm^2)$	$q_c= 3.1842 N_{DPM} + 20.549$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{WST(0.20)}$ $q_c(k/cm^2)$	$q_c= 2.2216 N_{WST(0.20)} - 20.607$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{WST(1.00)}$ $q_c(k/cm^2)$	$q_c= 0.4391 N_{WST(1.00)} - 15.493$	$R^2= 1.0000$
$q_c$ Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$q_c= 8.539 N_{\phi \frac{1}{2}} - 129.49$	$R^2= 1.0000$
Cono Sowers Vs $n_{DPL}$	$N_{44}= 0.572 n_{DPL} + 0.3926$	$R^2= 1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{DPM}$	$N_{44}= 2.4705 N_{DPM} + 0.7531$	$R^2= 1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{44}= 1.7236 N_{WST(0.20)} - 24.532$	$R^2= 1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{44}= 0.3407 N_{WST(1.00)} - 20.565$	$R^2= 1.0000$
Cono Sowers Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$N_{44}= 6.626 N_{\phi \frac{1}{2}} - 117.18$	$R^2= 1.0000$
$n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$	$n_{DPL}= 4.3189 N_{DPM} - 0.6313$	$R^2= 1.0000$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$n_{DPL}= 0.6863 N_{WST(0.20)} - 0.9776$	$R^2= 0.9902$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$n_{DPL}= 0.1359 N_{WST(1.00)} + 0.6022$	$R^2= 0.9902$
$n_{DPL}$ Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$n_{DPL}= 11.581 N_{\phi \frac{1}{2}} - 204.13$	$R^2= 1.0000$
$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{DPM}= 0.6976 N_{WST(0.20)} - 9.6249$	$R^2= 1.0000$
$N_{DPM}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{DPM}= 0.1379 N_{WST(1.00)} - 8.0179$	$R^2= 1.0000$
$N_{DPM}$ Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$N_{DPM}= 2.6813 N_{\phi \frac{1}{2}} - 47.113$	$R^2= 1.0000$
$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{WST(0.20)}= 0.1977 N_{WST(1.00)}+ 2.3018$	$R^2= 1.0000$
$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$N_{WST(0.20)}= 3.8423 N_{\phi \frac{1}{2}} - 53.712$	$R^2= 1.0000$
$N_{WST(1.00)}$ Vs $N_{\phi \frac{1}{2}}$	$N_{WST(1.00)}= 19.445 N_{\phi \frac{1}{2}} - 283.5$	$R^2= 1.0000$

Las relaciones propuestas son validas para el tipo de suelo arenoso y para el rango de valores ensayados.

- 7.- Empleando los factores de corrección por energía  $E_r$ , por la base de golpeteo por reflexión de la tubería y por confinamiento de tierras  $C_N$ , se obtuvo

$$\bar{N}_{1(60)} = 15.98, \quad \bar{C}_{n_{1(60)}} = 29, \quad q_{c1} = 76.61 \text{ kg/cm}^2, \quad n_{DPL(1)} = 63.39$$

$$N_{WST(0.20)(1)} = 198.07, \quad N_{WST(1.00)(1)} = 198.07 \text{ y } N_{44} = 38.15$$

De los cuales se deduce las siguientes relaciones:

$$\frac{\bar{N}_{1(60)}}{\bar{C}_{n(60)}} = \frac{15.98}{29.00} = 0.5510 \quad (1) \qquad \frac{\bar{N}_{1(60)}}{q_{c(1)}} = \frac{15.98}{76.61} = 0.2086 \quad (2)$$

$$\frac{\bar{N}_{1(60)}}{n_{DPL(1)}} = \frac{15.98}{63.39} = 0.2521 \quad (3) \qquad \frac{\bar{N}_{1(60)}}{N_{WST(0.20)}} = \frac{15.98}{41.96} = 0.3808 \quad (4)$$

$$\frac{\bar{N}_{1(60)}}{N_{WST(1.00)(1)}} = \frac{15.98}{198.07} = 0.0807 \quad (5) \qquad \frac{\bar{N}_{1(60)}}{N_{44(1)}} = \frac{15.98}{38.15} = 0.4189 \quad (6)$$

