



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

"Obtención De Ecuaciones De Correlación Para
Estimar Las Velocidades De Las Ondas De
Corte En Los Suelos De La Ciudad
De Guayaquil"

TESIS DE GRADO

Previo la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

Presentada por

- Jenny Zulay Ramírez Calderón
- Eddie Rubén Tandazo Ortega



Guayaquil - Ecuador

Año 2006

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.

**“Obtención De Ecuaciones De Correlación Para Estimar Las
Velocidades De Las Ondas De Corte En Los Suelos De La
Ciudad De Guayaquil”**

TESIS DE GRADO

Previo la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

- **Jenny Zulay Ramírez Calderón**
- **Eddie Rubén Tandazo Ortega**

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2006

AGRADECIMIENTO

No hay deber más necesario que el de dar las gracias pues de lo contrario quedaría incompleta la presente tesis de grado, por lo tanto agradecemos a todos aquellos que hicieron posible de manera directa e indirecta la realización de la misma.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Damos gracias principalmente a Dios, a nuestros padres, a los ingenieros y colaboradores de Cevaconsult y Geoestudios, y al director de la tesis el Ing. Msc. Xavier Vera G.

DEDICATORIA


A DIOS

A NUESTROS PADRES Y
HERMANAS DE CADA
UNO DE NOSOTROS.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

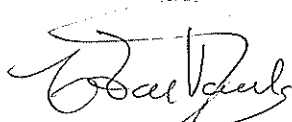
TRIBUNAL DE GRADUACION



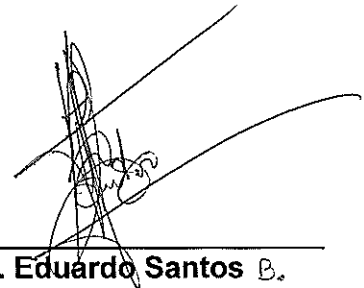
Ing. Julio Rodriguez R.
SUBDECANO DE LA FICT
PRESIDENTE



Ing. Msc. Xavier Vera Grunauer
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Carmen Terreros de Varela
VOCAL



Ing. Eduardo Santos B.
VOCAL

DECLARACION EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL”


Eddie Tandazo Ortega


Jenny Ramírez Calderón

RESUMEN

El desarrollo del presente reporte establece un aporte a los ingenieros consultores y diseñadores, como medio de consulta, de la caracterización geotécnica, propiedades mecánicas y dinámicas, y ecuaciones semiempíricas para la estimación de la velocidad de la onda de corte, adaptadas para los suelos de la ciudad de Guayaquil. Constituye además parte de la investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil fase II dirigida por el Ingeniero Xavier Vera Grunauer (Investigador del Instituto de Investigación y Desarrollo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, IIFIUC) y auspiciado por la Muy Ilustre Municipalidad de Guayaquil.

Para la realización y obtención del perfil de velocidad de onda de corte se llevo a cabo una campaña de medición de las ondas de superficie generadas por una fuente activa (martillos, bulldozers) de vibraciones aleatorias de alta y baja frecuencia respectivamente. La dispersión de ondas de superficie en



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

los 14 sitios previamente seleccionados fue registrada con la técnica SASW, Análisis Espectral de Ondas de Superficie, Kayen 2005.

Adicionalmente, en los mismos 14 sitios se ejecutaron ensayos "in situ", como: CPT (ensayo de cono estático), DPT (ensayo de cono dinámico), VST (ensayo de veleta de campo), SPT (ensayo de penetración estándar), y conjuntamente para la obtención de las propiedades índices y geomecánicas en el laboratorio, se extrajeron muestras de suelos mediante sondeos de exploración directa, perforaciones a percusión y lavado ,con tubo Shelby para los suelos finos y con cuchara partida para los suelos granulares.

Para el ensayo SPT se instrumentó una barra AWJ con dos "strain gages", sensores de deformación, y dos acelerómetros, para determinar la energía de impacto real durante la prueba, utilizando el SPT Analyzer TM, Pile Dynamics Inc., 2000.

De esta manera, se desarrollaron ecuaciones de correlación entre la velocidad de onda de corte V_s con parámetros básicos como S_u y N_{60} dependiendo sean suelos finos o granulares y por medio de la teoría de expansión de cavidades cilíndricas análogamente correlaciones entre V_s y la resistencia de punta de cono q_c para las zonas propuestas.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

INDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	i
INDICE GENERAL.....	iii
ABREVIATURAS.....	viii
SIMBOLOGIA.....	ix
INDICE DE FIGURAS.....	x
INDICE DE TABLAS.....	xix
INDICE DE APENDICES.....	xxi
INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 1	
1. OBJETIVOS, ALCANCE Y JUSTIFICACION DE LA TESIS	2
1.1 Objetivo.....	2
1.2 Alcance.....	3
1.3 Justificación de la tesis	5
CAPITULO 2	
2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	6

2.1 Módulo de Rigidez al cortante.....	14
2.1.1 Relación de Poisson: Estados de Deformación Biaxial y Triaxial.....	18
2.1.2 Relación entre el módulo Elástico Transversal y el módulo Elástico Longitudinal.....	21
2.2 Amortiguamiento histerético.....	29
2.3 Relación de Poisson.....	34
2.4 Resistencia dinámica al esfuerzo cortante.....	35
2.5 Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo...	46
 CAPITULO 3	
3. UBICACIÓN DE LOS SITIOS DE ESTUDIO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.....	51
3.1 Delimitación del Área de Estudio.....	52
3.2 Marco geológico regional.....	54
3.3 Estudio Geotécnico Previo	67
 CAPITULO 4	
4. MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE EN LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL, MEDIANTE EL ENSAYO SASW.....	86
4.1 Equipo utilizado.....	87
4.2 Metodología de análisis.....	89
4.3 Resultados de las mediciones.....	112



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



BIBLIOTECA FIC1
ESPOL

CAPITULO 5

5. MEDICIONES DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS EN CAMPO Y LABORATORIO.....	120
5.1 Metodología de los ensayos de campo.....	123
5.1.1 Ensayo de Veleta de campo, VST.....	124
5.1.2 Ensayo de Cono estático eléctrico, CPT.....	132
5.1.3 Ensayo de Cono dinámico, DPT.....	140
5.1.4 Ensayo de Penetración estándar, SPT.....	146
5.1.5 Perforación y muestreo.....	163
5.2 Metodología de los ensayos de laboratorio.....	171
5.2.1 Estimación de la superficie específica (Se) de los suelos finos.....	172
5.2.2 Estimación del ángulo de fricción en el estado crítico.....	176
5.2.3 Estimación de la redondez y esfericidad de las arenas.....	179
5.3 Resultados de las mediciones de las propiedades geotécnicas.	183

CAPITULO 6

6. ECUACIONES DE CORRELACION PARA ETIMACION DE LOS DIFERENTES PARAMETROS GEOTECNICOS.....	185
6.1 Ecuaciones de correlación en función de los ensayos de laboratorio.....	185
6.1.1 Ecuaciones de correlación en función de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u), el índice de liquidez (IL) y la rigidez (G_{max}).....	185

6.1.2 Ecuaciones de correlación para estimar el valor de la Superficie Especifica (S_e) de las series arcillosas.....	187
6.1.3 Ecuaciones de estimación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris verdosa de la ciudad de Guayaquil, CH, en estado Normalmente Consolidado (NC).....	190
6.2 Ecuaciones de correlación en función de los ensayos de campo.....	193
6.2.1 Ecuaciones de correlación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenado S_u y la resistencia por punta del cono estático q_c	193
6.2.2 Ecuaciones de correlación para la estimación de la sensibilidad mediante el valor de q_c	195
6.3 Ecuaciones de correlación entre la resistencia por punta del cono estático q_c y la resistencia por punta del cono dinámico q_d	197
6.4 Ecuaciones de correlación para estimar los esfuerzos de Preconsolidación de los suelos en función de la velocidad de onda de corte V_s	199
 CAPITULO 7	
7. ECUACIONES DE CORRELACIÓN PARA ESTIMAR LAS VELOCIDADES DE LAS ONDAS DE CORTE.....	203
7.1 Ecuaciones de correlación en función del S_u , resistencia al esfuerzo cortante no drenado.....	203
7.2 Ecuaciones de correlación en función del resistencia de punta de cono, q_c	206
7.3 Ecuaciones de correlación en función del N_{spt} , número de golpes de la prueba de penetración estándar.....	216

CAPITULO 8

8. ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE..... 219

CAPITULO 9

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 224

APENDICES

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

ABREVIATURAS.

GIS	Sistema de Información Geográfica.
SASW	Spectral Analysis Surface Waves
NERHP	Nacional Earthquake Hazards Reduction Program
USGS	United States Geological Survey



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

SIMBOLOGIA

σ'_{vo}	Esfuerzo geostático vertical efectivo
ν	Relación de Poisson
τ_c	Esfuerzo cortante (cíclico)
D	amortiguamiento o damping, en inglés.
γ_c ó γ	Deformación por cortante
ρ	Densidad de suelo
G	Rigidez o modulo de elasticidad al cortante
G_{max}	Rigidez o modulo de elasticidad al cortante máxima
E	Modulo elástico del suelo
V_R	Velocidad de propagación de la onda Rayleigh
V_s	Velocidad de propagación de la onda cortante
V_{s30}	Velocidad de la onda cortante ponderada desde 30 hasta la superficie
V_{seq}	Velocidad de onda de corte promedio ponderada en el subsuelo que sobreyace al semi-espacio
S_u	Esfuerzo cortante no drenado
S_{u torv}	Esfuerzo cortante no drenado obtenido con el torcómetro de bolsillo o torvaine.
S_{u VST}	Esfuerzo cortante no drenado obtenido con el ensayo de la veleta VST
ϕ_{cr}	Angulo de fricción interna crítico.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 Variación del módulo de corte según los niveles de deformación. Tomado del libro Evaluation of Soils and Rocks Properties 2002.....	13
Figura 2.2 Curva esfuerzo.deformación.....	15
Figura 2.3 Módulos de Elasticidad representados al corte en la curva esfuerzo-deformación.....	15
Figura 2.4 Módulos de Elasticidad representados al corte en la curva esfuerzo-deformación.....	17
Figura 2.5 Fenómeno de estricción.....	18
Figura 2.6 Aplicación de la carga en una Probeta y sus deformaciones unitarias para demostrar la ley de Hooke.....	19
Figura 2.7 Esfuerzo cortante puro y distorsión. Tomada del libro de resistencia de materiales, Singer et al 1971.....	22
Figura 2.8 Representación de la curva esqueleto (backbone) y la relación de módulo (G/G_{max}) vs (\log de γ). Tomado del libro Geotechnical Earthquake Engineering" Kramer et al 1996.....	25
Figura 2.9 Resultados de ensayos dinámicos en laboratorio, variación del modulo de rigidez al corte con la deformación angular, en la Universidad de California en los Angeles y en la Universidad de Texas Austin, en similares muestras de suelo de Meloland, Anderson y Stokoe II, (PEER report, 2003).....	26

Figura 2.20	Efectos de la carga repetida (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R).....	43
Figura 2.21	Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico (tomado del libro "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", 2000 por Abraham Díaz R).....	44
Figura 2.22	Resistencia bajo cargas cíclicas (Seed y Chan 1966).....	45
Figura 2.23	Combinación de esfuerzos estáticos y dinámicos (Seed y Chan 1966).....	46
Figura 2.24	Variación de la rigidez en función del esfuerzo de confinamiento, del índice de plasticidad y deformación cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996.....	47
Figura 2.25	Variación de la relación de G/G_{max} en función del grado de sobreconsolidación del suelo, del índice de plasticidad y la deformación angular cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996...	48
Figura 2.26	Efecto de la aplicación de la carga (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R).....	50
Figura 3.1	Diagrama de flujo conceptual para el desarrollo del estudio y zonificación geotécnica de la ciudad de Guayaquil.....	52
Figura 3.2	Zonas de consideración para la investigación.....	53
Figura 3.3	Corte geológico esquemático E-O de la ría Guayas frente a la ciudad de Guayaquil (Benitez, et al 2004)	58
Figura 3.4	Zonificación típica de una isla del Estero Salado, parte Sur de la Isla Trinitaria, (M. Mite, 1989).....	60
Figura 3.5	Relación entre relieve y estructura (Benitez et al 2004).....	62
Figura 3.6	Mapa Geológico de la ciudad de Guayaquil y su	

Figura 2.20	Efectos de la carga repetida (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R).....	43
Figura 2.21	Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico (tomado del libro "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", 2000 por Abraham Díaz R).....	44
Figura 2.22	Resistencia bajo cargas cíclicas (Seed y Chan 1966).....	45
Figura 2.23	Combinación de esfuerzos estáticos y dinámicos (Seed y Chan 1966).....	46
Figura 2.24	Variación de la rigidez en función del esfuerzo de confinamiento, del índice de plasticidad y deformación cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996.....	47
Figura 2.25	Variación de la relación de G/Gmax en función del grado de sobreconsolidación del suelo, del índice de plasticidad y la deformación angular cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996...	48
Figura 2.26	Efecto de la aplicación de la carga (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R).....	50
Figura 3.1	Diagrama de flujo conceptual para el desarrollo del estudio y zonificación geotécnica de la ciudad de Guayaquil.....	52
Figura 3.2	Zonas de consideración para la investigación.....	53
Figura 3.3	Corte geológico esquemático E-O de la ría Guayas frente a la ciudad de Guayaquil (Benitez, et al 2004)	58
Figura 3.4	Zonificación típica de una isla del Estero Salado, parte Sur de la Isla Trinitaria, (M. Mite, 1989).....	60
Figura 3.5	Relación entre relieve y estructura (Benitez et al 2004).....	62
Figura 3.6	Mapa Geológico de la ciudad de Guayaquil y su	



	simbología, Dr Stalin Benitez 2004.....	66
Figura 3.7	Diagrama con la distribución de las perforaciones en los sectores de la ciudad.....	68
Figura 3.8	Variación de la densidad de perforaciones por cuadrantes.....	68
Figura 3.9	Variación de la densidad de perforaciones por sectores.....	69
Figura 3.10	Sondeos seleccionados existentes georeferenciados, 590 sondeos.....	70
Figura 3.11	Variación temporal de la salinidad y PH en el estero salado, río Daule y la ría Guayas.....	71
Figura 3.12	Mapa de la Ciudad de Guayaquil con la zonificación geotécnica propuesta (según sectores de la ciudad) , tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005).....	74
Figura 3.13	Mapa de la Ciudad de Guayaquil con la zonificación geotécnica propuesta Fase final estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil. , tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005).....	75
Figura 3.14	Mapa de identificación por coordenadas de la ubicación de los 14 sitios de exploración realizados para la investigación en la ciudad de Guayaquil, tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005).....	78
Figura 4.1	Equipo para prueba geofísica SASW.....	88
Figura 4.2	(a)Vista del analizador espectral utilizado (b) los sismógrafos vertical Kinematics de 1-Hz del USGS...	90
Figura 4.3	Generación de la fuente de perturbación en la masa de suelo, para las frecuencias altas se uso el martillo de mano y para las frecuencias bajas se usaron Buldozers y retroexcavadores de gran capacidad.....	91

Figura 4.4	Ubicación de los pares de sensores equidistantes y alineados con la fuente.....	92
Figura 4.5	Diagrama esquemático del arreglo generalizado de los sensores con respecto a la fuente en el ensayo SASW.....	93
Figura 4.6	Dependencia de la propagación de la onda Rayleigh con la frecuencia.....	94
Figura 4.7	Propagación de velocidades de varias ondas como una función de la relación de Poisson (Richard, Hall , and Woods, 1970).....	97
Figura 4.8	Esquema de toma de datos, ensayo geofísico SASW, para la investigación de los suelos de la Ciudad de Guayaquil.....	98
Figura 4.9	Curva de Dispersión de la velocidad de onda Rayleigh teórica invertida y la velocidad promedio de campo.....	102
Figura 4.10	Registro de Velocidad vs Longitud de Onda.....	102
Figura 4.11	Registro de Velocidad Vs30.....	106
Figura 4.12	Modelo de clasificación según el NEHRP	109
Figura 4.13	Variación del valor de Vs30 en cada sitio analizado y el valor de V_{seq} , velocidad equivalente hasta el semi-espacio.....	111
Figura 4.14	Variación de la velocidad de la onda de corte con la profundidad en los 14 sitios estudiados.....	112
Figura 4.15	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D1: Depósitos Deltaico-Estuarino (Este-Centro).....	113
Figura 4.16	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D2: Depósitos Deltaico-Estuarino (Sur).....	114

Figura 4.17	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D3: Depósitos Deltaico-Estuarino (Oeste-Norte-Trinitaria).....	115
Figura 4.18	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D4: Depósitos de la Llanura aluvial (Norte).....	116
Figura 4.19	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D5: Depósitos Aluvio-Lacustre (Norte).....	117
Figura 4.20	Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D6: Depósitos Coluviales.....	118
Figura 4.21	Resumen de los rangos de velocidades de las ondas de corte (en m/s) para cada tipo de geomaterial y cada zona geotécnica estudiada.....	119
Figura 5.1	Ensayos o sondeos "in situ" realizados en cada sitio de investigación complementaria.....	120
Figura 5.2	Esquema de la secuencia del muestreo alterado e inalterado de las muestras de suelo y los ensayos de laboratorio realizados en la campaña de exploración de investigación complementaria.....	123
Figura 5.3	Factor de corrección μ_R , el cual afecta directamente proporcional a la resistencia obtenida en campo para obtener la resistencia no drenada real, en función de la tasa normal de construcción de terraplenes, $t_r = 10,000$ minutos, adaptado de Chandler, 1988.....	125
Figura 5.4	Esquema del proceso cronológico del ensayo de Veleta de campo, según norma ASTM D2573.....	126
Figura 5.5	Veletas y barras de extensión utilizadas y sistema de sujeción.....	127
Figura 5.6	Placa metálica y torcometro marca PROTO utilizado	128
Figura 5.7	Corte transversal del penetrómetro eléctrico (CFE, 1980 y Santoyo y Olivares, 1990).....	133



Figura 5.8	Operación del cono.....	134
Figura 5.9	Resultados de la medición de la resistencia de punta de cono (q_c), fricción lateral (f_s) y la relación entre la resistencia lateral y la resistencia de punta de cono (R_f), para el sitio GYE-10N.....	140
Figura 5.10	Equipo utilizado para el ensayo de cono dinámico.....	142
Figura 5.11	Resultados de la medición de la resistencia de punta dinámica de cono (q_d), para el sitio GYE-10N.....	146
Figura 5.12	Esquema del proceso en campo del ensayo de penetración estándar, SPT.....	148
Figura 5.13	Vista del equipo utilizado para los ensayos de penetración estándar, Géosuelos.....	149
Figura 5.14	Martillos tipo Donut y Seguro (Safety) utilizados en la investigación.....	150
Figura 5.15	Sistema de medición de energía y barra instrumentada para el ensayo SPT.....	155
Figura 5.16	Registro tiempo-historia de velocidad y fuerza para una eficiencia de energía de 40%, durante un ensayo de SPT.....	156
Figura 5.17	Registro tiempo-historia de velocidad y fuerza para una eficiencia de energía de 60%, durante un ensayo de SPT.....	157
Figura 5.18	Esquema del sistema instrumentado del ensayo SPT en campo.....	158
Figura 5.19	Variación de la Eficiencia de la energía, ER, medidas en el sitio GYE 03S, con el mismo personal de campo y procedimientos de ensayos, modificando solo el tipo de martillo; Donut y Safety.....	160
Figura 5.20	Variabilidad del Coeficiente de Variación para el valor de ER, utilizando el martillo tipo Donut y Safety, para un mismo sitio (Trinipuerto).....	161

Figura 5.21	Tendencia de la variación de ER con la profundidad, obtenidos en los sitios estudiados con el ensayo SPT instrumentado para el martillo tipo Donet.....	162
Figura 5.22	Resumen de los parámetros de energía medidos durante la prueba SPT para los martillos tipo Donut y Safety, manteniendo constante el personal de operación, equipos y procedimientos de campo.....	163
Figura 5.23	Esquema del equipo utilizado para el avance de perforación mediante el uso de un sistema de lavado	165
Figura 5.24	Elaboración del lodo estabilizador con material cemento-agua.....	166
Figura 5.25	Vista del tubo de pared delgada y el proceso de colocación en las barras de extensión.....	167
Figura 5.26	Carta de Esfericidad S y Redondez R (Krumbein y Sloss 1963).....	180
Figura 5.27	Variación de las relaciones de vacíos extremas e_{max} y e_{min} con el coeficiente de uniformidad $Cu=D_{60}/D_{10}$ y la redondez R (modificado de Youd 1973).....	182
Figura 5.28	Variación del ángulo de fricción interna crítico (en grados) de las arenas de la ciudad de Guayaquil con la redondez (R) de las partículas.....	183
Figura 6.1	Relación entre el módulo de rigidez máximo normalizado y la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris verdosa, en las zonas geotécnicas D1.....	187
Figura 6.2	Variación de la superficie específica de las arcillas con respecto al límite líquido para la zona geotécnica D1,D2,D3.....	189
Figura 6.3	Relación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado con el índice plástico IP para la arcilla gris verdosa en estado normalmente consolidado, (NC).Zona D1,D3,D4.....	192



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Figura 6.4	Variación de la resistencia al esfuerzo cortante, obtenido por tres ensayos distintos, con la profundidad y la resistencia de punta de cono neta, para el sitio GYE-10N (zona D4). Serie verde: q_c , Serie violeta: q_d	195
Figura 6.5	Correlación entre la resistencia por punta del cono estático q_c y cono dinámico q_d GYE-09N, zona D3 por medio de ecuación 6.11.....	198
Figura 6.6	Estimación del esfuerzo de preconsolidación (Serie3) con la ecuación propuesta para el sitio 210ECU Puerto Azul de la Zona D3.....	201
Figura 7.1	Relación entre el módulo de rigidez máximo normalizado al σ_p y la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris verdosa, en las zonas geotécnicas D1 y D3.....	204
Figura 7.2	Expansión longitudinal de una cavidad cilíndrica, Romo y Ovando (1992).....	207
Figura 7.3	Curva esfuerzo-deformación supuesta en la teoría de expansión de cavidades cilíndricas.....	207
Figura 7.4	Resistencia a la penetración de cono y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad para un sitio de la zona geotécnica D3, Complejo Deltaico-Estuarino (Oeste Norte trinitaria).....	212
Figura 7.5	Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos de la zona D3 (Deltáico-Estuarino, Oeste-Norte-Trinitaria)	213
Figura 7.6	Estimación de la velocidad de la onda de corte en el perfil del suelo GYE-06S, zona D1 por medio de la ecuación 7.10.....	215

Figura 7.7	Relación entre la velocidad de la onda cortante y el $(N1)_{60}$ para diferentes rangos de profundidad para suelos arenosos.....	217
Figura 8.1	Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-05S (zona D1), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas.....	220
Figura 8.2	Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE – 04S (zona D2), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas.....	221
Figura 8.3	Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-01N (zona D3), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas.....	222
Figura 8.4	Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-08N (zona D4), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas.....	223

INDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 2.1	Rangos y características de los distintos ensayos de laboratorio.....	10
Tabla 2.2	Métodos para determinación de parámetros en suelos sometidos a carga cíclica (Tomada del libro de Abraham Díaz R,2000).....	10
Tabla 2.3	Pruebas y parámetros dinámicos del suelo con diferente grado de deformación de los distintos ensayos de laboratorio.....	11
Tabla 2.4	Valores típicos de relación de Poisson ν asociado a diferentes tipos de material, Tomado del libro Soils and Rocks.....	34
Tabla 3.1	Valores de Salinidad y PH en las zonas geotécnicas de los depósitos Deltaicos-Estuarinos.....	72
Tabla 3.2	Ubicación espacial de sondeos.....	76
Tabla 3.3	Campaña de Exploración por zonas.....	76
Tabla 4.1	(Clasificación NEHRP).....	108
Tabla 4.2	Valores de Velocidad de onda de corte ponderada en los primeros 30 m de profundidad, indicando la clasificación según la norma NEHRP, Tabla 4.1.....	110
Tabla 5.1	Longitud de investigación mediante la campaña de sondeos y ensayos "in situ", en metros.....	121

Tabla 5.2	Características de los equipos utilizados en la investigación.....	144
Tabla 5.3	Características de las condiciones generales de los equipos utilizados.....	150
Tabla 5.4	Cambios en los valores de N dado por varios factores (Kulhawy y Trautmann, 1996).....	151
Tabla 5.5	Factores de corrección por energía, propuesto por Seed et al. 1984.....	151
Tabla 5.6	Eficiencias de martillos de la prueba SPT , adaptado de Clayton, 1990.....	152
Tabla 5.7	Factores de corrección, adaptado de Skempton, 1986	152
Tabla 5.8	Superficie específica teórica para diferentes formas o geometrías de granos finos.....	172
Tabla 6.1	Valores mínimos y máximos del límite líquido LL, para el uso de la correlación propuesta, Superficie específica por zonas, ecuación para la estimación de la S_e	188
Tabla 6.2	Factor de correlación N_{KV} entre el S_u y q_c	193
Tabla 6.3	Factor de correlación N_{KT} entre el S_u y q_c	194
Tabla 6.4	Factor de correlación N_{Kqu} entre el S_u y q_c	194
Tabla 6.5	Factor de correlación N_{Kf} entre la sensibilidad y q_c ...	196
Tabla 6.6	Valores de N_{Kd} para zonas geotécnicas propuestas para la ciudad de Guayaquil.....	199
Tabla 6.7	Valores de N_{KP} para las diferentes zonas geotécnicas propuestas.....	200
Tabla 7.1	Rango de valores de N_{Kc} para cada zona geotécnica del complejo Deltáico-Estuarino y complejo de la llanura aluvial.....	213

Tabla 7.2	Rango de valores de N_{KC} para las diferentes zonas.....	214
Tabla 7.3	Rango de valores de los coeficiente a y b utilizados en la ecuación (6.12).....	218



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

INDICE DE APENDICES

- Apéndice A** Perfil de Velocidad de onda medido en campo en 14 sitios en la ciudad de Guayaquil, método SASW, Kayen 2005
- Apéndice B** Reporte de los parámetros geotécnicos básicos de clasificación para los 14 sitios estudiados en Guayaquil.
- Apéndice C** Resultado de los ensayos CPT, DPT, en los 14 sitios estudiados en la ciudad de Guayaquil.
- Apéndice D** Resumen de propiedades geotécnicas por zonas
- Apéndice E** Reportes del SPT Analyzer usados en el ensayo SPT, según el martillo Donut y el martillo Safety.
- Apéndice F** Variación del ángulo de fricción interna crítico vs la redondez de las arenas.
- Apéndice G** Graficas de la variación del modulo de rigidez máxima, con la resistencia al esfuerzo cortante no drenado.
- Apéndice H** Graficas de la variación del modulo de rigidez máxima, con la resistencia al esfuerzo cortante no drenado. y el índice de liquidez.
-

,

,

,

,

INTRODUCCION

Por décadas, en la ciudad de Guayaquil, se han usado varios tipos de ecuaciones y gráficas propuestas por autores cuyos estudios estuvieron basados en la zonificación o comportamiento de los suelos de otros países, bajo distintas condiciones tanto climáticas, orígenes de depositación de los suelos, erosión, consolidación y demás, para estimar parámetros geomecánicos y dinámicos. La falta de adaptación de dichas ecuaciones hace preciso un estudio del suelo de Guayaquil para dotar a los ingenieros investigadores y consultores de nuevas ecuaciones, pero ahora con menor incertidumbre, aplicadas a nuestros suelos en particular.

Por tal motivo el presente trabajo desarrolla la temática: "Obtención de ecuaciones de correlación para estimar las velocidades de onda de corte en los suelos de la ciudad de Guayaquil", con el objeto de poder estimar la velocidad de onda de corte con parámetros básicos obtenidos en los ensayos in situ practicados en la ciudad.

La campaña de exploración consistió en 14 sitios ubicados espacialmente, en la ciudad de Guayaquil, donde con equipos del U.S Geological Survey, USGS Kayen 2005, se obtuvieron las velocidades de ondas de corte mediante el SASW y se ejecutaron los demás ensayos descritos en el capítulo 5.

CAPITULO 1

1. OBJETIVOS, ALCANCE Y JUSTIFICACION DE LA TESIS

1.1 Objetivos.

Estimar la velocidad de onda de corte para los suelos de la ciudad de Guayaquil dentro de sus perímetros urbanos, mediante la obtención de ecuaciones semiempíricas, correlacionando diferentes ensayos tradicionales geomecánicos con mediciones directas en el campo de la velocidad de onda de corte por medio del ensayo SASW.

Estimar el perfil de velocidades de onda de corte del subsuelo mediante el método SASW con los equipos del USGS en las diferentes zonas geotécnicas de Guayaquil.

Asentar una investigación con equipos que miden directamente la velocidad de onda de corte para poder correlacionar la V_s con

parámetros geotécnicos básicos obtenidos con los equipos de la práctica común de la ingeniería de la ciudad, para así obtener y proponer ecuaciones adaptadas a nuestros suelos para que sean utilizadas en la práctica profesional, presente y futura.

Evaluar la variabilidad de la energía transmitida en la prueba SPT, mediante equipos especiales traídos para la investigación, como el SPT Analyzer TM, Pile Dynamics Inc., 2000 ;con la utilización del martillo donut y el martillo safety.

1.2 ALCANCE

El alcance de esta investigación consiste en proporcionar ecuaciones semiempíricas de correlación para la estimación de la velocidad de la onda cortante adaptadas a las condiciones y perfil del suelo de la ciudad de Guayaquil.

En la presente tesis de grado, se presentan correlaciones entre la velocidad de la onda de corte, con la resistencia de punta del cono estático, dinámico, el número de golpes del ensayo de penetración estándar, la resistencia al esfuerzo cortante de veleta de campo, torvane y propiedades índices, con las cuales pretende entregar, a

los ingenieros consultores y diseñadores, herramientas útiles para la obtención de la velocidad de onda de corte, definidas por zonas en guayaquil, debido a que en el país no contamos con el equipo apropiado, como el del USGS, para obtener la V_s por mediciones directa de campo.

De esta manera se muestra e incentiva la utilización de técnicas o métodos de exploración diferentes a las convencionales, según la práctica de la ingeniería geotécnica local, como: el ensayo de cono estático CPT, ensayo de cono dinámico DPT, y la veleta de campo VST, para correlacionar propiedades dinámicas por medio de estos ensayos.

Dentro del mismo marco de nuestra investigación, se logra presentar resultados que muestran la verdadera energía de impacto en la prueba SPT para entender y obtener correctamente el resultado de este ensayo, el número de golpes necesarios para penetrar 30cm en el suelo.

De esta manera se logra brindar un aporte significativo a la ingeniería de nuestro país, y que sirva de base para futuras actualizaciones e investigaciones.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

1.3 JUSTIFICACION DE LA TESIS

En 1999, el proyecto RADIUS diseñó los lineamientos básicos que deberían practicar los ingenieros en los diseños de las nuevas estructuras que se planeen construir en la ciudad, evaluando el riesgo sísmico, preparando planes de manejo y levantando la conciencia de la comunidad local sobre el riesgo sísmico de Guayaquil.

Esto marcó un precedente para emprender el proyecto "Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil", auspiciado por la Muy Ilustre Municipalidad de Guayaquil y la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, con la colaboración técnica de la Universidad de California, Berkeley; investigadores tales como el Dr. Jonathan Bray y Dr. Juan Pestana, y el US Geological Survey, Dr. Robert Kayen, de los Estados Unidos de Norte América.

La investigación auspiciada por la Municipalidad es parte de la tesis doctoral del director del proyecto y tesis, Ing Msc Xavier Vera Grunauer.

CAPITULO 2

2. PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Las propiedades dinámicas de los suelos son parámetros básicos para la aplicación de modelos matemáticos que permitan predecir la respuesta dinámica de depósitos de suelo, para prever, comprender y conocer el comportamiento del suelo frente a un evento sísmico.

Las propiedades más importantes para el análisis dinámico son: la rigidez, y el amortiguamiento histerético del material; el peso volumétrico, y la relación de Poisson, son propiedades de menor influencia como lo son, la presión de poros, relación de vacíos y las propiedades esfuerzo-deformación del suelo; además la profundidad del nivel freático, el grado de saturación y el tamaño de grano pueden ser importantes, especialmente cuando la licuación es un problema significativo.

Sin embargo, el comportamiento dinámico de los geomateriales o suelos se puede caracterizar con las cinco propiedades siguientes:

- ✓ La variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, G vs γ_c
- ✓ El cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular, D vs γ_c
- ✓ La relación esfuerzo-deformación- presión de poro
- ✓ Resistencia a la falla dinámica
- ✓ Resistencia al esfuerzo cortante dinámico

Para analizar las propiedades dinámicas del suelo, éstas pueden ser medidas en el campo o en el laboratorio. En muchos proyectos, ambos métodos son usados.

Las ventajas de las **técnicas de laboratorio** radican en su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensayo se pueden variar, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensayo. En nuestro país la principal desventaja es que no poseemos los equipos necesarios para la realización de los ensayos dinámicos y resultaría muy costoso el implementar un laboratorio de primer nivel.

Las ventajas de las **técnicas de campo** radican en el ensayo de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo

puede ser minimizada; una de las formas reconocidas y aceptadas a nivel mundial para estimar la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones (G_{max}) es mediante la exploración geofísica, ensayos indirectos de campo; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar. A esto se suma la falta de equipos necesarios para la realización de estos ensayos.

A diferencia de los ensayos de laboratorio, para el desarrollo de la presente tesis, se realizaron pruebas geofísicas de campo con el equipo del USGS, descrito en la sección 4.1, usando el método SASW desarrollado en la sección 4.2. Este análisis espectral fue necesario para la campaña de investigación en las diferentes zonas geotécnicas de la ciudad de Guayaquil, y poder correlacionar la velocidad de onda cortante V_s obtenida *in situ* con los parámetros de los ensayos geotécnicos tradicionales por medio de ecuaciones semiempíricas que se proponen en esta investigación.

Debido a comprobaciones experimentales se ha definido que la relación esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas es diferente de aquellas obtenidas bajo cargas estáticas, por lo tanto ha sido necesario desarrollar equipos, técnicas y procedimientos que nos

permitan medir el comportamiento de los suelos en condiciones lo más cercanas posibles a las que estarán sometidas frente a un evento sísmico.

No obstante, el comportamiento del suelo no es único, varía en función del rango de las deformaciones por cortante que existe en el terreno. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta este nivel de deformación para estudiar qué parámetros y modelos son los más adecuados para describir el comportamiento del suelo.

Debe reconocerse que no existe un método de laboratorio exclusivo que cubra todo el intervalo de deformaciones, por ello son diversas las técnicas que existen, cada una con un diferente desarrollo en el rango de deformación durante la prueba, requerido en la solución de los problemas de dinámica de suelos, por lo que se pueden utilizar diferentes ensayos para la obtención de sus parámetros.

En la tabla 2.1 y 2.2, se muestra en forma aproximada los rangos de deformación y características de los distintos ensayos de laboratorio.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Tabla 2.1 Rangos de deformación de los distintos ensayos de laboratorio

Magnitud de la deformación (%)		10^6	10^5	10^4	10^3	10^2	10^1	10^0
Medición en el laboratorio	Pruebas de transmisión de ondas							
	Pruebas de torsión (columna resonante, columna torsionante, etc..)							
	Prueba de carga repetida							

Tabla 2.2 Métodos de laboratorio para determinar parámetros en suelos sometidos a carga cíclica (Tomada del libro de dinámica de suelos de Abraham Díaz R, 2000).

MÉTODOS PARA DETERMINAR PARÁMETROS EN SUELOS SOMETIDOS A CARGA CÍCLICA
(Módulo de Young E, Módulo de Corte G, Porcentaje de Amortiguamiento ζ)

Ensayo	Rango de frecuencia f (Hertz)	Rango de deformación angular γ (%)	Rango de velocidad de deformación angular $\dot{\gamma}$ (1/seg)
Triaxial cíclico (L)	0.2 - 5	10^{-2} - 5	0.8×10^{-4} - 1
Corte simple cíclico (L)	0.2 - 5	10^2 - 5	0.8×10^{-4} - 1
Torsión cíclica (L)	0.2 - 5	10^2 - 5	0.8×10^{-4} - 1
Columna resonante	50 - 200	10^{-4} - 10^{-2}	2×10^{-4} - 8×10^{-2}

A continuación se detallan los ensayos de laboratorio más comunes para la obtención de las propiedades dinámicas de los suelos.

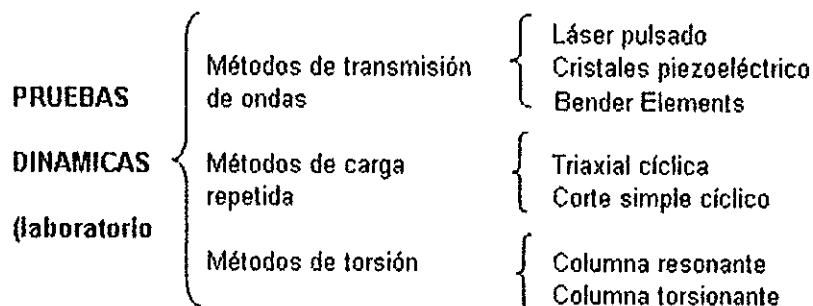


Tabla 2.3 Ensayos de laboratorio más comunes para la obtención de los parámetros dinámicos del suelo

Pruebas de laboratorio	Módulo de corte, G	Módulo de Young, E	Amortiguamiento D
Columna resonante	■	■	■
Láser pulsado	■	■	■
Triaxial cíclico	■	■	■
Corte simple cíclico	■	■	■

Cuando se desean inducir deformaciones muy pequeñas a los suelos, es preferible optar por los ensayos de campo (in situ) para obtener el módulo de rigidez máximo de una manera más confiable, puesto que evaluamos las condiciones reales del suelo sin provocar alteración de las muestras.

Para el caso de la obtención de la resistencia del esfuerzo cortante para deformaciones mayores, como se ve en la Tabla 2.1, son recomendables

las pruebas dinámicas de laboratorio tales como: los métodos de torsión y cargas repetitivas.

Los métodos directos para la determinación de los parámetros dinámicos, como los ensayos geofísicos, amplían la posibilidad de caracterizar geotécnicamente una mayor cantidad de sitios, desde el punto de vista dinámico y con la precisión deseada.

Existen varios métodos para obtener los parámetros geodinámicos por medio de ensayos geofísicos, entre los métodos más conocidos tenemos: el análisis espectral de ondas superficiales SASW, ensayo de refracción sísmica, ensayo de resonancia vertical, ensayo de resonancia horizontal, cross-hole, up-hole y down-hole.

Particularmente las pruebas geofísicas inducen deformaciones del orden de $10^{-5}\%$, deformación a la cual se puede obtener la rigidez máxima del suelo. Si se desea saber la variación de la rigidez en el estado no lineal, se utilizan otros métodos que originen deformaciones mayores provocando una degradación de rigidez en el suelo, tales como los ensayos de laboratorio.

En la siguiente gráfica se muestran los diferentes ensayos de campo que se pueden hacer según el nivel de deformación que esta sometido el suelo.

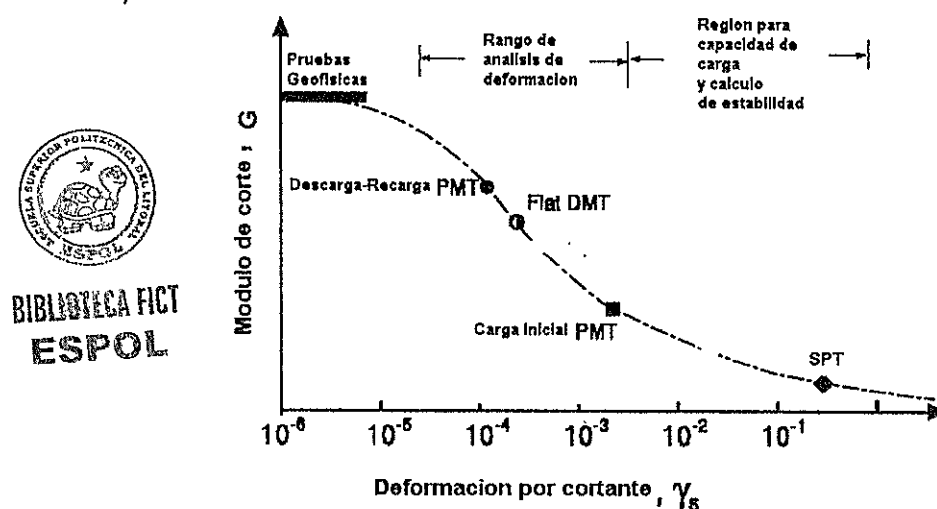


Fig 2.1 Variación del módulo de corte según los niveles de deformación. Tomado del libro Evaluation of Soils and Rocks properties 2002

En el análisis de la presente tesis de grado, se determinó el módulo de rigidez al cortante dinámico máximo G_{max} , mediante la ecuación 2.10 que involucra la obtención de la velocidad de onda de corte V_s , que fue determinada con el método SASW y la densidad del material que fue obtenido de ensayos de laboratorio. Además se hicieron correlaciones entre la velocidad de onda cortante con el número de golpes N_{spt} , el esfuerzo cortante no drenado S_u , la resistencia de punta del cono estático q_c y la resistencia de punta del cono dinámico q_d , con el propósito de que sean usados en la práctica profesional

2.1 Módulo de Rigidez al Cortante

La naturaleza de la dinámica de suelos, involucra el estudio de las propiedades del suelo ante la presencia de un evento sísmico.

Un sismo produce una liberación de energía que se propaga en un medio, corteza, por medio de ondas de cuerpo, compresión y cortante.

Para entender el verdadero comportamiento del suelo es necesario analizar principalmente su diagrama esfuerzo-deformación, para así explicar la importancia del módulo de rigidez del suelo.

Como es costumbre en ingeniería, en los diagramas esfuerzo-deformación, las abscisas representan deformaciones unitarias y las ordenadas los esfuerzos. Una gráfica típica esfuerzo-deformación unitaria se representa en la figura 2.2, definiendo al límite de proporcionalidad como el esfuerzo correspondiente al primer punto en que la curva se desvía de la parte lineal inicial.

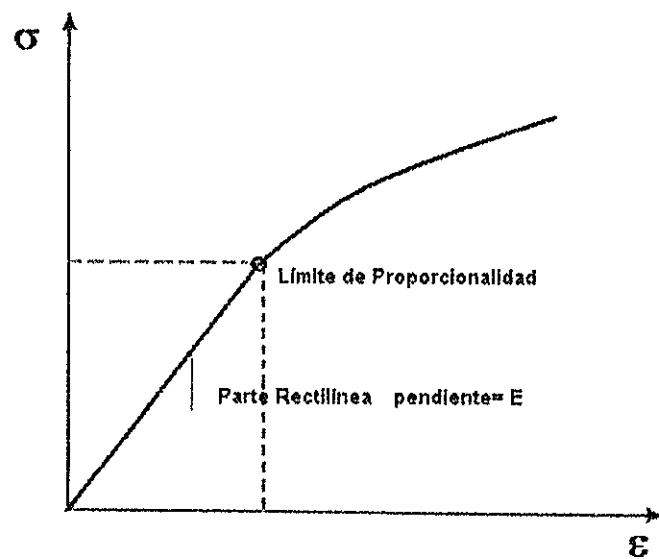


Fig 2.2 Curva esfuerzo-deformación

Al observar con cuidado la gráfica típica de la figura 2.2, se puede notar que la curva tiene varios puntos característicos como se ve en la figura 2.3.

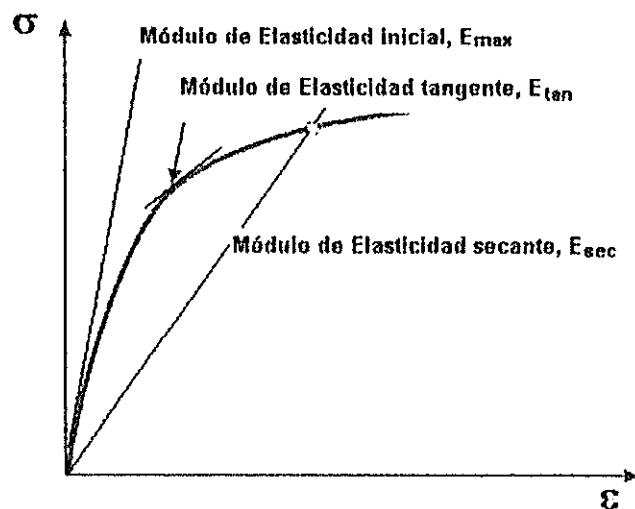


Fig 2.3 Módulos de Elasticidad representados en la curva esfuerzo-deformación

Hasta este límite de proporcionalidad, el cambio de esfuerzos $\Delta\sigma$ es igual al correspondiente cambio de deformación $\Delta\varepsilon$ multiplicado por una constante, así:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon.E \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Donde:

$$E = \text{cte.}$$

Esta relación es una manifestación simple de la Ley de Hooke y la constante de proporcionalidad se llama **módulo de elasticidad** y se representa por **E**.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

Como en el caso del esfuerzo uniaxial, el esfuerzo cortante generalmente es proporcional a la deformación por corte dentro de los límites de la primera parte de la curva (figura 2.4), así:

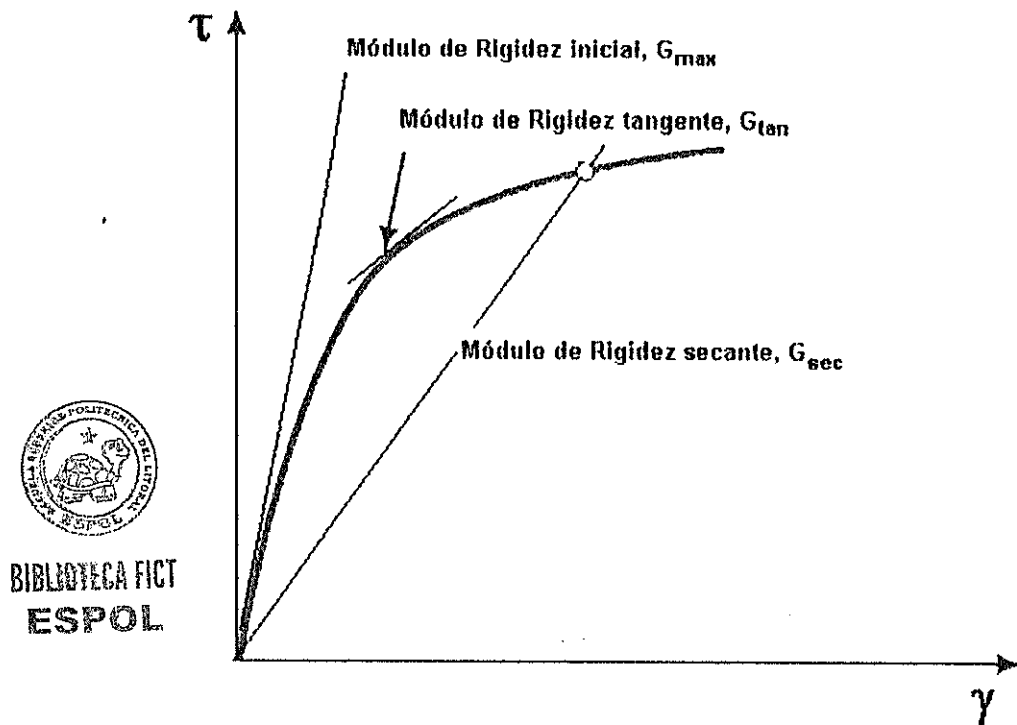


Fig 2.4 Módulos de Elasticidad al corte representado en la curva esfuerzo cortante-deformación por cortante

$$\Delta\tau = \Delta\gamma \cdot G \quad (\text{Ecuación 2.3})$$

Donde:

$$G = \text{cte.}$$

Esta constante se llama módulo de elasticidad al corte o simplemente "**Módulo de corte**" y se representa por G . Suele también llamarse **módulo de rigidez**; para esfuerzos cortantes no mayores que el límite de proporcionalidad al corte, se representa así:

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

De esta manera se definen los módulos de elasticidad y rigidez.

2.1.1 Relación de Poisson: Estados de Deformación Biaxial Triaxial

Se ha comprobado experimentalmente que si una barra se alarga por una tensión axial sufre una reducción de sus dimensiones transversales, como lo indica la figura 2.5



Fig 2.5 Fenómeno de estricción

Poisson comprobó en el año 1811, que la relación entre las deformaciones unitarias en estas direcciones es constante, por debajo del límite de proporcionalidad. En recuerdo suyo, se ha dado su nombre a esta relación, que se nombra con la letra griega ν y está definida por:

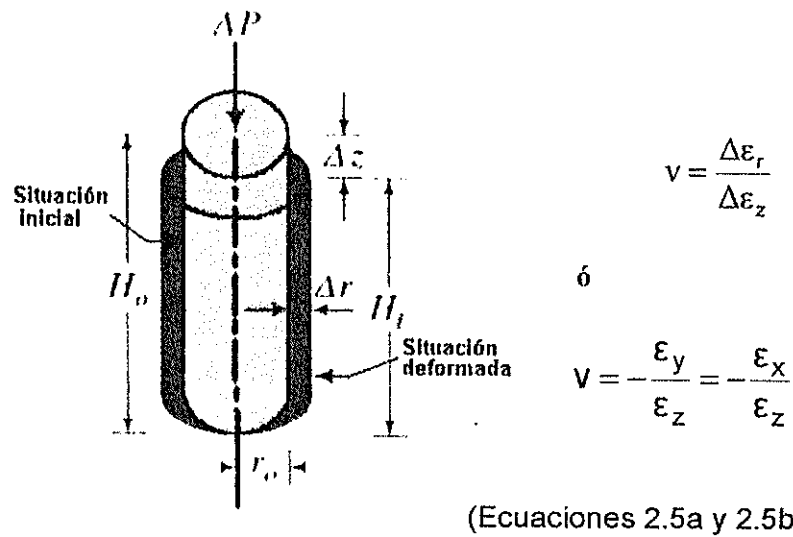


Fig 2.6 Aplicación de la carga en una probeta y sus deformaciones unitarias para demostrar la Ley de Hooke

Donde ϵ_z , es la deformación debida solamente a un esfuerzo en la dirección Z, y ϵ_x , ϵ_y ó ϵ_r , son las deformaciones unitarias que se manifiestan en las direcciones perpendiculares o radiales. El signo menos indica un acortamiento en las dimensiones transversales cuando ϵ_z es positiva, como ocurre con un alargamiento producido por tensión.

La relación de Poisson permite generalizar la aplicación de la Ley de Hooke al caso de esfuerzos biaxiales. Por ejemplo, si un elemento está sometido simultáneamente a esfuerzos de tensión según los ejes X y Y, la deformación en la dirección X

debida a ε_x es σ_x/E pero, al mismo tiempo, el esfuerzo σ_y producirá una contracción lateral en la dirección Y de valor $\nu\sigma_y/E$, por lo que la deformación resultante en la dirección X estará dada por:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} \quad (\text{Ecuación 2.6a})$$

Análogamente, la deformación según la dirección Y es

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_x}{E} \quad (\text{Ecuación 2.6b})$$

Resolviendo el sistema de las ecuaciones 2.6a y 2.6b, se obtienen los esfuerzos en función de las deformaciones:

$$\sigma_x = \frac{(\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y)E}{1-\nu^2} \quad \sigma_y = \frac{(\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x)E}{1-\nu^2} \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

Más aun, estas expresiones pueden todavía generalizarse al caso de deformaciones por tensión triaxial, obteniéndose:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (\text{Ecuación 2.8a})$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (\text{Ecuación 2.8b})$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{Ecuación 2.8c})$$

Todas las expresiones anteriores son igualmente validas cuando uno o varios esfuerzos son de compresión, sin más que aplicar signos positivos a los alargamientos y esfuerzos de tensión, y signos negativos a los acortamientos y esfuerzos de compresión.

2.1.2 Relación entre el módulo Elástico Transversal y el módulo Elástico Longitudinal

El estado de esfuerzos representado en la figura 2.7a consiste en una tensión σ_x y una compresión σ_y de la misma magnitud.

En el círculo de Mohr correspondiente, figura 2.7b, se observa que un elemento a 45° , como el de la figura 2.7c está sometido a esfuerzo cortante puro τ , numéricamente igual a σ_x y a σ_y . Este esfuerzo cortante deforma al elemento $abcd$ según el contorno punteado $a' b' c' d'$ de la figura 2.7a.

El ángulo recto en a ha disminuido a $(90^\circ - \gamma)$, si γ es la distorsión o deformación angular. Al mismo tiempo el ángulo recto en b ha aumentado en γ , por lo que ahora vale $(90^\circ + \gamma)$.