Existiendo correspondencia con los valores obtenidos del Capítulo VI y VII:

$$\frac{N_{60}}{C_{n(60)}} = 0.551 \quad (1) \qquad \frac{N_{60}}{q_c} = 0.1977 \quad (2)$$

$$\frac{N_{60}}{n_{DPL}} = 0.1937 \quad (3) \qquad \frac{N_{60}}{N_{WST(0.20)}} = 0.3876 \quad (4)$$

$$\frac{N_{60}}{N_{WST(1.00)}} = 0.0807 \quad (5) \qquad \frac{N_{60}}{N_{44}} = 0.3302 \quad (6)$$

- 8.- Se determinó así mismo un Coeficiente de Proporcionalidad “K”, con la finalidad de obtener una relación de rápida comparación de las pruebas, considerándose solamente las relaciones que presentan buena correspondencias con las ecuaciones de las rectas de regresión.

Correlación de Equipos	Ecuación de Correlación	Coefficiente de Determinación
SPT Vs Cono Peck	$N_{60}=0.5566 Cn_{60}$	$R^2= 0.9974$
SPT Vs CPT	$N_{60}= 0.1977 q_{C1}$	$R^2= 0.9782$
SPT Vs $N_{WST(0.20)}$	$N_{60}= 0.3876 N_{WST(0.20)}$	$R^2=0.9837$
SPT Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{60}= 0.0813 N_{WST(1.00)}$	$R^2=0.9849$
Cono Peck Vs $N_{WST(0.20)}$	$Cn_{60}= 0.698 N_{WST(0.20)}$	$R^2 = 0.9845$
Cono Peck Vs $N_{WST(1.00)}$	$Cn_{60}= 0.1463 N_{WST(1.00)}$	$R^2 = 0.9791$
$n_{DPL}$ Vs $N_{DPM}$	$n_{DPL} = 4.2825 N_{DPM}$	$R^2 = 0.9999$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(0.20)}$	$n_{DPL} = 0.662 N_{WST(0.20)}$	$R^2 = 0.9889$
$n_{DPL}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$n_{DPL} = 0.1222 N_{WST(1.00)}$	$R^2 = 0.9770$
Cono Sowers Vs $n_{DPL}$	$N_{44}= 0.5674 n_{DPL}$	$R^2 = 0.9999$
Cono Sowers Vs $N_{DPM}$	$N_{44} = 2.4271 N_{DPM}$	$R^2 = 0.9996$
$N_{WST(0.20)}$ Vs $N_{WST(1.00)}$	$N_{WST(0.20)} = 0.2096 N_{WST(1.00)}$	$R^2 = 0.9960$

9.- Con los resultados obtenidos de las pruebas se obtuvo parámetros de suelos, empleando relaciones propuestas por diferentes autores, obteniéndose los siguientes resultados:

$$\phi \text{ Vs } N_{SPT}, q_C$$

$\phi = 32.14^\circ$  – en función del valor  $N_{SPT}$  (Cuadro N° 7.1)

$\phi = 27.99^\circ - 32.82^\circ$  en función del valor  $q_C$  del CPT (años 1950 – 1975) (Cuadro N° 7.6)

$\phi = 31.50^\circ - 40.86^\circ$  en función del valor  $q_C$  del CPT (años 1990 – 1996) (Cuadro N° 7.6)

$\phi = 31.8^\circ - 34.0^\circ$  (Figura N° 7.5).