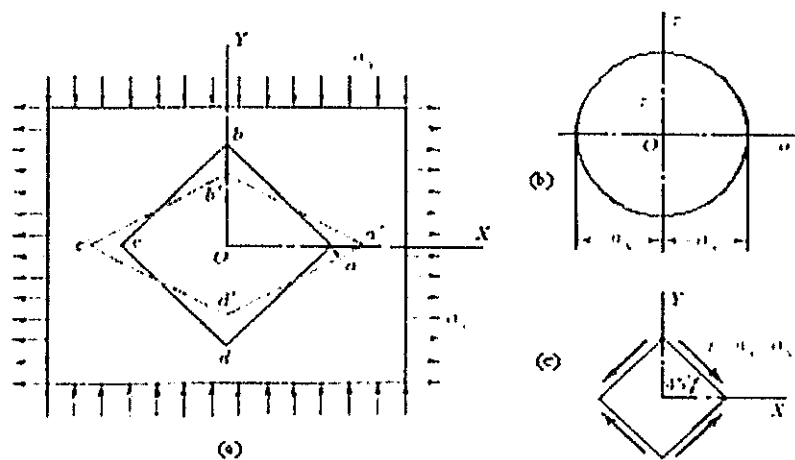


Fig 2.7 Esfuerzo cortante puro y distorsión. Tomada del Libro de Resistencia de Materiales, Singer et.al 1971

Considerando la deformación del triángulo rectángulo isósceles aob , como $\sigma_x = -\sigma_y = \tau$, de las ecuaciones 2.6a y 2.6b, se deduce las deformaciones ϵ_x y ϵ_y , por lo que los lados oa y ob , una vez deformados, valen, respectivamente

$$\overline{oa'} = \overline{oa} \left[1 + \frac{\tau(1+\nu)}{E} \right] \quad \overline{ob'} = \overline{ob} \left[1 - \frac{\tau(1+\nu)}{E} \right]$$

Así, en el triángulo rectángulo $oa'b'$ tenemos

$$\tan \angle oa'b' = \tan \left(45^\circ - \frac{\gamma}{2} \right) = \frac{\overline{ob'}}{\overline{oa'}} = \frac{1 - \frac{\tau(1+\nu)}{E}}{1 + \frac{\tau(1+\nu)}{E}} \quad (a)$$

Ahora

$$\tan\left(45^\circ - \frac{\gamma}{2}\right) = \frac{\tan 45^\circ - \tan \frac{\gamma}{2}}{1 + \tan 45^\circ \tan \frac{\gamma}{2}} = \frac{1 - \frac{\gamma}{2}}{1 + \frac{\gamma}{2}} \quad (b)$$

Para ángulos muy pequeños la tangente coincide con el ángulo expresado en radianes.

Igualando (a) y (b) anteriores resulta:

$$\frac{1 - \frac{\gamma}{2}}{1 + \frac{\gamma}{2}} = \frac{1 - \frac{\tau(1+\nu)}{E}}{1 + \frac{\tau(1+\nu)}{E}}$$

Se reduce a

$$\gamma = \frac{2\tau(1+\nu)}{E} \quad \text{o sea,} \quad \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Sustituyendo τ/γ por G , según la ley de Hooke para el cortante se obtiene finalmente:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

La ecuación 2.9 es usada en la actualidad en los diferentes programas de computación para obtener la rigidez del suelo G , debido a los diferentes rangos de deformación.

De la misma forma que la curva esfuerzo deformación muestra un comportamiento lineal antes de llegar al límite de proporcionalidad, para sismos de baja intensidad, donde se notan pequeñas deformaciones, el suelo tiene un comportamiento prácticamente lineal elástico; pero mientras se incrementa la intensidad de las deformaciones por cortante, inducidas por el sismo, el suelo empieza a perder rigidez y consumir energía por lo que su comportamiento varía y adopta un alto comportamiento no lineal.

El módulo de rigidez máximo G_{max} , es un parámetro importante para definir el comportamiento dinámico de los suelos y esta dado por:

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

Donde : ρ es la densidad del suelo y V_s es el valor de la velocidad de propagación de la onda de corte.

El módulo de corte secante G_{sec} de un elemento del suelo varía con la amplitud del esfuerzo de corte cíclico. A baja amplitud de

esfuerzos, la secante del módulo es alta, pero esta va decreciendo a medida que la amplitud del esfuerzo aumenta. El lugar geométrico de los puntos correspondiente al lazo histerético de varias amplitudes de cargas cíclicas es llamado backbone curve (curva esqueleto), como en la figura 2.8a

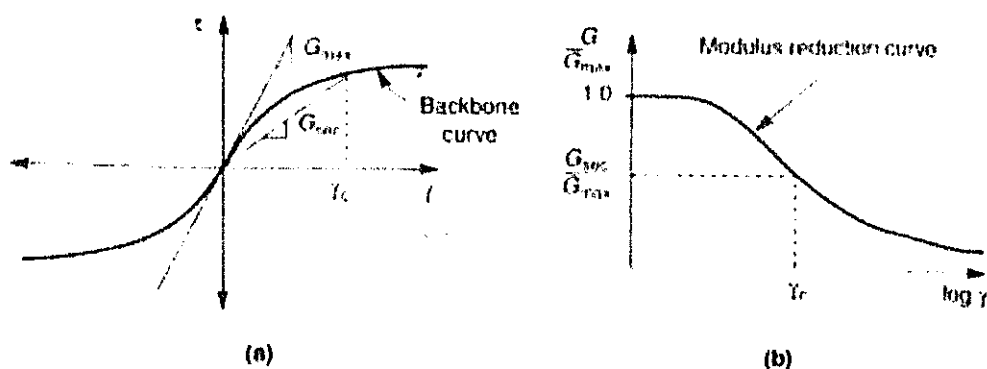


Fig 2.8 Representación de la curva esqueleto (backbone) y la relación de módulo G/G_{max} vs (\log de γ) Tomado del libro "Geotechnical Earthquake Engineering" Kramer et. al 1996

BIBLIOTECA FIC
ESPOL

La inclinación de la curva esqueleto comienza en cero (cero amplitud de la carga cíclica), y la tangente a esta representa el valor más grande del módulo de corte G_{max} ,

Si graficamos G/G_{max} , se notará que el suelo cambia su rigidez en función de la intensidad de deformación por cortante γ , es decir la magnitud de un sismo. A amplitudes mayores la relación del módulo G_{sec}/G_{max} disminuye a valores menores que 1. Dicha relación de rigideces tiene únicamente el valor 1 cuando la deformación

inducida por el sismo es elástica y el valor de $G=G_{\max}$ en la curva esfuerzo-deformación (Ver figura 2.8 b).

Mediante el uso de las curvas G/G_{\max} se podría estimar, mediante un algoritmo de análisis lineal equivalente, como el que usa el programa Shake, la respuesta dinámica de sitio, siempre y cuando se cumplan las hipótesis del modelo matemático antes mencionado.

Para usar estos modelos es preciso definir el modulo de rigidez máximo, G_{\max} . Se ha demostrado, Bray et al 2004, Anderson y Stokoe, 2003, figura 2.9, que la determinación o estimación del modulo de rigidez máximo en laboratorio, aun con muestras "inalteradas" entrega valores menores que los medidos en campo por el SASW.

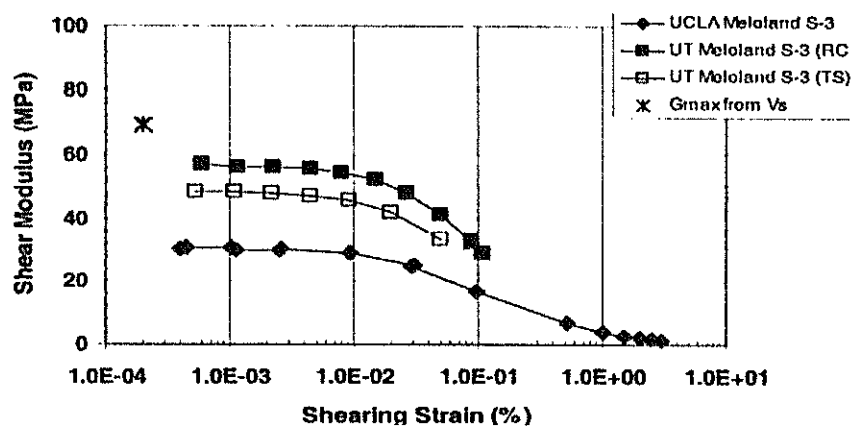


Fig 2.9 Resultados de ensayos dinámicos en laboratorio, variación del modulo de rigidez al corte con la deformación angular, en la Universidad de California en los Angeles y en la Universidad de Texas Austin, en similares muestras de suelo de Meloland, Anderson y Stokoe II, (PEER report, 2003)

Aunque, según la ecuación 2.3 el esfuerzo por cortante de los suelos es en muchos casos proporcional a su rigidez, diferentes materiales pueden tener similares esfuerzos cortantes pero diferentes rigideces.

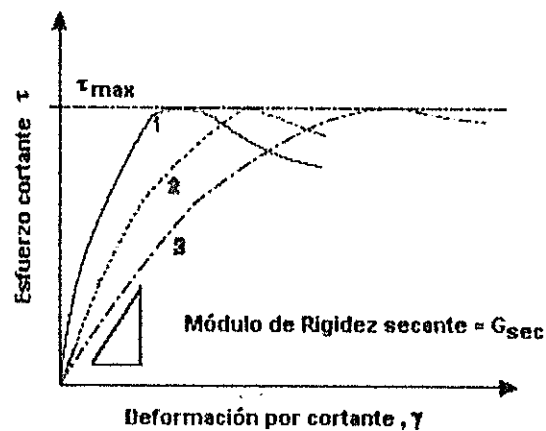


Fig 2.10 Curva esfuerzo-deformación por cortante de tres geomateriales que tienen el mismo esfuerzo por cortante máximo pero distintas rigideces. Tomado del libro Evaluation of Soils and Rocks properties 2002.

Por esto es importante reconocer que el suelo no tiene una sola rigidez, ya que depende de las deformaciones angulares cíclicas inducidas por el sismo, como se ha señalado anteriormente.

En la figura 2.11 se observan gráficas de ensayos realizados por la Universidad de Texas y se distingue que los suelos finos, sean estos CH o CL, tienen un mayor rango de comportamiento lineal-elástico que los suelos gruesos, como GW o SW, la tendencia del primer grupo a mantener, en un mayor rango de deformaciones, el valor de G/G_{max} a 1 es evidente; de la misma manera los suelos finos

presentan, por lo general, un menor valor del módulo de rigidez al corte máximo que los suelos granulares.

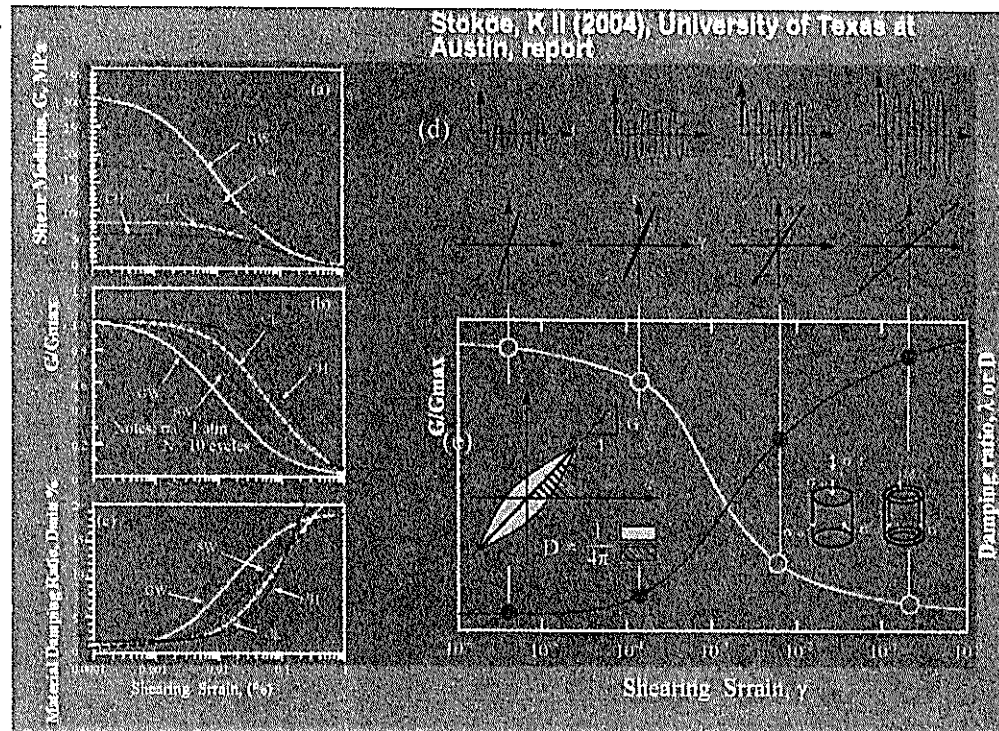


Fig 2.11 Reporte de la Universidad de Texas Austin de la variación del módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento histerético de los suelos con el nivel de deformación angular, Stokoe et al 2004.

En la figuras 2.11d y 2.11e se describen las relaciones cíclicas esfuerzo-deformación, que definen el comportamiento dinámico no lineal de los suelos.

El lazo histerético encierra el área definida como ΔE , color celeste en la figura 2.11e, la cual representa la energía total perdida durante el

ciclo y se usa para definir la relación de amortiguamiento histerético equivalente del material.

El lazo de histéresis de la figura 2.11e muestra las relaciones entre el esfuerzo cortante τ y la deformación por corte γ para el primer ciclo de una carga unidireccional de corte cíclica. El módulo de corte secante se define como $G = \tau_c / \gamma_c$, donde τ_c es la amplitud del esfuerzo cortante cíclico correspondiente a la amplitud de deformación cortante γ_c .

2.2 AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO.

El amortiguamiento, otro de los parámetros importantes en la dinámica de suelos, no es más que la capacidad que tiene el suelo para disipar energía durante un sismo.

Un sismo muy fuerte genera deformaciones muy grandes y por lo tanto una pérdida de rigidez muy fuerte, si el suelo pierde su rigidez se va comportar como un suelo muy blando con una alta vibración, pero por otro lado se incrementa su amortiguamiento (figura 2.12)

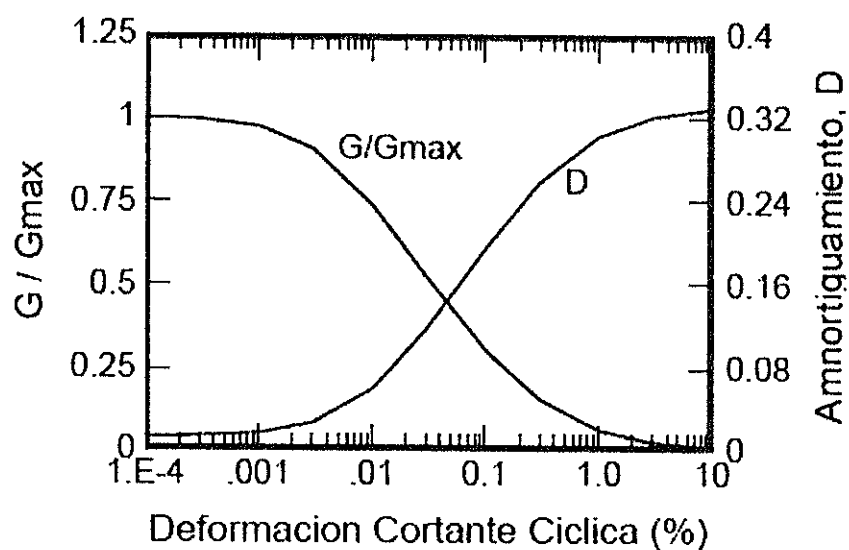


Fig 2.12 Variación entre la relación de módulos de corte y el amortiguamiento vs la deformación por cortante (%)

Este incremento de amortiguamiento refleja la degradación de rigidez que sufre el suelo.

Si un suelo es sometido a cargas cíclicas simétricas, podría mostrar un lazo de histéresis del tipo mostrado en la figura 2.13.

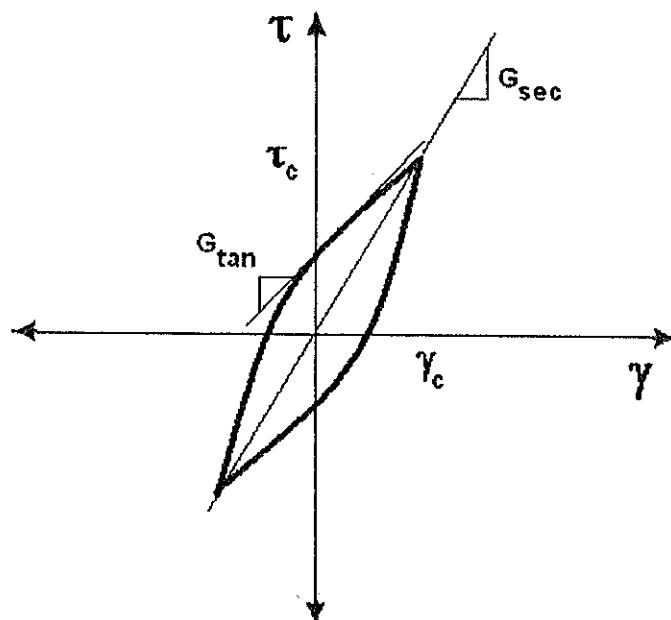


Fig 2.13 Modulo de corte máximo G_{\max} y módulo de corte secante G_{sec}

El lazo de histéresis puede ser descrito en 2 maneras: Por el camino de su lazo y por los parámetros que describen su forma (ecuación 2.12)

En términos generales, dos importantes características de la forma del lazo de histéresis son la inclinación y su amplitud.

La **inclinación** del lazo de histéresis depende de la rigidez del suelo, el cual puede ser descrito en cualquier punto del proceso de carga por la tangente del módulo de corte G_{tan} . Obviamente varía a través del ciclo de carga , pero su valor promedio sobre el lazo puede ser aproximadamente igual a la secante del módulo de corte G_{sec} .

$$G_{\text{sec}} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

donde τ y γ son el esfuerzo y la deformación por cortante, respectivamente.

La **amplitud** del lazo de histéresis está relacionada con el área, como la energía de disipación y puede convenientemente ser descrito por la relación de amortiguamiento:

$$D = \frac{\Delta E}{4.\pi W_s} = \frac{1}{2.\pi} \frac{A_{\text{lazo}}}{G_{\text{sec}} \cdot \gamma_c^2} \quad (\text{Ecuación 2.12})$$

Donde:

ΔE es la energía disipada

W_s es la máxima energía de deformación

A_{lazo} el área del lazo histerético

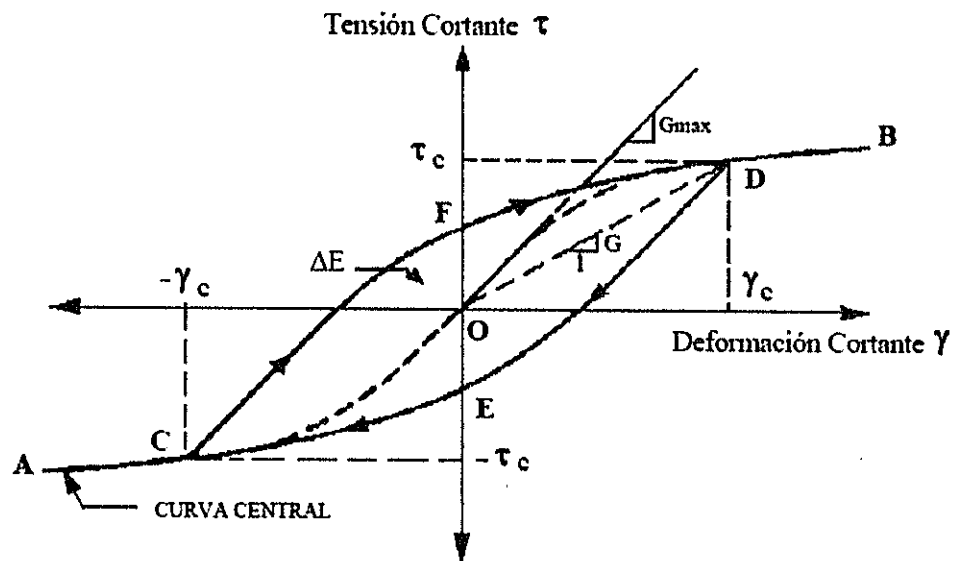


Fig 2.14 Camino descrito por el lazo de histéresis en los suelos (Vucetic y Dobry, 1994).

Los parámetros G_{sec} y D para el modelo lineal equivalente son usados para describir el comportamiento del suelo; otro tipo de análisis requiere que el camino actual de lazo histérico sea descrito por un modelo cíclico no lineal o avanzado.

Debido a que muchos de los métodos comúnmente usados para el análisis de respuesta de los suelos son basados en el uso de las propiedades lineales equivalentes, se ha prestado considerable atención al módulo de corte secante G_{sec} y al amortiguamiento D del suelo. Sin embargo, es importante reconocer que el modelo lineal equivalente es sólo una aproximación del comportamiento real no lineal del suelo.

La hipótesis de un modelo lineal tiene aplicaciones importantes cuando este es usado para el análisis de respuesta del suelo, esto también significa que no puede ser usado para resolver problemas de deformación permanente o de falla.

2.3 Relación de Poisson.

El coeficiente de Poisson ν también es un parámetro dinámico pero se considera que tiene una menor influencia, puesto que puede ser asumido por valores predeterminados para ciertos materiales

En la tabla 2.1 se muestran valores típicos de este parámetro para arcilla, arena y roca. En condiciones drenadas el valor típico de este parámetro es 0.3 y en condiciones no drenadas toma el valor de 0.49.

Tabla 2.4 Valores típicos de relación de Poisson ν asociado a diferentes tipos de material, Tomado del libro Evaluation of Soil and Rock Properties 2002.



Tipo de Material	Relación de Poisson ν
Suelo saturado, condición no drenada	0.49 - 0.5
Arcilla parcialmente saturada	0.3 - 0.4
Arena densa, condición drenada	0.3 - 0.4
Arena suelta, condición drenada	0.1 - 0.3
Roca meteorizada	0.25 - 0.3

2.4 Resistencia Dinámica al Esfuerzo Cortante.

La resistencia dinámica al esfuerzo cortante es una propiedad muy importante al momento de analizar dinámicamente un suelo frente a un evento sísmico.

En los análisis de respuesta de sitio, generalmente se considera como hipótesis que la propagación de la energía sísmica se logra por el viaje de las ondas de corte, tanto verticales como horizontales en un medio discreto visco-elástico donde la resistencia al esfuerzo cortante ya no es una sola, en contraste de aquello, varía con la intensidad y frecuencia sísmica, por lo que es importante un análisis de comportamiento dinámico de la resistencia por cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante dinámica de un suelo, varía según la intensidad y duración de un sismo, condiciones de presión de poros, historia de esfuerzos, rigidez y amortiguamiento del material.

Existe diferencia entre la resistencia estática y la dinámica al esfuerzo cortante, debido a que la primera se da en condiciones ideales de esfuerzos en una sola dirección y generalmente con

cargas monotónicas, a diferencia de la segunda en donde la aplicación de la carga es cíclica.

En la figuras 2.15 y 2.16 se puede observar que la resistencia al esfuerzo cortante dinámica es mayor que la estática, para igual nivel de deformaciones.

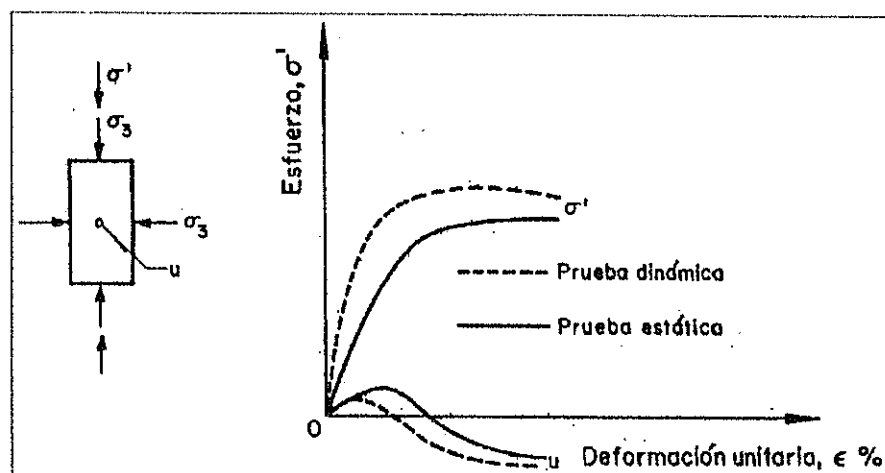


Fig 2.15 Curva esfuerzo-deformación del ensayo triaxial (tomado del libro "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", 2000 por Abraham Díaz R)

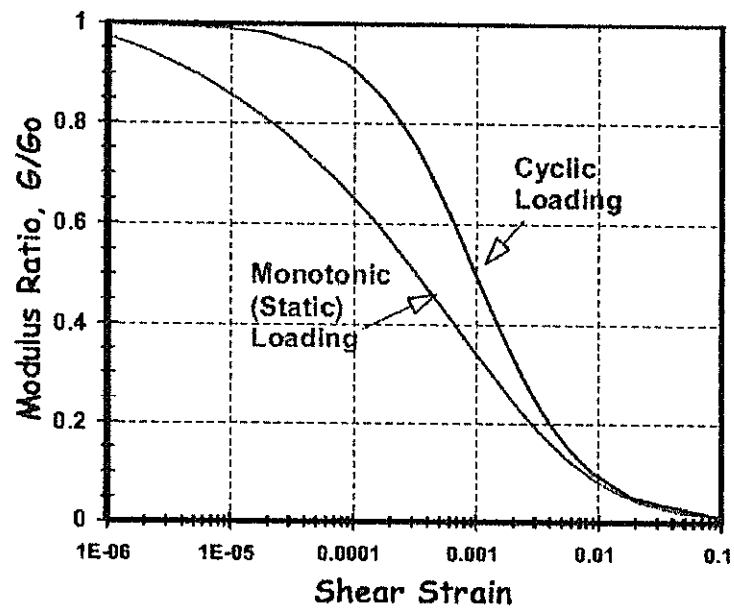


Fig 2.16 Modelo de reducción de la deformación en condiciones cargada, para una carga monotónica estática inicial y una carga dinámica cíclica Tomado del libro "Geotechnical Site Characterization", 2001

En la mayoría de los ensayos practicados en la ciudad, la resistencia al esfuerzo cortante no drenado estática de los suelos cohesivos es determinada en el laboratorio, del esfuerzo de compresión simple sin confinar, o de los ensayos triaxiales, en este último el suelo es sometido a una presión confinante para luego en la segunda etapa sopotar una carga monotónica , como lo muestra la figura 2.17

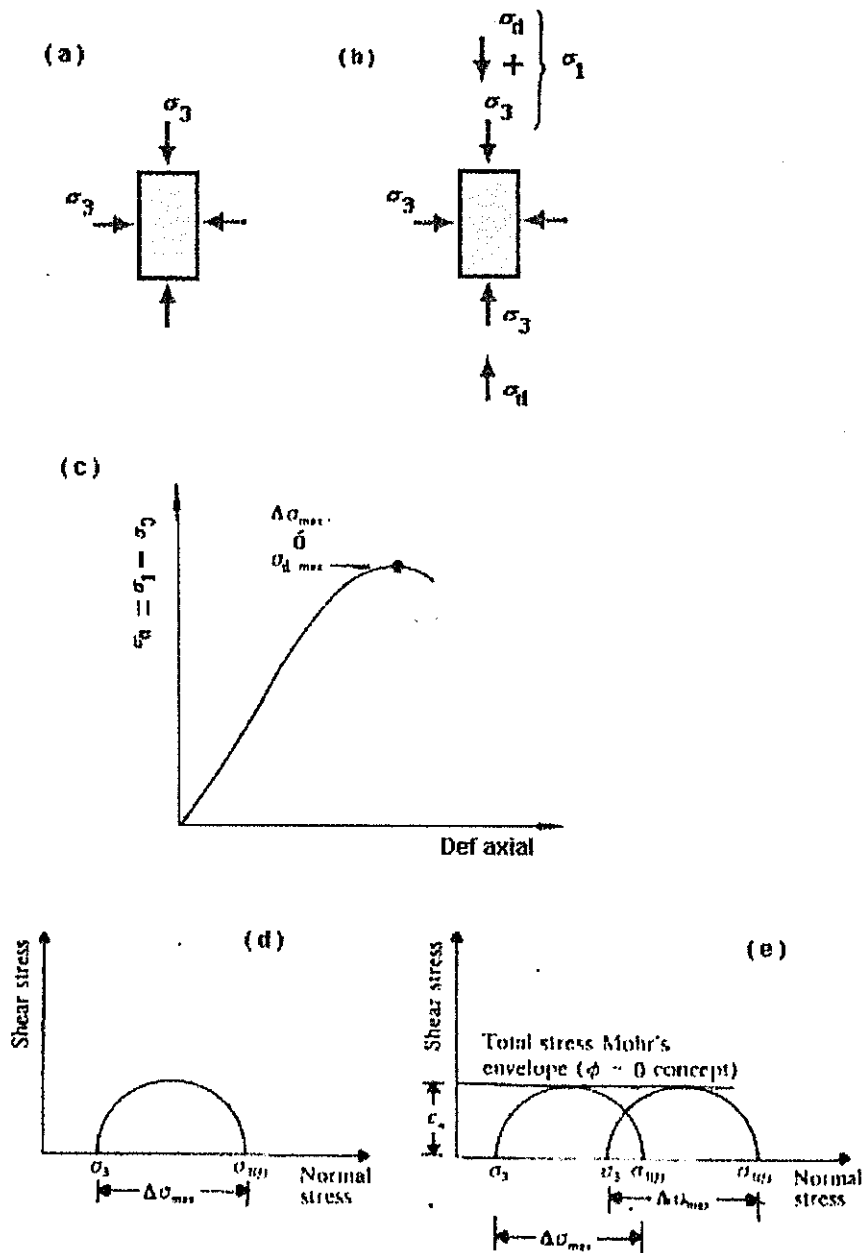


Fig 2.17. (a) Esquema del ensayo triaxial no consolidado no drenado UU (b) Gráfica esfuerzo normales vs deformación, (c) y (d) Gráfica esfuerzo cortante vs esfuerzo normales, tomado del libro "Principles of soils dynamic", Das.

El esfuerzo axial es incrementado desde cero al más alto valor a una misma tasa de velocidad. Una forma típica de gráficas esfuerzo deformación y los esfuerzos máximos y mínimos, tanto normales como cortantes, se muestra en la figura 2.17

La envolvente de esfuerzos el círculo de Mohr en la figura 2.17e, para el caso de una prueba triaxial UU, no consolidado no drenado, es igual a una paralela al eje de esfuerzos normales, es decir para una condición donde $\phi=0$ y la resistencia al esfuerzo cortante no drenado es expresada como

$$S_u = \frac{q_u}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Según la condición del ensayo

$$S_u = S_{u,\text{estático}}$$

Según resultados experimentales han demostrado que la magnitud $\sigma_1 - \sigma_3$ se incrementa gradualmente con el incremento de la deformación axial. Pero según diferentes ensayos se ha podido encontrar que $S_u = (\Delta\sigma_{\text{max}})/2 = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ entre tasas de deformación desde 50% al 425% obtenidas, no son muy diferentes y pueden ser

aproximadamente un único valor (Caroll 1963). Este valor puede ser referido a la resistencia dinámica al esfuerzo cortante ó

$$S_u = S_{u, \text{dinámico}}$$

Para casos prácticos, Carroll sugiere que la resistencia dinámica al esfuerzo cortante puede ser asumido como:

$$\frac{S_{u(\text{dinámico})}}{S_{u(\text{estático})}} \approx 1.5$$

Un método comúnmente usado para la obtención de la resistencia dinámica al cortante, es el método de cargas repetidas (Triaxial cíclico).

El ensayo triaxial cíclico tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo - deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo, sometido a cargas axiales cíclicas. Este método consiste en someter un espécimen de suelo a un esfuerzo de confinamiento σ_3 , hasta lograr su consolidación y posteriormente aplicarle un esfuerzo axial cíclico de magnitud conocida, $\Delta\sigma$, a una frecuencia determinada.

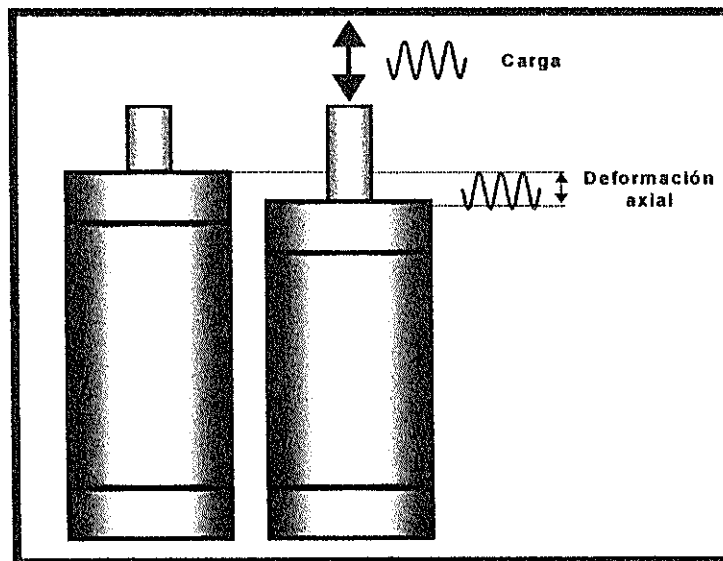


Fig 2.18 Muestra de suelo antes y después de una deformación axial provocada por una carga cíclica, sometido a condición isotrópica de magnitud σ_3

En la figura 2.19 se muestra un esquema de la realización del ensayo triaxial cíclico.

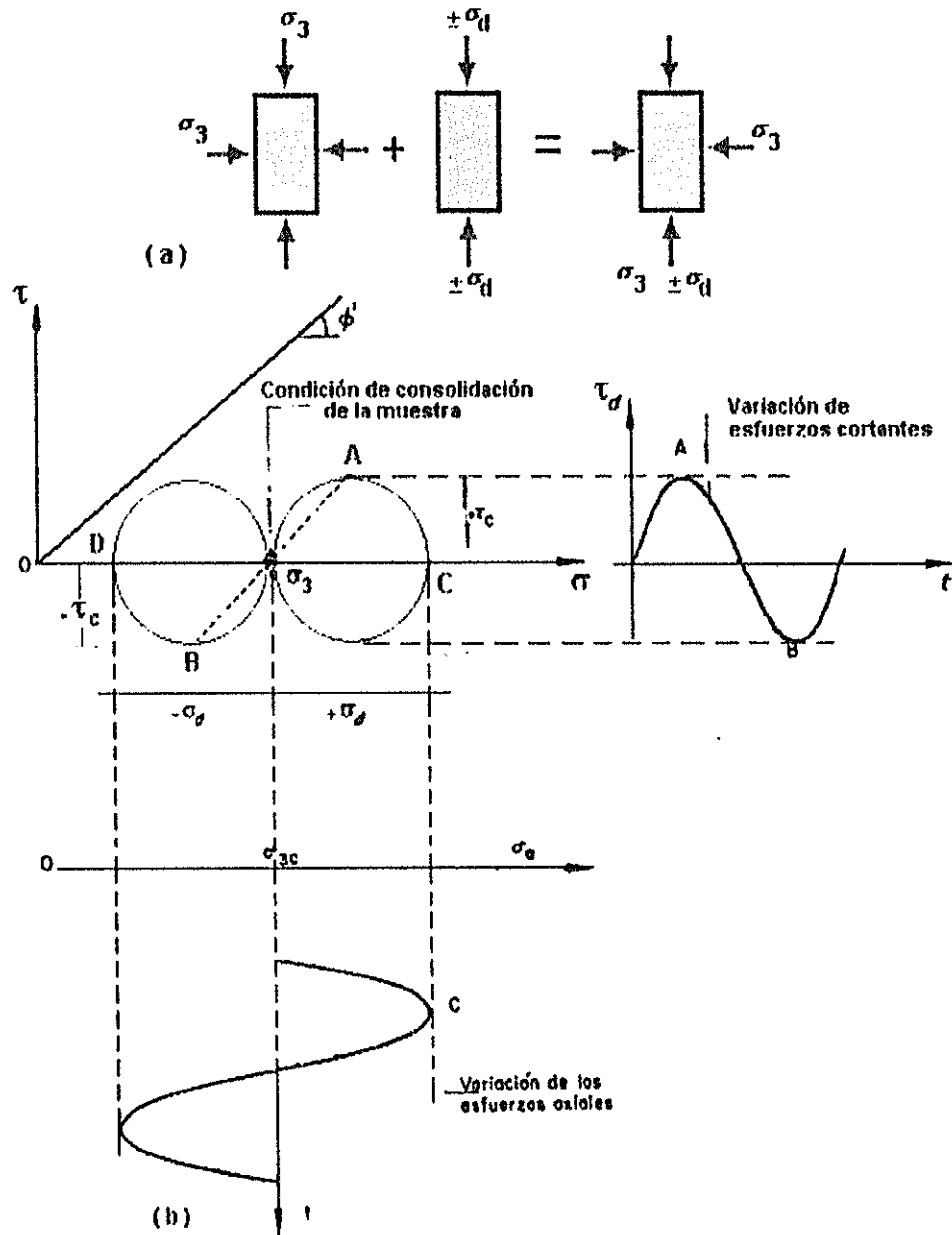


Fig 2.19 Esquema del ensayo triaxial cíclico convencional, tomado del libro Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, Díaz A.

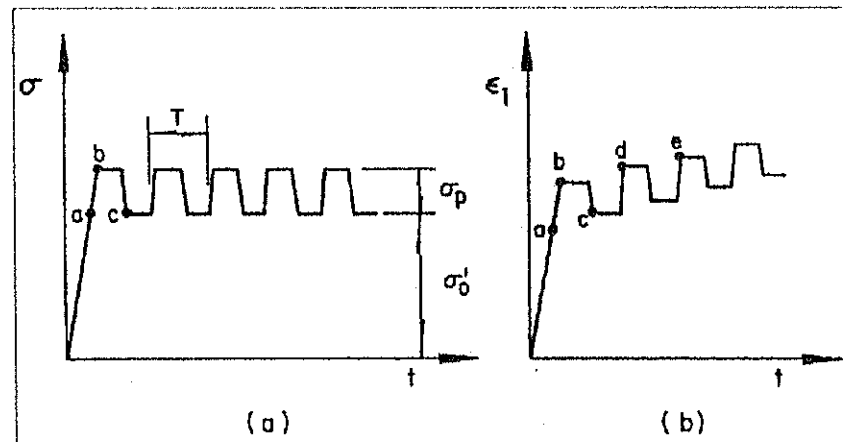


Fig 2.20 Efectos de la carga repetida (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R)

La figura 2.20a ilustra los resultados de un ensayo típico de carga repetida. El espécimen de suelo se somete a un esfuerzo σ_0' bajo condiciones estáticas. Si a continuación se somete a un esfuerzo de magnitud, σ_p' , y periodo, T . La evolución de la deformación se presenta en la figura 2.20b en la que se aprecia que la deformación se incrementa con el numero de ciclos de aplicación de carga.

El resultado final del ensayo dependerá del tipo de suelo, de la magnitud del esfuerzo estático, σ_0' , de la magnitud del esfuerzo cíclico, σ_p , y del numero de ciclos. En general, si la suma $\sigma_0 + \sigma_p$ es muy pequeña comparada con la resistencia estática, la deformación del suelo, después de un cierto numero de ciclos, se aproximará a un estado de equilibrio y la deformación no se incrementará más (fig

2.21a). Por otro lado, si la suma de esfuerzos es cercana a la resistencia estática, la deformación se incrementara ciclo a ciclo y ocurrirá la falla por carga cíclica (Fig 2.21c)

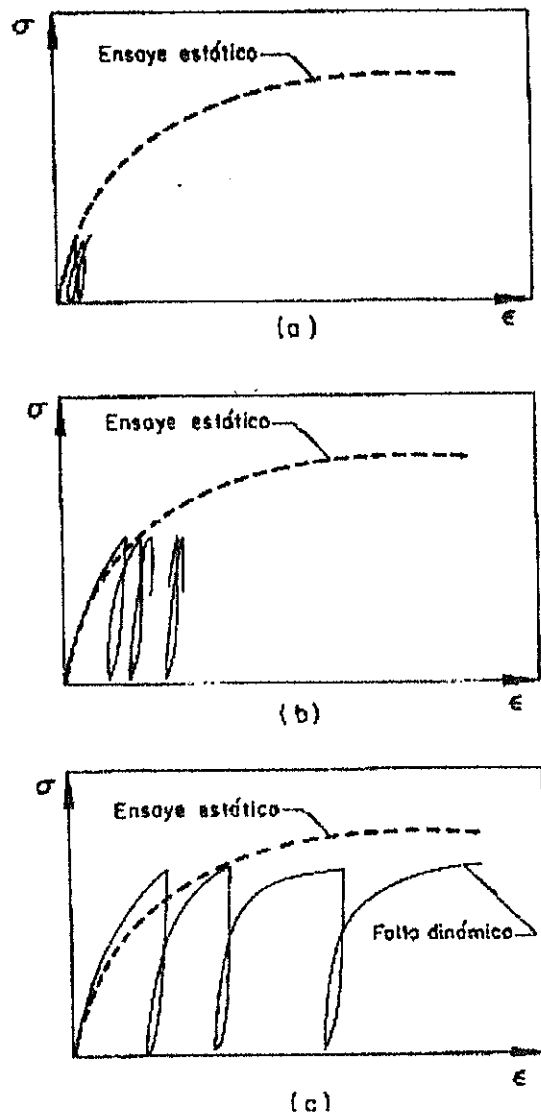


Fig 2.21 Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico (tomado del libro "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", 2000 por Abraham Díaz R)

Si ensayamos tres muestras de suelo con diferente esfuerzo cíclico como se muestra en la fig 2.22, se observa que para un mismo suelo, que se encuentra sometido a un esfuerzo cíclico de menor magnitud (muestra C) con un numero mayor de ciclos tendrá la misma deformación que un suelo que este sometido a un esfuerzo cíclico mayor con menor número de ciclos (muestra A), ver figura 2.22b.

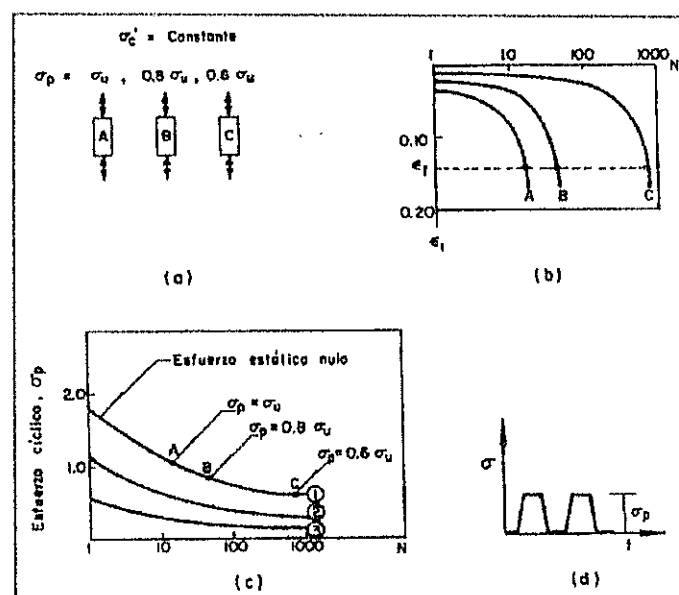


Fig 2.22 Resistencia bajo cargas cíclicas (Seed y Chan 1966)

En la figura 2.23a se muestra una combinación de esfuerzos estáticos y dinámicos donde el esfuerzo cíclico es constante y varía el esfuerzo estático, para lo cual se ensayan tres muestras con diferentes grados de esfuerzos, concluyendo que a menor esfuerzo estático mayor esfuerzo dinámico y viceversa fig 2.22c.

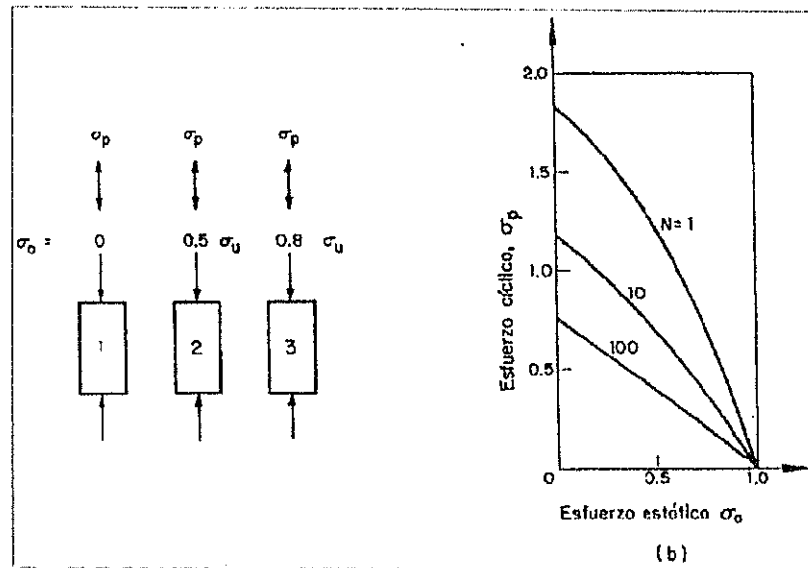


Fig 2.23 Combinación de esfuerzos estáticos y dinámicos (Seed y Chan 1966)

Aun cuando no exista mucha información al respecto, sería muy importante hacer un estudio más a fondo de este fenómeno, para en conjunto con la rigidez y el amortiguamiento tengamos una idea más clara del comportamiento de nuestros suelos.

2.5 Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo.

Los principales factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo son el esfuerzo efectivo de confinamiento, la historia de esfuerzos en el suelo, la relación de vacíos, la presión de poros y la plasticidad del suelo.

El esfuerzo vertical efectivo está definido como $\sigma'_v = \gamma_z - \mu_z$, donde γ es el peso volumétrico de campo del suelo, z la profundidad desde la superficie y μ es la presión de poros. Por lo tanto el esfuerzo vertical aumenta con la profundidad y el material se encuentra más confinado. Un incremento de esfuerzo efectivo medio provoca un aumento del límite de deformación elástica. Como se aprecia en la figura 2.24, los suelos sometidos a esfuerzos de confinamiento altos tienen un rango de comportamiento lineal mayor que el mismo suelo bajo esfuerzos de confinamiento menores

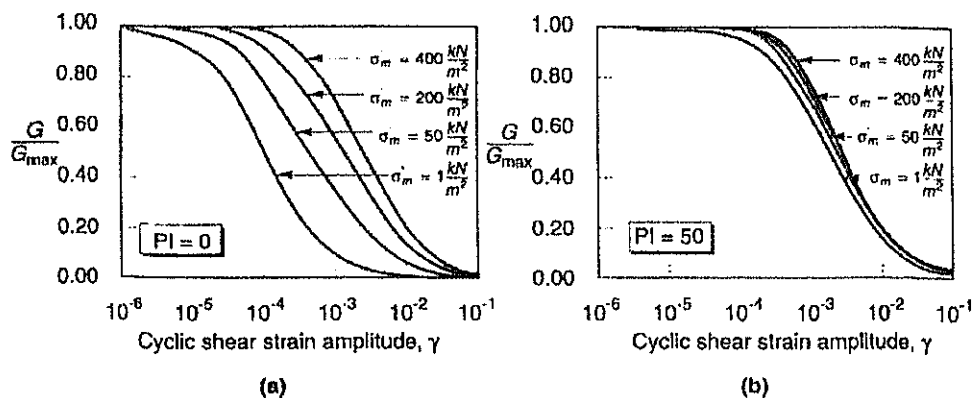


Fig 2.24 Variación de la rigidez en función del esfuerzo de confinamiento, del índice de plasticidad y deformación cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996

A mayor plasticidad existirá una menor influencia de los esfuerzos confinantes en la variación de su deformación y tenderá a

deformarse como si estuviera sometido a altos esfuerzos confinantes (fig 2.24).

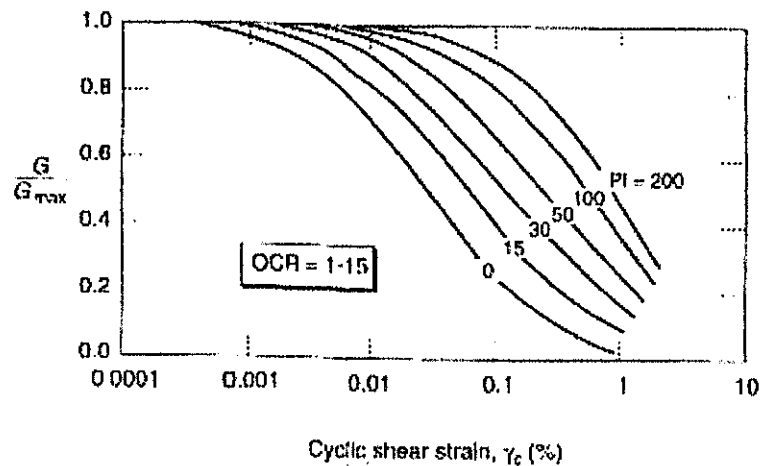


Fig 2.25 Variación de la relación de G/G_{max} en función del grado de sobreconsolidación del suelo, del índice de plasticidad y la deformación angular cíclica, Geotechnical Earthquake Engineering Kramer 1996

Para deformaciones del orden entre $10^{-5}\%$ y $10^{-3}\%$ el comportamiento del suelo es elastoplástico y se utiliza el módulo de corte máximo (G_{max}).

Para deformaciones superiores a $10^{-3}\%$ las propiedades del suelo varían en función de la deformación por cortante y también del número de ciclos de carga, por lo que se ha de considerar la velocidad de aplicación de la carga. El módulo de corte y la razón de amortiguamiento varían en función de los esfuerzos efectivos de

confinamiento durante la historia de deformaciones de corte aplicadas sobre el suelo.

La presión de poros es de gran importancia cuando la capa superficial del suelo esta compuesta por arena suelta y saturada, resultado de algún relleno hidráulico, como en la zona del sur de la ciudad por ejemplo "La isla Trinitaria" donde la licuación es un problema que hay que considerar.

Resultados de investigaciones experimentales han notado que el índice de plasticidad afecta apreciablemente el módulo de rigidez dinámico y el amortiguamiento de las arcillas.

En resumen, los factores que controlan el comportamiento de los suelos frente a carga cíclica son los factores de carga: deformación de corte, tipo de carga (uniforme o irregular) y frecuencia velocidad de carga y los factores inherentes al suelo: índice de plasticidad, relación de vacíos, presión de poro, grado de cementación, razón de sobreconsolidación y estado de esfuerzos inicial del suelo.

A manera de ejemplo en la figura 2.26 se ilustra la importancia velocidad de aplicación de la carga cuando se modela un suelo

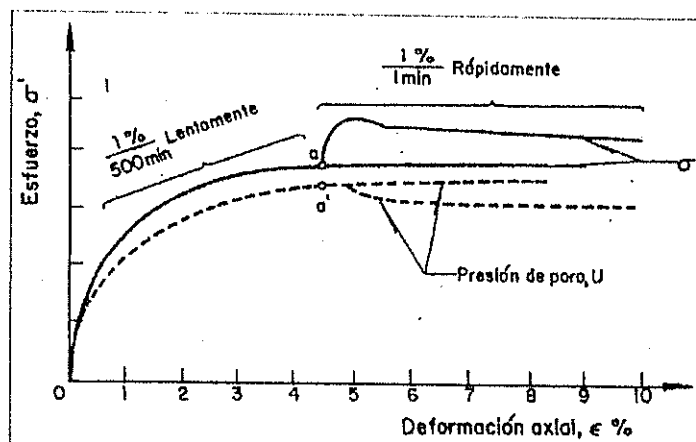


Fig 2.26 Efecto de la aplicación de la carga (tomado del libro determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, 2000 por Abraham Díaz R)

CAPITULO 3

3. UBICACIÓN DE LOS SITIOS DE ESTUDIO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.

Durante la etapa de ejecución del proyecto de investigación, estudios iniciales y preliminares, de la micorzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, se conformó inicialmente el estudio geológico final de la ciudad, generando los planos de la geología global, litológicos y geomorfológicos de la misma. En la segunda etapa, se desarrollo el estudio Geotécnico preliminar, el cual consistió en una recopilación y evaluación geotécnica de los sondeos existentes en la ciudad, y dio lugar a la campaña de exploración de los 14 sitios.

A continuación se presenta el diagrama de flujo conceptual utilizado para el desarrollo de la evaluación geotécnica del subsuelo de la ciudad, fig 3.1.