Existiendo por lo tanto buena correlación entre los ensayos de Laboratorio de Corte Directo ( $31.4^\circ - 32.7^\circ$ ) y los obtenidos con el  $N_{SPT}$  y  $q_C$  del CPT (años 1950 – 1975). Con las fórmulas modernas del CPT no se obtiene una buena correlación.

$$N_{SPT} \text{ Vs } q_C$$

$$\frac{\bar{q}_c}{N_{1(60)}} = 0.41 \quad (\text{Cuadro N}^\circ 7.16) \quad q_c = \text{mPa}$$

$$\left( \frac{q_c}{pa} \right) \frac{1}{N_{60}} = 5.03 \quad (\text{Cuadro N}^\circ 7.12) \quad q_c = \text{kPa}$$

Relación correspondiente a suelos arenosos según cuadros de clasificación de suelos. (Cuadros 7.13 - 7.14).

$$E \text{ Vs } N_{SPT}$$

El Módulo de Elasticidad varía entre  $E= 69.94 - 511.52 \text{ Kg/cm}^2$  correspondiente a arenas de capacidad media a densa (Cuadro N° 7.4)

$$E \text{ Vs } q_c$$

El Módulo de Elasticidad varía entre  $E=61.28 - 229.83 \text{ Kg/cm}^2$ , correspondiente a arenas de compacidad media (Cuadro N° 7.5 y 7.9)

$$Dr \text{ Vs } N_{SPT}$$

La densidad relativa según las relaciones varía entre  $45.16 - 74.18 \%$  (Cuadro N° 7.2).

Según los gráficos de correlación entre  $Dr$ ,  $\sigma_v$  y  $N_{60}$  la Densidad Relativa varía entre  $Dr=50 - 69\%$ . (Figuras 7.2, 7.3 y 7.4)

$$Dr \text{ Vs } q_c$$

La densidad relativa varía entre  $Dr= 49.63 - 68.86 \%$  de acuerdo a las relaciones propuestas (Cuadro N° 7.7).

Según los gráficos de correlación entre  $Dr$ ,  $\sigma_{v0}$ ,  $q_c$  la densidad relativa varía entre  $Dr=60 - 70\%$  (Figura 7.6 y 7.7).

$$DPL \text{ Vs } Dr \text{ y } \phi$$

Considerando el  $n_{DPL(1)}$  promedio del ensayo de DPL se obtiene una densidad relativa de  $Dr=61.90\%$  de acuerdo a la correlación propuesta por Ulrich Snolczyk, un ángulo de fricción interna de  $\phi=32.5^\circ$  (Cuadro N° 7.19), existiendo buena correlación con los valores de laboratorio  $Dr=69.3\%$  y  $\phi=31.4^\circ - 32.7^\circ$ .

$$WST \text{ Vs } Dr, \phi \text{ y } E$$

En base al  $N_{WST(0.20)}$ , promedio de 41.96 se obtiene una densidad relativa media a alta con un ángulo de fricción interna de  $\phi=35^\circ$  y un Módulo de Elasticidad de  $E=20 \text{ MPa}$  ( $305.91 \text{ Kg/cm}^2$ ) (Cuadro N° 7.21 y 7.5).

Se obtiene una buena correspondencia entre  $D_r$  y  $E$ , siendo el valor de  $\phi$  mayor al promedio de laboratorio.

$$N_{SPT} \text{ Vs } N_{44}(\text{Sowers})$$

Ingresando a la figura 7.17 con  $\bar{N}_{44(1)} = 38.15$  se obtiene un valor de  $N_{1(60)}=16.8$  cercano al valor calculado de  $N_{1(60)}=15.98$ .

10.- Existen muchas correlaciones de los parámetros del suelos  $\phi$ ,  $E$  y  $D_r$ , con el valor “N” del SPT y  $q_C$  del CPT y pocas correlaciones con las demás pruebas.

11.- La corrección por confinamiento de tierras (Overburden)  $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \leq 1.7$ , produce

valores aproximadamente uniformes de  $N_{1(60)}$ ,  $C_{N_{1(60)}}$ ,  $q_{C1}$  y  $N_{(WST)(0.20)(1)}$  y  $N_{(WST)(1.00)(1)}$  correspondiente a un suelo igualmente compactado. En las pruebas de DPL y Cono Sowers el valor  $C_N$  no produce valores uniformes, es decir el valor de corrección  $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}}$  no es el mas adecuado para dichas pruebas.

12.- Se efectuaron pruebas a diferentes niveles en la arena compactada al 100% del grado de compactación, sin sobrecarga, conforme se llenaba el pozo, colocando el sistema de izaje del martillo en la superficie y al fondo del pozo, a fin de verificar la influencia de la longitud de la barra sin empotramiento, de la sobrecarga y del diámetro de la perforación.

13.- No se ha encontrado ninguna relación entre los valores de las pruebas realizadas en cada nivel sin sobrecarga y los valores corregidos por sobrecarga por medio del factor  $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}}$ .

14.- En cada nivel los valores obtenidos del SPT son similares a los valores obtenidos en la superficie a 0.00 m, colocando el sistema de hincado (tubo guía y martillo) en la parte baja del pozo, es decir el diámetro del pozo de 2.00 m no ha influido en los resultados.

15.- Con respecto al efecto de la longitud de la varilla sin empotrar en los valores de  $N$  del SPT se ha deducido la siguiente relación:



$$N_{\text{correg}} = N_H - \text{Dif}$$

$$N_{\text{correg}} = N_H - 0.6062 H.$$

Donde:

$N_{\text{correg}}$  = Número de golpes corregido por tubería sin empotrar

$N_H$  = Número de golpes obtenido a “ $H_{\text{metros}}$ ” con el sistema de izaje y martillo en la superficie.

$H$  = Profundidad de la prueba.

$\text{Dif}$  = Diferencia del número de golpes con el martillo en la superficie y el martillo en el nivel de la prueba.

## RECOMEDACIONES

- ✓ Se recomienda obtener la constante de calibración del equipo de penetración Estándar SPT, mediante los métodos “FV” ó “F2” de acuerdo a la Norma ASTM D4633 (Standar Test Method for Stress Wave Energy measurement for Dinamic penetrometer Testing Systems), utilizando el equipo SPT Analyzer u otro similar.
- ✓ Se recomienda continuar con la investigación empleando la misma arena fina compactada con densidades relativas de  $D_r = 30\% - 40\% - 50\% - 60\%$ , en el pozo de pruebas o en Cámara de Calibración.
- ✓ Se recomienda investigar el valor de corrección de sobrecargas de tierra “ $C_n$ ” para los demás equipos empleados.
- ✓ Se recomienda desarrollar una Norma propia para la prueba del Cono Peck.

## **BIBLIOGRAFIA**

1. **Ab. Malik Rosely – Ambrose Jasmin (2001)** – Application Of Iterative Technique (IT) Using SPT N-Values and Correlations For Analysis of Tip and Shaft Capacity for an Axially Loaded Pile in Sand – Pertanika J. Sci y Technol. Supplement 9 (1): 11 – 21 (2001) Universiti Putra Malaysia Press ISSN: 0128-7680.
2. **Alva Hurtado Jorge E.**– (2007) Cimentaciones Superficiales – ICG Publicaciones.
3. **American Society for Testing and Materials – ASTM D-3441-(1994)** - Standar Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction –Cone Penetration tests of Soil. (CPT).
4. **American Society for Testing and Materials – ASTM D-1586 (1984)** - Standar Test Method for Penetration Test and Split – Barrel Sampling of Soils. (SPT).
5. **American Society for Testing and Materials – ASTM D-4633 (1986)** – Stress Wave Energy Measurement for Dynamic Penetrometer Testing Systems.
6. **American Society for Testing and Materials – ASTM D- 6066 - 96(2004)** - Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential.
7. **A.S. & R.G. Campanella (1992)** - Dynamic Measurements of Becker Penetration test with Implications for Pile Driving Analysis, Application of Stress – Wave Theory yo Piles, F.B.J. Barends (ed.) 1992 Balkema, Rotterdam. ISBN 9054100826.
8. **Atala Abad César A. (1988)** Traducción y Adaptación - Ensayos de Penetración Estándar, Revista de Ingeniería Geotécnica – Departamento Académico de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil – UNI.
9. **Atala Abad César A. (1992)** Ensayos de Penetración Estándar (SPT), Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica – Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres –Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería.
10. **Atala Abad Cesar A. (1998)** Exploración Geotecnia - Curso Taller: Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres –Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería.
11. **Atala Abad César A. (2000)** Cimentaciones en Depósitos de Suelos Arenosos, Problemas Especiales , Licuación de Suelos y Suelos Colapsables – Curso de Actualización Profesional, Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones Superficiales – Departamento Académico de Mecánica de Suelos – Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería.
12. **Baxter Christopher D.P., Page Matthew, Bradshaw Aaron S., Sherrill, P.E. Mike (2005)**, Guidelines for Geotechnical site Investigations in Rhode Island – Rhode Island Department of Transportation – USA.