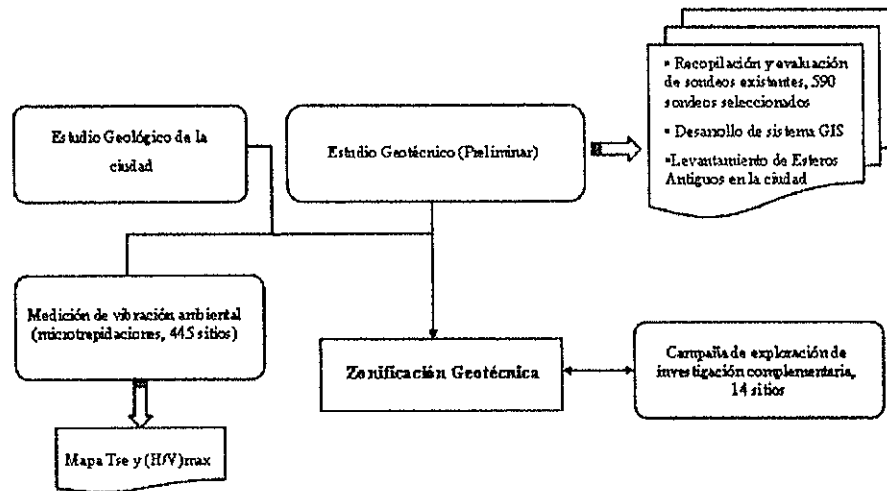


Fig 3.1 Diagrama de flujo conceptual para el desarrollo del estudio y zonificación geotécnica de la ciudad de Guayaquil

3.1 Delimitación del Área de Estudio

El área de estudio fue delimitada en base a la información cartográfica existente dentro de los límites urbanos del Cantón Guayaquil, partiendo del mapa topográfico de escala 1:5.000 denominado PLANO DE GUAYAQUIL, que fue elaborado por IGM para el Municipio de Guayaquil en el año 1987. Dichos mapas han sido actualizados en función de los nuevos límites del cantón al 2001.

Para una mejor organización administrativa de la ciudad, desde el año 2001, contamos con una división por cuadrantes de Guayaquil, figura 3.2, lo cual nos fue muy útil, para ubicar espacialmente nuestra información recopilada y generada.

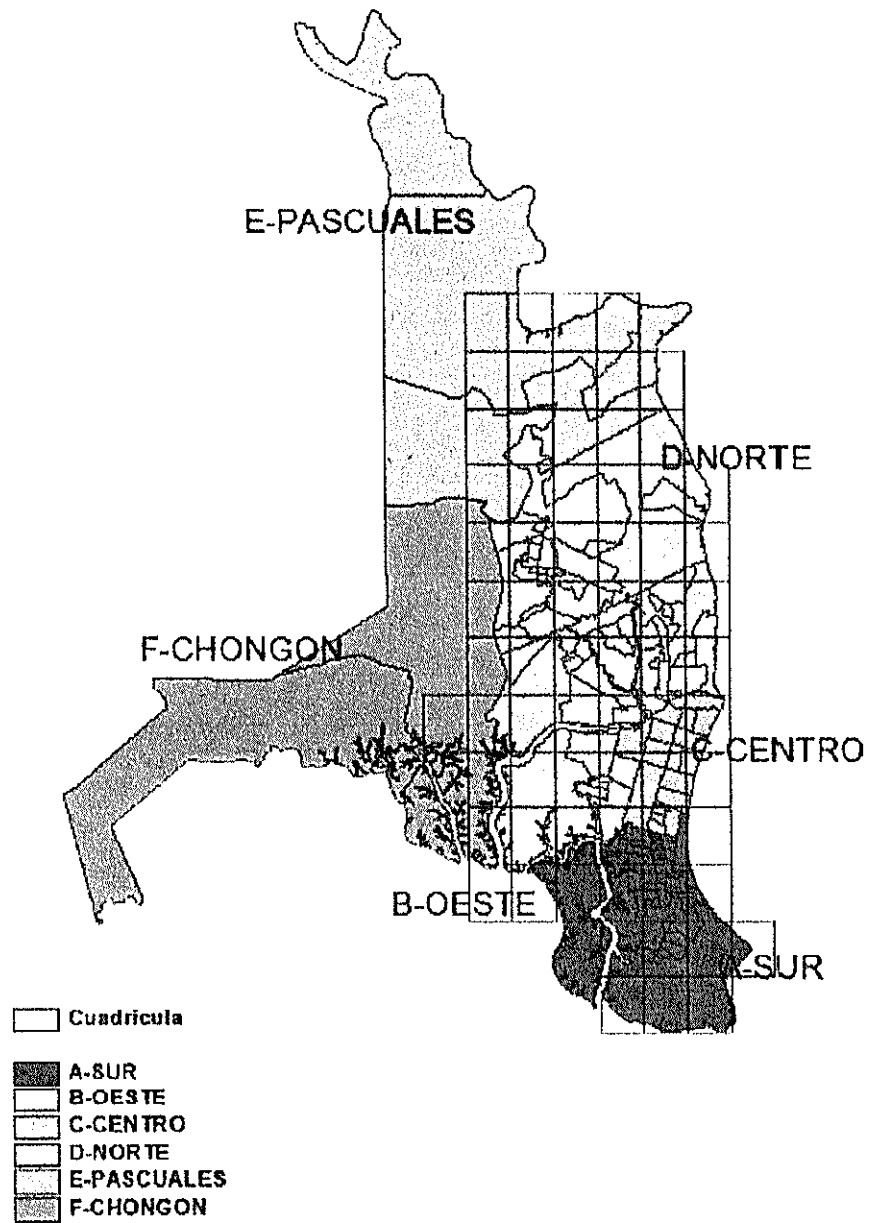


Fig 3.2 Zonas de consideración para la investigación

3.2 Marco geológico regional

De la autoría del Dr. Benitez, se presentó en la fase I de la Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, a la Muy Ilustre Municipalidad de la ciudad de Guayaquil, el mapa geológico que valora básicamente 3 macrodominios geomorfológico, que son:

- A. La llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo.
- B. el complejo Deltaico- estuarino de la Ría Guayas.
- C. Las colinas de la Cordillera Chongòn-Colonche.

A. Llanura aluvial del río Guayas

Ocupa el sector NE del área Metropolitana de Guayaquil. La llanura aluvial está conformada por las cuencas hidrográficas de los Ríos Daule y Babahoyo cuya confluencia se encuentra en el sitio La puntilla cerca del puente de la Unidad Nacional dando origen al río Guayas que corre en dirección meridional en medio de cerros testigos (Durán y Santa Ana-El Carmen).

A la altura de estos cerros el río Guayas ya presenta características típicamente estuarinas: aguas salobres e influencia de las mareas, por cuya razón debería dominarse Estuario o Ría Guayas como así lo seguiremos llamando en este estudio. Los cerros testigos mencionados constituyen un marcado límite geomorfológico de la llanura aluvial.

Las geoformas asociadas a la llanura aluvial son:

- **Llanura de inundación parcial** que se inunda en las épocas de mayores crecientes durante la estación lluviosa depositando principalmente limos a veces muy orgánicos. Constituyen la mayor parte de la llanura aluvial. A pesar de ello se han construido allí las principales ciudadelas del "Guayaquil del Norte" como Atarazana, FAE, Garzota, Alborada (primeras etapas), Saucos (menos etapa VII y parte de Saucos IX), Guayacanes, entre otras, las que han requerido de grandes cantidades de material pétreo para rellenar las áreas de mayor riesgo. En la misma situación se encuentra Peñón del Río del cantón Durán y Entre Ríos y la Puntilla del cantón Samborombón.
-

- **Cauces Fluviales, islas y bancos.** Los ríos Daule y Babahoyo presentan amplios cauces meandriformes hacia la parte Norte, en los cuales dominan los procesos acumulativos siendo muy comunes los bancos arenosos y limo arcillosos que dan origen a algunas islas en el río Babahoyo. (I. Mocolí, I. Penitencia, I. Herminia). En la desembocadura del río Daule se forma un gran banco de arena que provee en abundancia este material para las necesidades de la Ciudad de Guayaquil. Sin embargo este banco ha emergido en los últimos años después del Niño del 98 formando una isla reivindicada por el cantón Guayaquil como parte de su territorio.

 - **Meandros abandonados.** En ambas márgenes del río Daule se observan varias trazas de cauces antiguos del río Daule. El más notable se encuentra entre las ciudadelas Samanes, Guayacanes y Sauces, con centro en Polaris, constituyendo una zona de topografía muy baja con una gran laguna que ha sido paulatinamente rellenada por el desarrollo de las ciudadelas antes mencionadas. Estos caracteres de la llanura aluvial han sido reconocidos y mapeados con fotointerpretación en la tesis de M. Mite (1989).
-

El continuo desarrollo de la urbe hacia el norte ha ocupado estas áreas provocando zonas de drenaje conflictivo como ya se está produciendo en el límite oeste de la llanura aluvial, al pie de las colinas en varios sectores de los Samanes, Alborada, Guayacanes, Orquídeas, entre otros.

B. Llanura Deltaico- Estuarina

Es una extensa área de forma más o menos triangular constituida de innumerables islas con bosque de manglar y canales de agua salobre que se extiende desde los cerros del Carmen, Santa Ana y Durán hacia el sur hasta su extremo meridional separado de la isla Puná por el canal que conecta al canal Jambelí con el canal de El Morro (frente a Posorja).

Los aspectos geomorfológicos principales fueron definidos por Benítez (1975) y comprenden:

- o **Canal distributivo principal constituido por el Estuario Guayas** de dirección N-S que se extiende desde Guayaquil hasta cerca de la isla Puná. Hacia el sur (fuera del área de este proyecto) este canal se bifurca formando canales secundarios y nuevas islas. Un ejemplo muy importante de estas islas es la

Isla Santay donde confluyen los ambientes aluvial y estuarino-deltaico. El canal distributivo presenta a su vez una zonificación en su sección transversal distinguiéndose un canal propiamente dicho (canal ss) por donde circulan las corrientes de marea llevando materiales arenosos y zonas de depositación limo-arcillosa, tal como se ve en la siguiente figura. 3.3.

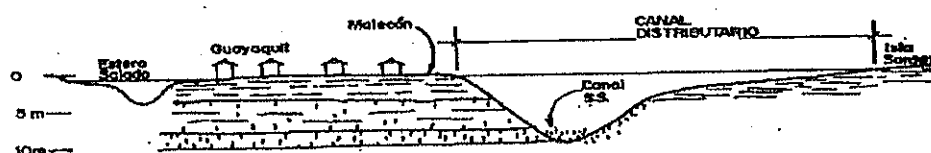


Fig. 3.3.- Corte geológico esquemático E-O de la ría Guayas frente a la ciudad de Guayaquil (Benitez, et al 2004)

- **El malecón natural (levee)** muy evidente en la margen derecha occidental del canal distributivo principal, constituye una franja alargada y angosta que se extiende casi ininterrumpidamente desde el pie del cerro Santa Ana hacia el sur hasta cerca de la Isla Puná. Esta franja, de unos 30 Km. de largo por 1-3 Km. de ancho es lo que algunos geógrafos han llamado la "Península de Guayaquil"; es allí donde se inicia el desarrollo de la ciudad de Guayaquil y hasta los años 50 la ciudad estaba aún confinada en esta unidad geomorfológica.

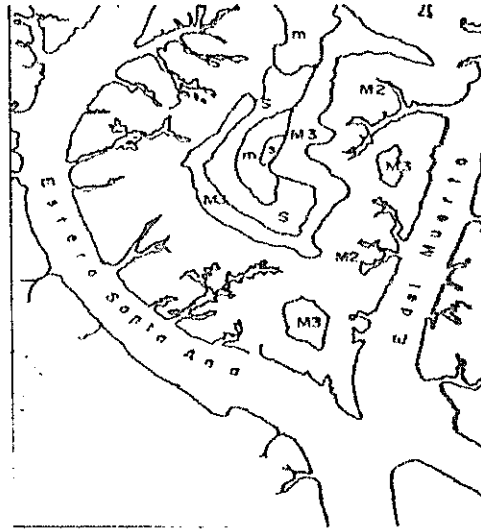


Fig. 3.4.- Zonificación típica de una isla del Estero Salado, parte Sur de la Isla Trinitaria, (M. Mite, 1989).

- S** Salitral- zonas sin vegetación, inundables en las mareas de sicigias.
- m-** plantas y arbustos de poca altura.
- M3-** árboles de poca altura (mangle) con densidad de copas heterogénea.
- M2-** bosque de manglar de poca altura (5-15 m) de copas homogéneas; se nota un desarrollo importante de canales con drenaje de arreglo radial.
- M1-** bosque homogéneo de manglar alto.

Un buen ejemplo de esta zonificación concéntrica se observa aún en la parte sur de la isla Trinitaria como indica la Fig. 3.4.

Las áreas M1 (bosque alto) han desaparecido de las islas del sur de Guayaquil debido a la gran explotación a que se ha visto sometido el mangle para ser utilizado en el área de la

construcción, especialmente en la función de pilotaje. Las áreas S (salitrales) han sido ocupadas paulatinamente por las piscinas camaroneras, cuya tendencia ha sido de crecer a expensas de la deforestación de las áreas m y M3.

C. La Cordillera de Chongón – Colonche

Ocupa el cuadrante NO del área metropolitana de Guayaquil y se desarrolla hacia el oeste a partir de los cerros del barrio San Pedro y ciudadela Bellavista. Se trata de una estructura homoclinal de rumbo general promedio de N110° que levanta rocas antiguas del Paleógeno y del Cretácico, las mismas que están sometidas a procesos erosivos intensos desde aproximadamente el Eoceno Superior (hace 40 MA). En este macro-dominio están comprendidas las rocas de las formaciones Ancón, Las Masas, San Eduardo, Guayaquil, Cayo y Piñón, cuyo estudio fue objeto del proyecto del IIEA (1990). Las geformas de esta área están asociadas en tres dominios bien definidos de acuerdo a Mite (1989):

- **Dominio Estructural**
 - **Dominio Erosivo**
-

- **Dominio Acumulativo**

En la figura 3.5 siguiente se presenta un corte geológico esquemático, perpendicular a la estructura de la cordillera Chongón-Colonche donde se aprecia esquemáticamente la relación entre relieve y estructura.

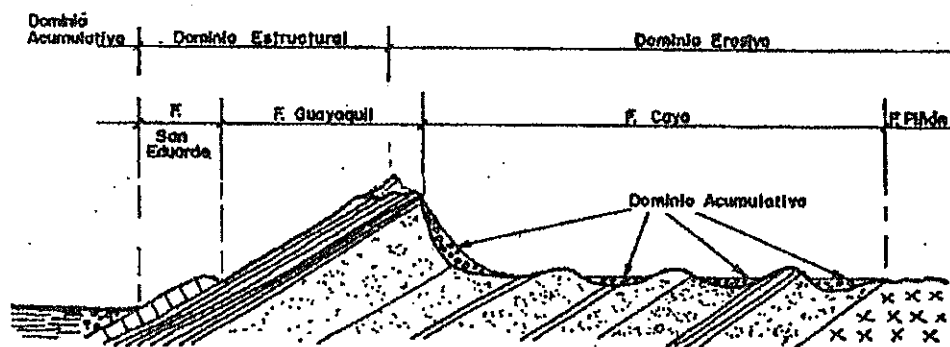


Fig. 3.5 Relación entre relieve y estructura (Benitez et al 2004).

- **DOMINIO ESTRUCTURAL:** Comprende la estribación Sur de la cordillera Chongón-Colonche. Representa la cuesta homoclinal formada por las calizas San Eduardo y las lutitas silíceo-calcareas de la Formación Guayaquil. Es decir que el relieve está condicionado por la estructura geológica homoclinal ya indicada la cual presenta un rumbo general promedio de N 110° azimuth y buzamientos promedio de 17° (variable de 15° a 40°) hacia el sur. Las unidades geomorfológicas son colinas altas (200-400 m) y colinas medias (100-200 m) de crestas agudas, anotándose el hecho de que el nombre de cordillera es aún

inapropiado para este sector ya que esta denominación está reservada para cerros de altura mayor a 400 m. Las pendientes naturales medidas en este dominio son generalmente menores que 40°.

- **DOMINIO EROSIVO:** Comprende la estribación norte de la cordillera Chongón-Colonche en donde afloran las rocas de las formaciones Cayo y Piñón. En este caso la topografía puede presentar pendientes de sentido contrario al de la estructura homoclinal que predomina en el área.

Las unidades del relieve son colinas bajas con alturas menores a 100 m y pendientes moderadas, generalmente menores a 30°.

Las colinas son generalmente alargadas en dirección ONO-ESE evidenciando el control estructural que ejerce la estructura homoclinal del mismo rumbo. Algunas formas en cambio son alargadas en sentido N-S evidenciando un mayor control litológico o de otras estructuras (zonas L, M, N, P, de Mite 1989). A continuación se resumen algunas características de las colinas de acuerdo a la formación geológica.

Formación Piñón. Colinas de 50 a 200 m de altura, con vertientes de formas convexas o rectilíneas y cimas redondeadas.

Formación Cayo.- Miembro Calentura: Colinas de 50 a 100 m de altura con vertientes de formas cóncavas, cimas redondeadas y disectadas; cuando se presenta en cerros aislados (Urbanización Las Orquídeas) las colinas son de menor altura y presentan vertientes de forma convexa. En este sector se encuentra una geoforma anómala de dirección NE-SO (loma de Jordán) que está controlada por fallas de esa dirección. Miembro Cayo sensu strictu: en su parte basal presenta las geoformas M, N y P de dirección anómala N-S que están controladas por la litología, constituida principalmente por brechas.

Las colinas son de baja altura (20-50 m), de vertientes cóncavo-convexas y de cimas redondeadas. Hacia el NO, en este mismo nivel estratigráfico se presentan colinas más altas (100-200 m).

En la parte media a superior de la formación Cayo: se nota un mayor control de la estructura homoclinal como es el caso del

cerro Mapasingue cuyo relieve algo menos definido continúa en dirección del Campus de la ESPOL. Desde este sitio hacia el sur hasta el contacto con la Formación Guayaquil las geoformas se constituyen en bandas subparalelas de las crestas alternativamente redondas, agudas, planas y redondas, debido a la creciente intercalación de materiales lutíticos entre las potentes megaturbiditas características de la formación Cayo.

- **DOMINIO ACUMULATIVO:** Nos referimos estrictamente al dominio acumulativo dentro del macro-dominio de la cordillera Chongón-Colonche. Aunque ésta se encuentra sometida a un proceso permanente de erosión, existen acumulaciones transitorias de los materiales provenientes de dicho proceso. Estas acumulaciones son típicamente conos de deyección, coluviales, aluviales y lacustres que serán tratados con más detalle en el subtítulo de suelos.
-

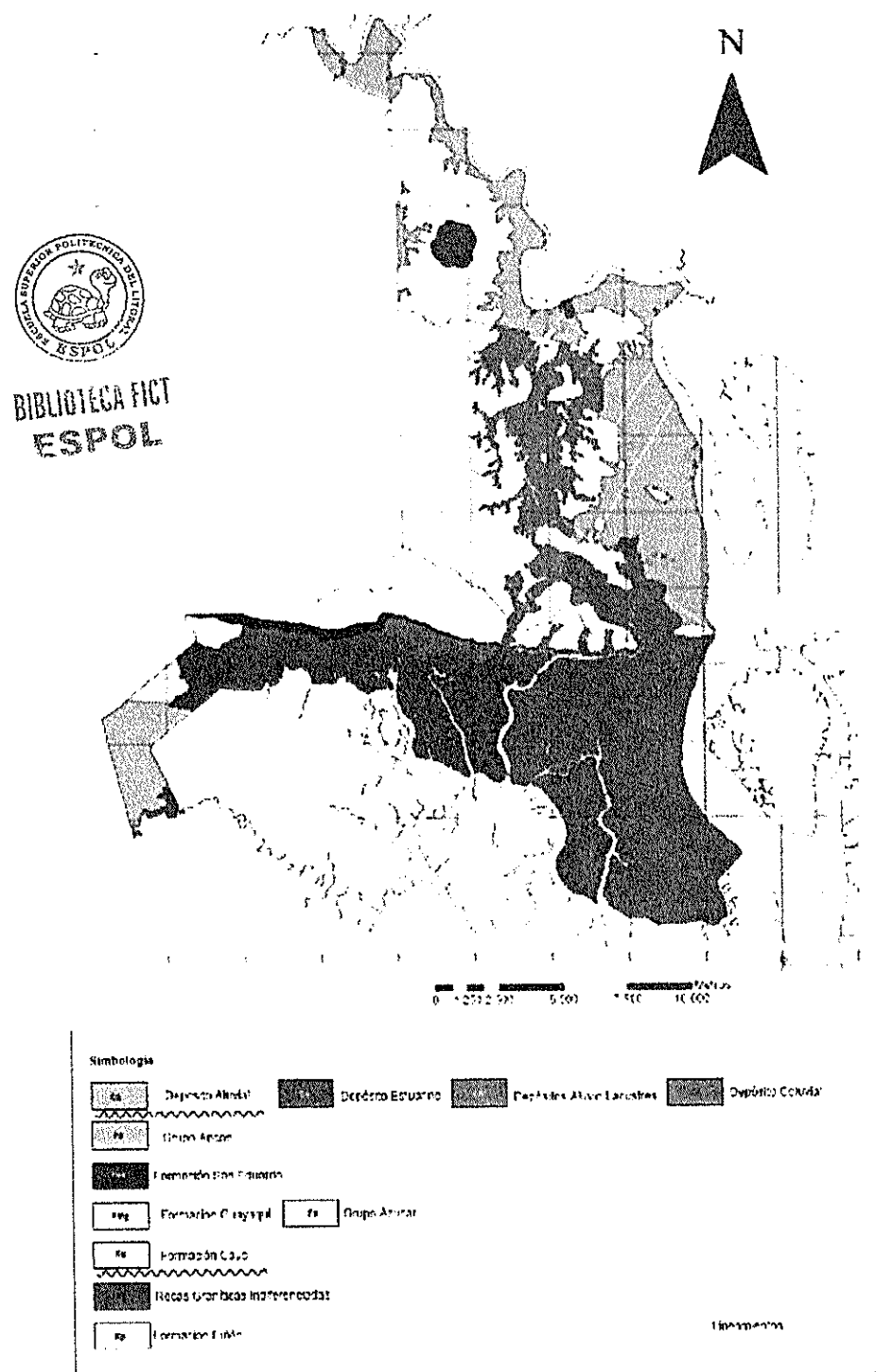


Fig 3.6 Mapa Geológico de la ciudad de Guayaquil y su simbología, tomado del informe geotécnico I, Benitez Stalin et al. (2004).

3.3 Estudio Geotécnico Previo.

El conocimiento del perfil geotécnico de un depósito de suelo permite con frecuencia comprender sus características físicas y su comportamiento mecánico y dinámico.

En la fase I del estudio de investigación para la microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil se logró recolectar registros de perforaciones, con sus resultados de los ensayos de laboratorio, de 800 sondeos a profundidades entre 20 a 40 metros, como máximo.

Por lo general, todas las compañías dedicadas a realizar ensayos de clasificación de suelos, determinan la resistencia no drenada de las series arcillosas y evalúan el estado de consistencia o densidad de las series aluviales por medio del ensayo de penetración estándar. Sin embargo, no se tenía, a priori, la certeza de que todas las exploraciones se hayan desarrollado correctamente.

Por ello, luego de un análisis global, se permitió evaluar como datos de entrada 590 perforaciones o sondeos, es decir el 74% de las perforación recopiladas.

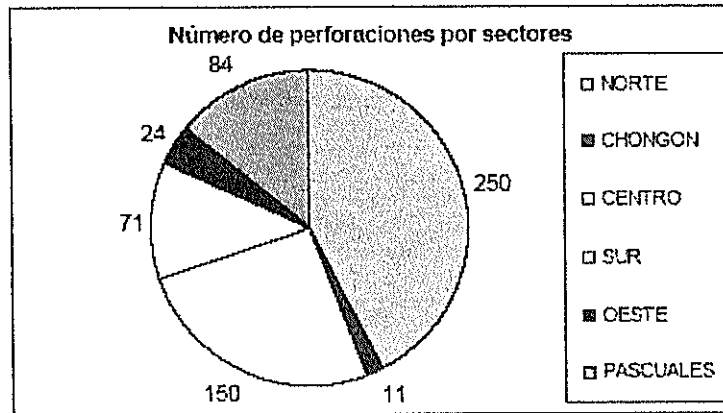


Fig 3.7 Diagrama con la distribución de las perforaciones en los sectores de la ciudad.

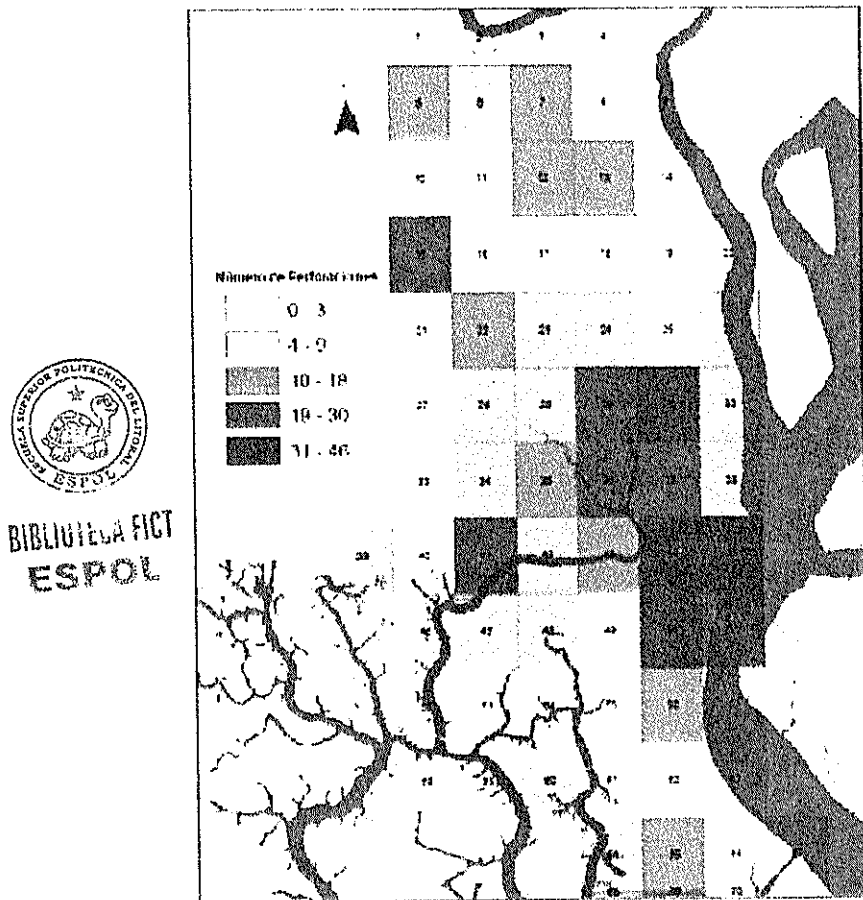


Fig 3.8 Variación de la densidad de perforaciones por cuadrantes

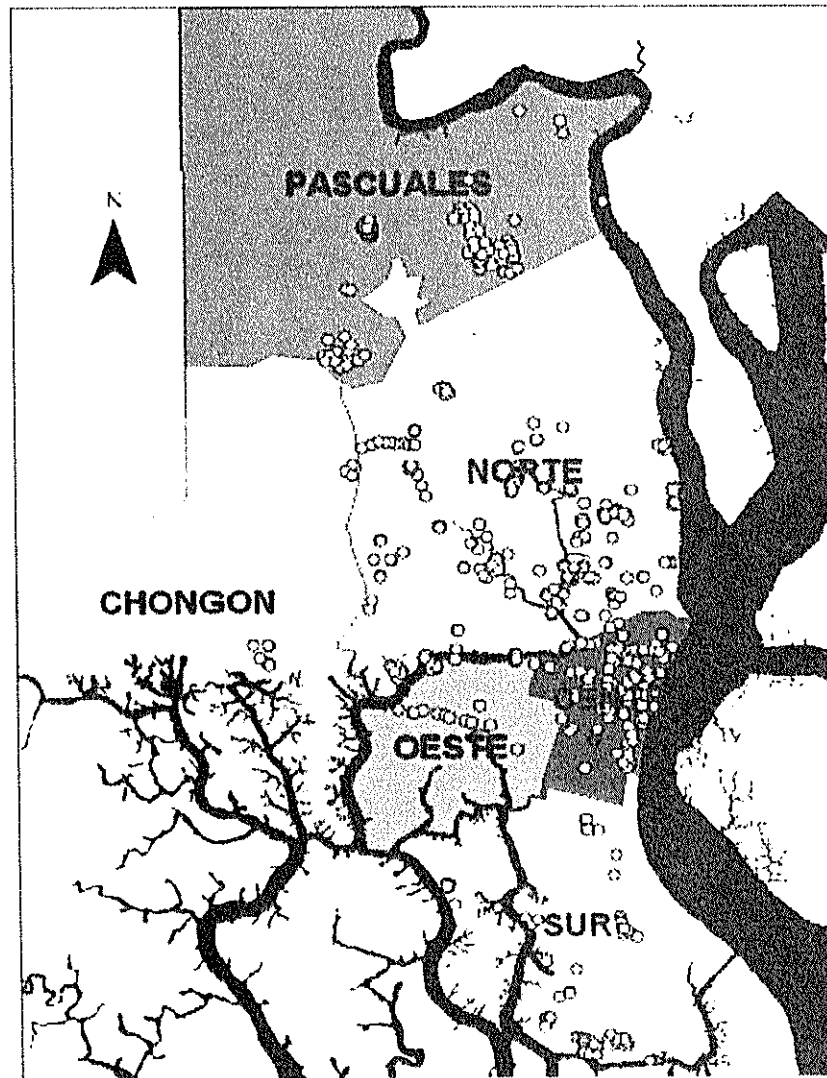


Fig 3.9 Variación de la densidad de perforaciones por sectores

Mediante el uso de un sistema de información geográfica, GIS, se georeferenciaron los 590 sondeos utilizando la información geotécnica básica de los mismos, figura 3.9, tales como: Clasificación de la muestra de suelo según sistema SUCS, profundidad, contenido de humedad natural, índice plástico, límite líquido, pasante del tamiz #200, resistencia al corte no drenado y

Sumado a esto, entre Abril del 2004 y Junio del 2005, el laboratorio de aguas del IIFIUC por un proyecto con Interagua, hizo una evaluación de la salinidad y valores de PH del agua en el estero salado, río Daule y la ría Guayas en varios sitios de la ciudad de Guayaquil durante un año con lecturas mensuales , el resumen se presenta en la fig 3.11.

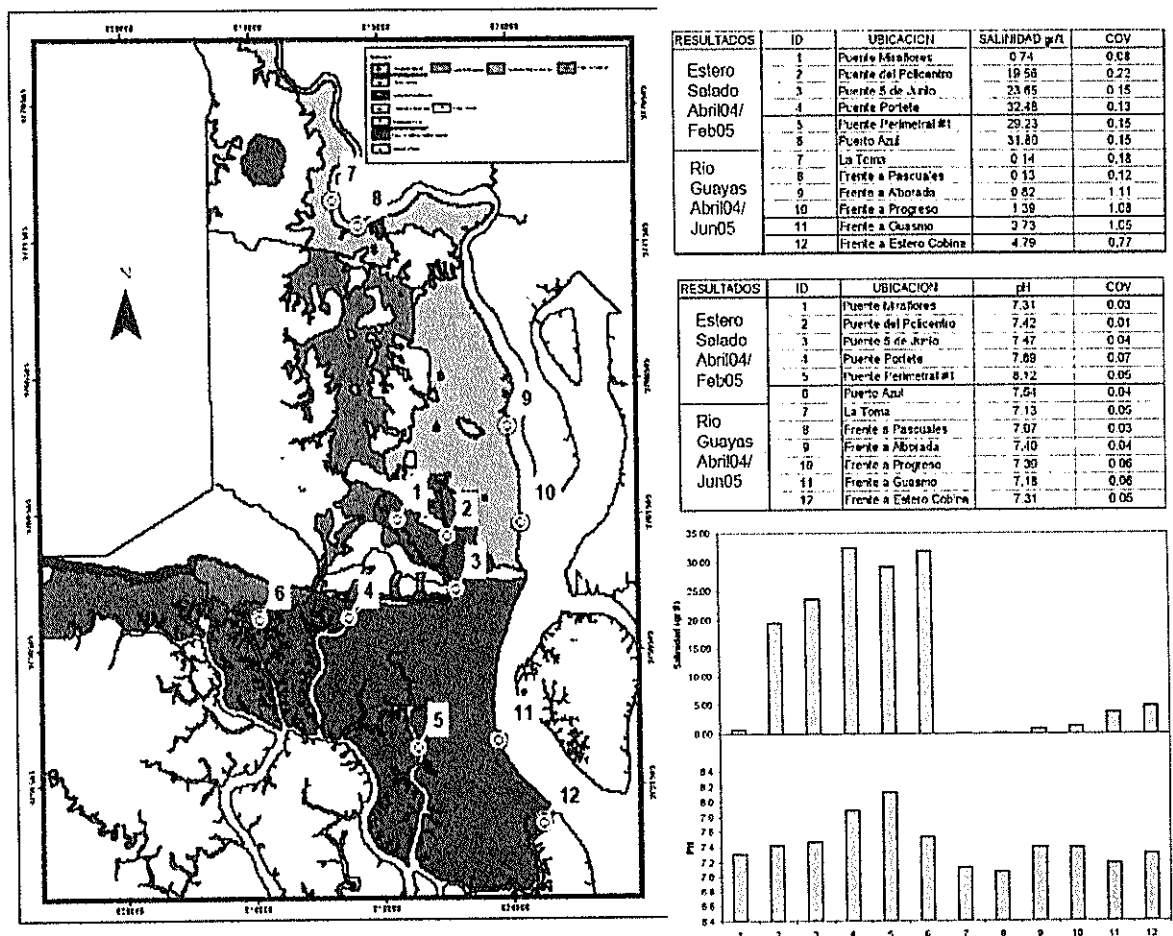


Fig. 3.11 Variación temporal de la salinidad y PH en el estero salado, río Daule y la ría Guayas.

Originalmente el área que ocupa la ciudad estaba cruzada por esteros de agua salobre (7 gr/lit) que provienen de la ría Guayas al este de la ciudad y por esteros de agua salada (25~30 gr/lit) provenientes de un brazo de mar desde el Oeste, Nuques 1998. Conociendo que para las arcillas es de gran importancia el intercambio físico químico que existen entre las partículas sus granos y el fluido que las rodea, fue necesario en nuestra investigación, medir el PH del fluido en los poros del suelo para cada perforación.

Tabla 3.1 Valores de Salinidad y PH en las zonas geotécnicas de los Depósitos Deltaicos-Estuarinos

Zona	PH en el suelo	Salinidad (gr/lit)			COV	PH en el agua	COV	Ubicación
		min	max	media				
Deltáico Estuarino (Este Centro)	7.7	0.14	9.1	3.73	1.05	7.2	0.06	Río Guayas
Deltáico Estuarino (Sur)	7.0	0.26	8.6	4.79	0.77	7.3	0.05	Río Guayas
Deltáico Estuarino (Oeste Norte Trinitaria)	7.8	19.56	32.48	27.34	0.16	7.7	0.04	Estero Salado

Una vez generados, analizados e interpretados los productos geológicos-geotécnicos obtenidos en la primera etapa del proyecto, al igual que el estudio de microtrepidaciones desarrollado especialmente en la ciudad de Guayaquil, se converge en un mapa de zonificación geotécnica para la ciudad, detallando las zonas geotécnicas, tal como se presenta en la figura 3.12, según el origen de depositación y variación en las

propiedades geotécnicas de las series estratigráficas que dominan el ambiente de la zona.

ZONA		DESCRIPCION
	D1	Depósitos Deltáico - estuarino (Este - Centro)
	D2	Depósitos Deltáico - estuarino (Sur)
	D3	Depósitos Deltáico - estuarino (Oeste - Norte - Trinitaria) Depósitos de la Llanura Aluvial (Norte)
	D4A	H < 10 m
	D4B	10 < H < 20 m
	D4C	H < 20 m
	D5	Depósitos Aluvio - lacustres (Norte)
	D6	Depósitos Coluviales
	D7	Depósitos residuales y formación rocosa

D7 Formación Rocosa	
	Grupo Ancón
	Formación San Eduardo
	Formación Guayaquil
	Formación Cayo
	Rocas Inorgánicas Intercaladas
	Formación Piñón
	Grupo azúcar

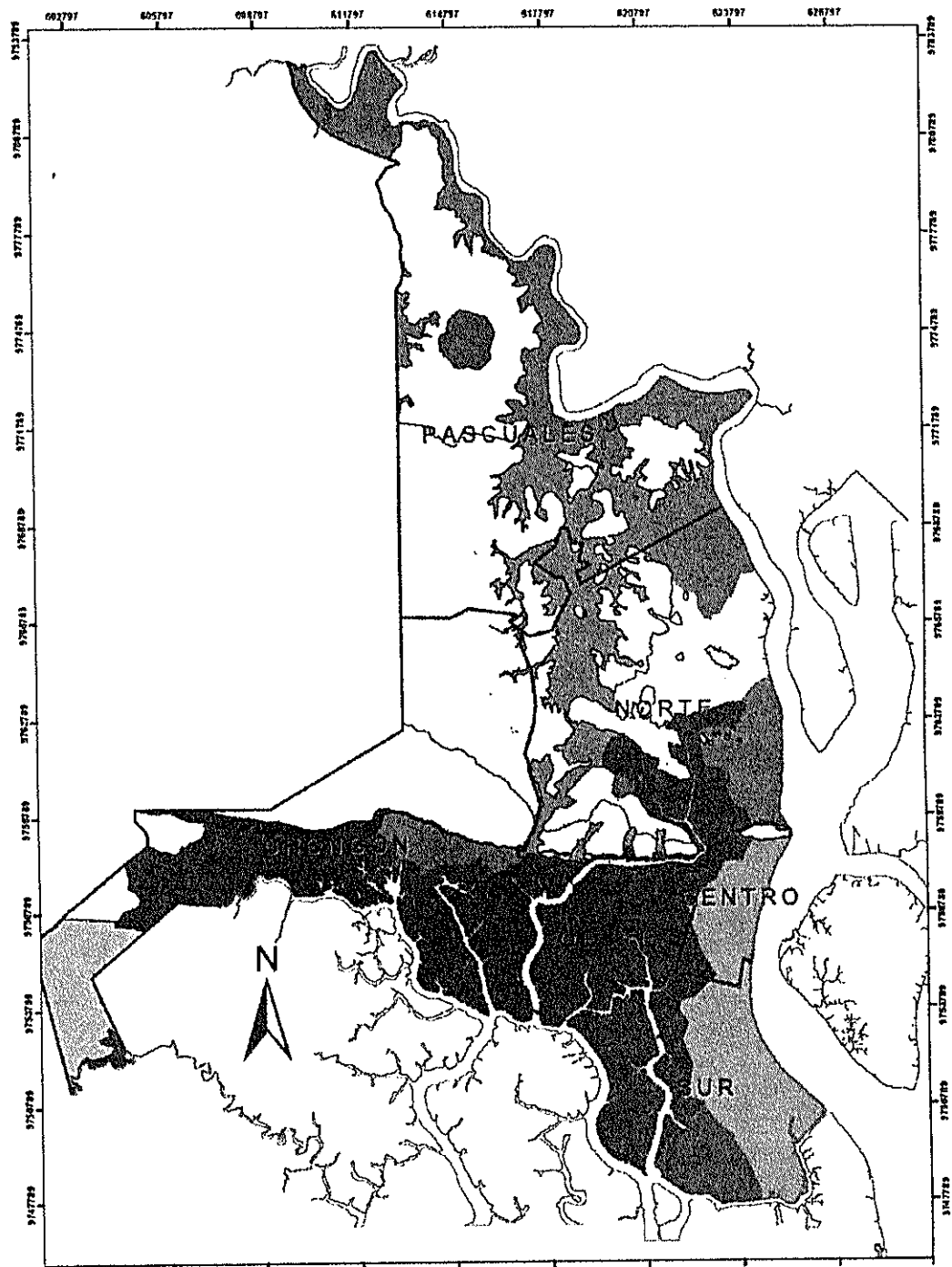


Figura 3.12 Mapa de la Ciudad de Guayaquil con la zonificación geotécnica propuesta (según sectores de la ciudad), tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005)

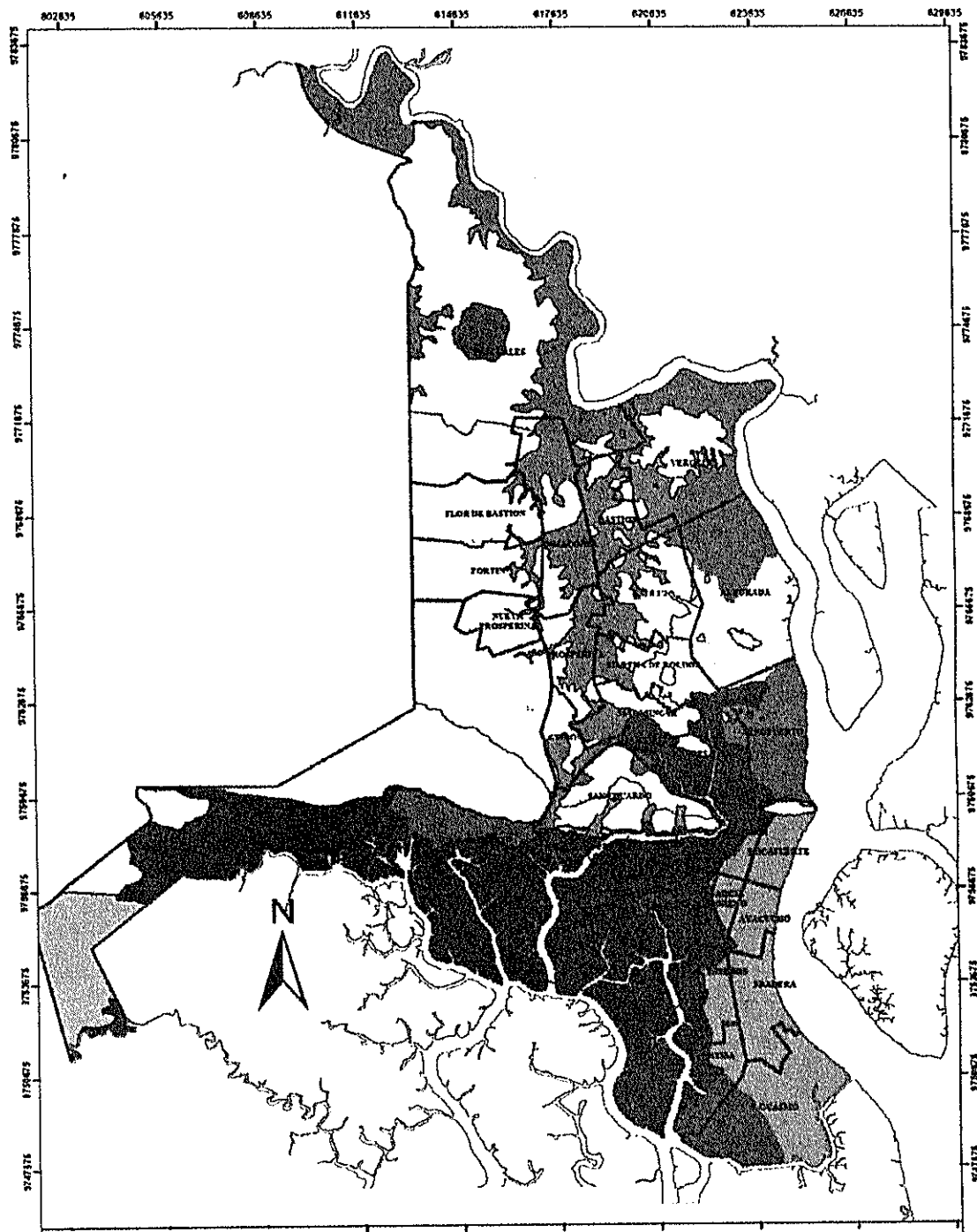


Figura 3.13 Mapa de la Ciudad de Guayaquil con la zonificación geotécnica propuesta Fase final estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil. , tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005)

Con el mapa de zonificación geotécnica, se planificó la ejecución de una campaña de exploración de investigación complementaria, conformada por 14 sitios ubicados espacial y estratégicamente en las zonas geotécnicas de la ciudad de Guayaquil.

Tabla 3.2 Ubicación espacial de sondeos

Boreholes ID #	SASW site ID #	Location description	Coordinates	
GYE-01N	209ECU	Kennedy Baseball Field	02.17521°S	79.90032°W
GYE-02CH	210ECU	Guayaquil Yacht Club, Puerto Azul	02.19620°S	79.96692°W
GYE-03S	211ECU	Municipal Hospital of Isla Trinitaria	02.24841°S	79.92482°W
GYE-04S	212ECU	Municipal Park Stalla Maris, GUASMO ESTE	02.26841°S	79.89764°W
GYE-05S	213ECU	La Pradera-2	02.24273°S	79.88958°W
GYE-06S	214ECU	Corner Perimetral Ave & 25 of July Ave, SOPEÑA	02.23744°S	79.89835°W
GYE-14CH	215ECU	Chongon (JP camp)	02.18697°S	79.97725°W
GYE-07C	216ECU	Estadio Ramon Unamuno	02.19901°S	79.89765°W
GYE-08N	217ECU	Nueva Terminal Internacional, Antiguo Jardin de la Salsa	02.15063°S	79.88348°W
GYE-10N	218ECU	La Garzota District	02.14582°S	79.88953°W
GYE-13N	219ECU	Duale River Site, Rivera de los Vergeles	02.08624°S	79.89452°W
GYE-12P	220ECU	Ciudadela 2 de Julio (at Ave. Daule)	02.11829°S	79.93608°W
GYE-09N	221ECU	Federacion de Deportiva del Guayas, Miraflores	02.16090°S	79.92326°W
GYE-11N	222ECU	La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia)	02.13480°S	79.93504°W

Tabla 3.3 Campaña de Exploración por zonas

Boreholes ID #	SASW site ID #	Location description	Zona
GYE-05S	213ECU	La Pradera-2	D1
GYE-06S	214ECU	Corner Perimetral Ave & 25 of July Ave, SOPEÑA	
GYE-07C	216ECU	Estadio Ramón Unamuno	
GYE-01N	209ECU	Kennedy Baseball Field	D3
GYE-02CH	210ECU	Guayaquil Yacht Club, Puerto Azul	
GYE-03S	211ECU	Municipal Hospital of Isla Trinitaria	
GYE-09N	221ECU	Federación de Deportiva del Guayas, Miraflores	
GYE-10N	218ECU	La Garzota District	D4
GYE-08N	217ECU	Nueva Terminal Internacional, Antiguo Jardin de la Salsa	
GYE-13N	219ECU	Duale River Site, Rivera de los Vergeles	
GYE-14CH	215ECU	Chongon JP Camp	D5
		Zona de investigación geomecánica	D7

En la figura 3.14 se muestra el cuadro con la identificación, descripción y coordenadas de cada sitio de investigación complementaria, además del mapa con la ubicación georeferenciada de los 14 sondeos ejecutados sobre una foto área de la ciudad de Guayaquil, tomada en 1993.