13. **Bazaraa, A.R.S.S.S. (1967)**. "Use of Standar Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foudations on Sand P.H.D. Thesis, University of Ollinois, Urbana.
14. **Braja M. Das, Nagaratnam Sivakugan (2007)** "Settements of Shallow Foudations on Granular Soil – an Overview – International Journal of Geotechnical Engineering (2007) 1: (19-29) – DOI 10.3328/ IJGE.2007. 01.01.19-29. – J. Ross Publishing.
15. **Braja M. Das (1988)** Advanced Soil Mechanics – Thind Edition Taylor & Francis New York USA.
16. **Braja M. Das** - Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Cuarta Edición.
17. **Braja M. Das (1993)** - Principles of Soil Dynamics
18. **Boulanger R. W., Idriss I.M. (2004)**. State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden Stress on Liquefaction Resistance – 11<sup>th</sup> International Geotechnical Engineering Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering – The University of California at Berkeley. Enero 2004.
19. **Bowles J.E. (1996)** Foundation Analysis and Design – Fifth Edition – Mc Graw –Hill – International Editions.
20. **Campanella Alex Sy, R.G., Raymond A. Stewart (1995)** – BPT- SPT, Correlations for Evaluation of Liquefaction Resistance in Gravelly Soils – ASCE National Convetion, San Diego California, Session on Dynamic Properties of Gravell y Soils, 24 Octubre, 1995.
21. **Carter M. and Bentley, S. P. (1991)**. Correlations of Soil Properties. London, Pentech Press Publishers, London, 130 pp.
22. **Castro Gonzalo, Ishihara Kenji, T.L. Youd, Koester Joseph P., I.M. Idriss, Sam S.C. Liao, Andrus Ronald D., Marcuson III William F., Arango Ignacio, Martin Geoffrey R., Christian Jhon T., Dobry Richardo, Mitchell James K., W.D. Liam Finn, Yoshiharu Morjwaki, Harder Jr. Leslie F., Power Maurice S., Robertson Peter K., Seed Raymond B., Hynes Mary Ellen, Stokoe II Kenneth H. (2001)** – "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshps on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils"- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – Octubre 2001.  
NCEER = National Center for Earthquake Engineering Research.
23. **Cavalcante Erinaldo Hilario, Leidimar Bezerra Raimundo, Brasil Danziger Fernando Artur, Ragoni Danziger Bernadete (2003)** - 12° Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica Recientes Experiencias sobre Instrumentación SPT en Brasil. Soil Rock America.
24. **Chin C.T., Duann S.W. and Kaoq T.C. (1988)** SPT – CPT Correlations for Granular Soils – 1<sup>st</sup> Int'l Symposium on Penetration Testing Vol. 1pp. 335 -339 Orlando, USA.
25. **Chris R. Daniel, Jolin A. Howil and Alex Sy (2003)** – A Method for Correlating large Penetration Test (LPT) to Standard Penetration Test (SPT) blow counts. Canadian Geotechnical Journal – National Research Council Canada. J. 40:66 -77 (2003).

26. **Coduto Donald R. (1998)** Geotechnical Engineering Printice Hall –New Jersey – USA.
27. **Correlación del SPT y Cono Peck- Limitaciones en su Uso** – Ing. Juan José Moreno Dellepiane – VIII Congreso Nacional Geo Lima / 98 – Perú.
28. **Craig R.F. (1992)** –Soil Mechanics – Fifth Edition- Chapman & Hall – Great Britain.
29. **Crespo Villalaz Carlos (1990)** - Mecánica de Suelos y Cimentaciones 4ta Edición.
30. **C.R.I. Clayton, M.C. Matthews and N.E. Simons (1990)** - Site Investigation (Second Edition), Department of Engineering University of Survey.
31. **Cubrinovski, M-Ishihara, K. (1999)**. Empirical Correlation Between SPT N value and Relative Density for Sandy Soils. Soil and Foudations 39 (5): 61 – 71.
32. **Decourt, L., (1989)**. Penetration Test on Granular Soils. A Search for a more Rational Approach.
33. **Devincenzi Marcelo, Frank Nolberto (1995)** – Ensayos Geotecnicos In Situ, Ensayos de Penetración Estándar (SPT), Ensayo de Menard Ensayo Scisometrico (Vane-test), Ensayo de Penetración Estática y Piezocono: CPT/CPTU.
34. **(Feng) Yi Fred, (2010)** Case Study of CPT Application to Evaluate Seismic Settlement in Dry Sand – 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
35. **(Feng) Yi Fred, (2010)** Procedure to Evaluate Liquefaction-Induced Lateral Spreading Based on Shear Wave Velocity.  
Fifth International Conference on – Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of I.M. Idriss (2010).
36. **Formula Geo Ver.3** – Copyright Program Geo(2005) – Interpretazione di prove SPT e SCPT
37. **Gibbs, H.J. Holtz, W.G. (1957)**. “Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetrtdtion Testing”. Proc. 4<sup>th</sup>. Conf. on SMFE, London.
38. **Giuliani. F., Nicoll, F.L. (1982)** “New Analytical Correlations Between SPT, Overburden Pressure and Relative Density”. Proc. 2th. Europ. Symp. On Penetration testing, Amsterdam.
39. **Gomes Rogerio Paulo Ricardo** – Calculo de Fundacoes A traves de Ensayo Deep - Sounding ou Cone Penetration Test (1984) – 1984) São Paulo.
40. **Gonzales de Vallejos Luis I. (2004)** - Ingeniería Geológica, Person Educación, Madrid
41. **Gonzalez G. Alvaro J. (1999)** - “Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT – X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana (1999).
42. **Hashmat Aroosa(2000)** “Correlation of Static Cone Penetration Test Results and Dynamics Probing Test Results” International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences- Division of Enginerring Geology – The Netherlands.

43. **Hilario Calcante Erinaldo, Leidimar Bezerra Raimundo, Brasil Danziger Fernando Artur, Ragoni Bernadete, Danziger (2003)**- Recientes Experiencias sobre Instrumentacion SPT em Brasil- 12° Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Civil Geotecnica- Cambridge, Massacusetts, USA.
44. **Hiroshi Mori (1979)** – Review of Japanese Subsurface Investigation Techiques of Southeast Asian Society of Soil Engineering – Vol 1.10 N° 2.
45. **Horvath John S., Ph. D., P.E., M.ASCE (2011)**, Improved Geotechnical Analysis Through Better Integration and Dynamic Interaction Between Site Characterization and Analytical Theory. ASCE Geo-Institute/IFAI/GMA/NAGS Geo - Frontiers 2011 Dallas, Texas, U.S.A.
46. **Hunt Roy E. (1986)** - Geotechnical Engineering Techniques and Practices – Mc Graw Hill Book Company.
47. **Jiménez Salas, J.A., Justo Alpañes J.L. (1975)** Geotecnia y Cimientos, Editorial Rueda – España.
48. **Kovacs W. y Salomone L. (1982)**, “SPT Hammer Energy Measuremenet”, ASCE, Vol. 105, GT 11, p. 599-6212, Abril 1982.
49. **Kulhawy, F.H. and Mayne, P.H. (1990)** “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Desing”. Electric Power Reseach Institute, EPRI, August, 1990.
50. **Liao, SSC., and Whitman, R.4. (1986)** “Overburden Correction Factor for SPT in Sand” Journal of Geotechical Engineering American Society of Civil Eng ineers, Vol 112, N° 3, pp.373-377.
51. **Ledesma Villaba Alberto Dr., García Nuñez Jesús R., (2007)** - Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia).
52. **Lunne T., Robertson P.K. and Powell J.J. M. (2001)** - Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice- Spon Press – Taylor & Francis Group – Great Britain.
53. **Manuale Utente (2008)** IS Geostrati – CDM Dolmen e Omnia IS SRL
54. **Marcuson, W.F. II, and Bieganousky, W.A. (1977 b)**. “SPT anad Relative Density in Coarse Sands”. J. Geotech. Engrg.Div., ASCE, 103 (11), Nov. 1977, 1295 – 1309.
55. **Martins Julio B., Miranda Tiago F.S. (2003)** “Ensaio de Penetracao nos Solos Graneticos da Regiao – Norte de Portugal. Algumas Correlacoes”. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil – Portugal
56. **Meigh, A.C. and Nixon, I.K. (1961)**, “Comparison of in Situ Test For Granular Solis” – Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Volumen 1, pp, 499 – 507.
57. **Memorias del Seminario Taller, Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica (2002)** - Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres –Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería.