Fig 3.14 Mapa de identificación por coordenadas de la ubicación de los 14 sitios de exploración realizados para la investigación en la ciudad de Guayaquil, tomado del informe geotécnico II, Vera-Grunauer, et al (2005)

Para poder identificar los sitios de exploración se presentan las imágenes fotográficas de cada sitio:

Sitio: GYE-01N / 209 ECU

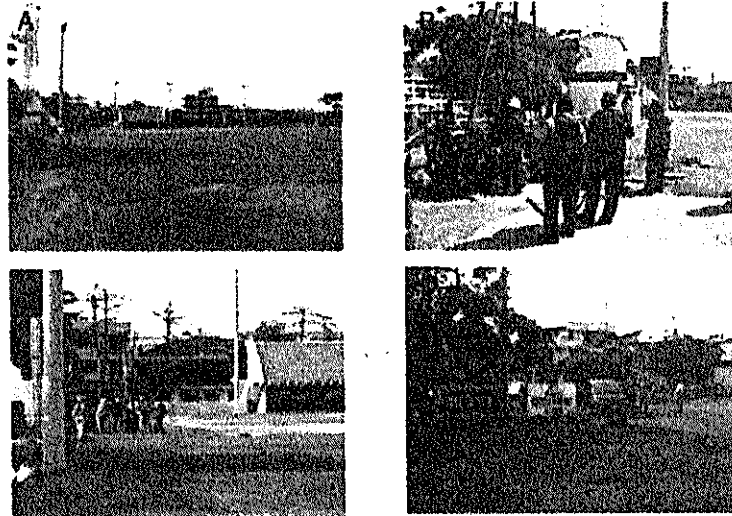


Figure 2 — Site 209ECU located at Kennedy Baseball Field, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02° 17'21" S 79° 00'37" W

Sitio: GYE-02CH / 210 ECU

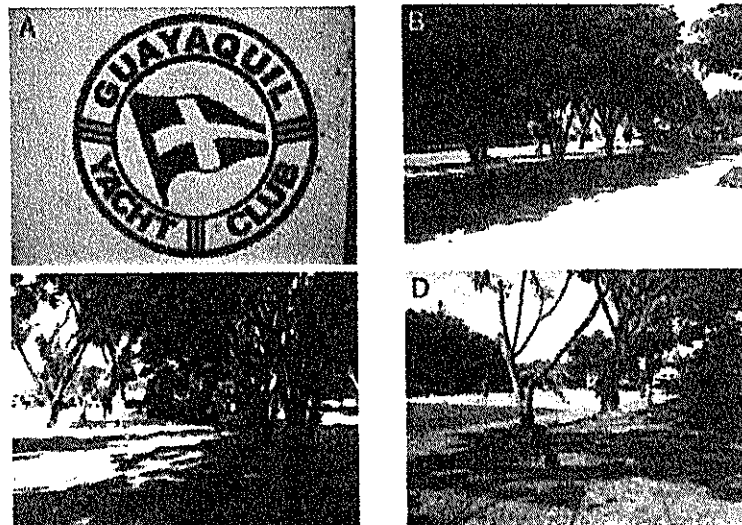


Figure 3 — Site 210ECU located at Guayaquil Yacht Club, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02° 19'20" S 89° 00'52" W

Sitio: *GYE-03S / 211 ECU*

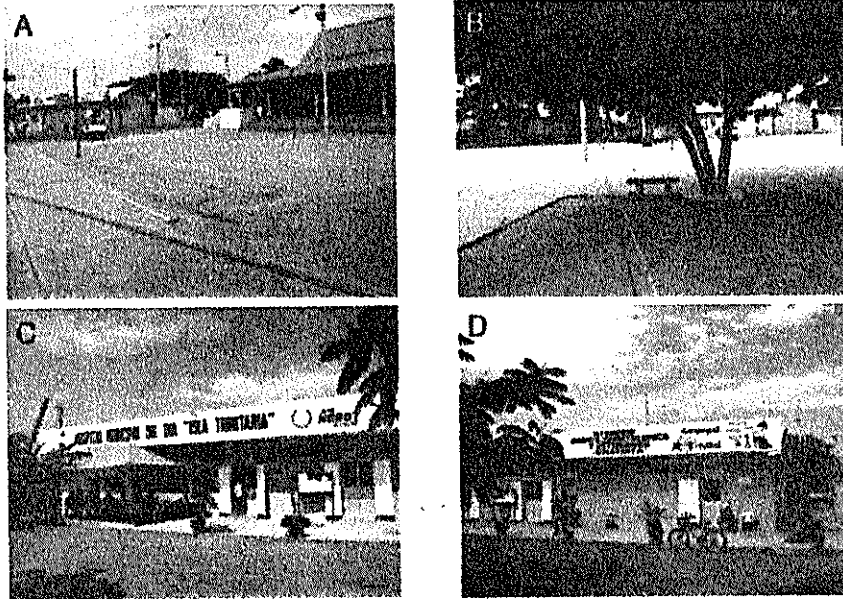


Figure 4 -- Site 211 ECU located at the Municipal Hospital of Isla Trinitaria, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02 24041 S 79 92482 W

Sitio: *GYE-04S / 212 ECU*

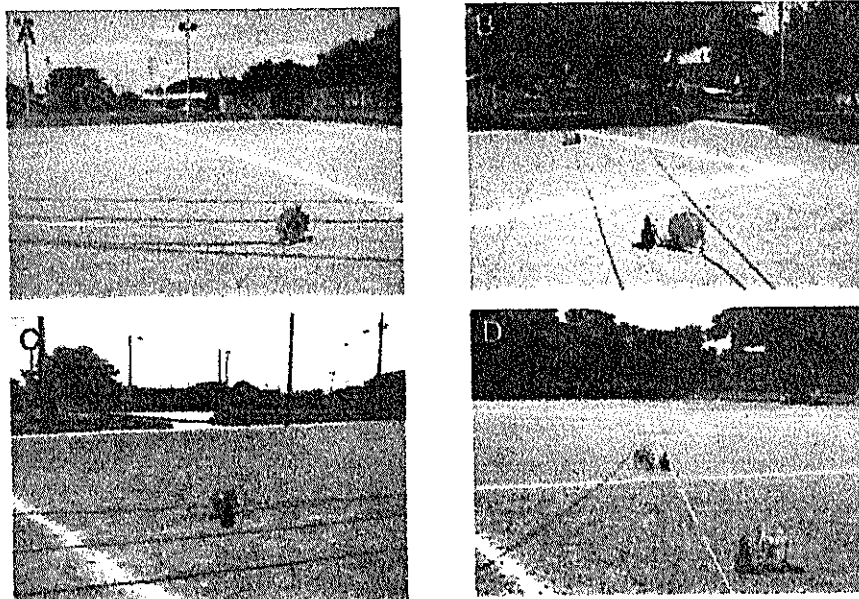


Figure 5 -- Site 212 ECU located at the Municipal Park Stella Maris, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02 26041 S 79 89764 W

Sitio: GYE-05S / 213 ECU

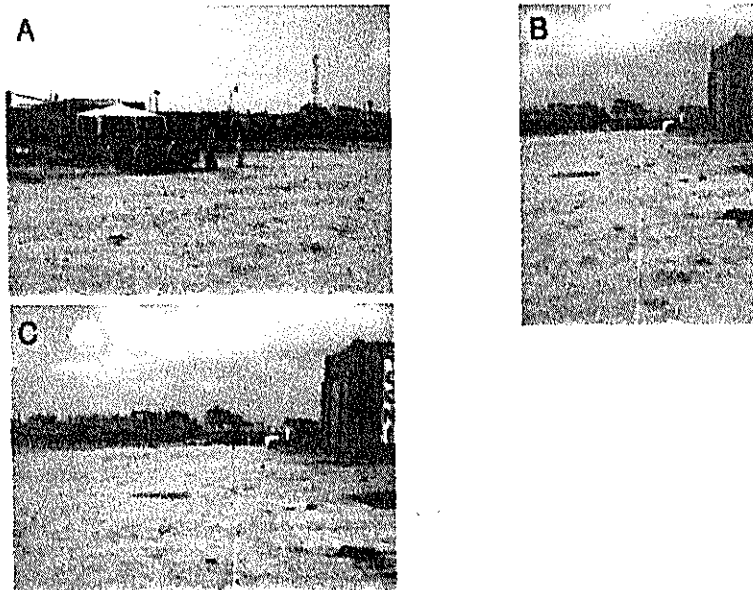


Figure 6 –Site 213ECU located at La Padera-2 Guayaquil Ecuador Sensor 1 location 02 24273 S 79 08958 W



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Sitio: GYE-06S / 214 ECU

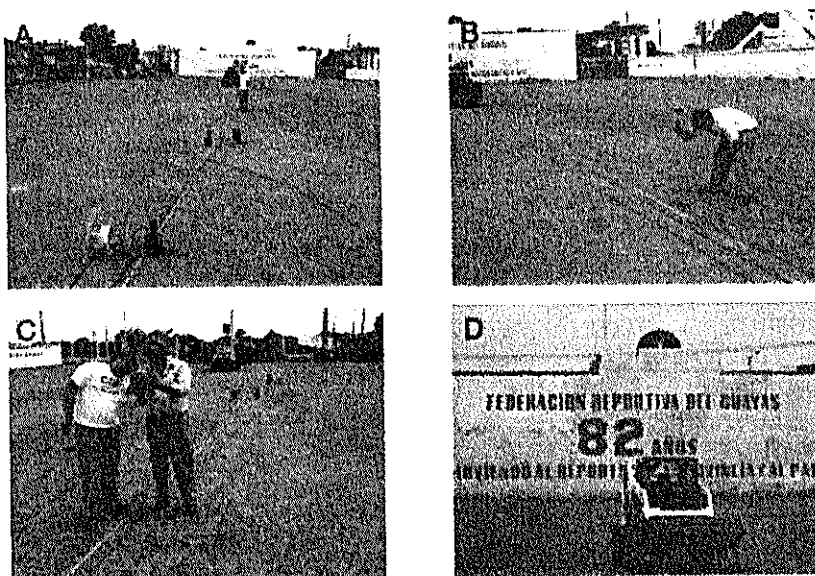


Figure 7 – Site 214ECU located at the corner of Perimetral Ave & 25 of July Ave Guayaquil Ecuador
Sensor 1 location: 02 23744 S 79.89835 W

Sitio: GYE-14CH / 215 ECU

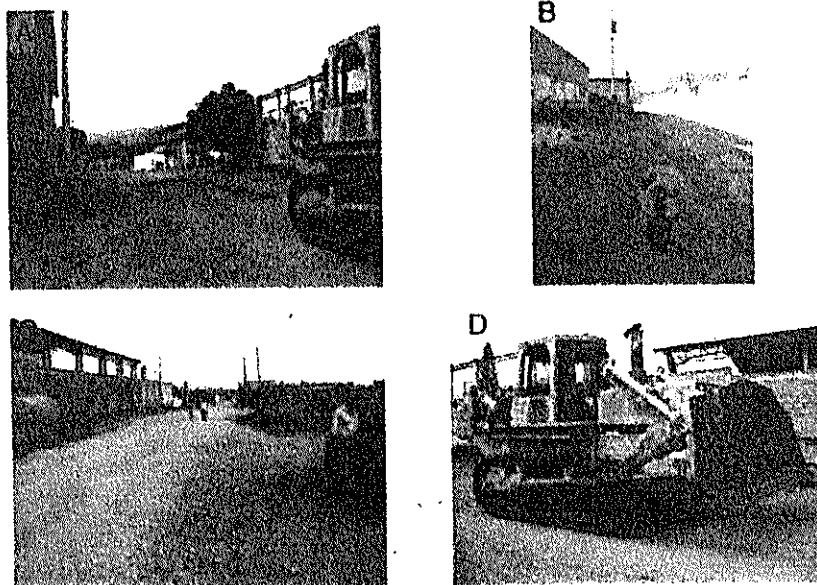


Figure 8 – Site 215 ECU located at Chongon (3P camp) Guayaquil Ecuador Sensor 1 location: 02 10697 S 79 97725 W

Sitio: GYE-07C / 216 ECU

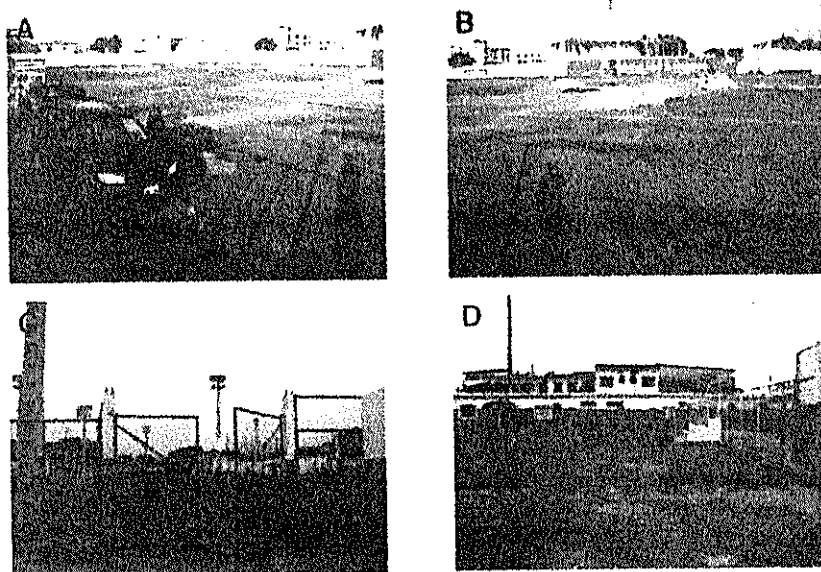


Figure 9 – Site 216 ECU located at Estadio Ramon Unzueta, Guayaquil, Ecuador Sensor 1 location: 02 19901 S 79 89765 W

Sitio: GYE-08N / 217ECU

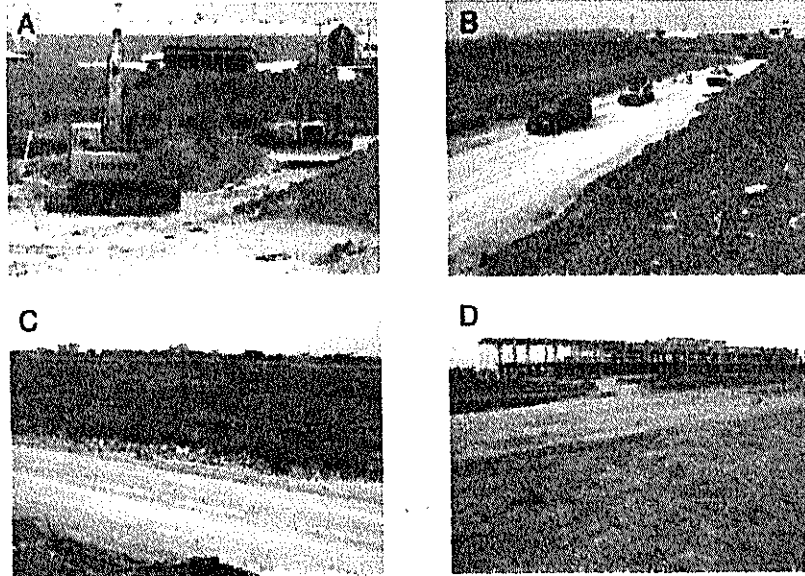


Figure 10 – Site 217ECU located at Nueva Terminal Internacional, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02 15083 S 79 88348 W

Sitio: GYE-10N / 218ECU

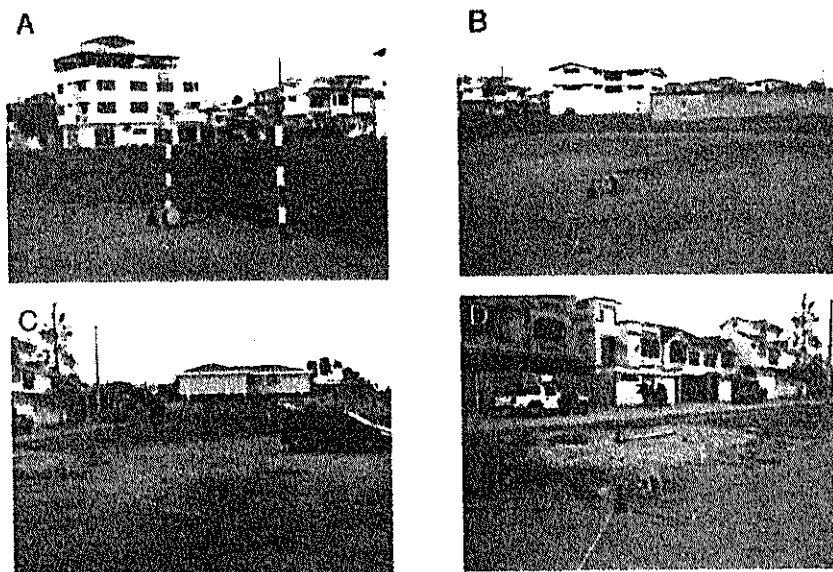


Figure 11 – Site 218ECU located in the La Garzota District, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location: 02 14592 S 79 88953 W

Sitio: *GYE-13N / 219ECU*

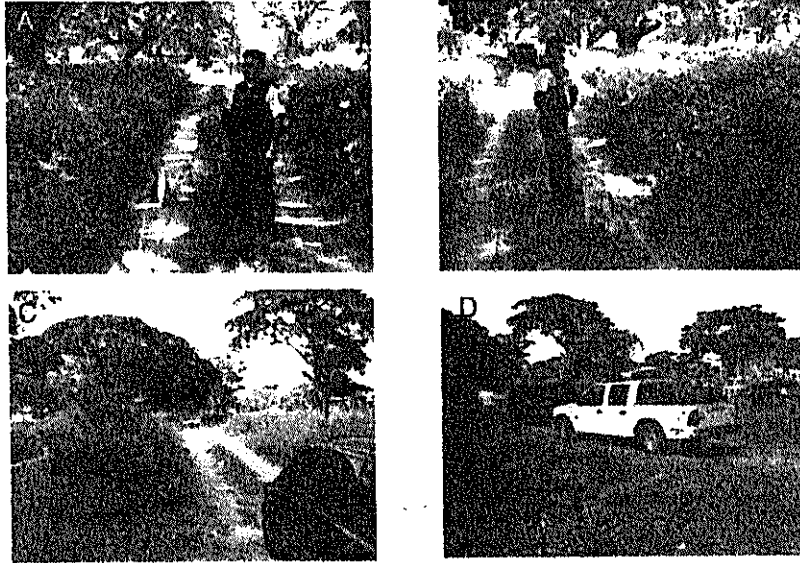


Figure 12 —Site 219ECU located at the Daule River Site, Guayaquil Ecuador Sensor 1 location 02 06624 S 79 89452 W

Sitio: *GYE-12P / 220ECU*

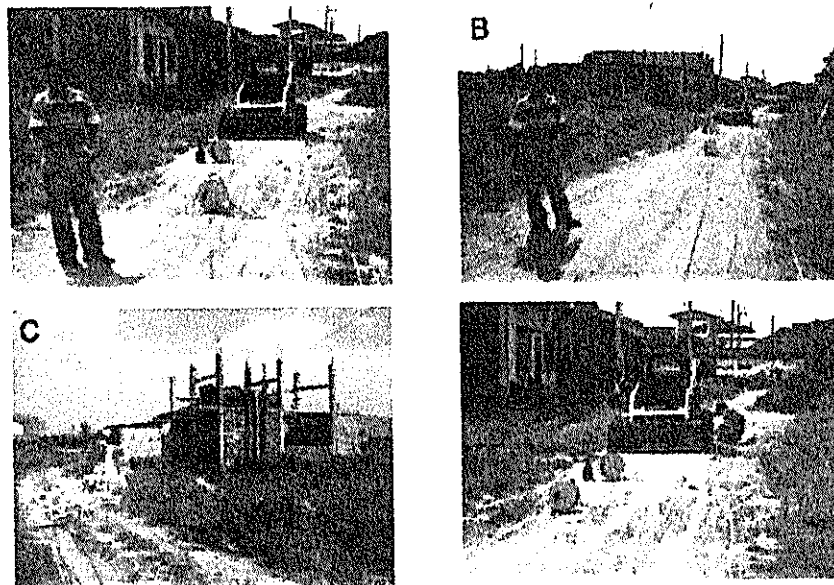


Figure 13 —Site 220ECU located at Ciudadela 2 de Julio (at Ave Daule), Guayaquil Ecuador Sensor 1 location 02 11829 S 79 93608 W

Sitio: *GYE-09N / 221ECU*

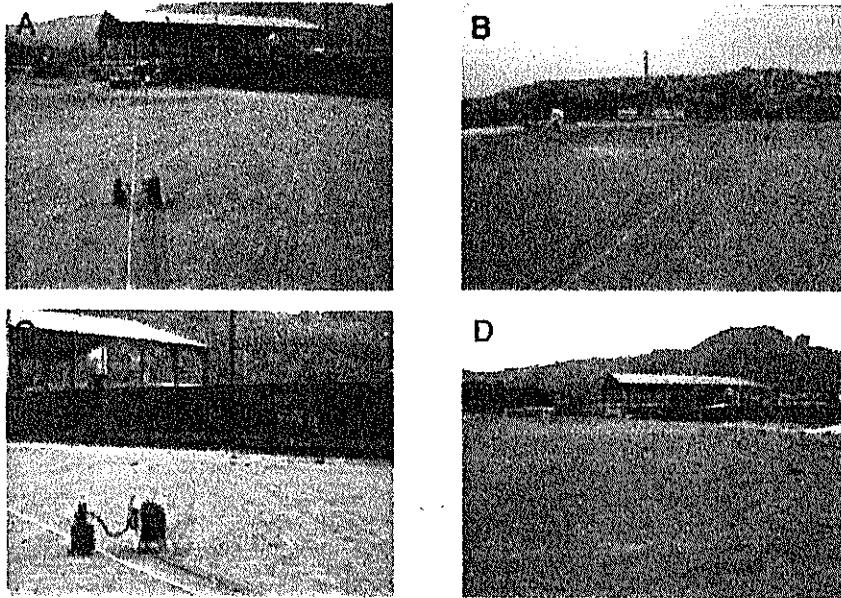


Figure 14 —Site 221ECU located at Federacion de Sport de Guayas, Miraflores, Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location 02 16090 S 79 92326 W

Sitio: *GYE-11N / 222ECU*

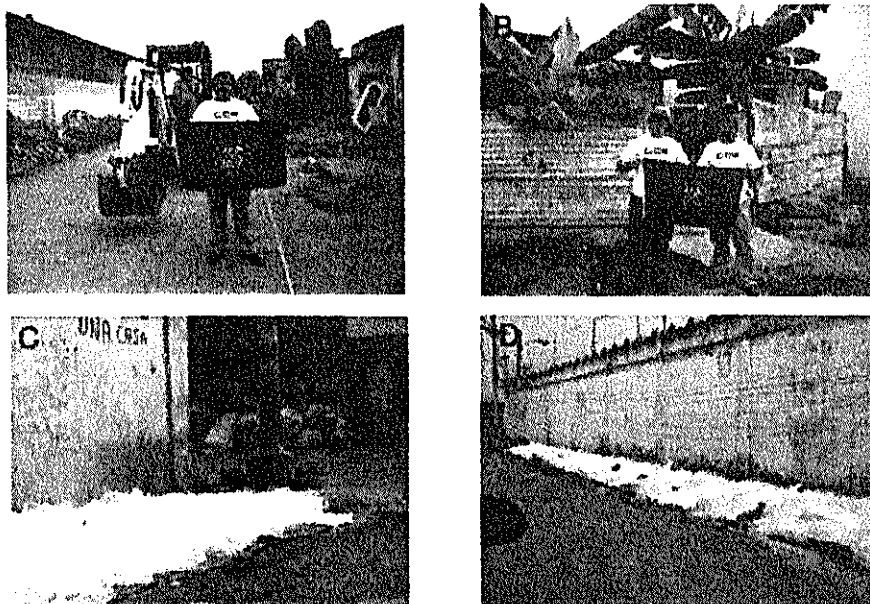


Figure 15 —Site 222ECU located at La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia), Guayaquil, Ecuador. Sensor 1 location 02 13480 S 79 93504 W

Los resultados principales de la aplicación del SASW para la presente tesis son los cálculos de los gráficos, estimación del perfil de velocidad de onda cortante, valores de V_{s30} de sitios, y clasificación de sitio según el NEHRP. Este ensayo fue conducido bajo la dirección del Dr. Robert Kayen, investigador del US Geological Survey, USGS, de los Estados Unidos de Norte América.

Desde el 28 de Abril hasta el 12 de Mayo de 2005 se investigaron 14 sitios seleccionados, cubriendo espacialmente la variación geotécnica del subsuelo en la ciudad de Guayaquil, la ubicación de los sitios se la describió en el capítulo 3.

4.1 Equipo Utilizado

El equipo utilizado como fuente generadora de energía de ondas para el SASW, consiste desde un martillo hasta un bulldozer, mientras que los receptores o sismógrafos recogen y graban sobre la superficie del suelo, la velocidad de la onda.

Para nuestro caso práctico, se utilizó un bobcat, para provocar la energía al suelo con el fin de llegar a obtener registros de velocidades a mayor profundidad.

EQUIPOS UTILIZADOS

- 1) Estuche acolchonado de transporte
- 2) Cables 100m
- 3) Laptop
- 4) Unidad de Sistema de Registro de ondas
- 5) GPS
- 6) Sismógrafos Kinometrics de 1-Hz
- 7) Cinta

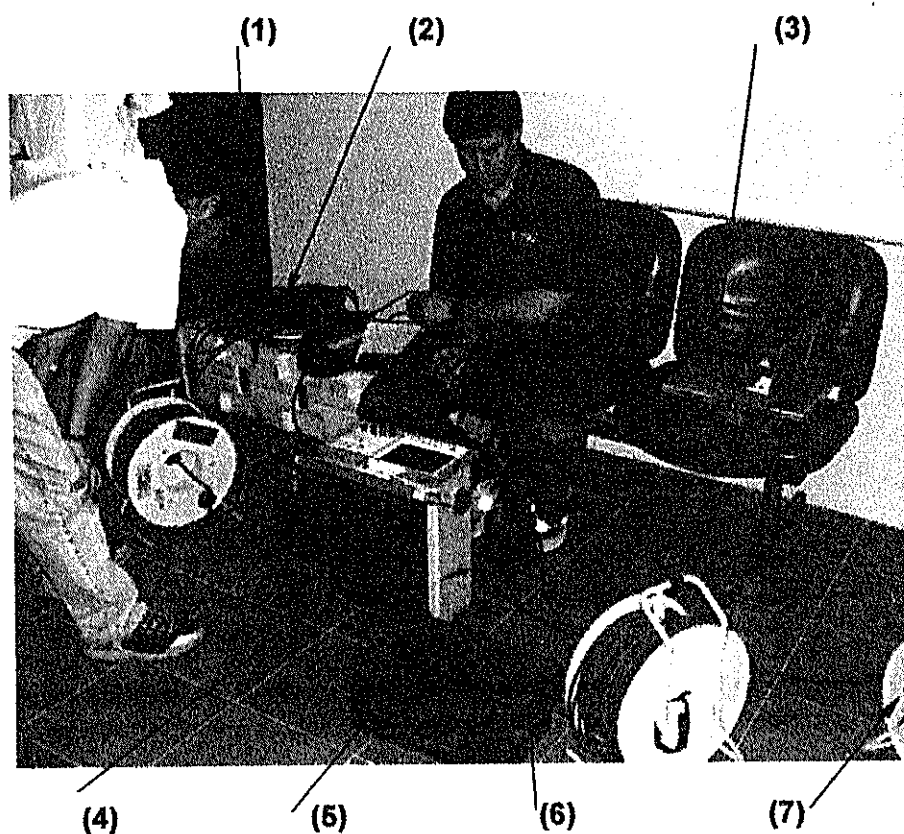


Fig 4.1 Equipo para pruebas geofísica SASW

4.2 Metodología de Análisis

Las pruebas del análisis espectral de las ondas de superficie (SASW) son medios eficientes para estimar las propiedades de rigidez del terreno. Se han desarrollado varios métodos de fuente activa y pasiva para perfilar la subsuperficie desde decenas de metros hasta kilómetros de profundidad. El aparato de prueba de ondas de superficie es altamente manejable y transportable, permitiendo mediciones en sitios extremadamente remotos, en sitios blandos donde los vehículos no pueden rodar, y en ambientes subacuáticos (Stokoe y Narzarian, 1985).

Para esta investigación se usó un sistema de prueba de ondas de superficie para recolectar datos de dispersión para catorce sitios empleando un grupo de dos o tres personas. Los aparatos de la prueba consisten en Sismómetros Kinematics de 1-Hz, y cables, figura 4.2b. La fuente de vibración aleatoria (bulldozer), figura 4.3, es centrada en la línea de sismómetros del SASW y reciben un amplio espectro de ondas radiadas desde el movimiento de la fuente. Los bulldozers se mueven hacia delante y hacia atrás muchos metros para producir señales ambientales de baja frecuencia que son recibidas por los sensores.

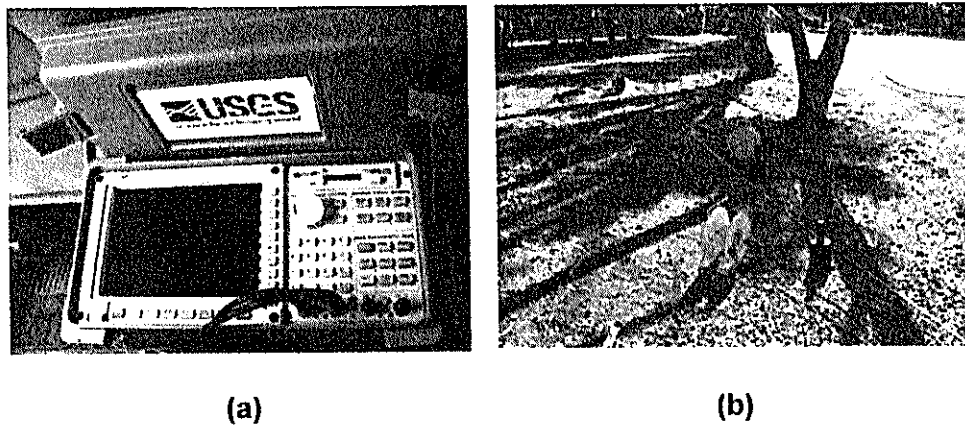


Fig 4.2 (a) Vista del analizador espectral utilizado **(b)** Los sismógrafos vertical Kinematics de 1-Hz del USGS

Los receptores miden las ondas, y se realiza en tiempo casi real, la transformada rápida de Fourier (FFT) en cada una de las dos señales recibidas, en la figura 4.2a se muestra el analizador espectral. El espectro lineal es usado para calcular el espectro de respuesta cruzado y su correspondiente ángulo de fase. En tiempo casi real, el espectro lineal, el espectro de respuesta cruzado, y la función de coherencia son calculados. La habilidad de desarrollar los cálculos de frecuencias cercanas de tiempo casi real y de monitorear el progreso y calidad de la prueba nos permite ajustar varios aspectos de la prueba para optimizar la captura de los datos de fase mientras se ejecuta la prueba en el sitio. Estos análisis incluyen generación de ondas de fuente, rangos de frecuencia total en todos los pasos, y los espaciamientos de los receptores.

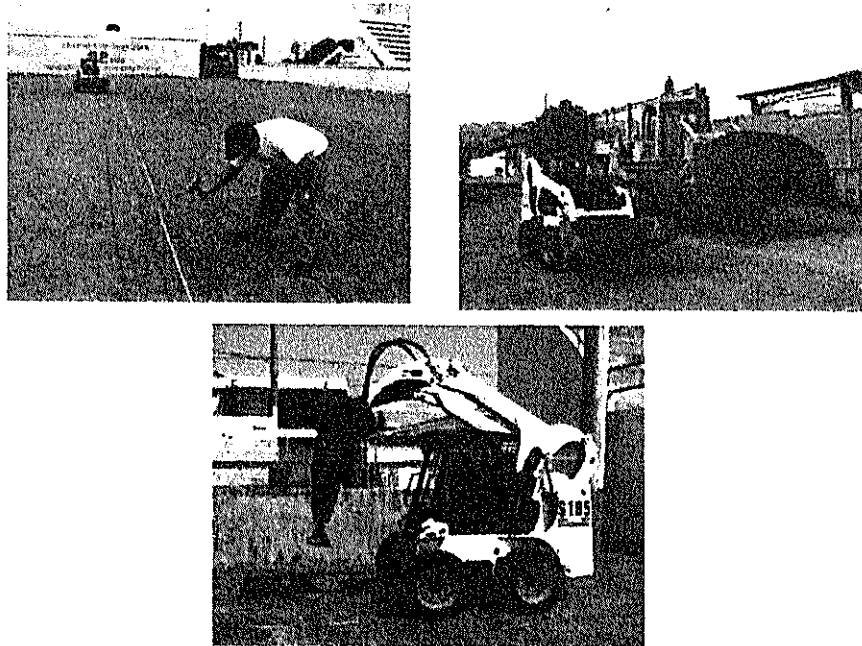


Fig 4.3 Generación de la fuente de perturbación en la masa de suelo, para las frecuencias altas se uso el martillo de mano y para las frecuencias bajas se usaron Buldozers y retroexcavadores de gran capacidad.

Se adoptó una geometría de fuente de punto medio común en nuestro arreglo, figura 4.4. Para poder lograr lo indicado, se ubicó la fuente en la línea central con la dirección hacia delante y hacia atrás de pares de sensores equidistantes de la fuente para cada arreglo de espaciamiento. Esta configuración nos permitió unir las curvas de dispersión de ambas direcciones si fueren similares.

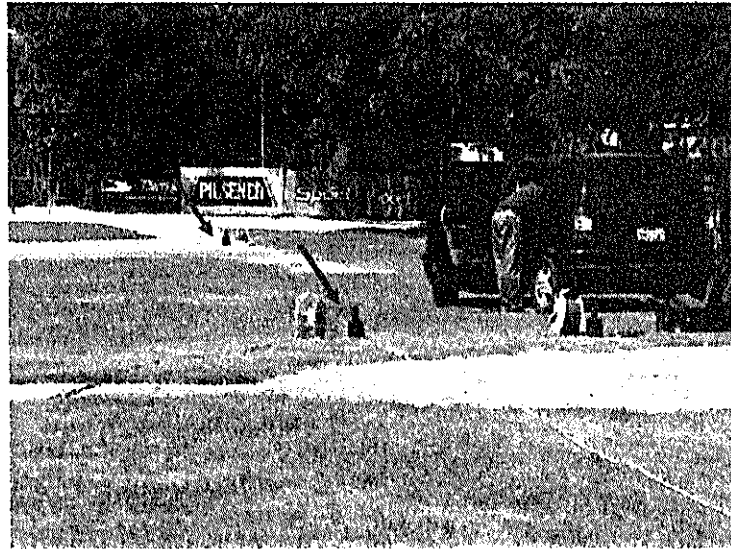


Fig 4.4 Ubicación de los pares de sensores equidistantes y alineados con la fuente

Para poder construir un perfil de dispersión del sitio, se hicieron varios arreglos con diferentes espaciamentos de los receptores para capturar los rangos de frecuencia alta, media y baja de la dispersión de ondas de superficie. El espaciamiento X de los receptores se ubicó geométricamente desde 1 a 64 metros, ej. 1, 2, 4, 8, 16, 32, y 64 metros. Los dos sismómetros fueron separados por una distancia dada, X , y la fuente fue ubicada usualmente a una distancia de d_b desde el sismómetro mas distante y $d_a=2X$ desde el sismómetro de adentro, figura 4.5. Cuando la separación del arreglo se aumentó al punto de que el espaciamiento $X:2X$ llegó a ser poco práctica, debido a limitaciones de espacio, límite de cable, o la atenuación, los espaciamentos del arreglo fueron cambiados a $X:X$. Investigaciones

previas han mostrado que las relaciones de los espaciamientos del arreglo entre $X:X$ y $X:2X$ minimizan los efectos de campo cercano y atenuación de onda distante (Sanchez-Salineró, et al. 1987).

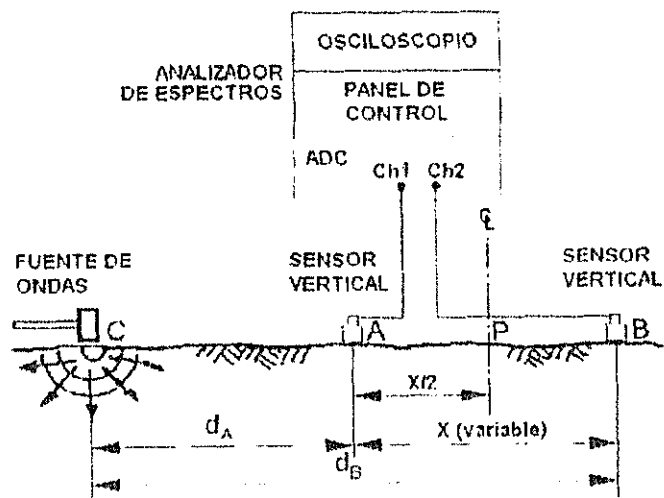
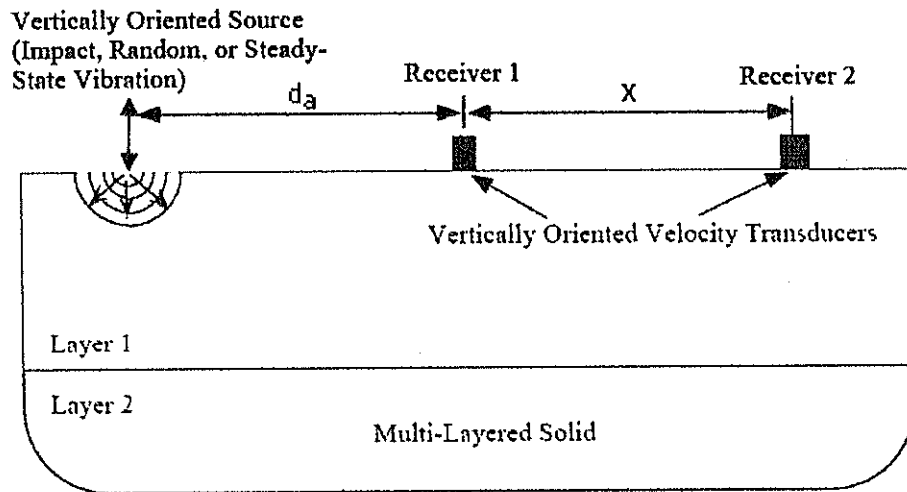


Fig 4.5 Diagrama esquemático del arreglo generalizado de los sensores con respecto a la fuente en el ensayo SASW

En campo, se calcularon las longitudes de las ondas Rayleigh (λ_R) relacionando los espaciamientos de los sismómetros (X) y el ángulo de fase (φ , en radianes determinado del espectro cruzado de respuesta) entre los sismómetros donde:

$$\lambda_R = \frac{2\pi X}{\varphi} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

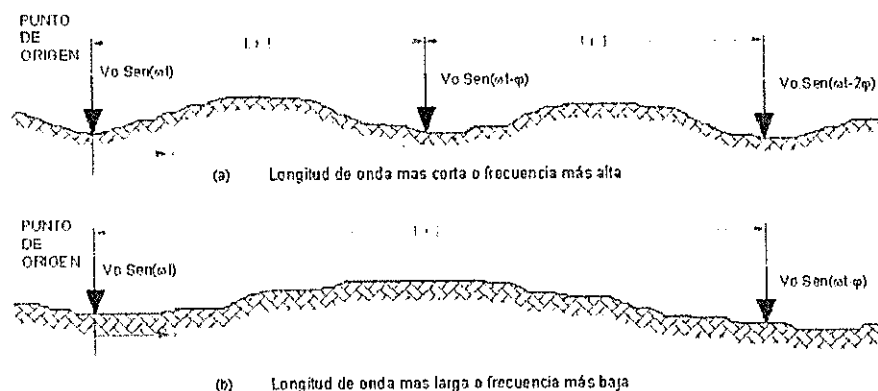


Fig 4.6 Dependencia de la propagación de la onda Rayleigh con la frecuencia

Para la obtener la ecuación 4.1, es preciso asumir que el desplazamiento vertical del movimiento provocado, es representado por:

$$V_o(t) = V_o \text{ Sen}(\omega t) \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Luego, el desplazamiento vertical de cualquier otro punto fuera del punto de origen a causa de movimiento puede ser expresado por:

$$V(t) = v \text{Sen}(\omega t - \varphi) \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Donde:

φ es un ángulo de diferente fase

v denota una amplitud.

El intervalo de tiempo entre el punto de origen y un punto a una distancia X , es igual a x/V_R , la ecuación 4.3 es rescrita como (Richard et al. 1970)

$$v(t) = \text{Sen}\omega(t - x/V_R)$$

$$V(t) = v \text{Sen}\left(\omega t - \frac{2\pi f x}{V_R}\right) \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

Donde:

V_R es la velocidad de propagación de la onda Rayleigh y f la frecuencia de la oscilación. Por lo que la fase del ángulo es expresada como:

$$\varphi = \frac{2\pi f X}{V_R} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

Durante el ensayo, el receptor o sismógrafo más lejano es movido, manteniéndose a lineado con el otro, hasta que ellos se encuentren en fase. Cuando la distancia X es igual a una longitud de onda λ_R , la fase del ángulo debería ser igual a 2π . Así la ecuación 4.5 es reducida a una relación muy bien conocida donde la velocidad de la onda Rayleigh de superficie, V_R , es calculada como el producto de la frecuencia y su longitud de onda asociada:

$$V_R = \lambda_R \cdot f \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

Por otro lado, se sabe de la teoría de ondas elásticas que la velocidad de propagación de la onda Rayleigh V_R en un semi-espacio es una función de la onda de corte V_s y de las ondas de compresión V_p (o relación de Poisson). Esta relación es mostrada en la figura 4.7 en términos de los valores V_R/V_s graficados versus la relación de Poisson ν .

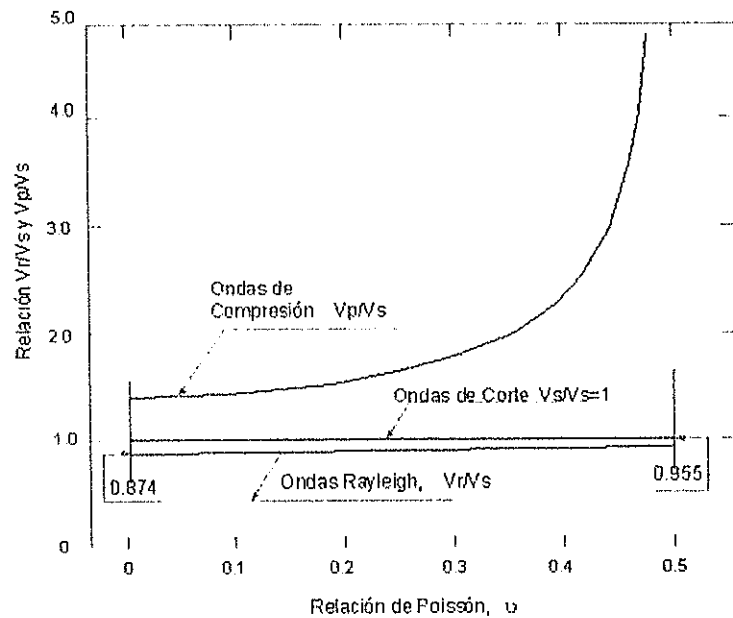


Fig 4.7 Propagación de velocidades de varias ondas como una función de la relación de Poisson (Richard, Hall , and Woods, 1970)

Esto nos indica que la velocidad de propagación de la onda R es solo ligeramente más pequeña que la velocidad de onda de corte (0.874 a 0.955 veces el valor de V_s), por lo que puede ser aproximadamente igual a V_s .

Para propósitos prácticos, como primera aproximación en campo, se asume:

$$V_s \approx 1.1 V_R \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Para los cambios de frecuencia del oscilador, existen diferentes valores de la velocidad V_R que serán obtenidas.

La representación de la velocidad de las ondas superficiales Rayleigh en función de la frecuencia (o de la longitud de onda) se conoce como curva de dispersión.

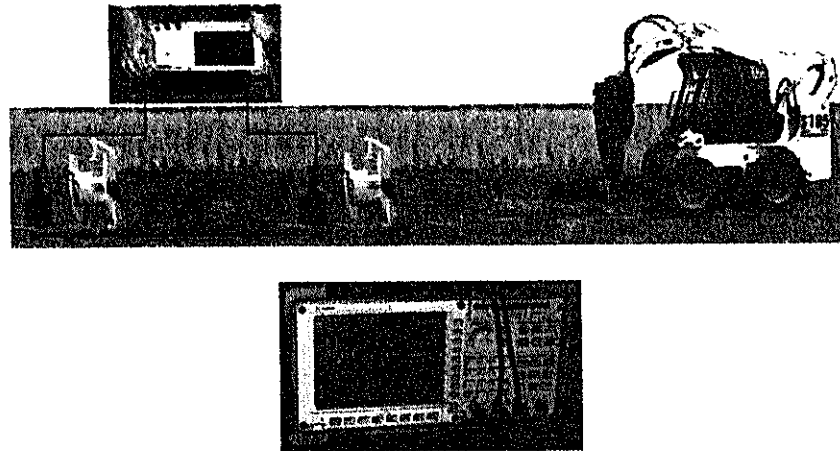


Fig 4.8 Esquema de toma de datos, ensayo geofísico SASW, para la investigación de los suelos de la Ciudad de Guayaquil

Las señales registradas de los distintos tiempos por los sismógrafos ($y_1(t)$ y $y_2(t)$) son traducidas a frecuencia por un algoritmo de la Transformada de Fourier (FFT □Fast Fourier Transform algorithm□) obteniendo un espectro lineal relacionado ($Y_1(f)$ and $Y_2(f)$). Usando técnicas de análisis espectral, es posible conseguir información acerca de la calidad de los registros y la velocidad de fase como una función de la frecuencia.

La evaluación de la calidad de la señal se la realizó a través de la función de coherencia ("coherente function"), es decir se obtiene una elaboración estadística comparando los diferentes registros; así esta función convergen a la unidad de tal manera que las señales registradas puede ser consideradas genuinas y no afectadas por el ruido ambiental.

La velocidad de fase, como una función de la frecuencia, puede ser obtenida desde la fase del promedio del Cross-Power Spectrum.

- Auto-power spectra:

$$G_{y_1y_1} = Y_1(f)^* \cdot Y_1(f)$$

$$G_{y_2y_2} = Y_2(f)^* \cdot Y_2(f)$$

- Cross Power Spectrum:

$$G_{y_1y_2} = Y_1(f)^* \cdot Y_2(f)$$

Donde * denota un complejo conjugado

- Coherence function:

$$\gamma_{y_1y_2}^2 = \frac{|G_{y_1y_2}|^2}{(G_{y_1y_1} \cdot G_{y_2y_2})}$$

Donde || significa la magnitud del numero complejo

- Phase of Cross Power Spectrum:

$$\varphi_{y_1y_2}(f) = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}(G_{y_1y_2})}{\text{Re}(G_{y_1y_2})} \right)$$

- Tiempo transcurrido entre recibidores:

$$t(f) = \frac{\varphi_{y_1 y_2}(f)}{360^\circ f}$$

ó

$$t(f) = \frac{\varphi_{y_1 y_2}(f)}{2\pi f}$$

- Velocidad de fase de las ondas superficiales :

$$V_R(f) = \frac{X}{t(f)}$$

Donde

X = distancia entre los dos sismógrafos.

- Longitud de Onda:

$$\lambda_R = \frac{V_R}{f}$$

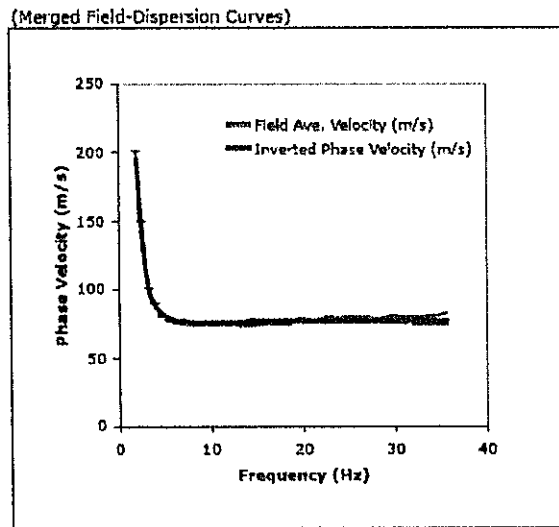
$$\lambda_R = \frac{X}{t(f) \cdot f} = 2\pi \frac{X}{\varphi(f)}$$

Finalmente con esta información es posible construir la curva de dispersión. Tomando un valor promedio de los datos de los sismógrafos (se usa cada uno de ellos solo con un rango de frecuencia en el cual la señal es clara y no es afectada por los efectos de sitio).

El siguiente paso, corresponde a la estimación en campo de las propiedades dinámicas en cada estrato, detallando la profundidad y la velocidad de la onda de corte, basadas en la curva de dispersión.

Este paso es llamado **Proceso de inversión** y las variables que no conocemos son el espesor, la densidad, el módulo de corte y la relación de Poisson, pero la influencia de la densidad y la relación de Poisson carecen de gran importancia porque estos pueden ser estimados basados en la experiencia, sin efectos en los resultados finales.

El perfil de la velocidad de la onda cortante del resultado de los análisis, las curvas de dispersión y el registro de velocidades vs la longitud de onda para los sitios de Guayaquil, son presentadas en el Apéndice A. En las mediciones de campo, fueron obtenidos los valores de velocidad para cada arreglo de sismógrafos para ángulos de fase de 180, 360, y 720 grados. Después de completar la recolección de datos de campo, se calculó una curva de dispersión de perfil de velocidad para todos los ángulos de fase analizados.



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve, bars represent $\pm 1\sigma$ range of merged field data)

Fig 4.9 Curva de Dispersión de la velocidad de onda Rayleigh teórica invertida y la velocidad promedio de campo

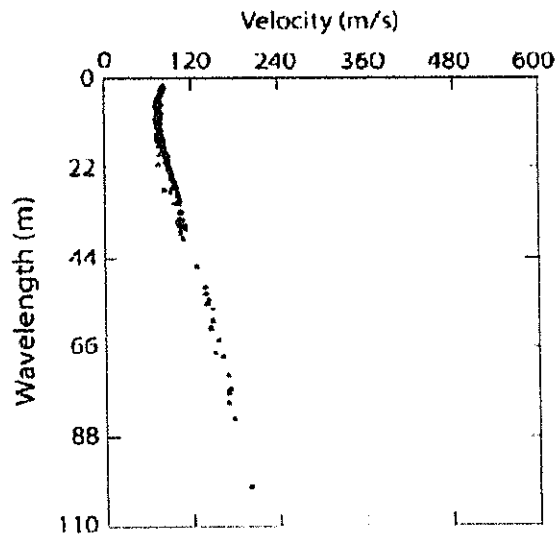


Fig 4.10 Registro de Velocidad vs Longitud de Onda



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

El proceso de inversión es usado para estimar la rigidez del modelo de suelo cuya curva de dispersión teórica tiene un mejor ajuste con

los datos de dispersión experimentales recolectados en el campo. Esto es, invertimos los perfiles de la velocidad de onda cortante usando un código de inversión que busca que la curva de perfil de velocidad de onda cortante tenga el mejor ajuste. El término "mejor ajuste" se refiere a la mínima suma de cuadrados de residuales de las diferencias entre las curvas de dispersión teóricas y experimentales.

Avances computacionales recientes han hecho posible usar soluciones más acertadas, aunque es cierto que la solución no es única, porque más de un par de la configuración espesores-rigidez puede corresponder a la misma curva de dispersión.

El algoritmo de inversión, WaveEq de OYO Corp. (Hayashi y Kayen, 2003) usa una aproximación numérica automatizada que emplea un ajuste de mínimos cuadrados de las curvas de dispersión teóricas y experimentales. También se realizaron análisis con algoritmos de inversión independientes, *inverse.m* (Lai y Rix, 1998) y *WinSASW* (Joh, 1998) para validar los perfiles calculados con WaveEq.

La inversión de un perfil de velocidad teórica fue realizada usando el código de inversión WaveEq.

Generalmente, se usa un modelo de diez capas para la inversión, con los espesores de capas geoméricamente expandiéndose con la profundidad. El aumento de los espesores de las capas con la profundidad corresponde con la disminución de la dispersión de la información en la porción más larga de longitud de onda de la curva de dispersión. Los perfiles generalmente aumentan en rigidez con la profundidad, sin embargo las capas de baja velocidad son presentes en muchos de los perfiles.

El SASW trabaja mejor en casos donde la rigidez de los suelos y rocas incrementan con la profundidad. Si existen capas de suelo blando bajo capas de suelo rígido la interpretación puede ser algo ambigua.

En la práctica el método SASW, ejecuta la inversión por lo que es llamado forward modelling (Stokoe et al.1994) en el cual se determinan teóricamente la curva de dispersión basada en un modelo preasumido del perfil del suelo, luego este es comparado con la curva de dispersión obtenida de las mediciones en campo. Si la coincidencia de las dos curvas no es satisfactoria, el modelo previamente asumido para el perfil del suelo es modificado y se realiza nuevamente la curva de dispersión teórica que es comparada

con la actual curva de dispersión experimentalmente obtenida. Este proceso iterativo se repite hasta obtener un buen ajuste, tal como un procedimiento prueba y error.

Velocidad de la Onda de Corte (V_{s30})

Por otro lado, la teoría de la velocidad de la onda de corte sugiere, que la amplitud del movimiento del suelo depende de su densidad y la velocidad de onda de corte depende de los materiales de la superficie (e.g., Bullen, 1965; Aki and Richards, 1980).

La densidad tiene relativamente ligeras variaciones con la profundidad y la velocidad de onda de corte lógicamente representa las condiciones de sitio.

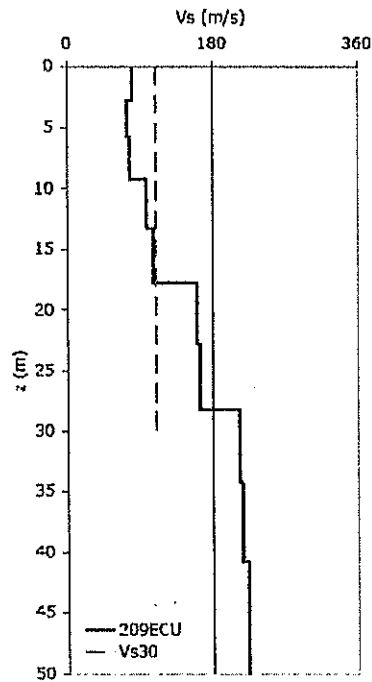


Fig 4.11 Registro de Velocidad V_{s30}

Dos métodos han sido propuestos para representar el perfil profundidad-velocidad con un valor representativo. El primero toma la velocidad sobre un rango de profundidades correspondientes a un cuarto de longitud de onda de un período de interés (Joyner et al., 1981), el cual produce valores que dependen de la frecuencia.

Un problema práctico con el cuarto de longitud de onda para el parámetro V_s es que las profundidades son frecuentemente más profundas de lo que económicamente puede ser un barreno normal de perforación. El segundo método, basado en el parámetro V_{s30}

fue propuesto para sobrepasar estas dificultades y poder encontrar un amplio uso en la práctica.

- El parámetro V_{s-30} , está definido como la velocidad de la onda cortante ponderada, donde la onda de corte se propaga verticalmente para viajar desde los 30m de profundidad hasta la superficie.

$$\bar{V}_{s_{30}} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{s_i}}} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

La ecuación 4.7 es usada para calcular esta velocidad promedio basado en la unidad de espesor de capa (d_i) y su correspondiente intervalo de velocidad (V_{s_i}).

Basado en los estudios empíricos de Borchardt y Glassmoyer (1994), Borchardt (1994) se define al valor de V_{s-30} como un valor importante para los códigos de construcción.

Por medio del parámetro V_{s-30} , según su magnitud y condiciones del suelo se puede hacer una clasificación por respuesta sísmica de sitio, llamada clasificación NEHRP.

Tabla 4.1 Clasificación NEHRP

SITIO	DESCRIPCION
A	Roca dura con velocidad de onda cortante $V_s > 1500 \text{ m/s}$
B	Roca con velocidad de onda cortante $760 \text{ m/s} < V_s < 1500 \text{ m/s}$
C	Roca suave, suelo granular*, muy denso ($N > 50$) o suelo fino** con $IP \geq 8$, de muy rígido a duro ($S_u > 150 \text{ Kpa}$), todos ellos con velocidades de onda cortante $360 \text{ m/s} < V_s < 760 \text{ m/s}$
D	Suelo granular* de medianamente denso a denso ($15 \leq N \leq 50$), o suelo fino** de rígido a muy rígido ($50 \text{ kPa} \leq S_u \leq 150 \text{ kPa}$) ambos con velocidad de onda cortante $180 \text{ m/s} < V_s < 360 \text{ m/s}$
E	Un perfil de suelo con velocidad de onda cortante $V_s < 180 \text{ m/s}$, o cualquier perfil con más de 3m de arcilla suave a media ($IP > 20\%$, $w > 40\%$, y $S_u < 50 \text{ kPa}$)
F	Suelo requiriendo una evaluación específica de respuesta dinámica de sitio, cualquier perfil de suelo que contenga uno o más de las siguientes características geotécnicas: <ol style="list-style-type: none"> 1. Suelos vulnerables a falla potencial colapso bajo carga sísmica: <ul style="list-style-type: none"> Suelo licuables Arcillas rápidas y altamente sensitivas Suelos debilmente cementados colapsibles 2. Capas de turba y/o arcilla altamente orgánica de más de 3m 3. Capas de arcilla de muy alta plasticidad ($IP > 75\%$) de más de 8m 4. Capas de arcilla de suave a media ($S_u < 50 \text{ kPa}$) con más de 36m

*Pasante del tamiz #200 $< 50\%$ y 50% con $IP < 8\%$

** Pasante del tamiz #200 $> 50\%$ con $IP \geq 8\%$

A manera de ejemplo, se presenta el resultado del análisis espectral, SASW en el sitio 219 ECU, figura 4.12.