58. **Meyerhof, G.G. (1957)**. Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Penetration Testing. Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1:110.
59. **Meyerhof, G.G. (1956)**, “Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils” Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division , ASCE , Vol 82 N° SM1, Proc. Paper 866, Jan. 1956, pp-19.
60. **Moreno Dellepiane Juan Jose (1998)** - Correlación del SPT y Cono Peck- Limitaciones en su Uso — VIII Congreso Nacional Geo Lima / 98 – Perú.
61. **NAVFAC DM - 7 (1971)** Desing Manual – Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures Engineering Command –USA.
62. **Norma Española – UNE 103-801-94** - Geotecnia Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.
63. **Norma ISO/TS 22476-10 (2005) (E)** Technical Specification Geotechnical Investigation and Testing – Field Testing Part 10: Weight Sounding Test.
64. **Norma Técnica Peruana - INDECOPI - NTP 339.133 (1999)** – Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
65. **Norma Técnica Peruana – INDECOPI - NTP 339.148 (2000)** – Ensayo de Penetración Cuasi –Estática profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción.
66. **Norma Técnica Peruana - INDECOPI - NTP 339.159 (2001)** – Método de Ensayo Normalizado para la Auscultación Penetrómetro Dinámico Ligero de Puntas Cónica (DPL).
67. **Kara O., Gunduz Z. (1978)** Correlation Between CPT and SPT in Adapazari, Turkey – United Arab Emirates – Engineering Geology V.67, 219-231.
68. **Peck (1953)** – “Foundation Exploration – Denver Coliseum” Proceedings ASCE, Vol. 79, N° 326.
69. **Peck. Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas (1953)** - Foundation Engineering – John Wiley & Sons, Inc- New York.
70. **Peck, R.B., and Bazaraa, A.R., (1969)** - Discussion of “Settlement of Spread Footing on Sand”, by D. D’ Appolonia, and R. Brissette, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No SM3, Proc. Paper 6525, May, 1969, pp. 905.909.
71. **Perez Guerra Gustavo, Fundaciones Criterio de Diseño (1967)** – Curso Panamericano de Suelos Universidad Andres Bello 3 al 7 de Julio de 1967
72. **R.E. Lopez Menardi, (2003)** – Determinación in Situ de Propiedades Ingenieriles de los Suelos y su Relación con el Ensayo Normal de Penetración.
73. **Report of the ISSMFE Techical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures, CPT – SPT-DP- (1989)**- International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.