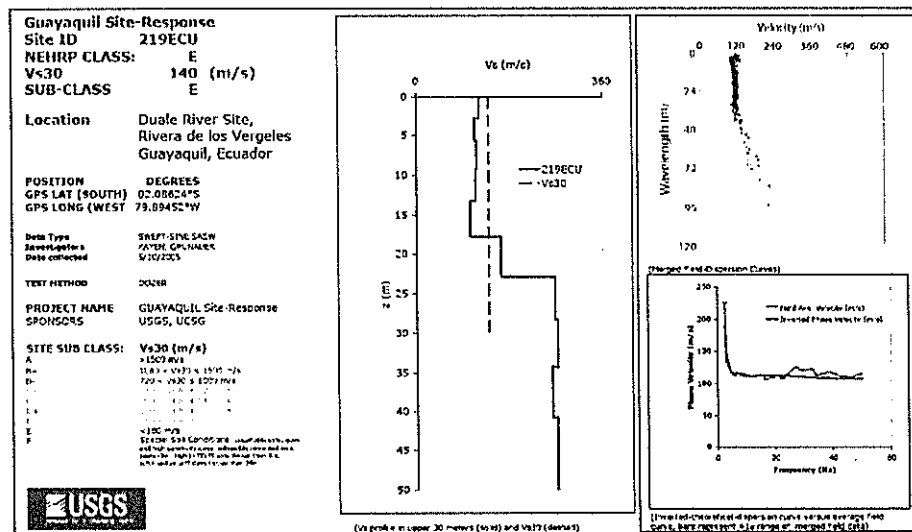


Figure 4.12.—SASW site classification and location information for site 700MP. The layered inversion model of shear wave velocity in the upper 30 meters is presented in the middle plot. The site dispersion curves are presented in the upper-right plot, and the comparison between the average site dispersion curve and theoretical dispersion curve is presented in the lower-left.

Fig 4.12 Modelo de clasificación según el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), perfil de velocidades de ondas de corte, curvas de dispersión de la velocidad Rayleigh con la profundidad y la frecuencia, para el sitio 219 ECU.

En la tabla 4.2 y en la figura 4.13, se muestran los valores de V_{s30} estimados desde 8 a 10 modelos de capas y los valores de $V_{s_{eq}}$, el cual corresponde a la velocidad de onda de corte promedio ponderada en el subsuelo que sobreyace al semi-espacio (frontera donde define que el subsuelo que subyace a esta no participa en la respuesta dinámica de sitio, $V_s > 300$ m/s). Los sitios analizados en esta investigación caen dentro de un rango de velocidad promedio en 30m, V_{s30} de 106 a 561 m/s.

Para optimizar y entender mejor la clasificación NERHP hemos subdividido informalmente las categorías con un prefijo + o un - para

indicar si la velocidad cae dentro de la mitad superior o inferior en cada clase de letra. (ej. Suelos D-;D+,C-;C+).

Tabla 4.2 Valores de Velocidad de onda de corte ponderada en los primeros 30 m de profundidad, indicando la clasificación según la norma NEHRP, Tabla 4.1.

Clase NEHRP	Sitio	V_s 30 (m/s)
E	209ECU	110
E	210ECU	106
E	211ECU	146
D-	212ECU	224
E	213ECU	144
E	214ECU	118
E	216ECU	113
E	221ECU	123
D-	217ECU	183
E	218ECU	143
E	219ECU	140
D+	220ECU	272
C+	222ECU	561
C-	215ECU	359

Evaluando con los datos geotécnicos obtenidos en los sitios clasificados inicialmente con los valores de la velocidad de la onda cortante en los primeros 30 m (Tabla 4.2), se ajustó la clasificación en los sitios E a sitios de clasificación F, ver figura 4.13.

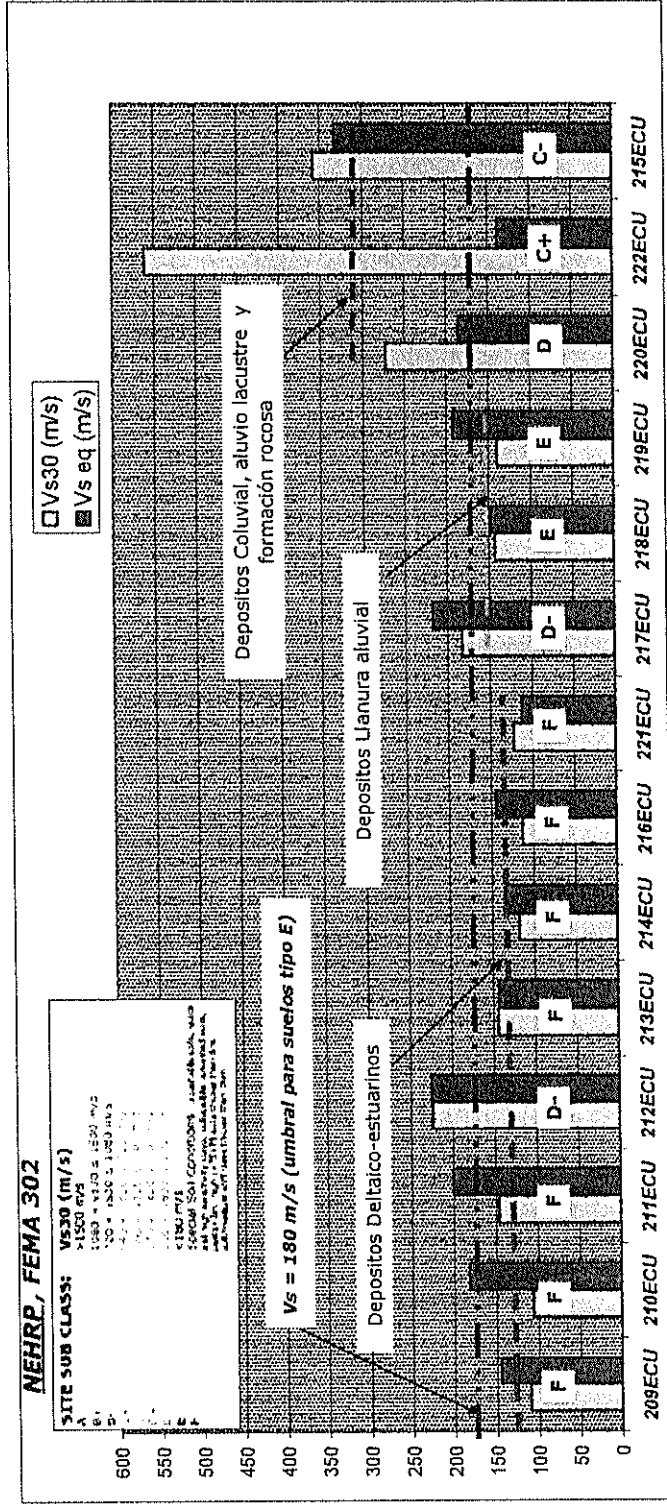


Fig 4.13 Variación del valor de V_{s30} en cada sitio analizado y el valor de $V_{s eq}$, velocidad equivalente hasta el semi-espac

4.3 RESULTADOS DE LAS MEDICIONES.

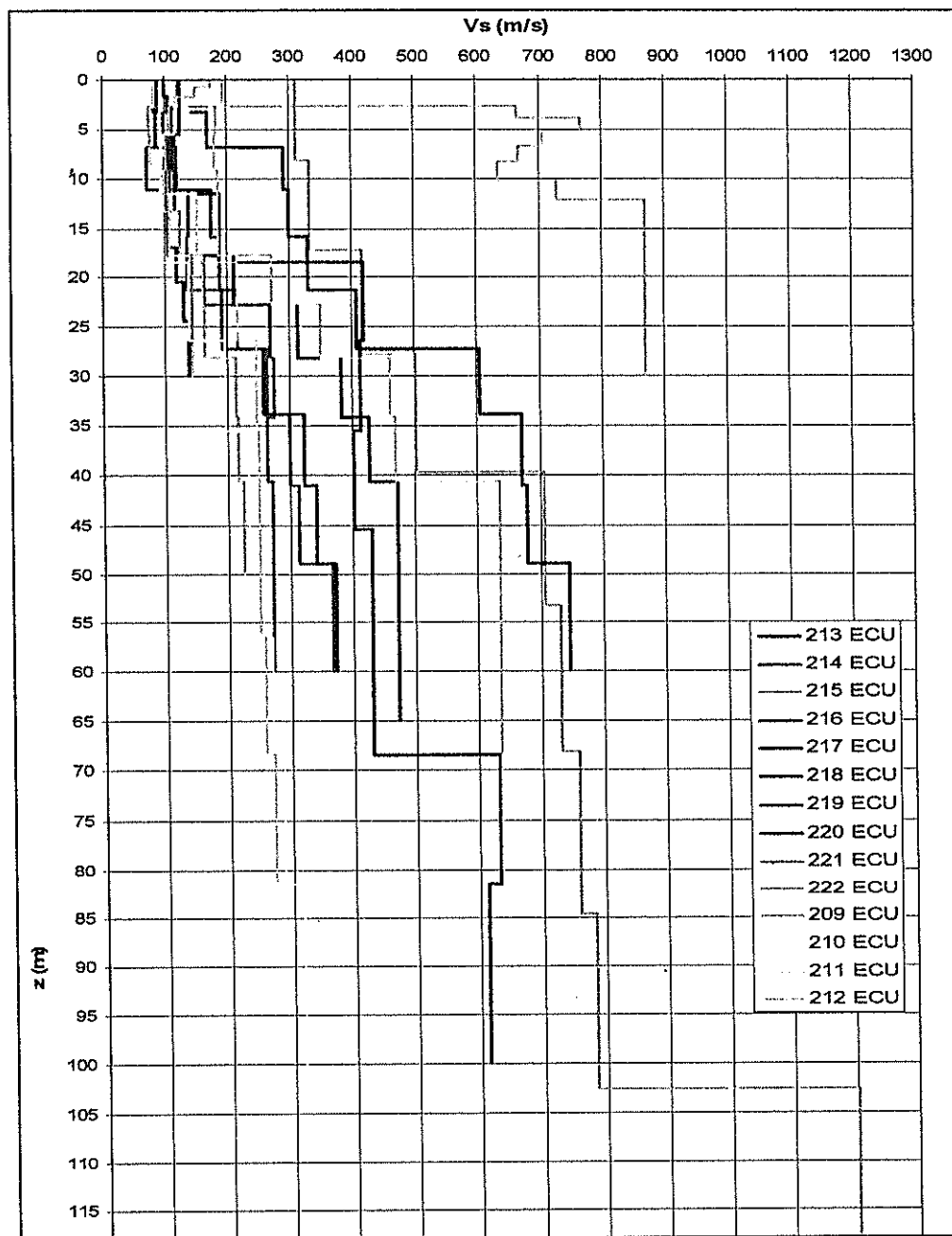


Fig 4.14 Variación de la velocidad de la onda de corte con la profundidad en los 14 sitios estudiados

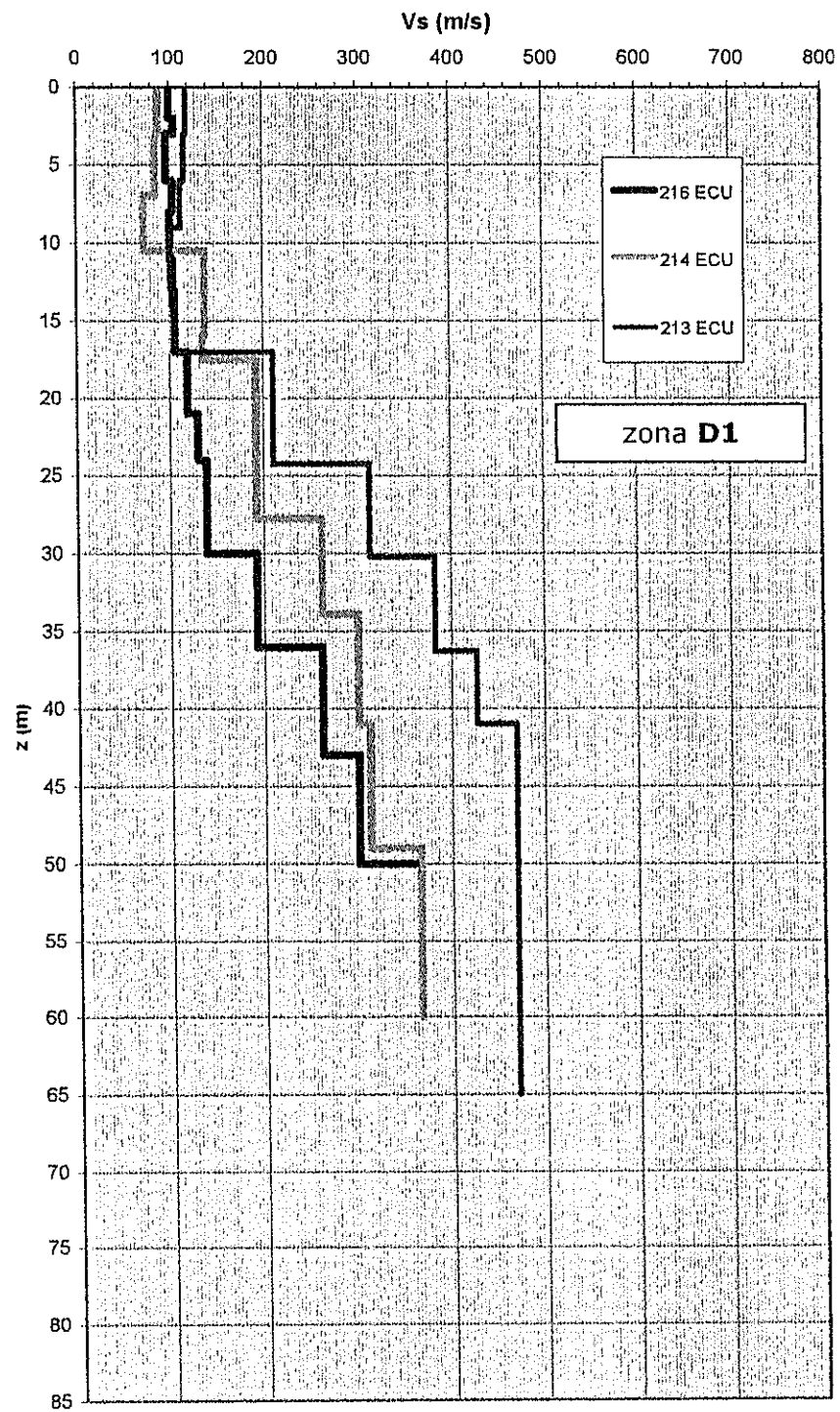


Fig 4.15 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D1: Depósitos Deltaico-estuarino (Este-Centro).

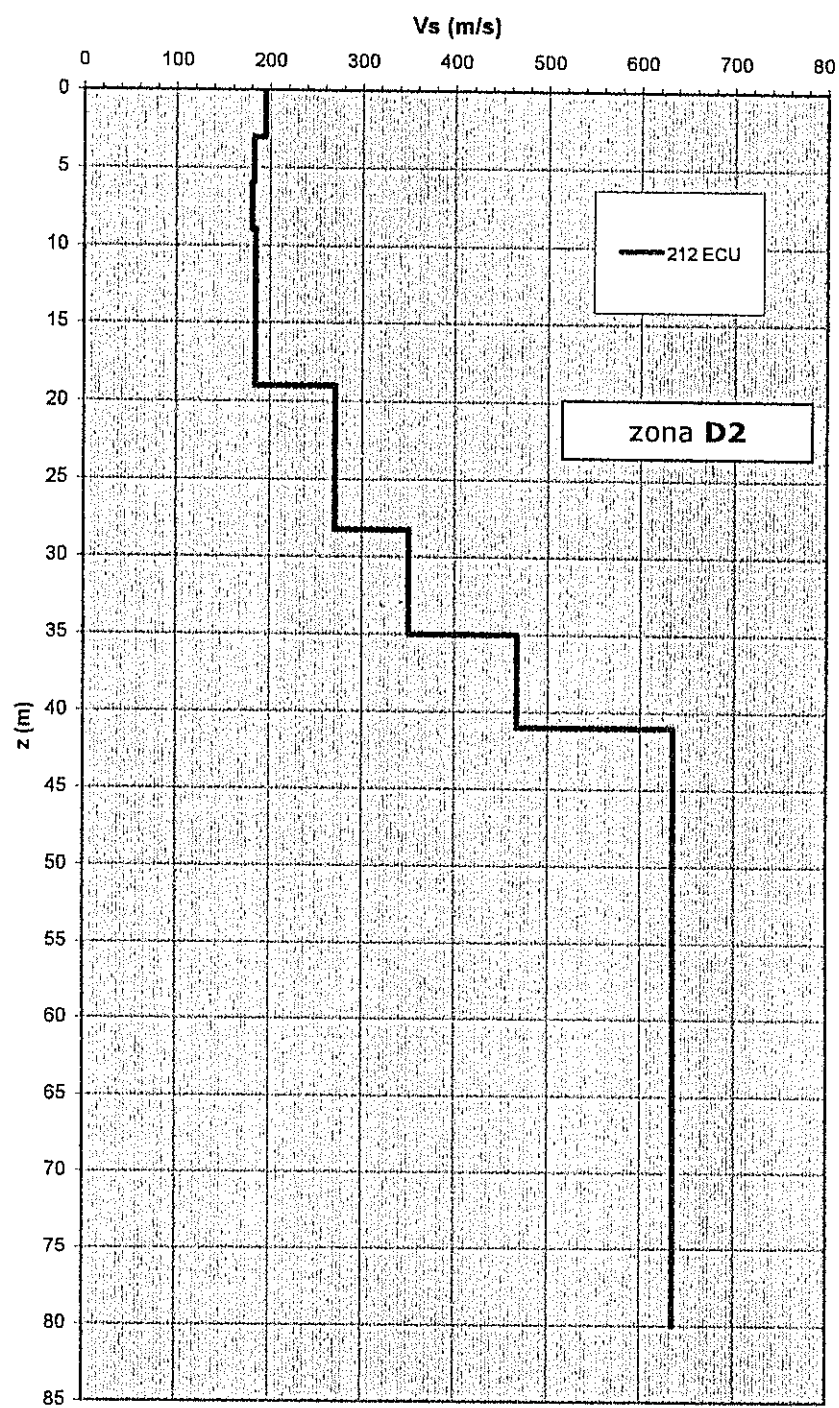


Fig 4.16 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D2: Depósitos Deltaico-estuarino (Sur)

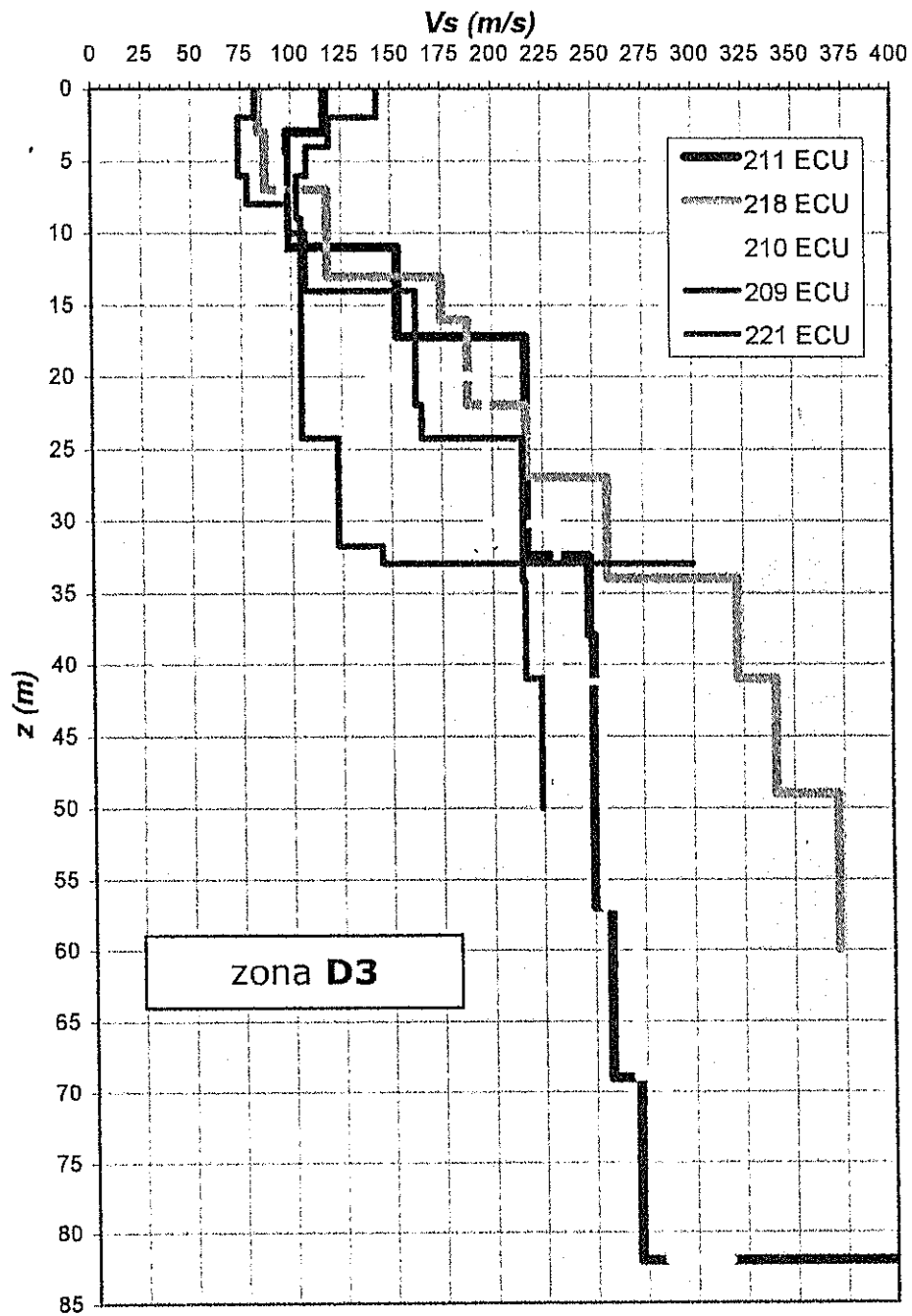


Fig 4.17 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D3: Depósitos Deltaico-estuarino (Oeste-Norte-Trinitaria)

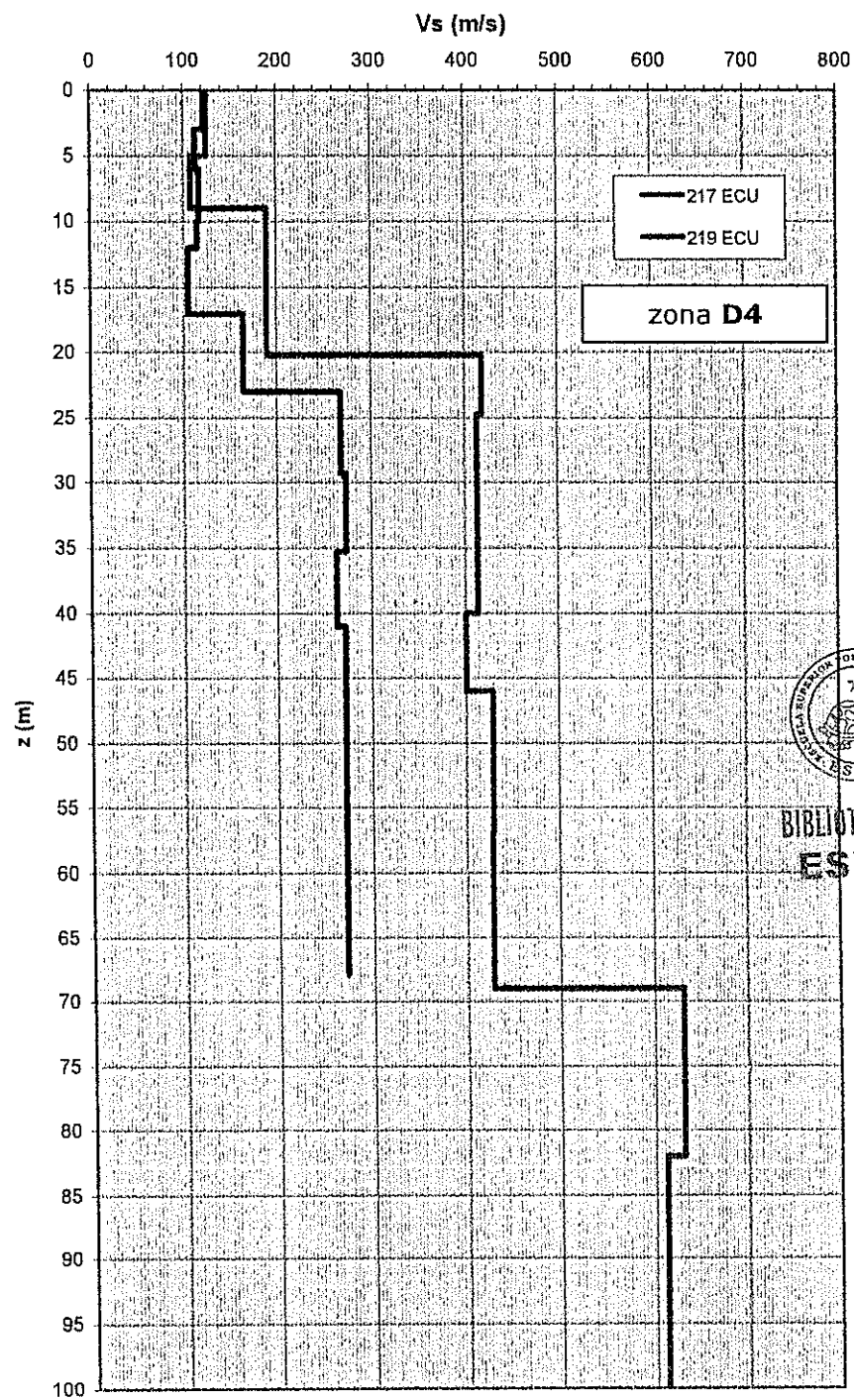


Fig 4.18 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D4: Depósitos de la Llanura aluvial (Norte)

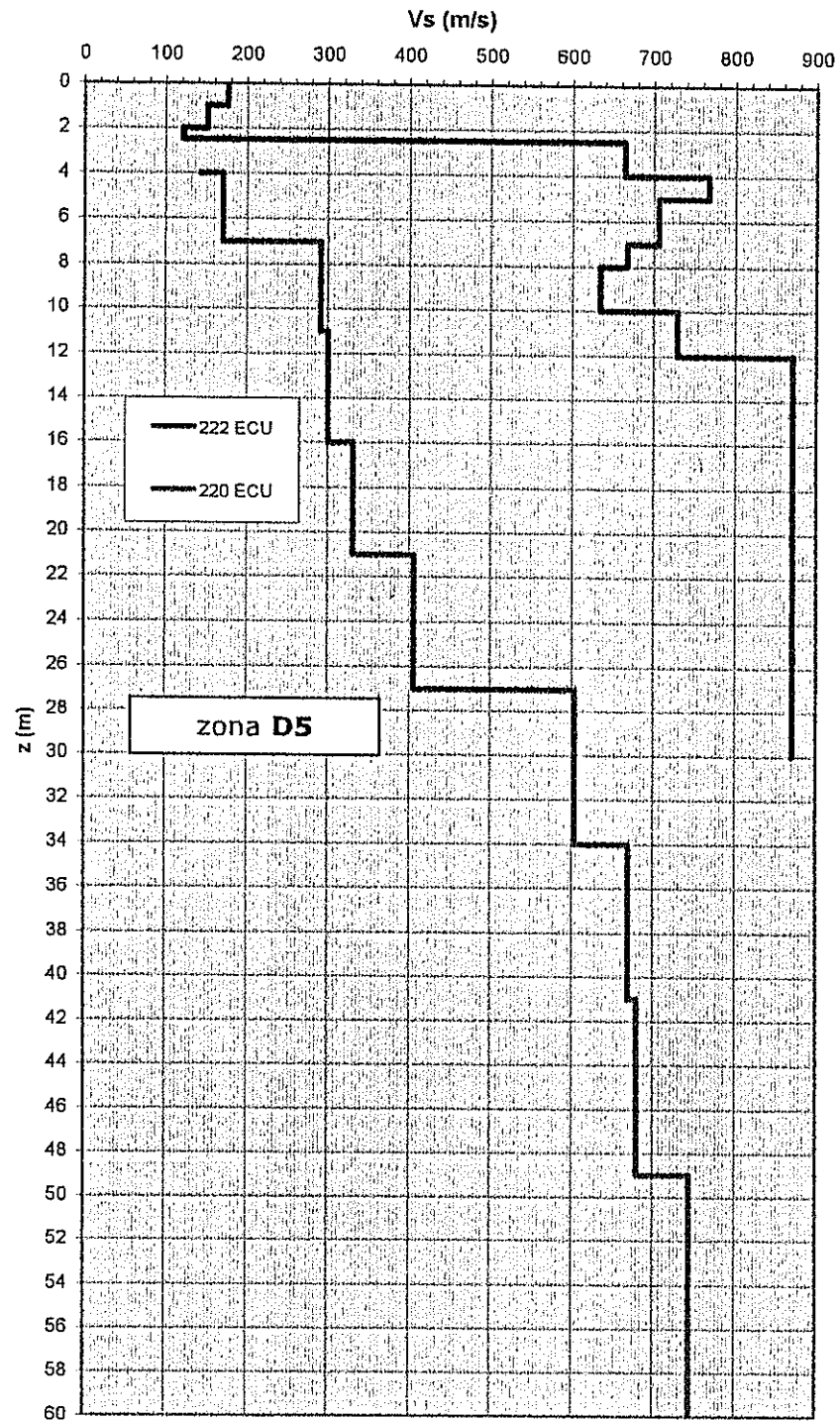


Fig 4.19 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D5: Depósitos Aluvio-lacustre (Norte)

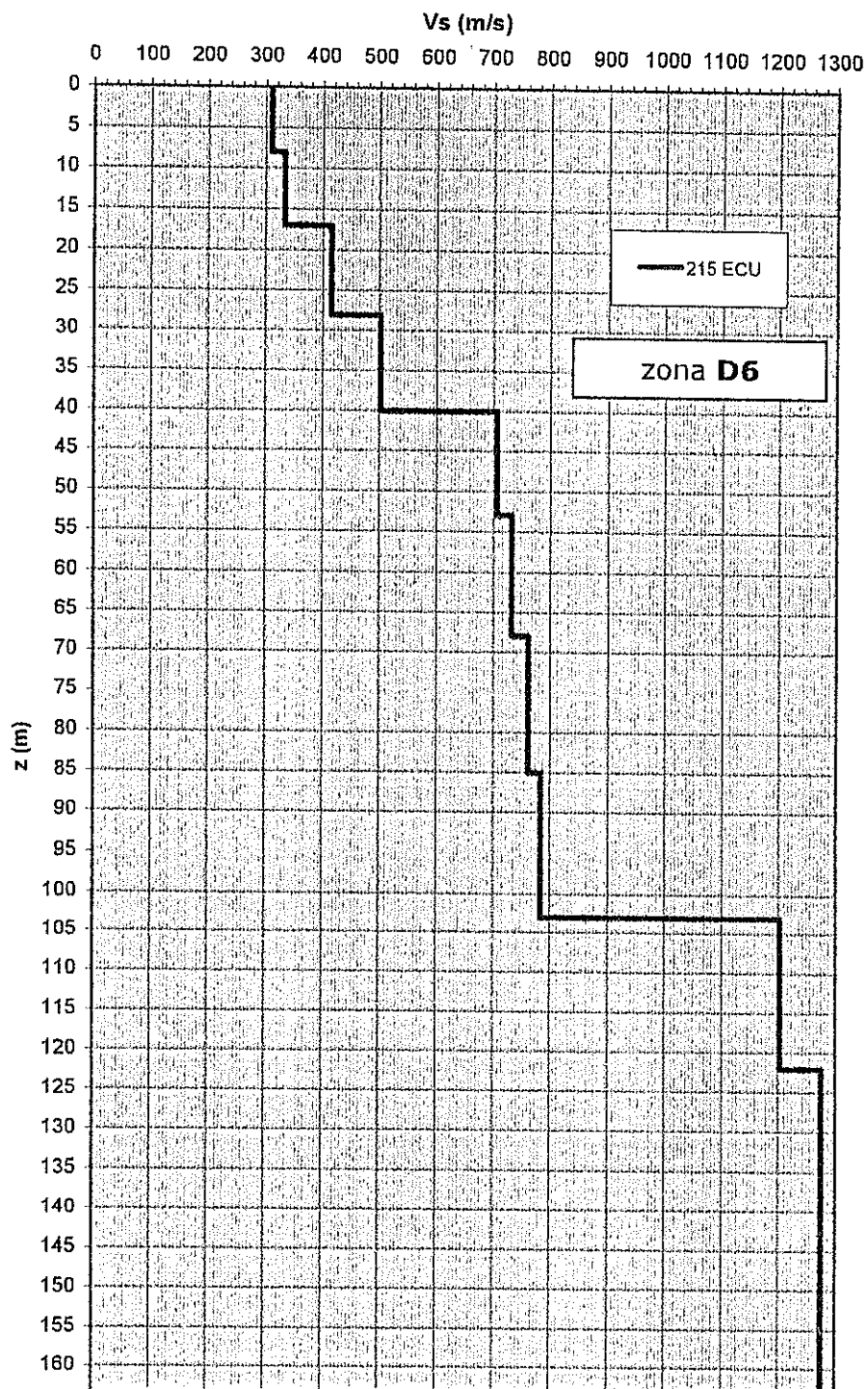


Fig 4.20 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona geotécnica D6: Depósitos Coluviales

En la figura 4.21, se presentan los rangos de velocidades de las ondas de corte (en m/s) para cada tipo de geomaterial y cada zona geotécnica estudiada

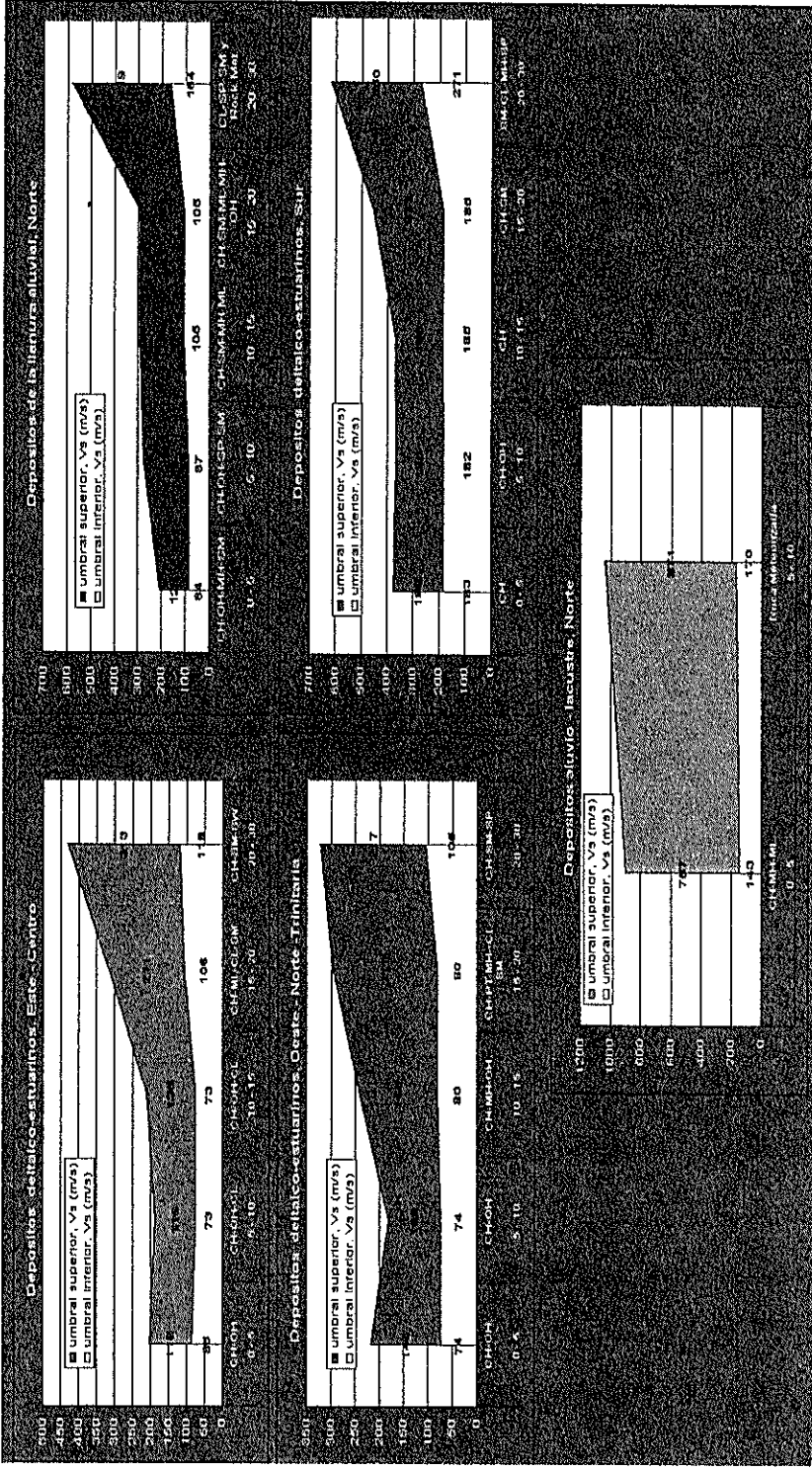


Figura 4.21 Resumen de los rangos de velocidades de las ondas de corte (en m/s) para cada tipo de geomaterial y cada zona geotécnica estudiada

CAPITULO 5

5. MEDICIONES DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS EN CAMPO Y LABORATORIO.

En cada sitio de estudio, se realizaron los siguientes sondeos y ensayos "in situ"; SPT (ensayo de penetración estándar), CPT (ensayo de cono estático eléctrico), DPT (ensayo de cono dinámico), VST (ensayo de veleta de campo) y SASW (Ensayo de Análisis Espectral de Ondas Superficiales, método geofísico) figura 5.1. En la tabla 5.1 se muestra la cantidad de metros lineales de ensayos realizados.

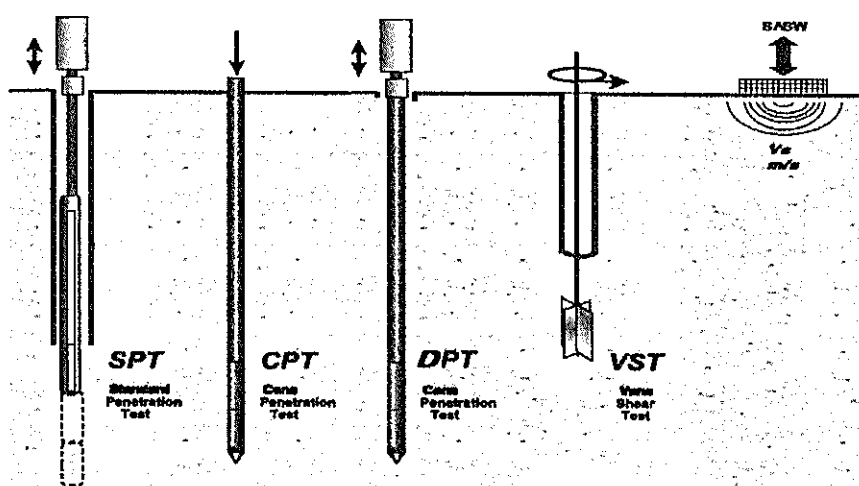


Fig 5.1 Ensayos o sondeos "in situ" realizados en cada sitio de investigación complementaria.

Tabla 5.1 Longitud de investigación mediante la campaña de sondeos y ensayos "in situ", en metros

Borabolas II SASW site ID #			Pruebas In situ			SPT + Shelby (ensayos lab)
			GPT	DCP	Veleta campo	Percusión y lavado (SPT + Shelby)
GYE-01N	209ECU	Kennedy Baseball Field	17	25		35
GYE-02CH	210ECU	Guayaquil Yacht Club, Puerto Azul	12	23	5	51
GYE-03S	211ECU	Municipal Hospital of Isla Trinitaria	13	19	6	80
GYE-04S	212ECU	Municipal Park Stella Maris, GUASMO ESTE	14	21	9	36
GYE-05S	213ECU	La Pradera-2	13	20	7	40
GYE-06S	214ECU	Corner Perimetral Ave & 25 of July Ave, SOPERA	13	22	6	34
GYE-14CH	215ECU	Chongon (JP camp)				10
GYE-07C	216ECU	Estadio Ramon Unzueta	12	36	10	52
GYE-08N	217ECU	Nueva Terminal Internacional, Antiguo Jardín de la Salsa	11	20		40
GYE-10W	218ECU	La Garzota District	18	23	15	33
GYE-13N	219ECU	Duale River Site, Rivera de los Vergales	15	18	7	40
GYE-12P	220ECU	Ciudadela 2 de Julio (at Ave. Dado)				15
GYE-09N	221ECU	Federación de Deportiva del Guayas, Miraflores	18	22	10	40
GYE-11N	222ECU	La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia)				15
			157	249	74	522
			total (m) A =			1002
			* se repletaron ensayos para verificar SPT			

SASW site ID #		Prof. (m)
209ECU	Kennedy Baseball Field	60
210ECU	Guayaquil Yacht Club, Puerto Azul	100
211ECU	Municipal Hospital of Isla Trinitaria	82
212ECU	Municipal Park Stella Maris, GUASMO ESTE	80
213ECU	La Pradera-2	66
214ECU	Corner Perimetral Ave & 25 of July Ave, SOPERA	80
215ECU	Chongon (JP camp)	170
216ECU	Estadio Ramon Unzueta	30
217ECU	Nueva Terminal Internacional, Antiguo Jardín de la Salsa	100
218ECU	La Garzota District	60
219ECU	Duale River Site, Rivera de los Vergales	60
220ECU	Ciudadela 2 de Julio (at Ave. Dado)	60
221ECU	Federación de Deportiva del Guayas, Miraflores	30
222ECU	La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia)	30
Total		total (m) B = 977

Para poder correlacionar e identificar las propiedades y variables obtenidas en campo, se realizaron en los mismos sitios de investigación, sondeos profundos, los que sirvieron para la obtención de muestras "inalteradas" utilizando el muestreador Shelby para los suelos finos y muestreador de Cuchara Partida para muestra alteradas, en los suelos granulares.

Con las muestras "inalteradas", generalmente constituidas por arcillas de alta plasticidad, se evaluó la resistencia al esfuerzo cortante no drenado

por medio de ensayos a compresión simple, torcómetro (torvane) en campo y laboratorio y ensayos de consolidación.

En las muestras de suelos arenosos se realizaron ensayos en laboratorio para estimar el ángulo de fricción interna crítico, (Santamarina et al 2004). Adicionalmente, a muestras de arcilla seleccionadas, se les realizó la estimación de la superficie específica mediante la técnica del Azul de Metileno, (Santamarina et al 2004).

A todos los geomateriales muestreados, se les realizó los ensayos básicos de clasificación de suelos, los resultados se presentan en el apéndice B. En la figura 5.2 se muestra un esquema secuencial del proceso de exploración y muestreo en campo y ensayos de laboratorio ejecutados.

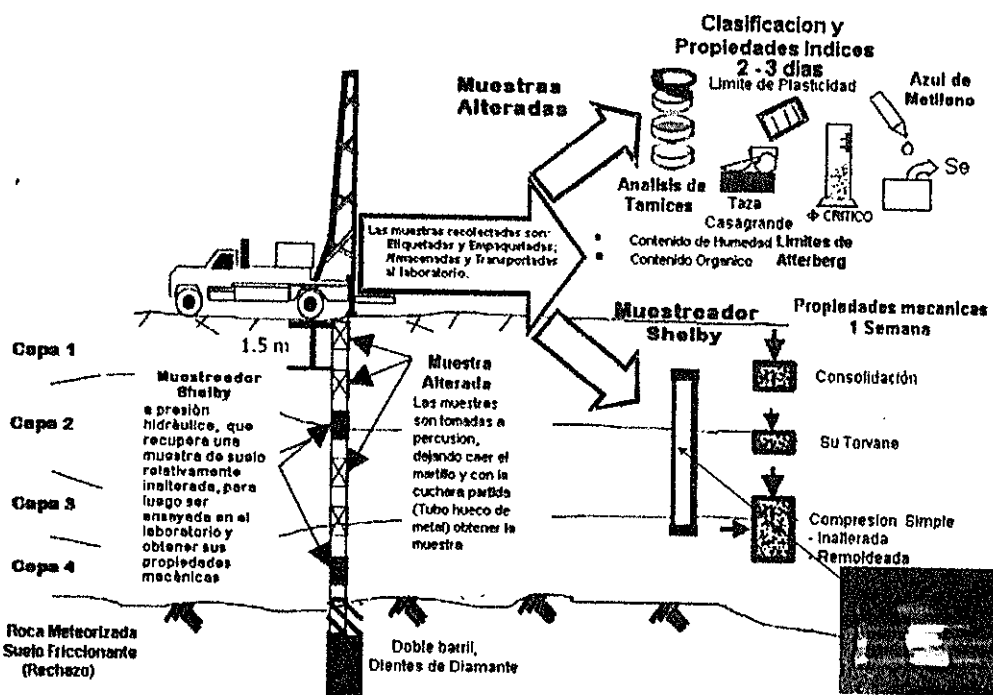


Fig 5.2 Esquema de la secuencia del muestreo alterado e inalterado de las muestras de suelo y los ensayos de laboratorio realizados en la campaña de exploración de investigación complementaria

5.1 Metodología de Los Ensayos De Campo

La campaña de exploración complementaria de campo, esta definida por ensayos "in situ" para estimar propiedades y características geotécnicas del subsuelo. Debido a que estos ensayos fueron realizados según la norma ASTM (American Society for Testing and Materials) y detallado su procedimiento según la misma, se trataran en general los procedimientos y se comentará con más detalle aspectos relevantes de cada prueba, las cuales se indican a continuación:

- Ensayo de veleta de campo, VST (*norma ASTM D 2573*)
- Ensayo de cono estático eléctrico, CPT (*norma ASTM D 5778*)
- Ensayo de Cono dinámico, DPT (*norma ASTM D-3441*)
- Ensayo de Penetración estándar, SPT (*norma ASTM D 1586*)
- Perforación y muestreo, (*norma ASTM D 1452, ASTM D 1587, ASTM D 4220*)

5.1.1 Ensayo de Veleta de campo, VST

Este ensayo nos permite medir el torque necesario para generar el estado de falla en el material arcilloso, mediante una ecuación de falla se estima la resistencia al esfuerzo cortante no drenado del suelo en condiciones reales, con una mínima alteración de sus condiciones iniciales e involucrando una mayor cantidad de suelo que si fue obtenido en laboratorio.

El ensayo de la veleta de campo se lo ejecutó después de cada extracción de muestra en el tubo Shelby. Debido a la velocidad de la aplicación del esfuerzo en el suelo, 6°/min, se

debe de hacer una corrección, la misma que esta en función del índice plástico, figura 5.3.

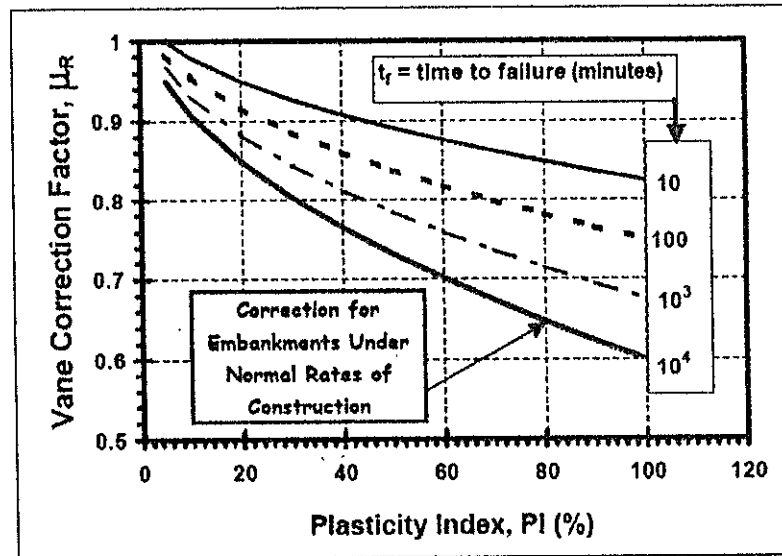


Fig 5.3 Factor de corrección μ_R , el cual afecta directamente proporcional a la resistencia obtenida en campo para obtener la resistencia no drenada real, en función de la tasa normal de construcción de terraplenes, $t_f = 10,000$ minutos, adaptado de Chandler, 1988.

En la figura 5.4 se muestra en forma cronológica el proceso del ensayo de veleta de campo realizado en el proyecto.

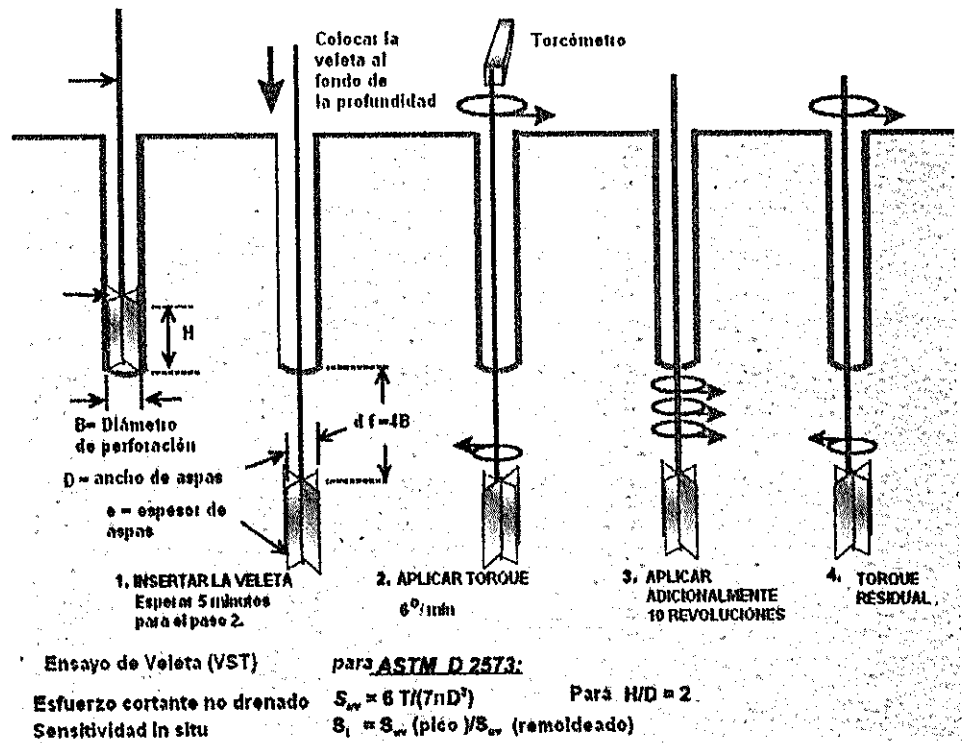


Fig 5.4 Esquema del proceso cronológico del ensayo de Veleta de campo, según norma ASTM D2573

Equipo Utilizado

- Veleta de 4 aspas, a 90° entre si, rectangular de relación 2:1, figura 5.5.

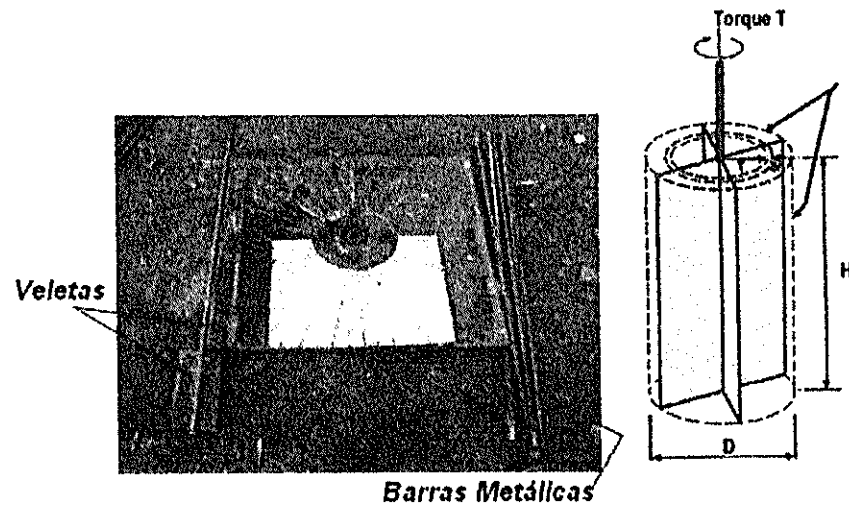


Fig 5.5 Veletas y barras de extensión utilizadas y sistema de sujeción

Se utilizo la veleta de 18.5 por 9.25cm para suelos blandos y la de 7.7 por 3.85cm para suelos de consistencia media a rígida. El sistema completo para realizar el ensayo de veleta comprendió los siguientes accesorios:

- Barras cilíndricas metálicas de conexión, figura 5.5.
- Placa metálica, figura 5.6.
- Acople entre barras de veleta y Torcometro.
- Torcómetro marca PROTO de 90Kg*cm de capacidad
- Placa de Cartón Prensado, para controlar la velocidad del ensayo, figura 5.6.

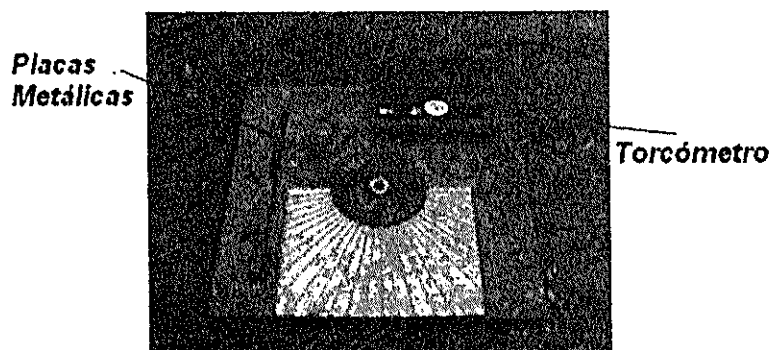


Fig 5.6 Placa metálica y torcómetro marca PROTO utilizado

Procedimiento de ejecución

Una vez extraída la muestra inalterada en el tubo shelby, se continúa con el ensayo de la veleta de campo. Debido a la necesidad de conocer la estratigrafía en toda la columna del suelo explorado, se intercalaron muestreo "inalterado" con tubo Shelby y medición de resistencia no drenada con la veleta de campo. A continuación se presenta a manera de resumen la secuencia de trabajo:

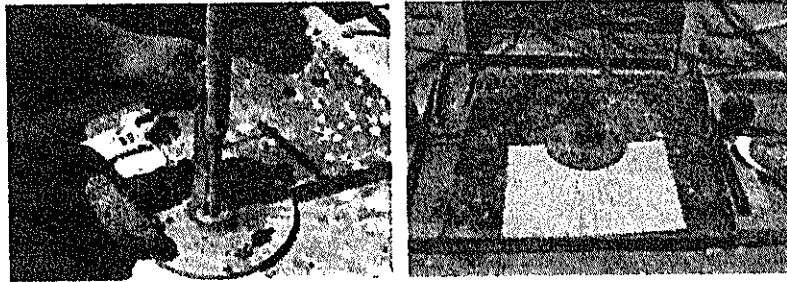
- 1.- Introducir la veleta hasta que tope el suelo, a presión constante (carga monotónica).



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

2.- Colocar la placa metálica sobre el hueco de perforación, cuidando que las barras de la veleta pasen por el agujero de la placa.

3.- Hincar la veleta, para suelos de consistencia blanda 35cm y para suelos de consistencia media 15cm.



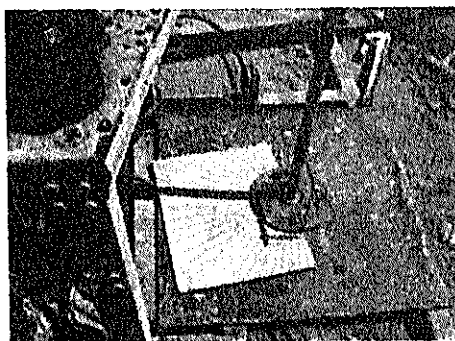
4.- Esperar de 10 a 15 min para suelos blandos y 5min para suelos de consistencia media, y 2 min para suelos de

consistencia dura, hasta que el suelo recupere su estado de esfuerzo original.

5.- Colocar, enroscar el acople entre barras y el Torquimetro.



6.- Colocar la placa de cartón prensado, ubicando su cero inmediatamente debajo de la plomada.



7.- Aplicar un torque de 6° por min en el sentido de las manecillas del reloj hasta que después de llegar al valor pico el indicador del torquimetro comience a disminuir su valor. Se anota cada 10 seg el valor que indique el torquimetro, en las unidades deseadas.

IP: Índice plástico

5.1.2 Ensayo de Cono estático eléctrico, CPT

El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión monotónica (Begeman, 1963; De Ruitter, 1972 y NRACC, 1975) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y de 3.6 cm de diámetro (10 cm² de área en la punta) y de la funda cilíndrica de fricción (Begeman, 1953), también de 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud (150 cm² de área lateral). Cabe aclarar que las fuerzas para el hincado de la punta del cono se estiman a partir de las mediciones de los deformímetros y calibraciones.

En la figura 5.7 se muestran esquemáticamente las características de este penetrómetro (CFE, 1980 Santoyo y Olivares, 1990) y el cono utilizado, del IIFIUC, en el proyecto de investigación. La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que se hinca.

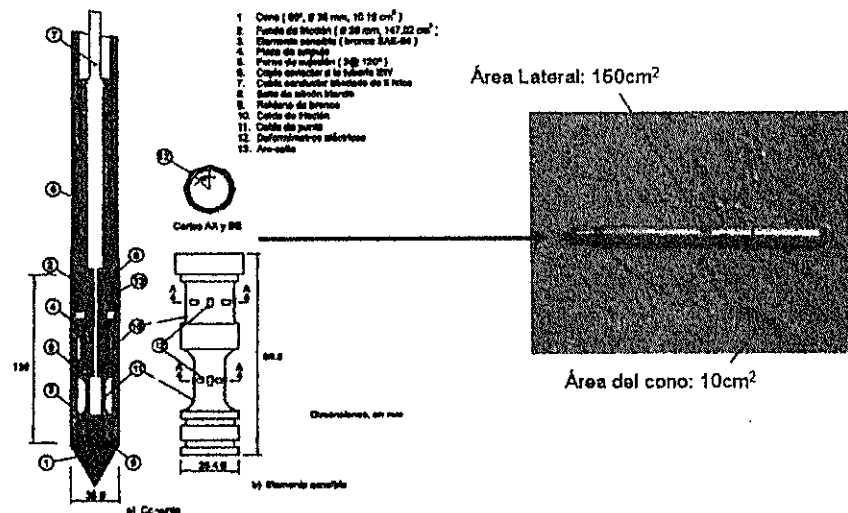


Fig 5.7 Corte transversal del penetrómetro eléctrico (CFE, 1980 y Santoyo y Olivares, 1990)

Este penetrómetro se introduce en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 10 o 20 toneladas de fuerza axial. Con una máquina usual en geotecnia, se puede hincar el cono como se muestra en la figura 5.8. La velocidad de hincado estándar en las arcillas de la ciudad de Guayaquil es de 2 cm/s, la cual corresponde a la norma ASTM- D- 3441-75, T 1975. La resistencia de punta y la de fricción se pueden registrar manualmente, con ayuda de un equipo digital.

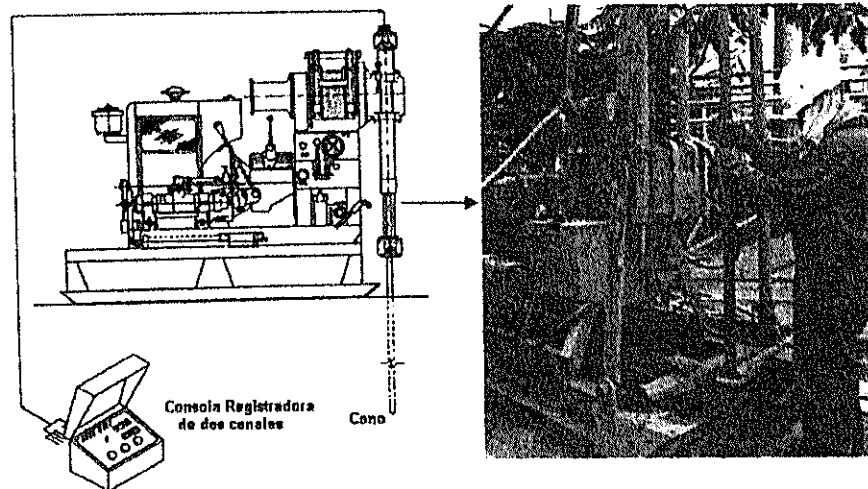


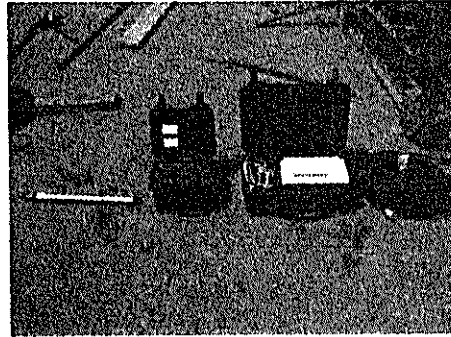
Fig 5.8 Operación del cono

Equipo Utilizado

El equipo está compuesto por el cono y la consola; donde el cono es instrumentado con medidores de deformación (Strain gages), y la consola es la parte electrónica que recibe las señales del cono, las traduce a lecturas de fuerza y las muestra en la pantalla en tiempo real. La punta del Cono Holandés puede ser de dos tipos, a) La Delft, que únicamente permite determinar la resistencia por punta, y b) La Begeman que sirve para determinar la resistencia de punta y fricción. En el trabajo de investigación se utilizó un cono tipo Begeman, donde medimos la resistencia por punta y fricción.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



Utilizando un sensor de nivel, se midió la profundidad a la cual era obtenida la resistencia de punta de cono y fricción. Las piezas del sistema están compuestas por elementos verticales que unen el cono y la máquina perforadora, comprenden las barras huecas, que se necesitan para empuje y extracción. Aunque en general se puede usar barras de cualquier diámetro de perforación, si se utiliza barras de mayor diámetro, debido a que son más rígidas, permiten aplicar mayor presión con menor riesgo de pandeo, pero tienen la desventaja que la fricción que desarrolla en su fuste es mayor, lo cual hace que la profundidad de medición disminuya.

Para los suelos de la ciudad de Guayaquil utilizamos barras Ew de 35mm de diámetro exterior y 30mm de diámetro interior, con uniones cónicas y un metro de longitud, constituían una solución muy práctica, debido a su mayor manejabilidad y menor fricción por fuste. Para poder tener

mayor profundidad de medición, se utilizaron anclas paralelas en el subsuelo, por medio de tubos de acero.

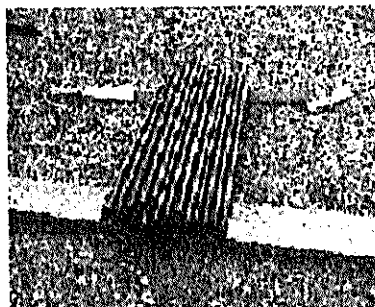
Procedimiento de ejecución

1.- Se instala la maquina perforadora donde se llevará a cabo la exploración.

2.- Si la profundidad del sondeo es mayor a los 20m, o el peso de la máquina es menor que la fuerza máxima que se estima aplicar, es necesario anclar la maquina al subsuelo.

3.- Se debe comprobar la horizontalidad de las barras, para evitar inclinaciones en el sondeo que alteren los datos obtenidos o el sensor de nivel que muestra la inclinación de las barras en el subsuelo.

4.- Se ordenan las barras necesarias para el sondeo.



5.- Se introduce el cable por las barras huecas, y se las alista para el sondeo, de tal manera que garanticen la mayor continuidad posible en la operación. Además, se deja una suficiente longitud de cable libre entre las primeras barras para tener una mejor manejabilidad.



6.- Se conecta el cono en la parte inicial de las barras.

7.- Se coloca el sensor de nivel, y se introducen inicialmente las barras, sin aun aplicar presión de hincado.



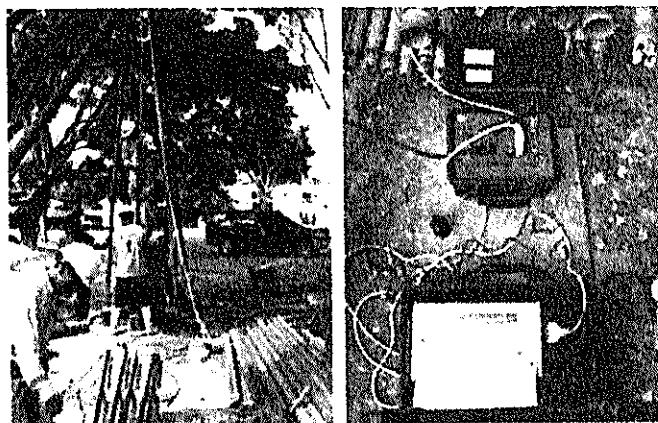
8.- Se comprueba y revisa, si las tres partes electrónicas están funcionando correctamente.

9.- Se coloca la consola, bajo sombra y alejada de postes eléctricos que puedan alterar las señales enviadas por el cono a la consola, debido al campo energético.

10.- Se espera durante 5min máximo hasta que se estabilicen las lecturas de la consola, luego se ajusta estas lecturas a cero.

11.-Se raya las barras cada 5cm para observar si el sensor de nivel esta funcionando correctamente, a mas de controlar la velocidad de hincado de 2cm/seg.

12.-Inicio de registro de perforación .Este equipo viene con una impresora donde se obtiene directamente los valores sin necesidad de anotar, además cuenta con un puerto para computadora, con un software muy versátil, que registra los valores a tablas para luego poder utilizarlos más rápidamente.



Control durante el sondeo

- 1.- Las barras deben penetrar en posición vertical en el terreno, el cual se puede observar con el sensor de nivel o con una nivelación manual.
- 2.- La profundidad anotada en la consola debe concordar con el número de barras introducidas.
- 3.- No deben existir lecturas negativas en la consola mientras el cono este penetrando.(Solo podrán darse estas durante la extracción del cono).
- 4.- Se debe poner especial atención en el cuidado del cable, se debe evitar cualquier tipo de humedecimiento y daños.
- 5.- La velocidad de hincado debe verificarse sea de 2cm/seg según las normas.
- 6.- Uno de los más importantes controles, es que la carga registrada no sobrepase 90% de la capacidad del cono, debido a que se podría dañar el sensor del cono.
- 7.- La fuerza aplicada debe ser menor que la que causa pandeo en las barras.



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

8.- Al no poseer torres para el hincado, las barras deben estar preparadas para que sean colocadas lo mas pronto posibles estableciendo una continuidad en la perforación.

A manera de ejemplo se muestra un registro del sondeo de cono, sitio GYE-10N (La Garzota), figura 5.9.

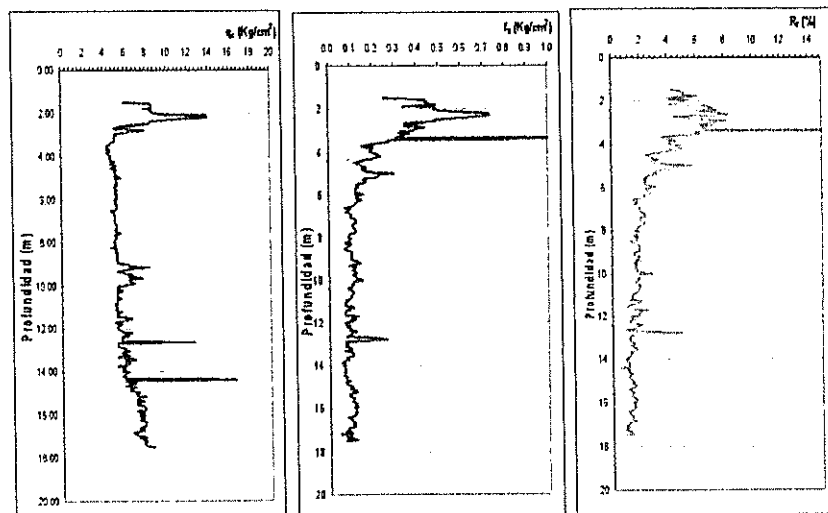


Fig 5.9, Resultados de la medición de la resistencia de punta de cono (q_c), fricción lateral (f_s) y la relación entre la resistencia lateral y la resistencia de punta de cono (R_f), para el sitio GYE-10N

5.1.3 Ensayo de Cono dinámico, DPT

Esta prueba a diferencia de la del CPT es una prueba a percusión, aplicándole una energía al cono, de área de 19.6cm^2 , por medio de un martillo (tipo Safety). Durante la hinca del cono se mide el número de golpes en que se

introduce el cono en el suelo cada 10cm, a lo largo de todo el sondeo.

Equipo utilizado

- **Cono:** Es una pieza de acero en forma cónica con un ángulo de 90° el cono podrá ser perdido o recuperable según modelo.
- **Barras de extensión:** Se denomina así a todo el conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo.

- **Dispositivos de golpeo:**

Masa: Cuerpo pesado de acero que se eleva para conseguir el golpeo.

Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la masa y que esta unido solidariamente al varillaje.

Guiadera: Como su nombre indica es un elemento que guía la masa en su caída.

Se uso barras AW peso de 15lb/m, con dimensiones DE: 44.5mm ; DI: 34mm y un área de 6.47cm². Durante todos los sondeos con el cono dinámico se uso el martillo Safety (Martillo de Seguridad), con este tipo de martillos se obtiene el valor con 60% de eficiencia, por lo tanto no existió perdidas de energía en el momento del impacto. En la figura 5.10 se muestra el equipo completo empleado para el sondeo de cono dinámico.

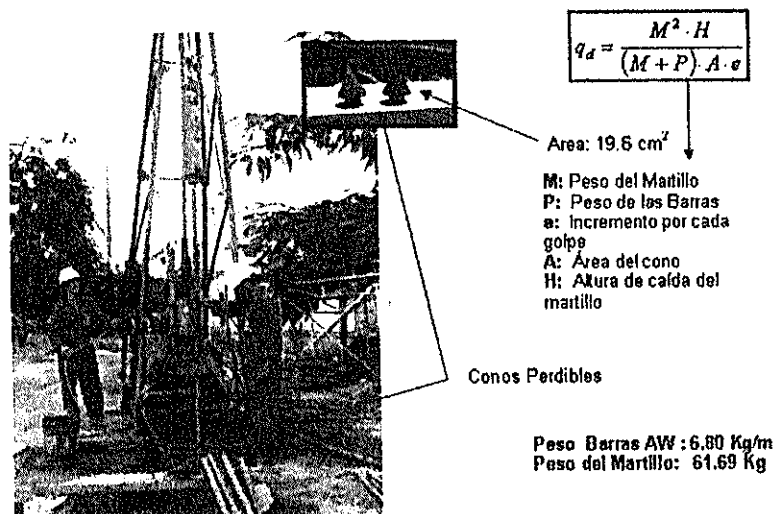


Fig 5.10 Equipo utilizado para el ensayo de cono dinámico

Procedimiento de ejecución

- 1.- Limpieza del material de relleno existente superficial, antes de comenzar la prueba.

2.- Colocación del cono de (hierro fundido) perdible en la parte final de las barras, en contacto con el suelo.

3.- Rayado de las barras AW cada 10cm, los mismos que indicarán cuantos golpes se dieron en esa profundidad.

4.- Hincado del cono perdible, con una caída del martillo (Safety) de 76cm, y una masa de 140lb.

5.- Registro del número de golpes, por parte del ingeniero de campo.

Emplazamiento y conexiones

En el punto seleccionado se colocará el dispositivo de golpeo de tal manera que queden centrados y vertical la guiadera y el soporte guía. El varillaje y la guiadera deben quedar perfectamente acoplados. Se deberán anotar todas aquellas interrupciones que se prolonguen más de un cuarto de hora. El varillaje debe de ser de diámetro inferior a la base para así evitar el rozamiento lateral del tren de varillas.

Análisis de los resultados

El número de golpes necesarios para una penetración de 10cm se denominará N10 y cuando tres valores consecutivos

sean iguales o superiores a 40 golpes se dará por finalizada la prueba, también se dará por concluida cuando para 100 golpes únicamente se hayan avanzado. es decir, la prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcanza la profundidad previamente estipulada.
- Se superen el número de golpes para una distancia de penetración dada.
- Cuando tres valores de N sean iguales o superiores a 40.

Con este ensayo se puede medir la resistencia de punta de cono dinámica, por medio de la ecuación 5.1. En la figura 5.8 se muestran las definiciones de las variables:

$$q_d = \frac{M^2 \cdot H}{(M + P) \cdot A \cdot e} \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

Tabla 5.2 Características de los equipos utilizados en la investigación

Área Cono:	19,6	cm ²
Tipo de Martillo	Safety-Geosuelos	
Peso del Martillo	61,69	Kg 136 lb
Tipo de barras	Aw-Geosuelos	
Peso de las barras	6,80	Kg/m 15 lb/m
Altura de caída:	76	cm

Ejemplo:

Profundidad	# de Golpes	e (cm)	qd (Kg/cm ²)
0,00			
0,10			
0,20	2	5,00	42,25
0,30	2	5,00	41,84

En la figura 5.11 se muestra a manera de ejemplo el resultado del ensayo de cono dinámico en el sitio GYE-10N en la Garzota, observando la variación de la resistencia dinámica de punta de cono con la profundidad de exploración. Es importante mencionar, que el área de punta de cono en el ensayo dinámico es 1.93 veces mayor que el área de la punta de cono en el ensayo estático, adicionalmente la forma del cono no es similar en ambos ensayos.

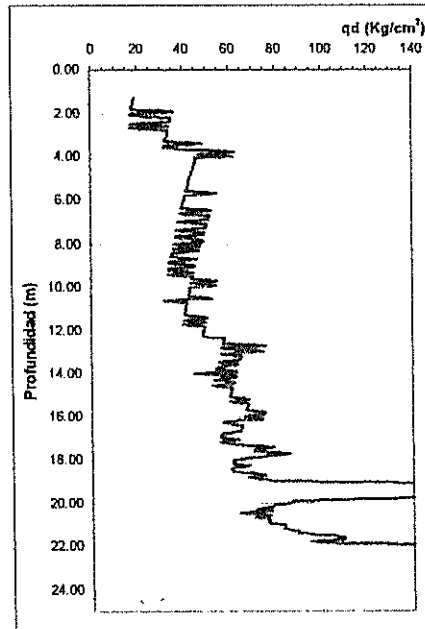
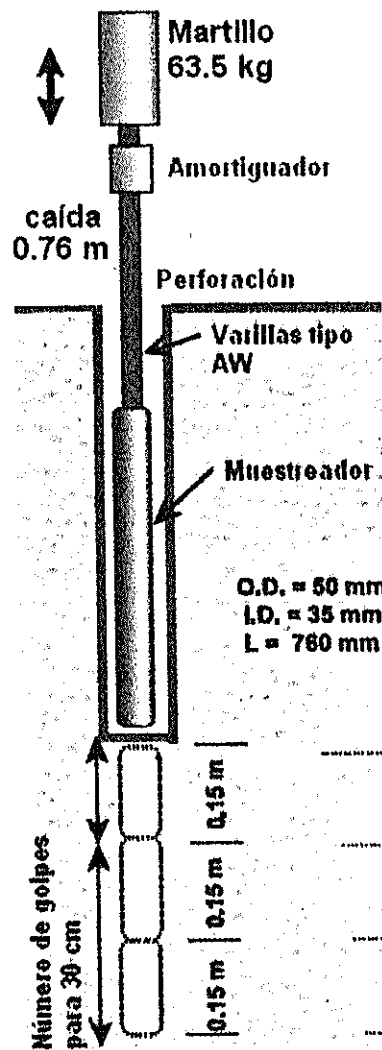


Fig 5.11 Resultados de la medición de la resistencia de punta dinámica de cono (q_d), para el sitio GYE-10N

5.1.4 Ensayo de Penetración estándar, SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT) es quizás el ensayo de campo más utilizado en la caracterización geotécnica en la ciudad e Guayaquil. La prueba consiste en dejar caer en forma repetida un peso de 140 lbf (623 N) desde una caída de 30 pulgadas (76 cm) en un yunque (anvil) que esta conectado con unas barras conectadas con un muestreador tipo cuchara partida (ASTM D 1586). En cada caída del martillo se tiene una energía potencial (E^*) que es teóricamente equivalente a

475J (350 lbf-ft). El Número de golpes que se necesita dar con el martillo para penetrar los últimos 30 cm de un total de 45 cm de penetración, se lo conoce como N_{spt} . En la figura 5.12 se presenta a manera de esquema el proceso en campo del ensayo SPT.



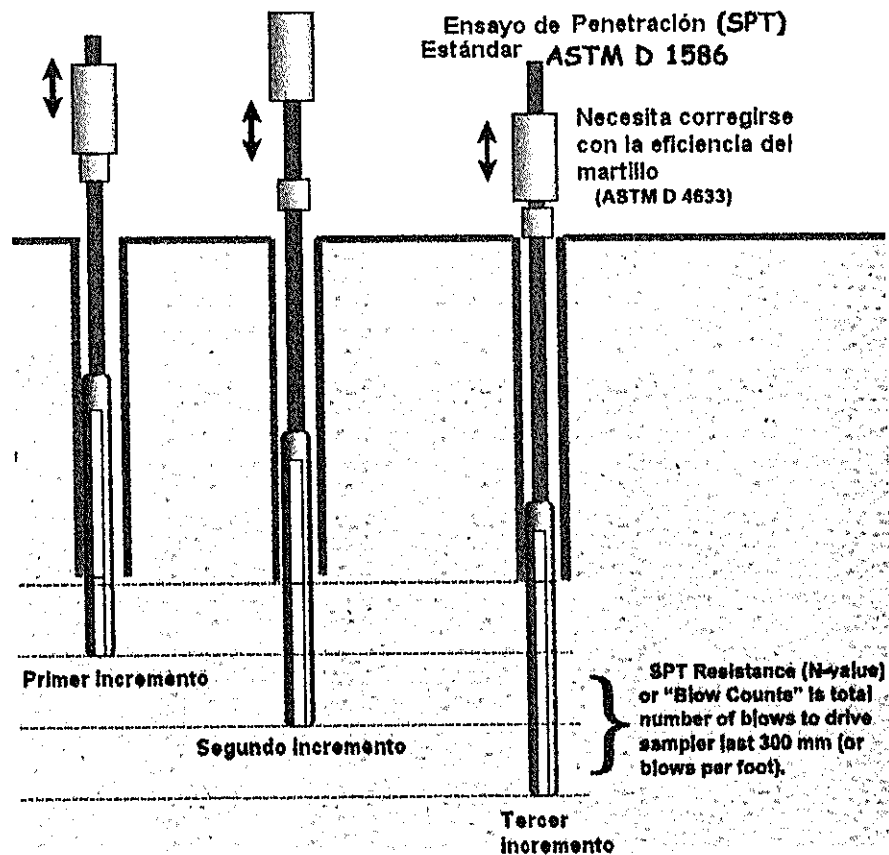


Fig 5.12 Esquema del proceso en campo del ensayo de penetración estándar, SPT

En la figura 5.13 se muestra uno de los equipos utilizados para el ensayo de penetración estándar, cuyas características se indican en la tabla 5.3.

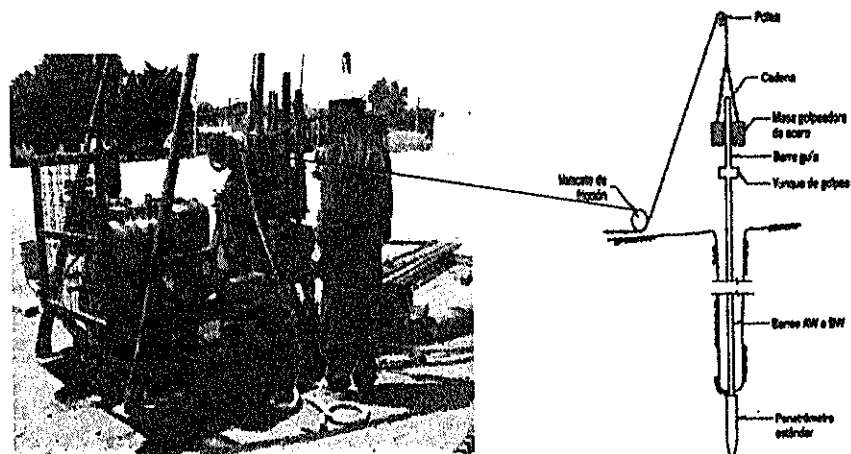


Fig 5.13 Vista del equipo utilizado para los ensayos de penetración estándar, Geosuelos.

Por lo general, este ensayo se lo utiliza para caracterizar depósitos de suelos granulares y en arcillas de consistencia rígida, en las cuales la penetración del tubo shelby se vuelve complicado. Debido a la pérdida de energía que se genera en los diferentes componentes mecánicos, la medición de la energía transmitida a las barras y al muestreador es de gran importancia, debido a que el valor de N durante un intervalo de prueba en un depósito de suelo es inversamente proporcional a la energía transmitida al muestreador, Schmertmann y Palacio, 1979.

Tabla 5.3 Características de las condiciones generales de los equipos utilizados:

Resumen del equipo utilizado en la investigación.	
Factor	Equipo Utilizado
Método de Perforación:	Rotación y lavado
Estabilización de Perforación:	Cemento y Bentonita*
Diámetro del agujero de Perforación:	Tri-cono 4"
SPT ANALYZER, barra instrumentada:	DE: 44.5mm
	DI: 34mm
	L: 600mm
Método de Golpeado:	cuerda, malacate y polea
Diámetro del malacate:	6"
Diámetro de la cuerda:	2.54cm
Numero de vueltas:	2
Tipo de Martillo:	Donut y Safety
Tipo de Barras:	AW

Para poder evaluar la eficiencia del sistema con respecto a la energía transmitida a la barras, se evaluaron dos tipos de martillos: el Donut (Anillo) y el Safety (Seguridad), figura 5.14.



Fig 5.14 Martillos tipo Donut y Seguro (Safety) utilizados en la investigación

El resultado final del número de golpes para penetrar 30 cm de suelo (NSPT) se ve influenciado por diferentes condiciones, Tabla 5.4

Tabla 5.4 Cambios en los valores de N dado por varios factores (Kulhawy y Trautmann, 1996)

N-SPT Variables		Efectos relativos de los resultados del ensayo
Grupo	Item	
Equipo	Muestreador no estándar	Moderado
	Muestreador Deformado o dañado	Moderado
	Diámetro	Menor
	Peso de varillas	Menor
	Longitud de varillas	Menor
	Varillas deformadas	Moderado a significativo
	Tipos de martillo	Significativo
	Sistema de caída de martillo	Menor
	Peso del martillo	Moderado a significativo
	Tamaño del bloque de impacto	menor
Clase de equipo de perforación		
Procesador Operador	Tamaño del agujero	Moderado
	Método de estabilización del agujero	Menor a significante
	Limpieza del agujero	Moderado a significante
	Cabeza hidrostática	Moderado a significante
	insuficiente	Moderado a significante
	Preparación del muestreador	
	Método de caída del martillo	Moderado a significante
	Error en el conteo de golpes	Menor

Debido a que la prueba es muy dependiente del tipo de equipo que se utilice y del operador que realice la prueba, se consideraron varias correcciones para obtener un valor de N para una energía de penetración del 60%. Si se mide la eficiencia (E_f), entonces el valor de N ajustado a la energía (ajustado al 60% de eficiencia) es el valor de N_{60} , como:

$$CE = (E_f/60) \quad N_{60} = (E_f/60) N_{prom}$$

Tabla 5.5 Factores de corrección por energía, propuesto por Seed et al. 1984

Tipo de Martillo	Factor de corrección, C_E
Automático	1.3
Seguro (Safety)	1.0
Donut	0.75

Si no se puede estimar la eficiencia del equipo, se puede determinar el factor de corrección para obtener el N_{60} mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_s C_R N}{0.60}$$

Tabla 5.6 Eficiencias de martillos de la prueba SPT, adaptado de Clayton, 1990

Country	Hammer Type (per Figure 4.10)	Hammer Release Mechanism	Hammer Efficiency E_m
Brazil	Pin weight	Hand dropped	0.72
Colombia	Donut	Cathead	0.50
UK	Automatic	Trip	0.73
Venezuela	Donut	Cathead	0.43

Tabla 5.7 Factores de corrección, adaptado de Skempton, 1986

Factor	Equipment Variables	Value
Sampling method factor, C_s	Standard sampler	1.00
	Sampler without liner (not recommended)	1.20

donde,

E_m , es la eficiencia del martillo, tabla

C_B , factor de corrección por el diámetro de la perforación

C_s , corrección de la muestra

C_R , corrección por longitud de la barra

El valor de N_{spt} también se ajusta o corrige por el esfuerzo geostático, esto compensa el efecto de los esfuerzos efectivos en el suelo. En pruebas profundas de depósitos de suelos uniformes, se obtendrán valores de N altos con respecto a pruebas superficiales en el mismo depósito de suelo, por lo tanto la corrección por esfuerzo geostático ajusta los valores medidos de N a los valores que estos tendrían si estuvieran en un suelo cuyo esfuerzo vertical efectivo, σ'_z es de 100kPa (10t/m²). A la corrección se la conoce como $(N_1)_{60}$, Liao & Whitman, (1986):

$$(N_1)_{60} = N_{60} \sqrt{\frac{100kPa}{\sigma'_z}}$$

Con este procedimiento se analiza el comportamiento de las arenas según el cambio de la densidad relativa de la misma y no de la influencia del esfuerzo confinante.

Considerando la importancia de la medición de la energía transmitida a las barras durante la prueba de penetración, se realizaron para todos los ensayos de campo mediciones en tiempo real de la aceleración y deformación unitaria en una barra instrumentada, siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM D 4633-86.

Se colocaron dos acelerómetros piezoresistente diametralmente opuesto, sobre un bloque de acero y soldados a la barra y dos medidores de deformación (Strain Gages) los cuales consisten en un puente tipo Wheastone de 350 Ohm pegado en una barrad de 60 cms de longitud tipo AWJ, estos instrumentos fueron conectados en un Analizador de señales, SPT AnalyzerTM (Pile Dynamics Inc.2000) el cual es similar al analizador de pilotes, Pile Driving Analyzer (PDA) PAL pero adaptado para medir la energía en pruebas SPT, fig 5.15.

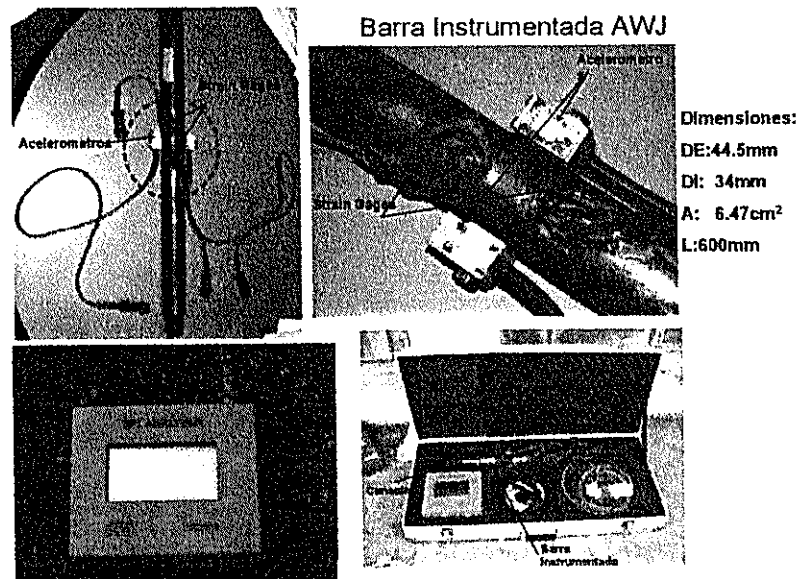


Fig 5.15 Sistema de medición de energía y barra instrumentada para el ensayo SPT.

El equipo procesa automáticamente las señales que se producen debido a la propagación de la onda compresional, y automáticamente en tiempo real integra la aceleración para obtener la velocidad de la partícula en la barra $v(t)$. Usando la ley de Hooke, y del registro tiempo historia de la deformación unitaria $\epsilon(t)$, se obtiene el registro de la fuerza $F(t)$.

Los instrumentos fueron calibrados en las oficinas de Pile Dynamic Inc, Cleveland, OH.

La energía transmitida se la midió como, la integral:

$$EFV = \int_{t=0}^{t=t \text{ max}} F(t) \cdot v(t) dt$$



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

- t_{max} = el tiempo en el cual se produce la energía máxima entre el tiempo t_0 y el final del registro
- $F(t)$ = la medición del registro fuerza-tiempo
- $v(t)$ = la medición del registro de velocidad-tiempo

A esta relación se la conoce como el método Fuerza-Velocidad, EFV. A manera de ejemplo, en la figura 5.16 y 5.17 se muestran los registros tiempo-historia de velocidad y fuerza durante la prueba, para una eficiencia de energía ($ER \approx Ef \approx Em$) de 40 y 60% respectivamente.

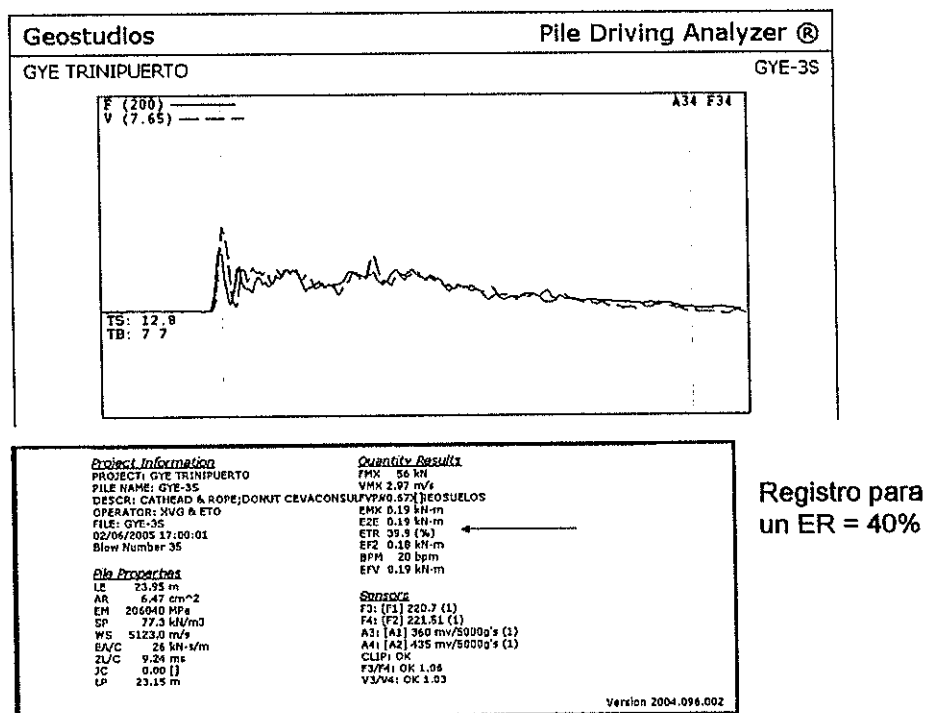
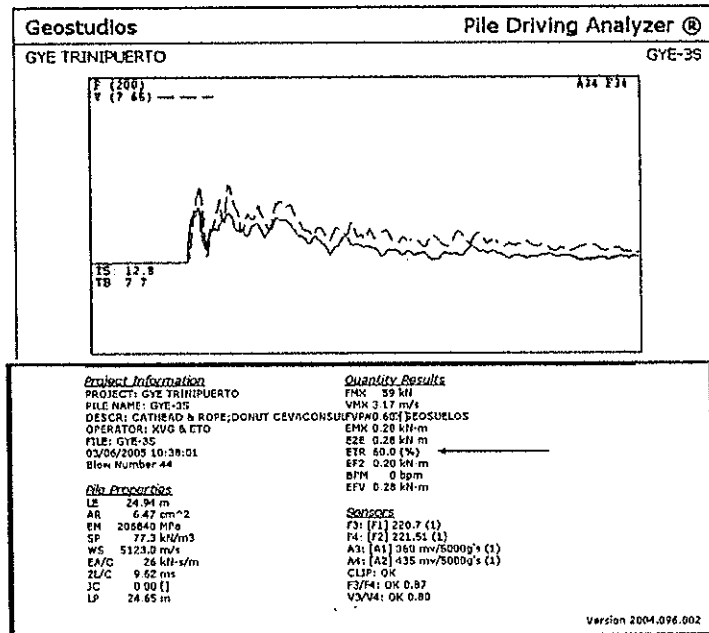


Fig 5.16 Registro tiempo-historia de velocidad y fuerza para una eficiencia de energía de 40%, durante un ensayo de SPT.



Registro para
un ER = 60%

Fig 5.17 Registro tiempo-historia de velocidad y fuerza para una eficiencia de energía de 60%, durante un ensayo de SPT.

Procedimiento de ejecución

- 1.- Preparar la cuchara partida, limpiarla de impurezas, colocarle el retenedor y anexarlas a las barras AW. Se usaron dos longitudes de cucharas, la cuchara de Geosuelos de 85cm y la de Cevaconsul de 71cm.
- 2.- Introducir las barras con el muestreador en el final hasta la profundidad deseada.
- 3.- Colocar la barra instrumentada AW para medir la energía del ensayo.

Es muy importante que tanto los sensores strain gages estén muy bien soldados y los acelerómetros bien empernados para que no existan falsas lecturas. En la figura 5.18 se presenta el esquema del arreglo de los elementos o componentes que forman el ensayo SPT en campo.

4.- Se toma el número de golpes en 3 incrementos de 15cm, donde los primeros 15cm son considerados en la suma total. Como resultado, se registra el número de golpes acumulados en los últimos 30cm de cada intervalo de muestreo.

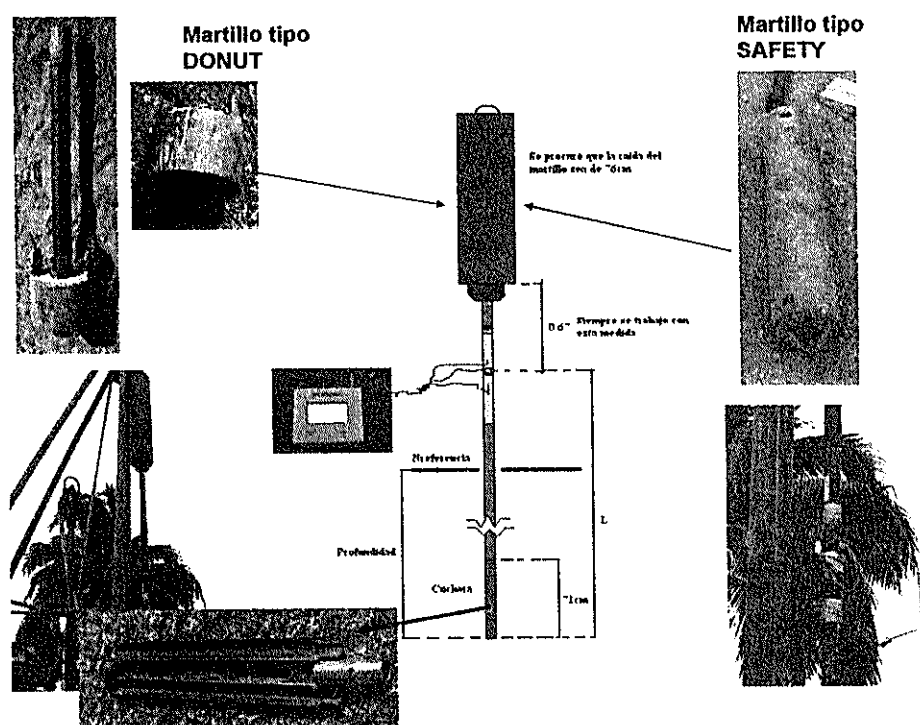


Fig 5.18 Esquema del sistema instrumentado del ensayo SPT en campo.

Análisis de los resultados

Considerando el estado actual de la práctica en el país, sobre la ejecución de los ensayos SPT, utilizado por lo general el martillo tipo Donut, se realizaron varios análisis de sensibilidad utilizando en el mismo sitio, con el mismo personal de operación y controlando la altura de caída del martillo, el uso de martillos tipo Safety y Donut con el objetivo de evaluar la variabilidad en la energía transmitidas en las barras.

Como resultado se observa una tendencia, figura 5.19, bien definida en la atenuación de la energía transmitida a las barras para el martillo tipo Donut con respecto al martillo tipo Safety. La disipación de energía ocurrida con el martillo Donut podría deberse a dos factores:

- Consumo de energía por la fricción que se genera entre el anillo de masa y la barra de guía
 - El anillo de masa no golpea al yunque en forma concéntrica, sino excéntrica, generando una baja eficiencia en la transmisión de energía.
-

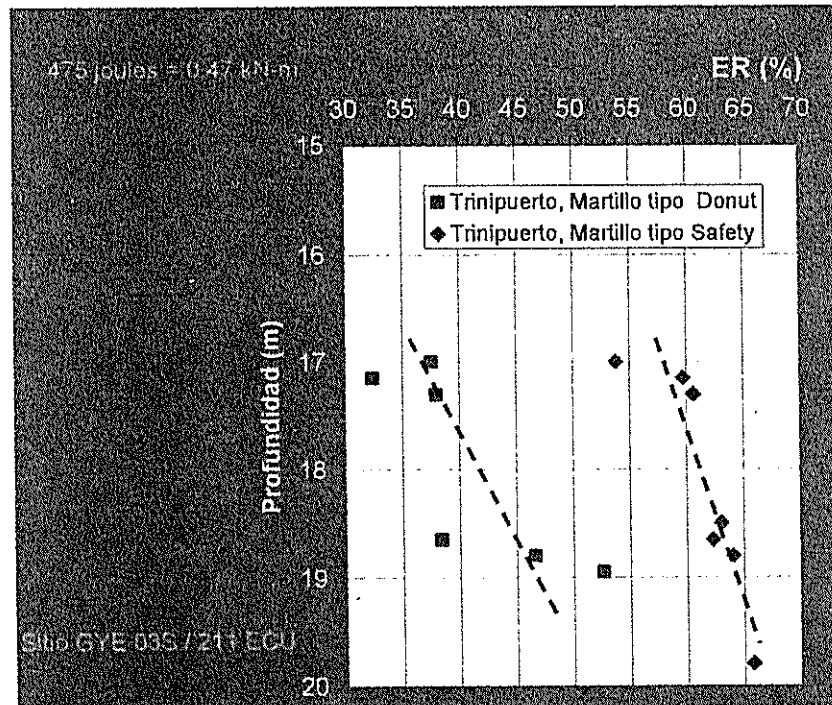


Figura 5.19 Variación de la Eficiencia de la Energía, ER, medidas en el sitio GYE 03S, con el mismo personal de campo y procedimientos de ensayos, modificando solo el tipo de martillo; Donut y Safety.

Uno de los aspectos importantes en la caracterización geotécnica de un sitio es la evaluación de la variabilidad de los parámetros geotécnicos. Para poder identificar el origen de la variabilidad en los procedimientos de caracterización, se evaluaron para un grupo de sitios, el coeficiente de variación, $COV = \sigma / \text{media}$, donde σ es la desviación estándar, del valor de la Eficiencia de Energía para los dos tipos de martillos evaluados, figura 5.20.

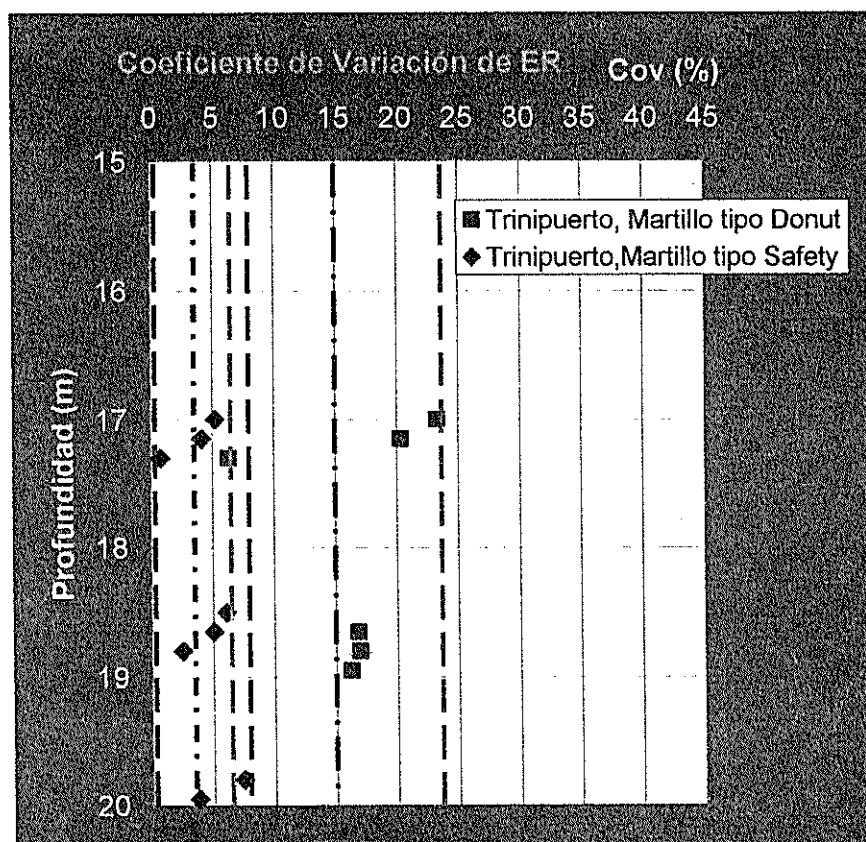


Fig 5.20 Variabilidad del Coeficiente de Variación para el valor de ER, utilizando el martillo tipo Donut y Safety, para un mismo sitio (Trinipuerto).

Adicionalmente a la baja eficiencia del martillo tipo Donut, este tiene una gran variabilidad en la energía transmitida, obteniendo valores de COV de 7 a 24%. Al contrario, la alta eficiencia del martillo tipo Safety se complementa con la baja variabilidad en la energía transmitida, cuyos valores de COV varían entre 1 a 8%.

El factor de corrección por energía, $CE=ER/60$, evaluado para todos los sitios donde se utilizó el ensayo SPT instrumentado,

presenta una tendencia creciente con la profundidad, no así su desviación estándar. En la figura 5.21 y apéndice F, se muestran la tendencia del valor de ER con la profundidad, obtenida en los sitios estudiados mediante el sistema SPT instrumentado. Se recomienda el valor de $ER = 0.45-0.50$ para la caracterización geotécnica en suelos granulares en la ciudad, cuando se utiliza el martillo tipo Donut.

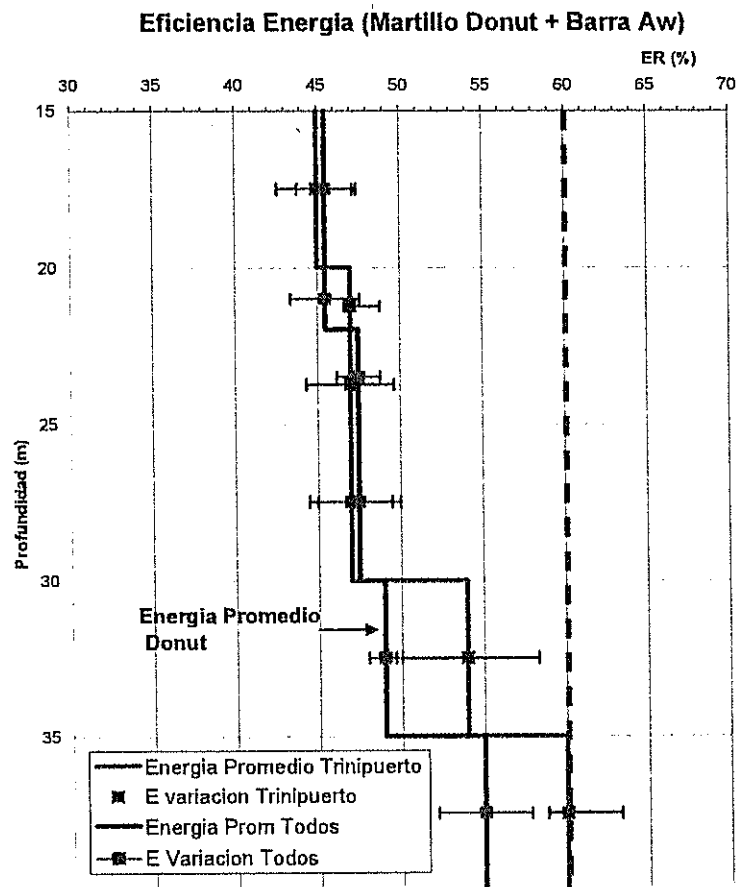


Fig 5.21 Tendencia de la variación de ER con la profundidad, obtenidos en los sitios estudiados con el ensayo SPT instrumentado para el martillo tipo Donut

En la figura 5.22 se presenta a manera de resumen los parámetros de energía determinados a través de la instrumentación en campo de la prueba SPT.

Martillo DONUT y barras AW			
Energía			
Profundidad (m)	% ER	C_p	COV
15-22	45,5	0,76	0,05
22-30	47,5	0,79	0,08
30-35	49	0,82	0,09
35-40	55	0,92	0,08
Martillo SAFETY y barras AW			
Energía			
Profundidad (m)	% ER	C_p	COV
15-40	61	1,02	0,02
Tabla de Martillo			
Seed, et al 1985	Anular ("Donut")	45	0,75
	De Seguridad (Safety)	60	1
	Automatico	100	1,67
	Anular ("Donut")	30 a 80	0,5 a 1,0
Youd e Idriss, 1987	De Seguridad (Safety)	42 a 72	0,7 a 1,2
	Automatico	48 a 78	0,8 a 1,3
	DONUT	45-55	0,76-0,92
Gye, 2005	DONUT	45-55	0,76-0,92
	SAFETY	61-83	1,02-1,04

Fig 5.22 Resumen de los parámetros de energía medidos durante la prueba SPT para los martillos tipo Donut y Safety, manteniendo constante el personal de operación, equipos y procedimientos de campo.