74. **RM + Ass (1971)** Estudio de Suelos Definitivo para l Ciudad Satélite Buenos Aires, presentado al Proyecto Chimbote – CRYRZA del Ministerio de Vivienda.
75. **Sabatini P.J., R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zetler (2002)** – Geotechnical Engineering Circular N°5 – Evaluation of Soil and Rock Properties.
76. **Santoyo Enrique, Lin Xue Riqing, Ovando Efrain (1989)** - En Cono en la Exploración Geotécnica – Editor Carlos Gutierrez –TGC Geotecnia S.A.- México.
77. **Sargand Shad M., Masada Teruhisa (2006)**, “Further Use of Spread Footing Foudations for Highway Briges” – Ohio Univertsity.
78. **Schmertmann, J., Baker, W., Gupta, R. and Kessler, K. (1986)** - “CPT/DMT QC of ground Modification at a Power Plant”. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ 86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 985 – 1001.
79. **Schmertmann J.H. (1970)** – Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand,” Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, Proc. Paper 7924, May, 1970, pp. 1011 – 1043.
80. **Senthamilkumar S., Natarajan C., Muthukumar K. (2008)** – “Field Study on Engineering Propertiers of Soil Deposit in (Nagapattinam) Coastal Área for Liquefaction Analysis –IE (I) Journal –CV Vol 88,1 February 2008.
81. **Skempton A.W. (1986)** - “Standar Penetration Test Procedure and Effects in Sandsof Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation”. Geotechnique 36, N° 3.
82. **Smoltczyk Ulrich (2003)** - “Geotechnical Engineering Handbook – Volumen 3” – pp 75 – 76.
83. **Sowers, George F. y Hedges Charles S. (1966)** “Dynamic Cone for Shallow in-situ Penetration Testing”, Vane Shear and Cone Penetration Resistance Testing of In-Situ Soils, ASTM STP 399, Am. Soc. Testing Mats. pag. 29.
84. **Sowers George B., Sowers George F. (1990)** - Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Sexta reimpresión.
85. **Teng Wayne C. (1962)** – Foundation Desing. Prentice Hall – Inc.
86. **Terzagui - Peck (1948)** – Soils Mechanics in Engineering – Practice, Wiley, New York
87. **Terzaghi Karl, Peck Ralph B., Mesri Gholamreza (1996)** – Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition- John Wiley & Sons Inc.
88. **Tomlinson M.J. (1963)** Foundation Desing and Construction- Pitman & Sons Ltd- Londres.
89. **Tsukamoto (2004)** – “Correlation Between Penetration Resistance of Swedish Weight Sounding Tests and SPT Blow Counts in Sandy Soils”.

90. **Tsukamoto Yoshimichi, Ishihara Kenji and Sawada Shunichi (2004)** -Correlation Between Penetration Resistance of Swedish Weight Sounding Test and SPT Blow Counts in Sandy Soils – Soil and Foundations, Vol 44, N° 3, Japanese Geotechnical Society – Japon.
91. **Vetayol Albert (2003)** “Caracterización Geotecnica de Sedimentos Deltaicos mediante piezoconos, aplicacion a la margen izquierda del Llobregat”
92. **Verruigt Arnold (2001)** Soil Mechanics – Delft University of Technology.
93. **Viana da Fonseca & Mayne eds - Millpress, Rotterdam.** - Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization.
94. **Vivar Romero, Germán (1994)** El Uso del Penetrómetro Portátil de Punta Cónica (DPL) - X Congreso Nacional de Ingeniería Civil (1994) Lima – Perú.
95. **Vivar Romero, Germán (2007)** – “Aplicabilidad del Cono Dinámico Tipo Peck” – XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil - Arequipa – Perú – 01 – 05 de Octubre del 2007.
96. **Zekkos D.P., Bray J.D., Kiureghian A. Der (2004)** - “Reliability of Shallow Foundation Desing Using The Standard Penetration Test”– ISC -2 on Geotechnical and Geophysical Site characterization – Rotterdam, ISBN90 5966 0099.
97. **Zhang G.; Robertson P.K., Asce M., and Brachman R.W.I. (2004)** – Estimating Liquefaction – Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test.