5.1.5 Perforación y muestreo

La operación de perforación y muestreo fue ejecutada según las indicaciones de la norma ASTM D 1586-99. Se utilizó un equipo de rotación y lavado para ejecutar la técnica de perforación, y cuando era necesario, se estabilizaron las

paredes de la perforación mediante el uso de camisas metálicas y/o lodos bentoníticos.

Método de lavado

El método de lavado se usa en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Este método también constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento, figura 5.23.

El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo; mientras las características del suelo no cambien será suficiente, considerando el estado de la práctica, obtener una muestra cada 1,50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las

operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio. Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse.

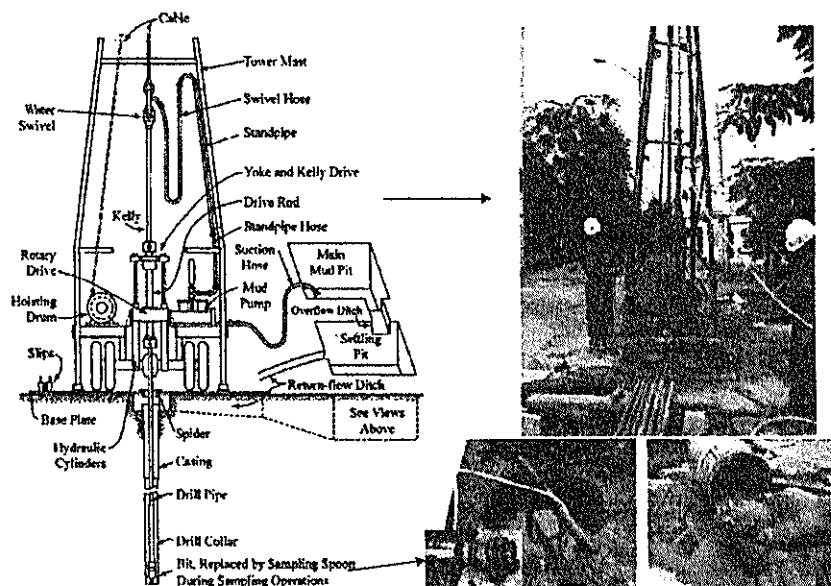


Figura 5.23 Esquema del equipo utilizado para el avance de perforación mediante el uso de un sistema de lavado

Estabilización de las paredes de perforación

Cuando se llega a estratos profundos sin camisa metálica es necesario estabilizar las paredes de la perforación, en los sitios donde detectan arenas y gravas que puedan taponar la perforación. Se estabiliza las paredes con cemento, cuando se detectan gravas, y con bentonita cuando se detectan arenas o limos, figura 5.24. Es muy importante mantener

limpia la perforación por que cualquier derrumbe de las paredes pudiera ocasionar malas interpretaciones en la columna estratigráfica debido a la contaminación del material.

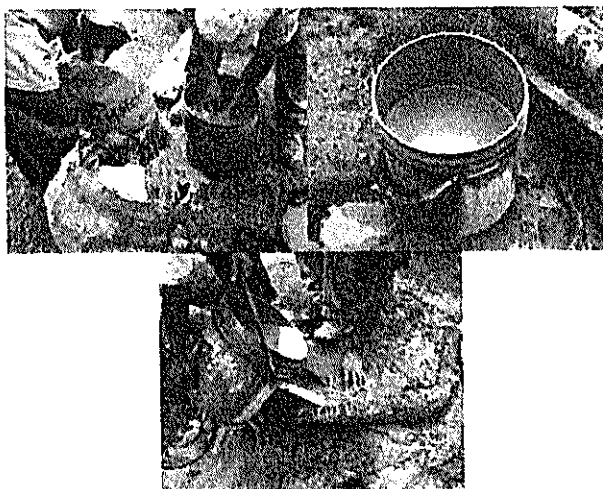


Fig 5.24 Elaboración del lodo estabilizador con material cemento-agua

Extracción de muestras “inalteradas” (Tubos Shelby)

El muestreo por medio de tubo shelby se lo realiza para suelos finos. Las muestras son tomadas cada 1.5 metros, o cada vez que existan cambios de estratos evidenciados por el lavado y por la caracterización previa del sitio por medio del ensayo CPT. En la figura 5.25 se muestra un tubo de pared delgada utilizado en el proyecto, según lo establecido en la norma ASTM D 1587.

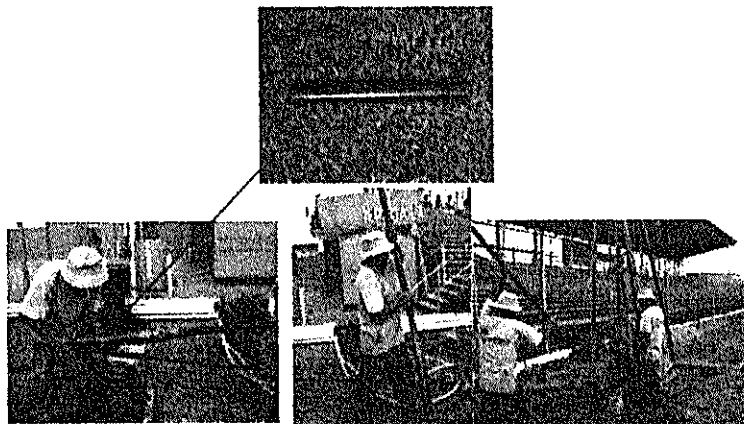


Fig 5.25 Vista del tubo de pared delgada y el proceso de colocación en las barras de extensión

Pasos para la extracción de muestras inalteradas:

- 1.- Perforación hasta la profundidad de muestreo con una broca de un diámetro mayor al del tubo shelby.



- 2.- Una vez libre de impurezas, el muestreador es colocado con las barras, (en la presente investigación se usaron AW) por medio del cabezote, (debe estar en buen estado y poseer válvula que forme un vacío para mantener la muestra en el tubo al momento de extraerla del suelo).

3.- Se introduce el muestreador hasta la profundidad deseada.

4.- Se le aplica una presión hidráulica axial (carga monotónica) para hundir el muestreador 45cm.

5.- Se debe esperar de 5 a 10min cuando el suelo es muy blando, de esta forma se garantiza que el suelo se adhiera a las paredes del tubo y no se pierda la muestra. Para suelos muy duros no es necesario esperar para retirar la muestra.

6.- Antes de extraer la muestra, se giran las barras en el sentido de las manecillas del reloj, para cortar el suelo en la parte inferior.

7.- Una vez que se extrae el muestreador, se procede a realizar la muestra de Torvane de campo, a la muestra de suelo, que se idealiza inalterada.

Medición de resistencia al esfuerzo cortante en campo (Torcometro de bolsillo)

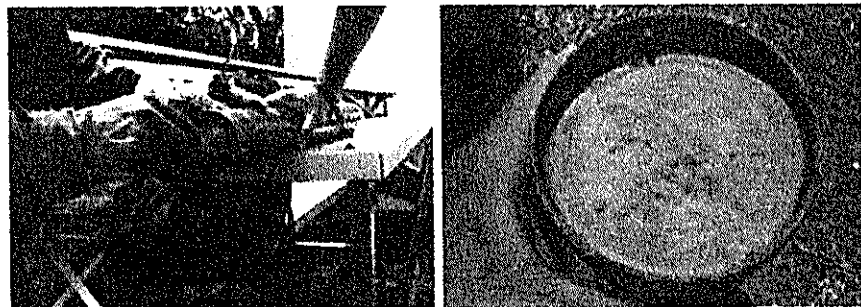
Para poder obtener redundancia en los valores de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado de las series de suelo fino y evaluar la afectación del cambio en el contenido

de humedad natural en las muestras de suelo, del campo al laboratorio, se realizaron para cada muestra extraída una prueba "in situ" de la resistencia mediante el torcómetro.

En la prueba del torcómetro, un aparato que se opera manualmente y consistente de un disco metálico y veletas radiales delgadas que se proyectan desde la superficie, se presiona contra una superficie plana de suelo hasta que las veletas penetran completamente. El aparato es rotado por medio de un resorte de torsión hasta que el suelo falla en corte. El aparato está calibrado para medir la resistencia al corte sin drenar directamente de la rotación del resorte.

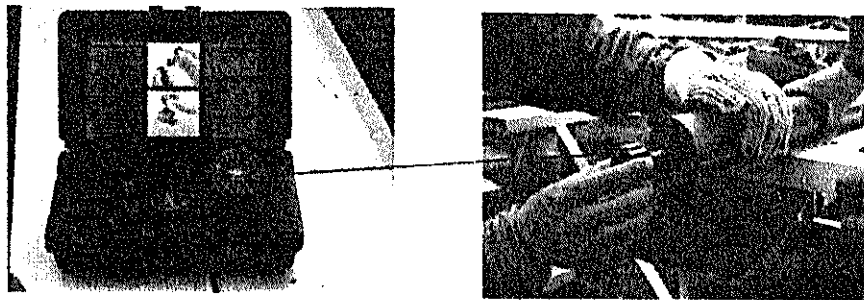
A continuación se describe en forma general el procedimiento de la prueba y el mantenimiento de las muestras antes de llegar al laboratorio.

1- Se enrasa la superficie de la punta del tubo shelby.



2- Según la consistencia del suelo fino, se usa el número de veleta correspondiente, con su respectivo factor.

Si es un suelo de muy blando a blando se usa la de factor 0.2, si es un suelo de consistencia media se usa la de factor 0.1 y si es un suelo de consistencia dura se usa la de factor 2.5.

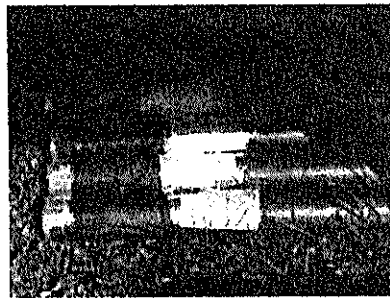


3.- Se enraza la superficie de la punta del tubo Shelby y se limpia el material de lavado de la parte inicial del tubo.

4.- Se parafina en ambas partes previamente limpiadas, para mantener la humedad de la muestra.

5.- Se embala la muestra, con fundas y cinta de empaque.

6.- Se etiqueta la muestra y se las coloca en un recipiente cuadrado con un fondo de polietileno expandido, el cual minimiza el movimiento de las muestras durante el transporte.



Este mismo procedimiento se sigue para todas las profundidades de muestreo.

5.2 Metodología de Los Ensayos de Laboratorio

Se realizaron los ensayos de laboratorio de rutina, siguiendo las normas ASTM, se adjuntan en el apéndice E:

- | | |
|------------------------------------|---------------------|
| ✓ Contenido de humedad natural | norma ASTM D2216 |
| ✓ Límites de Atterberg | norma ASTM D4318 |
| ✓ Granulometría | norma ASTM D422 |
| ✓ Compresión sin confinar (simple) | norma ASTM D2166 |
| ✓ Consolidación | norma ASTM D2435-90 |
| ✓ Clasificación de Suelos | norma ASTM D2487 |
| ✓ Densidad de sólidos | norma ASTM D854 |




Adicionalmente, se realizaron tres ensayos para determinar en el comportamiento de los suelos finos y granulares, los mismos que se complementan con los ensayos de rutina descritos.

5.2.1 Estimación de la superficie específica (S_e) de los suelos finos.

La superficie específica S_e es definida como la relación entre la superficie de una partícula A_p y su masa m . Resulta independiente y complementaria al análisis granulométrico y su valor determina el balance entre fuerzas capilares, eléctricas y gravimétricas actuado sobre las partículas (Santamarina et al 2001).

La tabla 5.8 muestra la superficie específica teórica para diferentes formas o geometrías de granos finos; las ecuaciones en esta tabla confirman que la S_e está controlada por la menor dimensión de las partículas.

Tabla 5.8 Superficie específica teórica para diferentes formas o geometrías de granos finos.

Forma o Geometría	Dimensiones	Ejemplos	Superficie específica
 Esferas y cubos	Diámetro (o lado) D	Alofanos	$S_e = \frac{6}{D \cdot \rho_w \cdot G_s}$
 Cilindros y pirámides	Diámetro (o lado) D , largo L (con $L \gg D$)	Haloisita, Imogolita	$S_e = \frac{4}{D \cdot \rho_w \cdot G_s}$
 Formas aplanadas	Espesor t , ancho D , y largo L (con $t \gg L > D$)	Montmorillonita, Caolinita, Mica	$S_e = \frac{2}{t \cdot \rho_w \cdot G_s}$

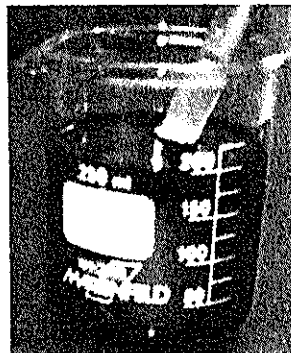
ρ_w = densidad del agua, G_s = gravedad específica, S_e = superficie específica

El catión de Azul de Metileno, AM , tiene forma prismática de dimensiones $17 \text{ \AA} \times 7.6 \text{ \AA} \times 3.25 \text{ \AA}$. La superficie máxima cubierta por un catión de AM es $\sim 130 \text{ \AA}^2$, aunque puede ser menor dependiendo de la orientación del catión con respecto a la superficie de la arcilla que absorbe.

Los cationes de una solución acuosa del cloruro azul de metileno (peso molecular 319.87 g/mol) son absorbidos por las caras negativas de la superficie de arcilla.

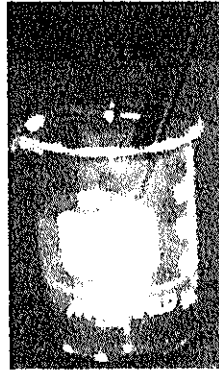
A continuación se describe el procedimiento de laboratorio para una muestra arcilla obtenida del tubo shelby:

1. Preparar la solución acuosa de Azul de Metileno (AM) mezclando **1.0 gr de polvo seco** de AM con **200 ml de agua desionizada**.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

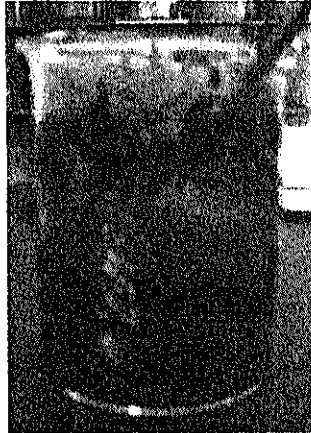
2. Preparar una superficie de suelo mezclando 10.0 gr de suelo secado a horno con 30 ml de agua desionizada.



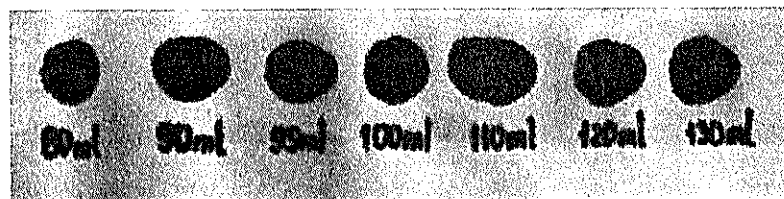
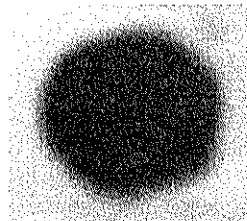
3. Agregar la solución de AM a la suspensión de suelo.



4. Mezclar la suspensión para dar tiempo al catión AM de ser absorbido sobre la superficie mineral, reemplazando los cationes en la capa difusa.
-



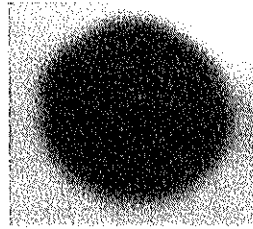
5. Colocar una gota de la suspensión sobre papel de filtro. La gota se absorbe por capilaridad formando una marca circular.



Antes del "punto final"

6. Terminar el ensayo cuando un halo azul claro se forma concéntricamente alrededor de la gota sobre el papel, como

se muestra. Este "punto final" indica exceso de AM en el fluido, es decir, saturación de la superficie del mineral.



Después del "punto final"

7. Registrar el número N de incrementos en ml de AM necesarios para alcanzar el "punto final" y computar la S_e como:

$$S_e = \frac{1gr}{319.87gr/mol} \cdot \frac{1}{200ml} \cdot (N) \cdot N_{AV} \cdot A_{AM} \cdot \frac{1}{10gr}$$

Donde:

$N_{AV} = 6.02 \times 10^{23}$ moléculas/mol es el Número de Avogadro

A_{AM} es el área cubierta por un catión de AM, asumida

generalmente en 130 \AA^2

5.2.2 Estimación del ángulo de fricción en el estado crítico

Taylor (1948), Roscoe, Schofield y Wroth (1958) y Schofield y Wroth (1968) desarrollaron el concepto de mecánica de

suelos en estado crítico, el cual constituye uno de los criterios más robustos para el diseño por resistencia.

Los parámetros del estado crítico son típicamente determinados a partir de ensayos triaxiales. Sin embargo, su uso no es de práctica común en la ingeniería geotécnica debido a su alto costo.

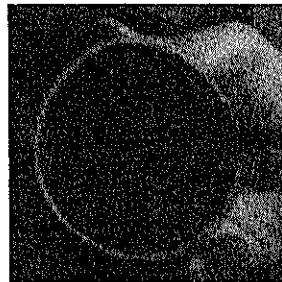
La mecánica de estados críticos está basada en la dependencia única entre cambios volumétricos, grado de confinamiento y la densidad inicial del suelo.

La relación entre la deformación volumétrica de un material granular y el esfuerzo aplicado es un aspecto muy significativo de su comportamiento esfuerzo-deformación.

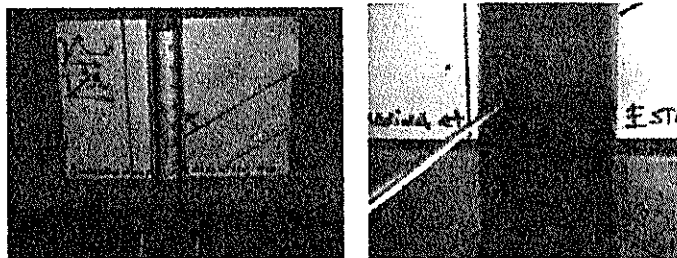
En general, en un ensayo de compresión triaxial, la tendencia de un material arenoso a contraerse o expandirse puede caracterizarse en un espacio e - σ definido por la relación de vacío y los esfuerzos efectivos de confinamiento. En este espacio, la región donde los especímenes presentan altas relación de vacío y esfuerzos efectivos de confinamiento, tiene un comportamiento contractivo. Inversamente, la región con bajas relación de vacío y esfuerzos efectivos de

confinamiento define un área de comportamiento dilatante. El límite entre esas áreas contractivas/dilatantes se define como la línea de estados críticos (Santamarina et al. 2000).

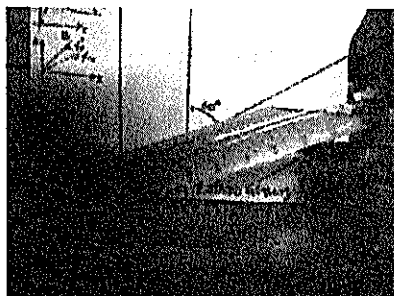
A continuación se presenta un método simplificado para determinar el ángulo del estado crítico para las series arenosas (Santamarina, 2004):



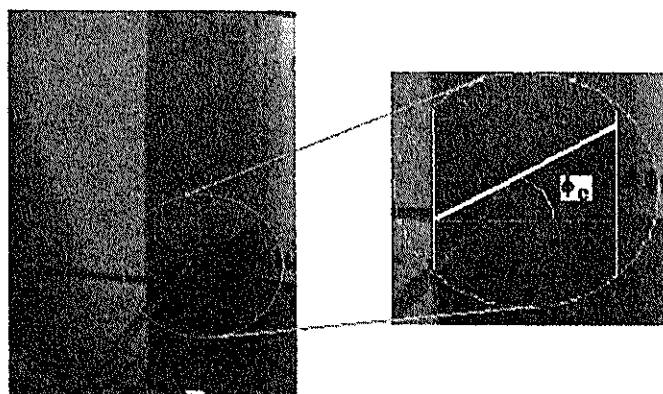
1. Verter el suelo en un cilindro de 1000 ml lleno de agua.



2. Voltear el cilindro un ángulo mayor a 60° con la vertical



3. Retornar lentamente el cilindro a su posición vertical y medir el ángulo de reposo = $\phi_{\text{crítico}}$



5.2.3 Estimación de la redondez y esferecidad de las arenas

Dada la naturaleza granular de los suelos, la forma de las partículas tienen una influencia importante en su comportamiento, sobre todo en suelos de grano grueso (Leonards 1950).

La forma de los granos se establece a tres escales diferentes: 1) esferecidad, 2) redondez (versus angularidad), y 3) rugosidad superficial (a la escala de los contactos intergranulares), Santamarina, 2004.

La esfericidad S se determina como la relación entre el radio de la máxima esfera inscrita en el grano r_{\max} y el radio de la esfera más pequeña circunscrita en él r_{\min} (otras definiciones pueden ser adoptadas - Hawkins 1993). La redondez R se define como el radio de curvatura promedio de la superficie granular con respecto al radio de la esfera más grande que puede ser inscrita en la partícula.

Tanto S como R pueden ser identificados fácilmente mediante el uso de cartas de identificación (en 2D), como la que se presenta en la figura 5.26.

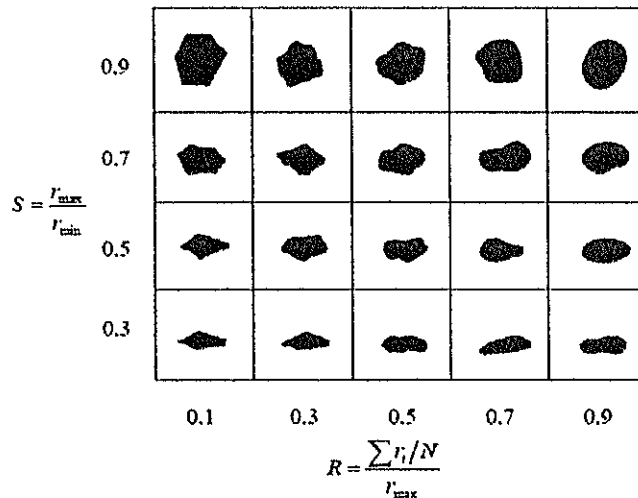


Fig 5.26 Carta de Esfericidad S y Redondez R (Krumbein y Sloss 1963)

La determinación directa de la rugosidad requiere la utilización de técnicas microscópicas aún en partículas gruesas, por ejemplo: microscopio óptico focal, microscopio electrónico, o microscopio de fuerza atómica, (Santamarina, 2004). Para este proyecto se utilizó un **microscopio óptico focal**.

La angularidad de las partículas afecta el arreglo de los granos en un suelo. Partículas menos angulares tienden a formar arreglos más densos o compactos. La importancia relativa de la angularidad con respecto al coeficiente de uniformidad C_u en la relación de vacíos máxima y mínima de arenas se denota claramente en la Figura 5.27. Desviaciones de esfericidad controlan la anisotropía inherente (durante la formación del depósito) e inducen anisotropía en resistencia, fábrica, conducción, rigidez y difusión (Casagrande 1932, Leonards 1950).

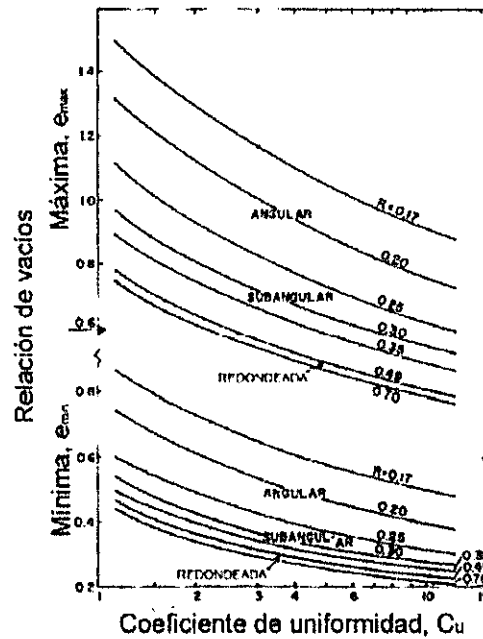


Fig 5.27 Variación de las relaciones de vacíos extremas e_{max} y e_{min} con el coeficiente de uniformidad $Cu = D_{60}/D_{10}$ y la redondez R (modificado de Youd 1973)

Si se agrupan los valores estimados del ángulo de fricción interna de las arenas en el estado crítico (ϕ_{cr}) con su respectivo valor de redondez R , podemos observar una tendencia a decrecer el valor del ángulo de fricción ϕ_{cr} a medida que crece el valor de R , figura 5.28, Apéndice G.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

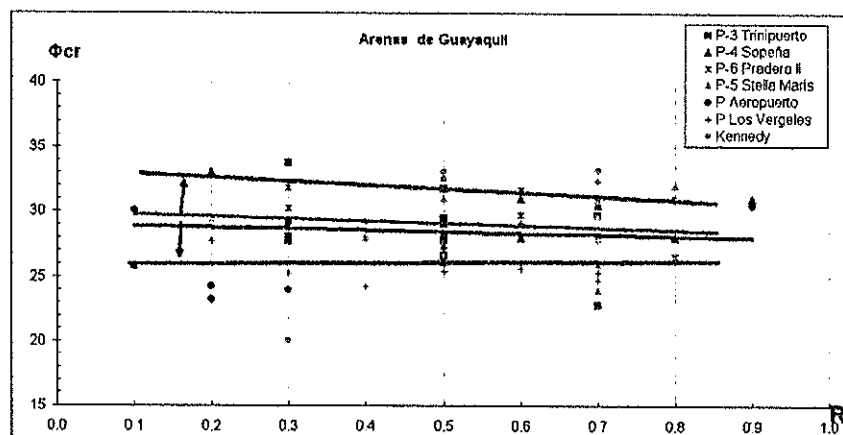


Fig 5.28 Variación del ángulo de fricción interna crítica (en grados) de las arenas de la ciudad de Guayaquil con la redondez (R) de las partículas.

5.3 RESULTADOS DE LAS MEDICIONES DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Los resultados presentados en esta investigación son el resultado de ensayos en conjunto de campo con laboratorio, la descripción de las pruebas realizadas se presentan en la sección 5.1 y 5.2

Los resultados por sondeo serán presentados en apéndice C, así como el resumen de las propiedades geotécnicas por zonas en el apéndice D.

Las propiedades geotécnicas por zonas es resultado de un análisis de la información recopilada y obtenida en la investigación, y forma

parte del estudio de investigación de la microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil.

CAPITULO 6

6 ECUACIONES DE CORRELACION PARA ESTIMAR LOS DIFERENTES PARÁMETROS GEOTECNICOS.

6.1 Ecuaciones de correlación en función de los ensayos de laboratorio

6.1.1 Ecuaciones de correlación en función de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u), el índice de liquidez (IL) y la rigidez (G_{max})

En esta sección se presenta la variación de la rigidez de un suelo con la resistencia al esfuerzo cortante y el índice de liquidez según las ecuaciones presentadas.

Normalizando el módulo de rigidez al cortante máximo con el esfuerzo geoestático efectivo, obtuvimos las siguientes ecuaciones:

- **Zona geotécnica D1, Deltáico-Estuarino (Este-Centro)**

$$G_{\max} = \left(95 \cdot \frac{S_u}{IL} + 870\right) \cdot \sigma'_{vo}; \quad \text{Cov: 0.25}$$

- **Zona geotécnica D2, Deltáico-Estuarino (Sur)**

$$G_{\max} = \left(35 \cdot \frac{S_u}{IL} + 3325\right) \cdot \sigma'_{vo}; \quad \text{Cov: 0.15}$$

- **Zona geotécnica D3, Deltáico-Estuarino (Oeste-Norte-Trinitaria)**

$$G_{\max} = \left(625 \cdot \frac{S_u}{IL} + 70\right) \cdot \sigma'_{vo}; \quad \text{Cov: 0.35}$$

- **Zona geotécnica D4, Llanura aluvial (Norte)**

$$G_{\max} = \left(60 \cdot \frac{S_u}{IL} + 1000\right) \cdot \sigma'_{vo}; \quad \text{Cov: 0.23}$$

Donde G_{\max} = modulo de rigidez al cortante (t/m^2), S_u = resistencia al esfuerzo cortante no drenado del suelo fino (t/m^2), σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo de campo (t/m^2), IL = índice de liquidez.

Para ejemplificar la certidumbre obtenida mediante esta correlación, se presentan los valores obtenidos, en el apéndice

H, y en la zona D1 del complejo Deltáico-Estuarino (Este-Centro), figura 6.1.

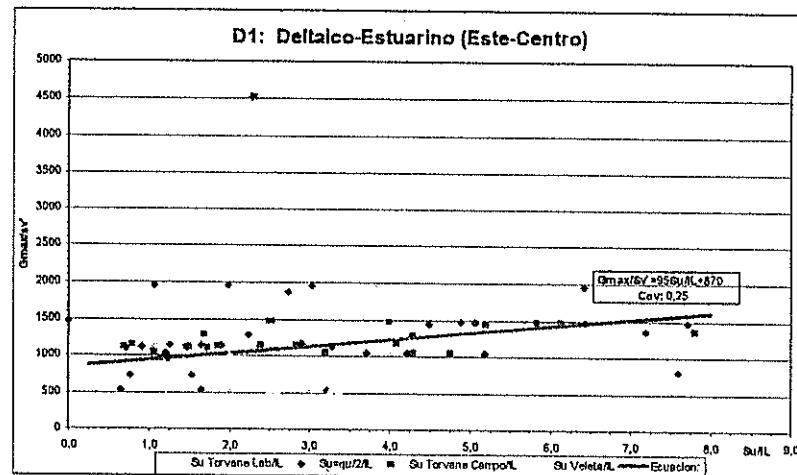


Fig 6.1 Relación entre el módulo de rigidez máximo con la resistencia al esfuerzo cortante no drenado y el índice de liquidez para la arcilla gris verdosa, en las zona geotécnica D1

6.1.2 Ecuaciones de correlación para estimar el valor de la superficie específica (S_e) de las series arcillosas

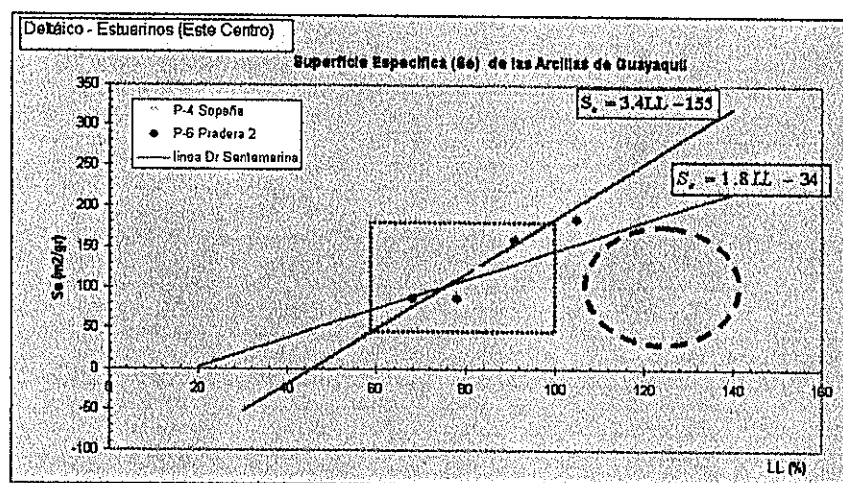
Luego de analizar e interpretar los resultados de laboratorio, se realizaron ecuaciones de correlación para estimar el valor de la Superficie Específica (S_e) de las series arcillosas.

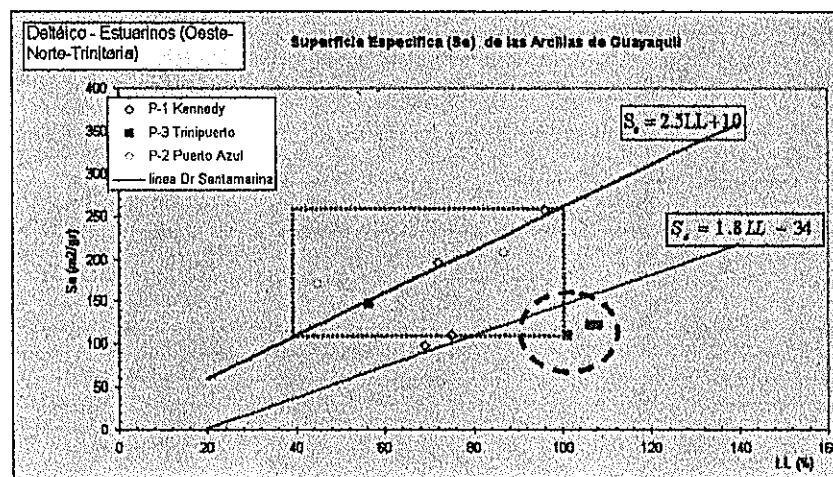
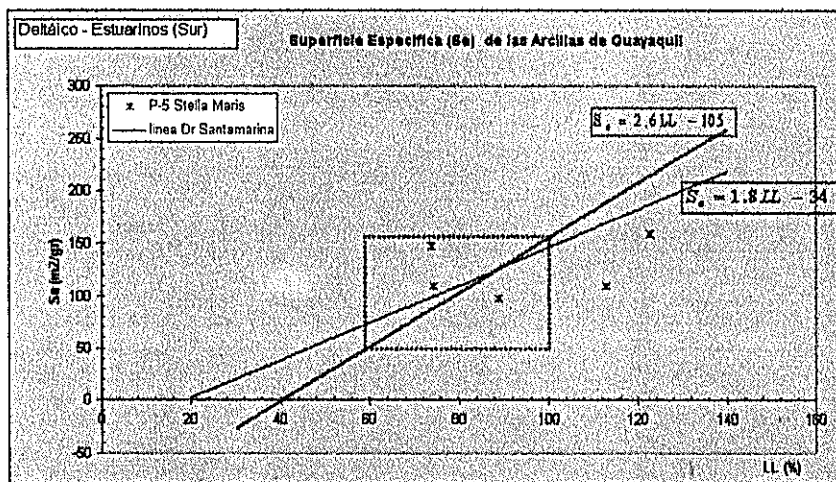
En la tabla 6.1 se muestra las ecuaciones para cada una de las zonas, indicando los valores mínimos y máximos del límite líquido para el uso de cada una de las ecuaciones de estimación.

A manera de ejemplo, en la figura 6.2 se presenta el rango de aplicación de la correlación propuesta para la zona de suelos Deltaicos-Estuarinos (Este- Centro).

Tabla 6.1 Valores mínimos y máximos del límite líquido LL, para el uso de la correlación propuesta, Superficie específica por zonas, ecuación para la estimación de la S_e

Zona	Rango de datos LL (%)			S_e (m ² /gr)			PH Fluido en los poros del suelo	Ecuación de estimación
	Min	Max	Rango	Min	Max	Rango		
Deltáico Estuarino (Este Centro)	60	100	40	49	185	136	7.7	$S_e = 3.4LL - 155$
Deltáico Estuarino (Sur)	60	100	40	51	155	104	7.0	$S_e = 2.6LL - 105$
Deltáico Estuarino (Oeste Norte Trinitaria)	40	100	60	110	260	150	7.8	$S_e = 2.5LL + 10$





Rango de datos para la ecuaciones de estimación propuestas

Fig 6.2. Variación de la Superficie específica de las arcillas con respecto al límite líquido para la zona geotécnica D1, D2, D3.

Aunque son relativamente pocos los datos presentados en cada zona geotécnica, es evidente que independientemente del sitio, el método de azul de metileno, descrito en el capítulo 5, no es

representativo para las arcillas con un límite líquido mayor al 100%.

6.1.3 Ecuaciones de estimación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris verdosa de la ciudad de Guayaquil, CH, en estado normalmente consolidado (NC).

En esta sección se presentan las ecuaciones de estimación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenado S_u de la arcilla gris verdosa de la ciudad de Guayaquil, CH y su variación con respecto al índice plástico IP.

Utilizando esta ecuación, según Skempton 1957 propone:

$$\frac{S_{u, \text{torv}}}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.0037IP$$

Seleccionando los sitios y las profundidades de medición (en la campaña de exploración complementaria) para los casos de arcillas en estado Normalmente Consolidados y ajustando la ecuación de Skempton 1957 para los suelos de Guayaquil, se presentan a continuación las ecuaciones de estimación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris

verdosa de la ciudad de Guayaquil, CH, en estado Normalmente Consolidado (NC).

• **DELTAICO ESTUARINO (ESTE CENTRO)**

S_u , mediante torcómetro de bolsillo o torvaine :

$$\frac{S_{u, \text{torv}}}{\sigma'_{vo}} = 0.23 + 0.0037IP$$

S_u , obtenido de veleta de campo :

$$\frac{S_{u, \text{VST}}}{\sigma'_{vo}} = 0.35 + 0.0037IP$$

• **DELTAICO ESTUARINO (OESTE NORTE TRINITARIA)**

S_u , mediante torcómetro de bolsillo o torvaine :

$$\frac{S_{u, \text{torv}}}{\sigma'_{vo}} = 0.23 + 0.0037IP$$

• **LLANURA ALUVIAL (NORTE)**

S_u , mediante torcómetro de bolsillo o torvaine :

$$\frac{S_{u, \text{torv}}}{\sigma'_{vo}} = 0.20 + 0.0037IP$$

La figura 6.3, valora la estimación de las ecuaciones presentando las gráficas de tendencia para las correlaciones propuestas entre el S_u y el índice Plástico IP

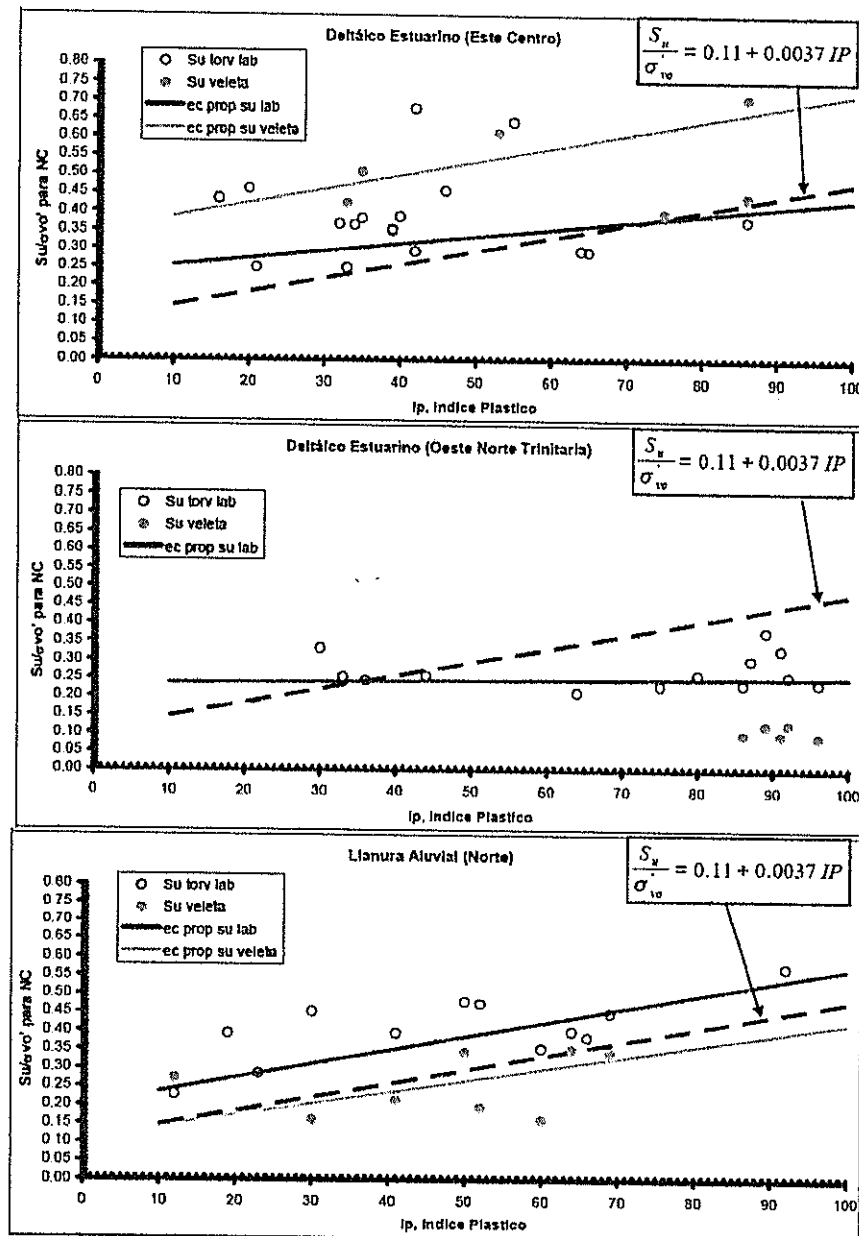


Fig 6.3 Relación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado con el índice plástico IP para la arcilla gris verdosa en estado normalmente consolidado, (NC).Zona D1,D3,D4.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

No se ha anotado correlación alguna para la zona D2 por no existir los suficientes datos.

6.2. Ecuaciones de correlación en función de los ensayos de campo.

6.2.1 Ecuaciones de correlación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenado S_u y la resistencia de punta del cono estático q_c .

Relacionando el valor de S_u obtenido por varios ensayos, S_{uVST} , $S_{u\text{torv/lab}}$, $S_{u\text{torv/campo}}$, $S_u = q_c/2$ se obtuvo una expresión de correlación entre el valor de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado y el valor de la resistencia de punta de cono neta (q_c).

- Correlación $S_{u\text{Veleta}}$, con q_c del Cono estático.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_{kv}}$$

Tabla 6.2 Factor de correlación N_{kv} entre el S_u y q_c .

ZONA	Factor N_{kv}
D1: DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	24 – 25
D2: DELTAICO ESTUARINO (SUR)	17
D3: DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	15 – 20
D4: LLANURA ALUVIAL (NORTE)	27

- Correlación Su_{torvane} , con q_c del Cono estático

$$Su = \frac{q_c - \sigma_{vo'}}{N_{KT}}$$

Tabla 6.3 Factor de correlación N_{KT} entre el S_u y q_c .

ZONA	Factor N_{KT}
D1: DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	25 – 27
D2: DELTAICO ESTUARINO (SUR)	22
D3: DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	15 – 18
D4: LLANURA ALUVIAL (NORTE)	20

- Correlación $Su_{qu/2}$, con q_c del Cono estático

$$Su = \frac{q_c - \sigma_{vo'}}{N_{Kqu}}$$

Tabla 6.4 Factor de correlación N_{Kqu} entre el S_u y q_c .

ZONA	Factor N_{Kqu}
D1: DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	27 – 31
D2: DELTAICO ESTUARINO (SUR)	25
D3: DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	17 – 21
D4: LLANURA ALUVIAL (NORTE)	22

A manera de ejemplo, en la figura 6.4 se muestra la relación entre los valores de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, S_u , para cada ensayo con respecto al valor de la resistencia de punta neta del cono q_c , para el sitio GYE-10N (218 ECU), característico de la zona geotécnica D4.

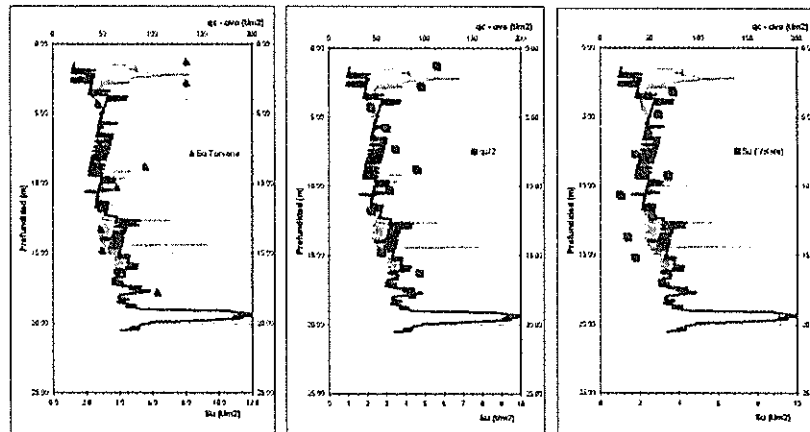


Fig 6.4 Variación de la resistencia al esfuerzo cortante, obtenido por tres ensayos distintos, con la profundidad y la resistencia de punta de cono neta, para el sitio GYE-10N (zona D4). Serie verde: q_c , Serie violeta: q_d .

6.2.2 Ecuaciones de correlación para la estimación de la sensibilidad mediante el valor de q_c

El objeto de medir la sensibilidad en arcillas altamente sensitivas como las de Guayaquil, radica en conocer el comportamiento de estos suelos cuando se generan deformaciones por cortante importantes, pues pierden prácticamente su rigidez y amplifican altamente la fuerza sísmica.

Generalmente la sensibilidad en el laboratorio es determinada como la relación entre la resistencia al esfuerzo a la compresión

sin confinar para la resistencia al esfuerzo a la compresión sin confinar remoldeado, q_u (inalterada) / q_u (remoldeada).

Una forma práctica, continua y muy útil para evaluar la sensibilidad de un suelo , consiste en obtener la resistencia por punta en el ensayo de cono estático, y mediante una relación lineal analizada para cada zona de la ciudad, obtener que tan sensitiva es una arcilla.

$$S_t = \frac{R_f}{N_{Kf}} \quad R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100 \quad S_t = \frac{f_s}{q_c * N_{Kf}} \cdot 100 \quad (\text{Ecuación 6.1})$$

En la tabla 6.5 se presenta el factos N_{Kf} para la ecuación 6.1

Tabla 6.5 Factor de correlación N_{Kf} entre la sensibilidad y q_c .

ZONA	Factor N_{Kf}
DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	4
DELTAICO ESTUARINO (SUR)	5
DELTAICO ESTUARINO (OESTE NORTE-TRINITARIA)	4.5
LLANURA ALUVIAL (NORTE)	6



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

6.3. Correlación entre la resistencia por punta del cono estático q_c y la resistencia por punta del cono dinámico q_d .

Tanto el ensayo de cono estático y cono dinámico, no son muy practicados en nuestra ciudad, sin embargo éstas son herramientas económicas y rápidas de usar para la caracterización de un suelo, especialmente en matrices arcillosas.

En el presente trabajo de investigación nuestro interés es mostrar la importancia de estos ensayos, para correlacionar las propiedades dinámicas de los suelos por medio de pruebas prácticas, sencillas y con una obtención de resultados rápidos, que muestran una información prácticamente continua y no discretizada como muchos ensayos actuales, de la estratigrafía que analizan.

Debido a la dificultad de que se popularice el cono estático tan pronto como el cono dinámico porque su costo es mayor, se propone la siguiente ecuación de correlación entre el cono dinámico y el cono estático:

$$q_d = N_{kd} \cdot q_c \quad (\text{Ecuación 6.11})$$

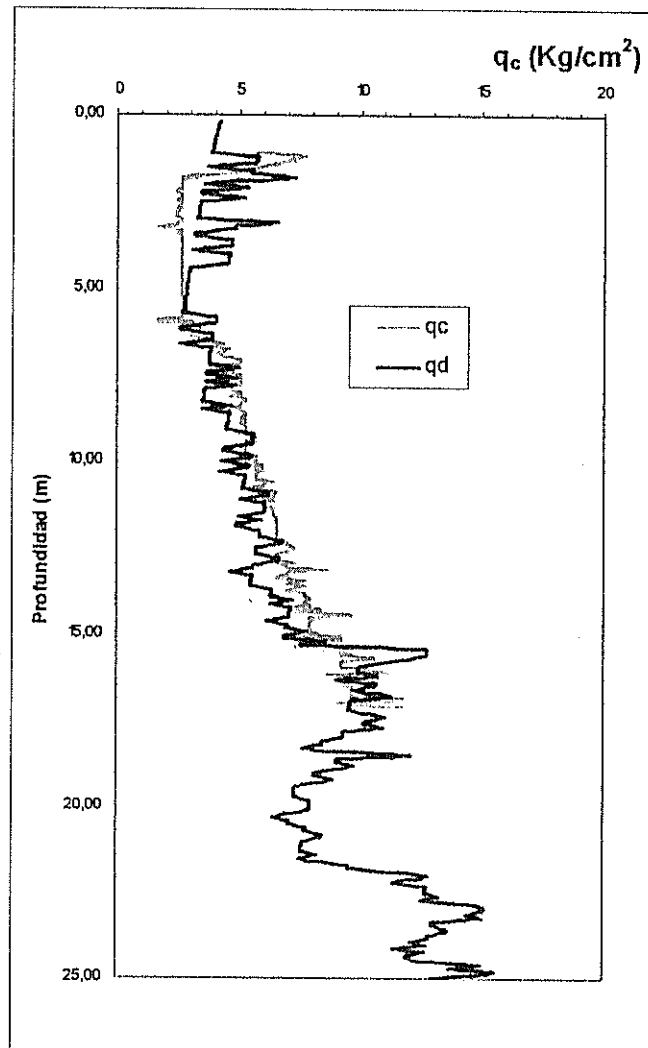


Fig 6.5 Correlación entre la resistencia por punta del cono estático q_c y cono dinámico q_d GYE-09N, zona D3 por medio de ecuación 6.11.

La tabla 6.6 muestran los valores de N_{Kd} por zonas para obtener perfiles como el de la figura 6.5 y notar la correlación entre el q_c y q_d .

Tabla 6.6 Valores de N_{Kd} para zonas geotécnicas propuestas para la ciudad de Guayaquil.

ZONA	Factor N_{Kd}	Cov
DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	6.2	0.1
DELTAICO ESTUARINO (SUR)	6.5	0
DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	7.6	0.38
LLANURA ALUVIAL (NORTE)	8	0

En la zona D4, para potenciales estratos superficiales de arena, con alto índice de presión de poros es recomendable usar valores de N_{Kd} igual a 4.5

6.4. Ecuaciones de correlación para estimar los esfuerzos de preconsolidación de los suelos en función de la velocidad de onda de corte V_s

Uno de los parámetros geotécnicos más importantes para caracterizar a una arcilla es el esfuerzo de preconsolidación, con el objeto de poder estimar el valor del esfuerzo de preconsolidación σ_p con la velocidad de onda de corte para las arcillas de Guayaquil, se presenta en la tabla 6.7 el factor N_{kp} a utilizarse en la siguiente ecuación:

$$\sigma_p = N_{kp} \cdot V_s^{1.47}$$

Tabla 6.7 Valores de N_{KP} para las diferentes zonas geotécnicas propuestas

ZONA	Factor N_{KP}	Cov
Deltáico Estuarino (Este Centro)	2.30	0.13
Deltáico Estuarino (Sur)	0.80	0
Deltáico Estuarino (Oeste Norte Trinitaria)	1.46	0.62
Llanura Aluvial (Norte)	2.12	0.12

Para conocer el carácter predictivo del factor de la ecuación propuesta se presentan en la figura 6.6 a manera de ejemplo las gráficas de la estimación del esfuerzo de preconsolidación, basado en la ecuación de Mayne, Robertson, Lunne, 1998 con los factores de la tabla 6.6

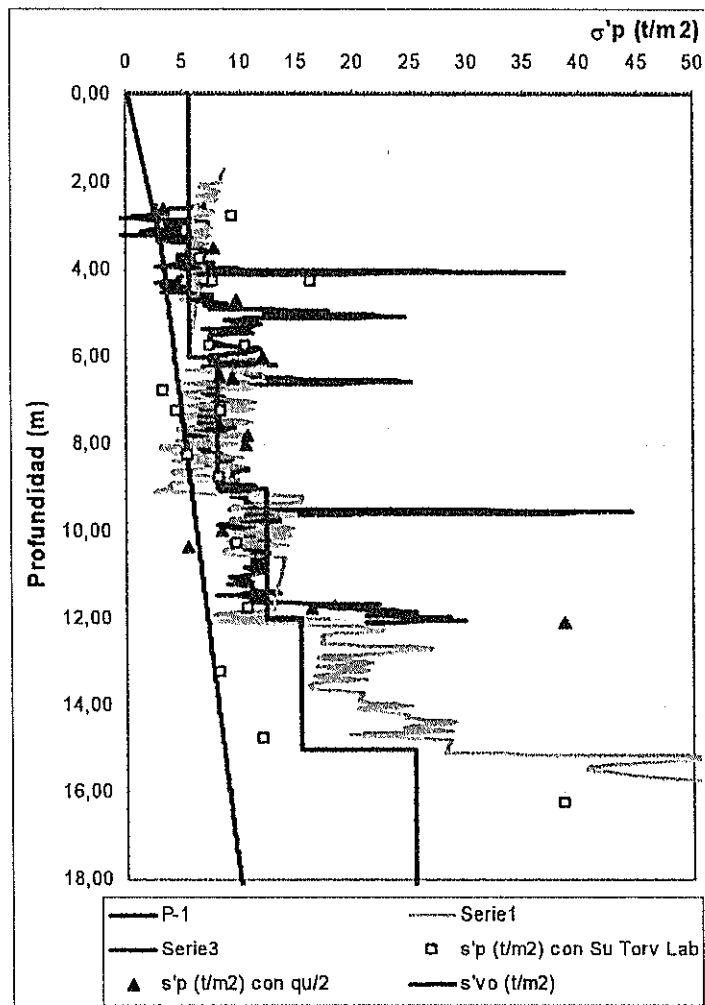


Fig 6.6 Estimación del esfuerzo de preconsolidación (Serie 3) con la ecuación propuesta para el sitio 210ECU Puerto Azul de la Zona D3

Donde, la serie :

P1 Indica el valor de σ_p estimado con $\sigma_p = \frac{q_c - \sigma_v}{3}$

Serie1 Valor de σ_p estimado con el valor de q_d convertido en q_c y

$$\sigma_p = \frac{q_c - \sigma_v}{3}$$

Serie 3 Valor de σ_p estimado con la ecuación propuesta en esta sección, con los valores de V_s obtenidos con el método SASW

CAPITULO 7

7 ECUACIONES DE CORRELACION PARA ESTIMAR LAS VELOCIDADES DE LAS ONDAS DE CORTE

7.1 Ecuaciones de correlación en función del S_u , resistencia al esfuerzo cortante no drenado.

El valor de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, S_u , tiene una relación directa con el módulo de rigidez al cortante máximo, obtenido mediante la relación elástica de la velocidad de la onda cortante y la densidad de masa del geomaterial con la ecuación 2.10. En la figura 7.1 se puede observar una tendencia bien definida entre el módulo de rigidez normalizado y la resistencia al corte no drenado para 2 sitios geotécnicos del complejo deltáico estuarino.

Para ejemplificar la certidumbre obtenida con esta correlación, se presentan los valores en el apéndice G. En la figura 7.1 se muestran dos sectores geotécnicos del complejo Deltáico-Estuarino.

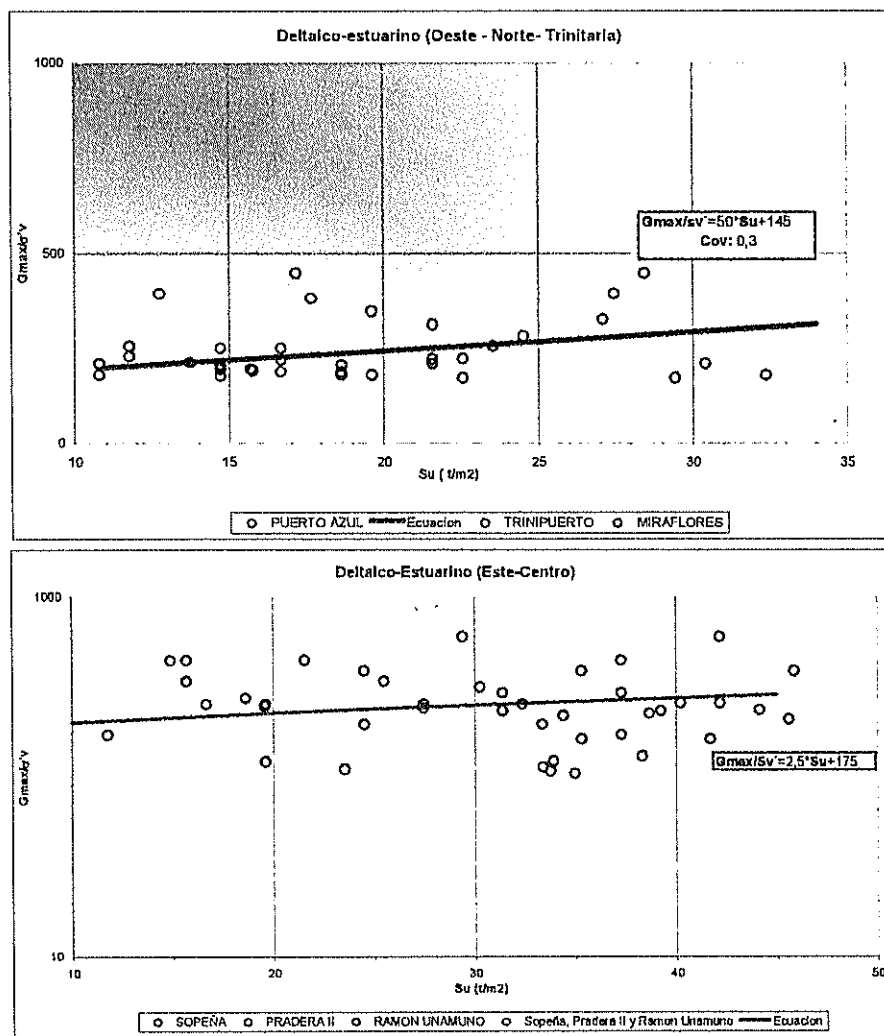


Figura 7.1 Relación entre el módulo de rigidez máximo normalizado al σ_p y la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para la arcilla gris verdosa, en las zonas geotécnicas D1 y D3

Las ecuaciones de correlación para la estimación de la velocidad de onda cortante de los suelos arcillosos y limosos, se basan en el procedimiento descrito en el capítulo 4, y fueron obtenidas para diferentes rangos de estados de consolidación y zonas geotécnicas.

- **Zona geotécnica D1, Deltáico-Estuarino (Este-Centro)**

OCR = 1-2

$$V_s = \left((25 \cdot S_U + 175) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.4}$$

OCR > 2

$$V_s = \left((25 \cdot S_U + 400) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.5}$$

- **Zona geotécnica D2, Deltáico-Estuarino (Sur)**

OCR = 1-2

$$V_s = \left((150 \cdot S_U + 500) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.23}$$

OCR > 2

$$V_s = \left((50 \cdot S_U + 1000) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.1}$$

- **Zona geotécnica D3, Deltáico-Estuarino (Oeste-Norte-Trinitaria)**

OCR = 1-2

$$V_s = \left((50 \cdot S_U + 145) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.3}$$

OCR > 2

$$V_s = \left((90 \cdot S_u + 70) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.16}$$

- **Zona geotécnica D4, Llanura aluvial (Norte)**

OCR = 1-2

$$V_s = \left((30 \cdot S_u + 250) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.35}$$

OCR > 2

$$V_s = \left((15 \cdot S_u + 205) \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot g}{\gamma} \right)^{1/2}; \quad \text{Cov: 0.14}$$

Donde V_s = velocidad de la onda cortante (m/s), S_u = resistencia al esfuerzo cortante no drenado del suelo fino (t/m^2), σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo de campo (t/m^2), g = aceleración de la gravedad = 9.8 m/seg^2 , γ = peso volumétrico total del suelo (t/m^3).

7.2 Ecuaciones de correlación en función de la resistencia de punta de cono, q_c

Las relaciones entre la velocidad de onda cortante (V_s) y la resistencia de punta de cono (q_c) fueron obtenidas por medio de la teoría de expansión de cavidades cilíndricas de longitud infinita, Yu, 2000; Ovando y Romo, 1991, figura 7.2.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

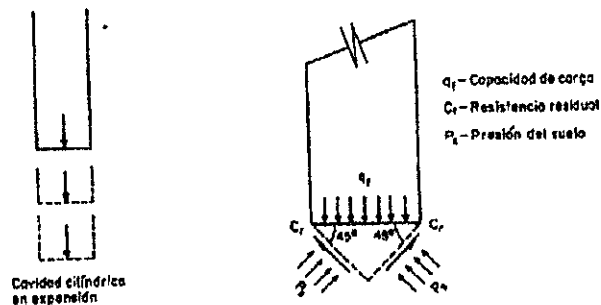


Fig 7.2 Expansión longitudinal de una cavidad cilíndrica, Romo y Ovando (1992)

La teoría de expansión de cavidades es válida para cualquier modelo plástico del suelo. En este modelo, se supone que el material es un medio que satisface el criterio de falla Mohr-Coulomb cuyo comportamiento esfuerzo deformación se idealiza como se muestra en la figura 7.3.

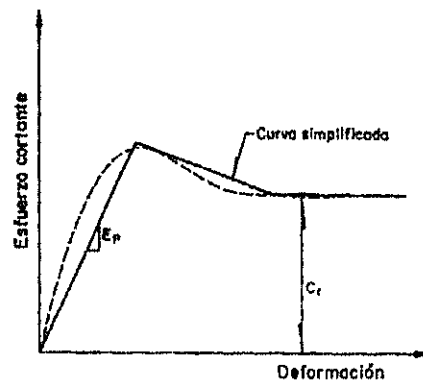


Fig 7.3 Curva esfuerzo-deformación supuesta en la teoría de expansión de cavidades cilíndricas

De acuerdo con esta teoría la presión P_i que, aplicada en el interior de una cavidad cilíndrica, produce una expansión continua por efecto del flujo plástico y esta dada por:

$$P_i = P'_o + \frac{2}{3} \cdot q_r \left[1 + \ln \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{E_r}{q_r} \right) \right] + \frac{2}{3} \cdot q_p \left[\frac{\frac{E_p}{E_r} - 1}{\frac{E_p}{E_r} - \frac{q_p}{q_r}} \right] \cdot \ln \left(\frac{E_p q_r}{E_r q_p} \right) \quad (\text{Ecuación 7.1})$$

Donde P_i es la presión que produce una expansión, P'_o es el esfuerzo efectivo normal octaédrico inicial al centro de la cavidad, q_p es el esfuerzo desviador máximo, q_r es el esfuerzo desviador residual, E_p es el módulo de Young secante cuando se alcanza la mitad de la resistencia, y E_r es el módulo de Young secante cuando se alcanza la resistencia residual.

Suponiendo que el suelo es un material elasto-plástico perfecto se tiene que

$$E_r = E_p ; q_r = q_p \quad (\text{Ecuación 7.2})$$

y sustituyendo en la ecuación 7.1,

$$P_i = P'_o + \frac{2}{3} \cdot q_p \left[1 + \ln \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{E_p}{q_p} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 7.3})$$

En la prueba de cono eléctrico, la presión necesaria para producir una expansión esta relacionada con la resistencia de punta y con la resistencia del suelo, en este caso expresada en términos del esfuerzo desviador, q_p ,

$$q_c = P_i + q_p \quad (\text{Ecuación 7.4})$$

Sustituyendo (7.3) en (7.2), se obtiene que con los valores usuales de N_k , reportados en la sección anterior,

$$q_c = C_u \cdot N_k \cong P_i \quad (\text{Ecuación 7.5})$$

El esfuerzo P'_o se puede expresar en términos del esfuerzo vertical efectivo, σ'_v . Dado que el coeficiente de empuje de tierras en reposo k_o en las arcillas de la ciudad de Guayaquil, es del orden de 0.5 (estado Normalmente Consolidados), entonces se tiene que

$$P'_o = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_v + 2 \cdot \sigma_v \cdot K_o}{3}$$

$$P'_o = \frac{(1 + 2 \cdot K_o) \sigma_v}{3} \cong \frac{2 \cdot \sigma'_v}{3} \quad (\text{Ecuación 7.6})$$

Por otra parte, el cociente entre la resistencia no drenada S_u (C_u) y el esfuerzo vertical efectivo σ'_v es aproximadamente constante para las arcillas normalmente consolidadas, su valor varía entre 0.22 a 0.30.

Llamando β a este cociente,

$$\beta = \frac{S_u}{\sigma'_v}, \text{ donde } \sigma'_v = \frac{q_c}{\beta \cdot N_k} \quad (\text{Ecuación 7.7})$$

Tomando en cuenta la relación elástica entre el módulo de Young, E, y el modulo de rigidez al corte, G deducida en el capítulo 2.

Igualando las ecuaciones 2.9 y 2.10 :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \rho \cdot V_s^2$$

Donde ρ es la densidad de masa y ν es la relacion de Poisson (0.49-0.50 arcillas saturadas). Sustituyendo valores y despejando a V_s se obtiene

$$V_s = \sqrt{\frac{3 \cdot g \cdot q_c}{2 \cdot N_{kc} \cdot \gamma_s \cdot (1 + \nu)}} \cdot e^{\left[\frac{3 \cdot N_{kc} - 4}{4} \frac{1}{2 \cdot \beta} \right]} \quad (\text{Ecuación 7.8})$$

Los términos no definidos son el peso volumétrico y la aceleración de la gravedad. En este caso N_{kc} se interpreta como el factor de correlación que resulta al aplicar esta teoría. El valor de N_{kc} se lo obtiene por medio de calibraciones, mediante los resultados de medición de V_s en campo y la estimación de V_s mediante la teoría. Se puede simplificar la ecuación (7.8), obteniendo

$$V_s = \sqrt{\frac{3gq_c}{2N_{kc}\gamma_s(1+\nu)} e^{\frac{3N_{kc}-4}{4} - \frac{1}{2\beta}}} \quad ; \text{simplificando}$$

$$V_s = \sqrt{\eta q_c e^\alpha} \quad (\text{Ecuación 7.9})$$

Donde:

$$\alpha = \frac{3N_{kc}-4}{4} - \frac{1}{2\beta} \quad \text{y} \quad \eta = \frac{3g}{2N_{kc}\gamma_s(1+\nu)}$$

Utilizando las mediciones de las velocidades de onda cortante realizadas en los 14 sitios de la campaña de exploración complementaria y los ensayos de CPT realizados en los mismos lugares se observa en la figura 7.4 el ejemplo de un perfil de resistencia de punta de cono y la velocidad de onda de corte en el mismo sitio de medición, notando que los perfiles de V_s y q_c tienen una similar tendencia, por lo cual más adelante se plantea una correlación lineal empírica para estos dos parámetros.

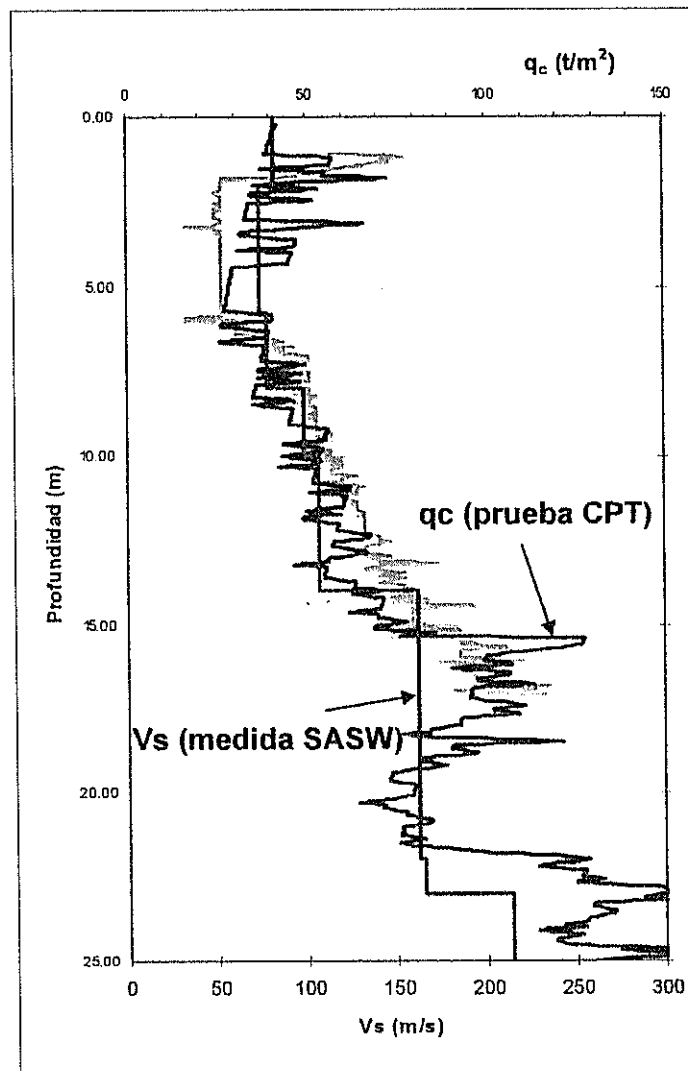


Fig 7.4 Resistencia a la penetración de cono y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad para un sitio de la zona geotécnica D3, Complejo Deltaico-Estuarino (Oeste Norte trinitaria).

En la tabla 7.1 se indican los rangos de valores de N_{KC} estimados para cada zona geotécnica analizada.



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

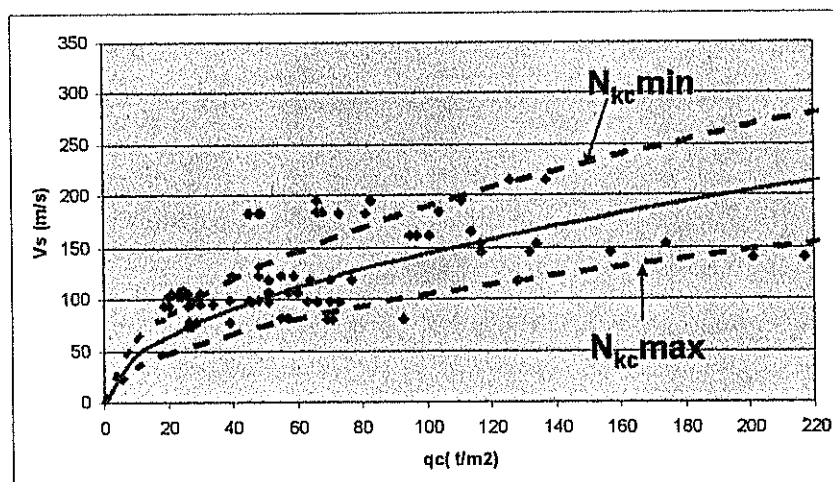


Fig 7.5 Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos de la zona D3 (Deltáico-Estuarino, Oeste-Norte-Trinitaria)

Tabla 7.1 Rango de valores de N_{Kc} , para la ecuación de cavidades cilíndricas, en cada zona geotécnica del complejo Deltáico-Estuarino y Llanura aluvial

ZONA	Factor N_{Kc} Mínimo	Factor N_{Kc} Medio	Factor N_{Kc} Máximo	β :
DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	9.9	11	11.8	0.3
DELTAICO ESTUARINO (SUR)	12	13	14	0.25
DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	11	12	12.6	0.22
LLANURA ALUVIAL (NORTE)	9.9	11	11.8	0.26

No obstante, una correlación lineal basada entre la resistencia de punta del cono q_c y la velocidad de onda cortante, se plantea como:

$$V_s = N_{kc} \cdot qc \quad (\text{Ecuación 7.10})$$

Donde la relación q_c y V_s son directamente proporcionales, existiendo un factor de proporción por zona llamado N_{kc} ,

En la tabla 7.2 se muestran los valores de N_{kc} para la ecuación 7.10 para cada zona geotécnica.

Tabla 7.2 Rango de valores de N_{kc} para la ecuación 7.10 según la zona geotécnica

ZONA	Rango Factor N_{kc}
D1: DELTAICO-ESTUARINO (ESTE-CENTRO)	1.30 – 1.50
D2: DELTAICO ESTUARINO (SUR)	2.75 – 2.95
D3: DELTAICO ESTUARINO (OESTE-NORTE-TRINITARIA)	2.00 – 3.00
D4: LLANURA ALUVIAL (NORTE)	1.50 – 1.70

La correlación 7.10 fue deducida empíricamente en función de los resultados de las mediciones de las velocidades de las ondas de corte en cada sondeo y los resultados obtenidos del ensayo CPT en las diferentes zonas.

En la figura 7.6 se muestra una gráfica del uso de la ecuación de correlación de la zona D4.

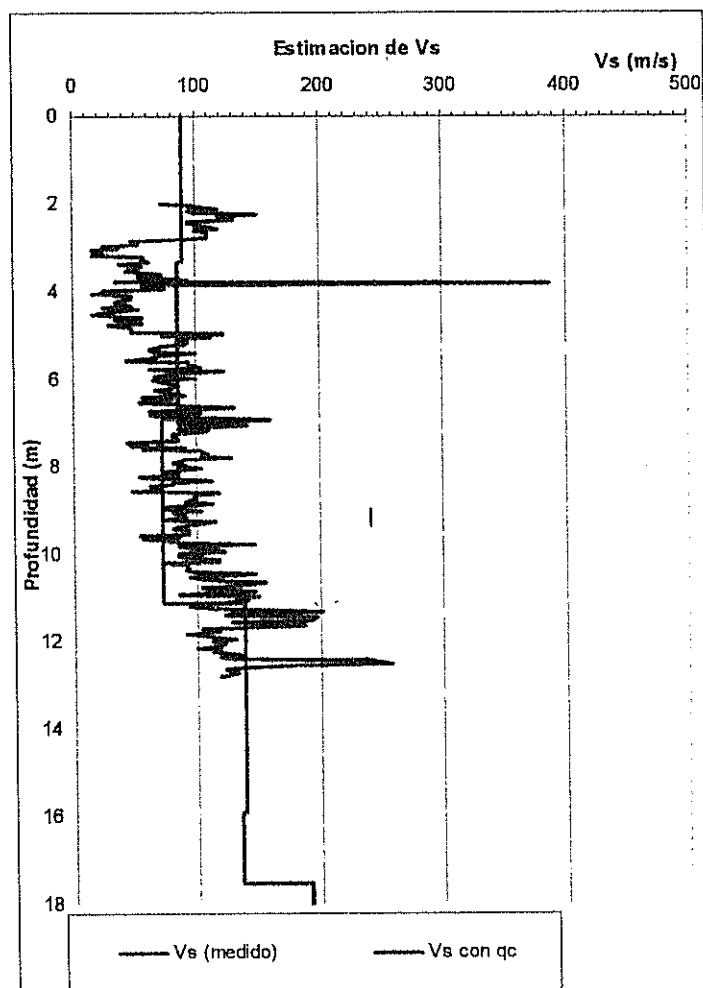


Fig 7.6 Estimación de la velocidad de la onda de corte en el perfil del suelo GYE-06S, zona D1 por medio de la ecuación 7.10.

La ventaja de esta correlación es que podemos obtener inmediatamente en campo valores de V_s sin necesidad de cálculos mayores.

La ecuación 7.11 tiene una mejor aproximación para las zonas D1, D2, y D4.

7.3 Ecuaciones de correlación en función del NSPT, número de golpes de la prueba de penetración estándar.

De la información geotécnica obtenida en la campaña de exploración complementaria (14 sitios), se obtuvieron para el mismo sitio y similares profundidades de medición, los valores de las velocidades de las ondas de corte, medidas mediante el equipo SASW y los valores de N_{SPT} , corregidos por energía (barras instrumentadas).

Para poder presentar las correlaciones con la velocidad de onda de corte, teníamos que conocer cual era la eficiencia de la energía del martillo utilizado para poder normalizar y entregar ecuaciones confiables. Por lo tanto se utilizó en un Analizador de señales, SPT Analyzer™ (Pile Dynamics Inc. 2000) para valorar la energía real transmitida por cada martillo usado.

La forma de la ecuación de correlación que se ajusta a los valores observados es del tipo

$$V_s = a (N_1)_{60}^b \quad (\text{Ecuación 7.12})$$

Para ejemplificar el grado de certidumbre obtenido mediante el uso de la ecuación propuesta, se presenta la figura 7.7 los valores de V_s

y $(N_1)_{60}$ para el mismo rango de profundidad, para el caso de suelos arenosos.

En la tabla 7.3 se muestran los valores de los coeficientes a y b, variando según el contenido de finos y profundidad de medición.

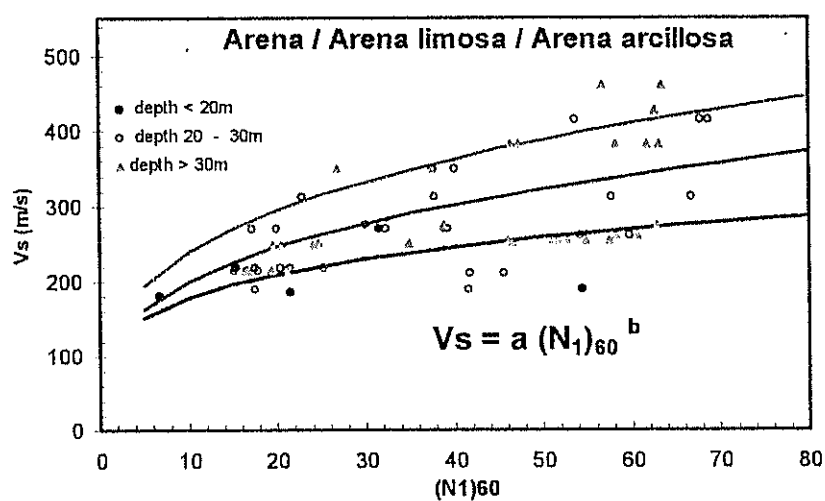


Fig 7.7 Relación entre la velocidad de la onda cortante y el $(N_1)_{60}$ para diferentes rangos de profundidad para suelos arenosos.

Tabla 7.3 Rango de valores de los coeficiente a y b utilizados en la ecuación (6.12)

Tipo de suelo	% de finos	Prof. (m)	a	b
Arcilla/limo	> 50	< 30	130	0.145
Arena/Arena limosa/Arena arcillosa	<40	< 20	105	0.23
		20 - 30	100	0.3
		>30	120	0.3
		<20	-	-
	20 - 40	20 - 30	93	0.28
		> 30	108	0.32
		<20	-	-
	10 - 20	20 - 30	60	0.4
		> 30	62	0.42
		< 20	105	0.22
	< 10	20 - 30	93	0.26
		> 30	100	0.25

nota: Usar N60 para las arcillas y limos y (N1)60 para los suelos granulares

CAPITULO 8

8. ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE

Para observar la capacidad predictiva de las ecuaciones propuestas en esta investigación, se presentan de la fig 8.1 a la fig 8.4. las gráficas por zonas de la estimación de la velocidad de la onda de corte mediante las ecuaciones desarrolladas en el capítulo 7 y la velocidad medida "in situ", para las diferentes zonas geotécnicas.

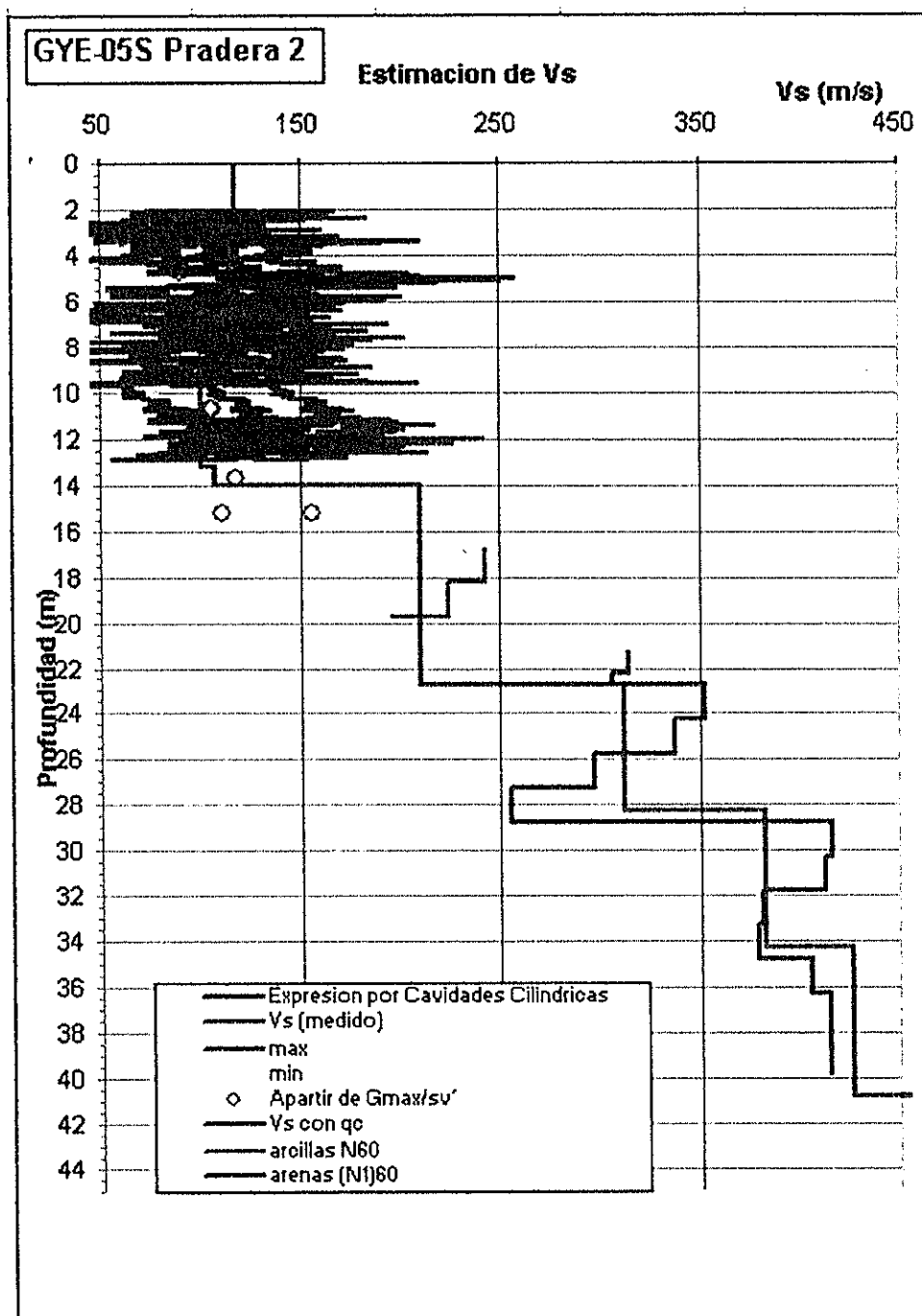


Figura 8.1 Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-05S (zona D1), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas

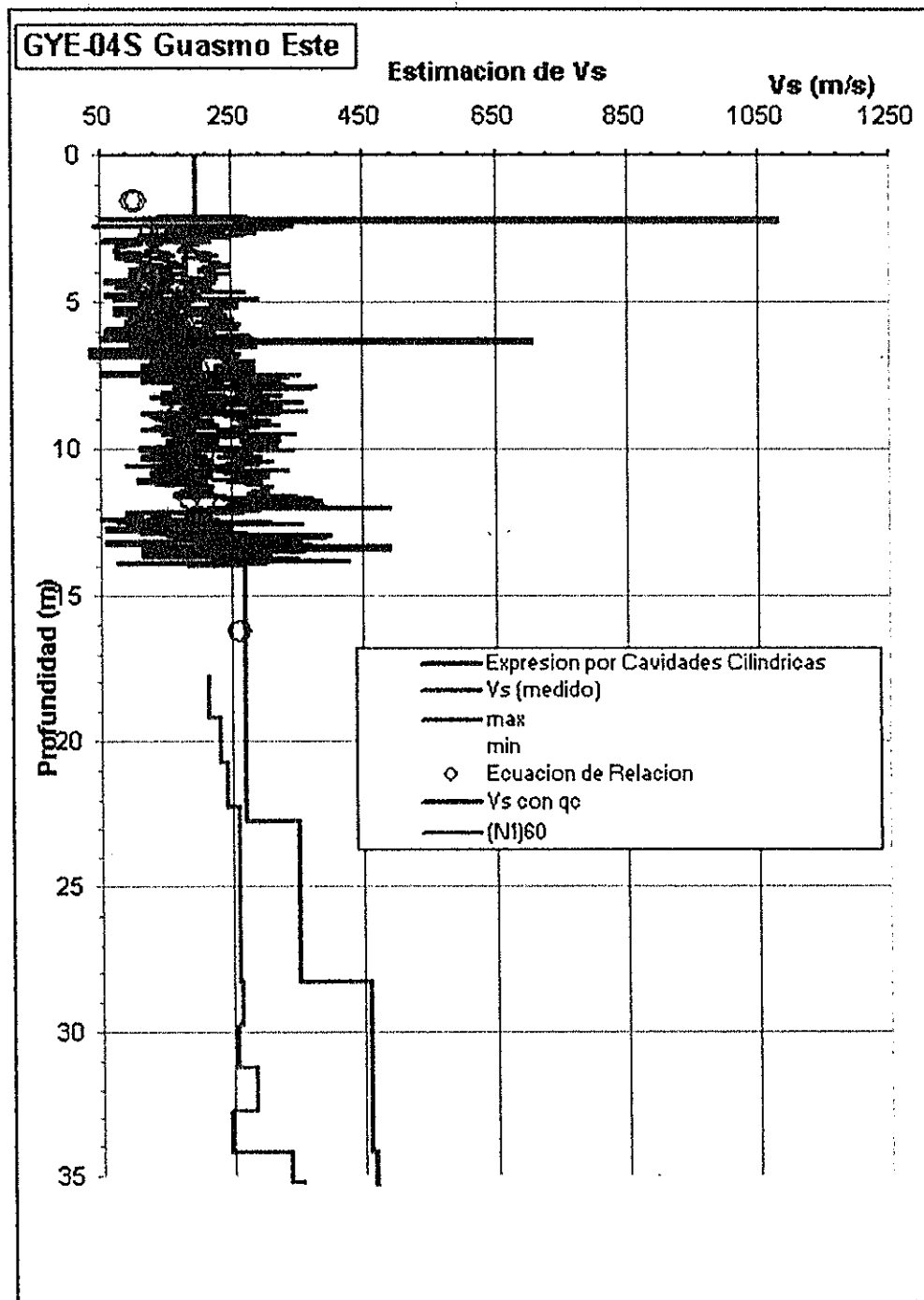


Figura 8.2 Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE – 04S (zona D2), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas

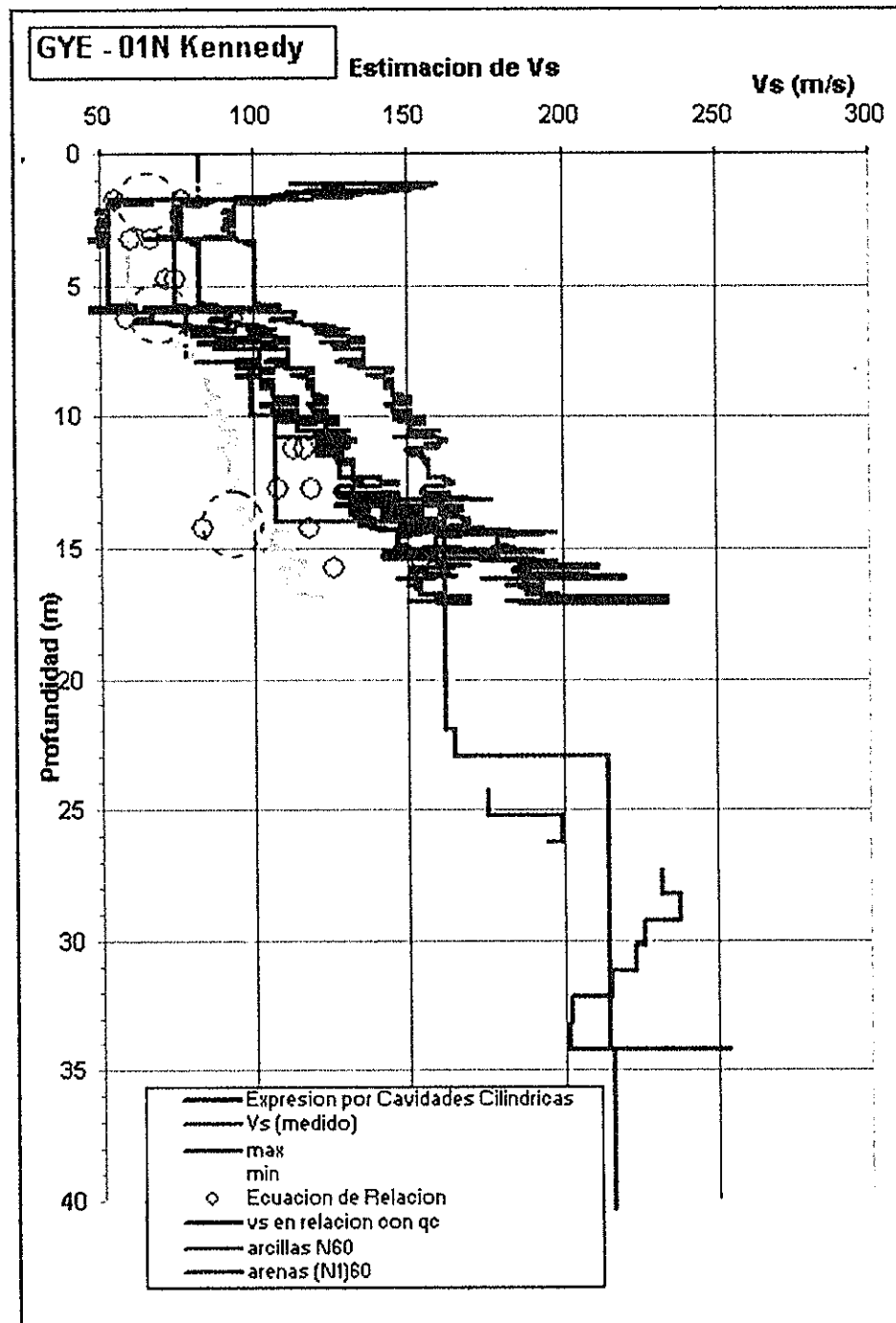


Figura 8.3 Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-01N (zona D3), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

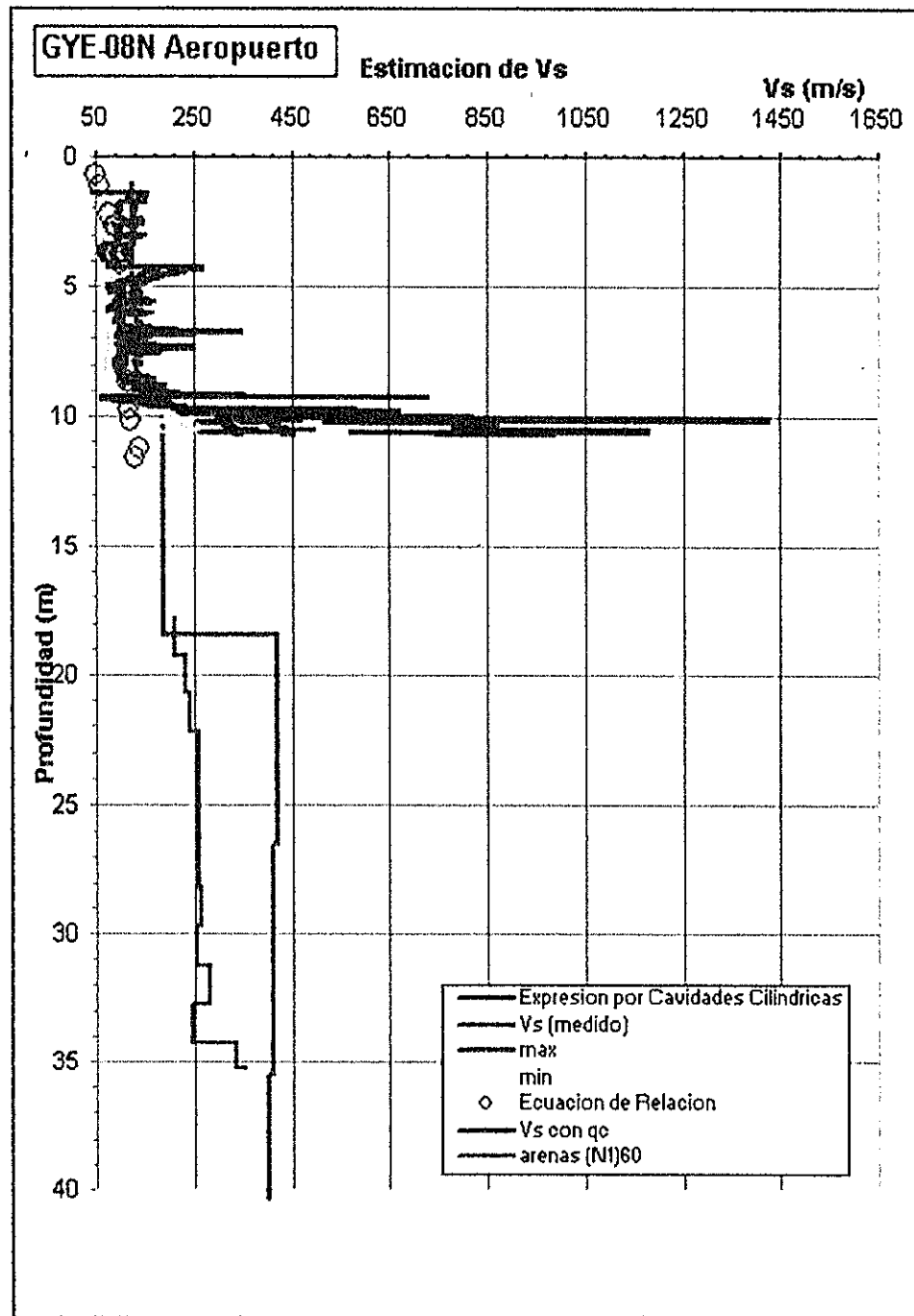


Figura 8.4 Estimación de la velocidad de la onda de corte para el sitio GYE-08N (zona D4), mediante el uso de las ecuaciones de correlación propuestas

CAPITULO 9

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los resultados obtenidos en la presente tesis, aporta a los ingenieros consultores y diseñadores, como medio de consulta, de caracterización geotécnica, propiedades mecánicas y dinámicas, y ecuaciones semiempíricas para la estimación de la velocidad de la onda de corte, adaptadas para los suelos de la ciudad de Guayaquil. Constituye además parte de la investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de la ciudad de Guayaquil fase II dirigida por el Ingeniero Xavier Vera Grunauer y auspiciado por la Muy Ilustre Municipalidad de Guayaquil.
 - Durante la etapa de ejecución del proyecto de investigación, estudios iniciales y preliminares, de la microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, se conformó inicialmente el estudio geológico final de la ciudad, generando los planos de la geología global, litológicos y
-

geomorfológicos de la misma. En la segunda etapa, se desarrollo el estudio Geotécnico preliminar, el cual consistió en una recopilación y evaluación geotécnica de los sondeos existentes en la ciudad, seleccionando 590 perforaciones, para dar lugar a la campaña de exploración de 14 sitios, donde se realizó el análisis espectral de ondas de superficie SASW, para finalmente obtener los perfiles de velocidad de onda de corte establecidos para cada zona geotécnica de la ciudad de Guayaquil.

- El perfil de velocidades de onda de corte que se presenta en la zona D1 muestra el grado de resistencia de suelo y lo clasifica como un suelo tipo F según el NEHRP, y la velocidad de onda de corte promedio a los 30m esta entre los 113 y 155 m/s. La zona D2 es de tipo D- según el NEHRP con una velocidad de onda de corte promedio a los 30m de 224 m/s. La zona D3 es de tipo F según el NEHRP, y la velocidad de onda de corte promedio a los 30m esta entre los 106 y 146 m/s. La zona D4 es de tipo F según el NEHRP, y la velocidad de onda de corte promedio a los 30m esta entre los 140 y 190 m/s.
 - La zona D5 y D6 muestran los mayores valores de velocidad de onda de corte lo cual es correcto y coherente debido a su geología,
-

depósitos aluvio lacustes y coluviales respectivamente, demostrando que nuestras mediciones en campo son correctas.

- Según el modelo de clasificación NERPH, FEMA 302 los suelos de la zona deltáico estuarino este centro, oeste norte y trinitaria de la ciudad de Guayaquil son de tipo F con V_{s30} de 106 a 155 m/s, con un alto riesgo sísmico, en contraste con el complejo deltáico estuarino del sur que presenta una clasificación tipo D-, con una V_{s30} de 224 m/s en arcillas, esto ocurre debido a que en esta zona las arcillas tienen intercalaciones arenas, y estas forman planos de rigidización, aumentando el valor de la velocidad de onda de corte, debido a esto es que al sitio 212 ECU ó se lo agrupo en una zona distinta llamada deltaico estuarino sur (D2).

- De acuerdo a las mediciones del laboratorio de aguas del IIFIUC realizadas para un proyecto con la empresa Interagua, se contaba con los registros de la salinidad de diferentes sitios de Guayaquil, encontrando que en los puntos 2,4,5,6 (Puntos de la figura 3.11) existen mayores concentraciones de agua salada, estos puntos corresponden precisamente a las mediciones del estero salado debido al poco reflujos de las aguas; esto explica que para la zona D3 deltáico estuarino oeste-norte-trinitaria existan salinidades en promedio de 27. gr/lit mientras que en las zonas este-centro y zona sur donde existen

más influencia de la ría Guayas, valores de 4 a 5 gr/lt respectivamente. De igual manera la zona D3 tiene una superficie específica más alta, del rango de $110 < S_e \text{ (m}^2/\text{gr)} < 260$, por lo tanto sus depósitos poseen estructuras más abiertas lo cual induce a tener velocidades de la onda de corta más bajas como se muestran el perfil de velocidades por zonas, capítulo 8.

- Finalmente, podemos caracterizar dinámicamente el subsuelo de Guayaquil por medio de ecuaciones semiempíricas zonificadas y podemos estimar la variabilidad espacial de las propiedades dinámicas del suelo de Guayaquil por medio de ecuaciones calibradas a nuestro medio.
- Las correlaciones propuestas en esta investigación, deben ser usadas con criterio, aplicándolas según la zona propuesta y con datos que hayan sido obtenidos con los equipos indicados.
- Debido a la baja eficiencia y gran variabilidad en la energía transmitida del martillo Donut con una variación en la energía de 7 a 24%, se recomienda el uso del martillo de seguridad o martillo safety, que presenta una baja variabilidad con una covarianza del 1 al 8% en los valores de la energía transmitida, por lo tanto el martillo Donut no es



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

muy conveniente para obtener una buena caracterización de número de golpes de la prueba SPT.

- Las actuales exploraciones de campo en nuestra ciudad no contemplan, ensayos de cono estático, dinámico, veleta, la presente investigación muestra la necesidad de implementar ensayos como estos en las series de suelos finos, que son sencillos, rápidos, económicos, eficientes y con muchos usos en las correlaciones planteadas.
 - En ensayos de laboratorio de rutina, sería importante que se comiencen a realizar ensayos como los propuestos, que resultan ser sencillos, rápidos y complementan la información granulométrica que comúnmente se realiza.
 - Las compañías de nuestra ciudad pueden comenzar a ejecutar ensayos de cono dinámico, transformando el cotidiano ensayo de penetración estándar, con solo adaptar puntas perdibles al final de las barras de extensión, y siguiendo los procedimientos detallados en el capítulo 5, podrán caracterizar al suelo de una forma diferente con mayor rapidez y menor costo.
-

APENDICES

APENDICE A

**(PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDA MEDIDO
EN CAMPO EN 14 SITIOS EN LA CIUDAD DE
GUAYAQUIL, MÉTODO SASW , KAYEN
2005)**



Ubicación espacial de los estudios complementarios, según la zonificación geotécnica de la Ciudad de Guayaquil

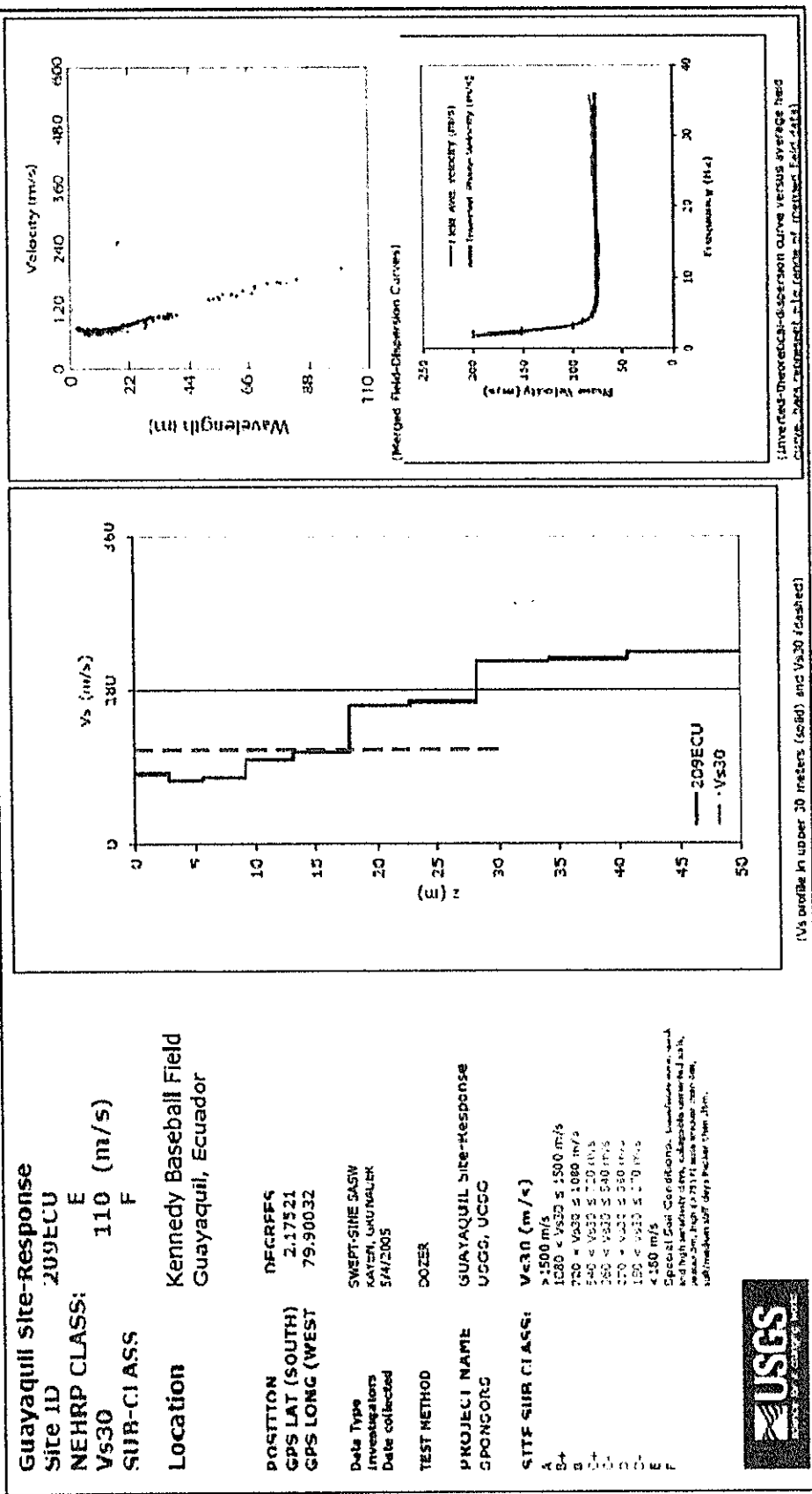


Figure A2.—SASW site classification and location information for site 700MFP. The layered inversion model of shear wave velocity in the upper 30 meters is presented in the middle plot. The site dispersion curves are presented in the upper-right plot, and the comparison between the average site dispersion curve and theoretical dispersion curve is presented in the lower-left.



Guayaquil Site-Response
 Site ID 210ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 106 (m/s)
 SUB-CLASS E

Location
 Guayaquil Yacht Club
 Guayaquil, Ecuador

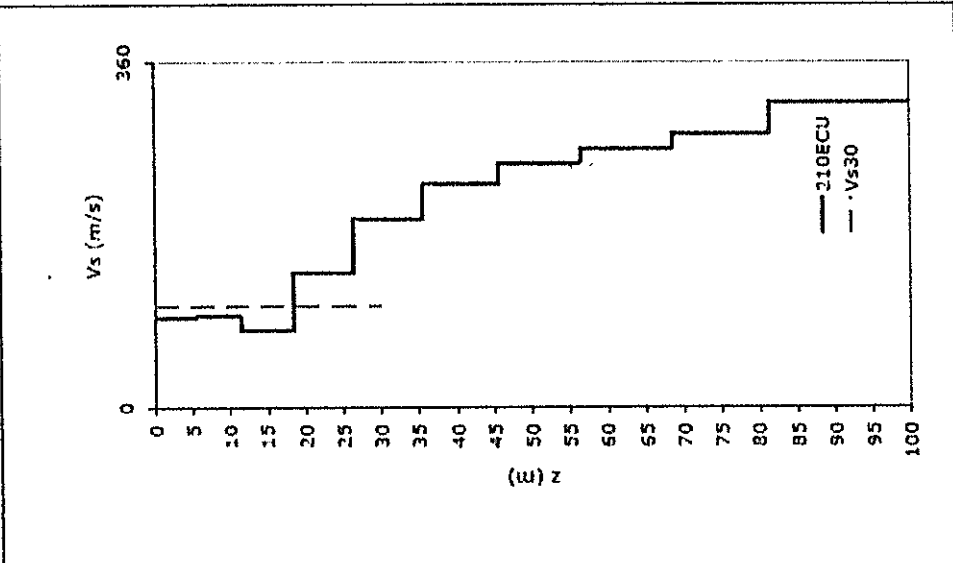
POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.19620
 GPS LONG (WEST) 79.96692

Data Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Data collected 5/5/2005

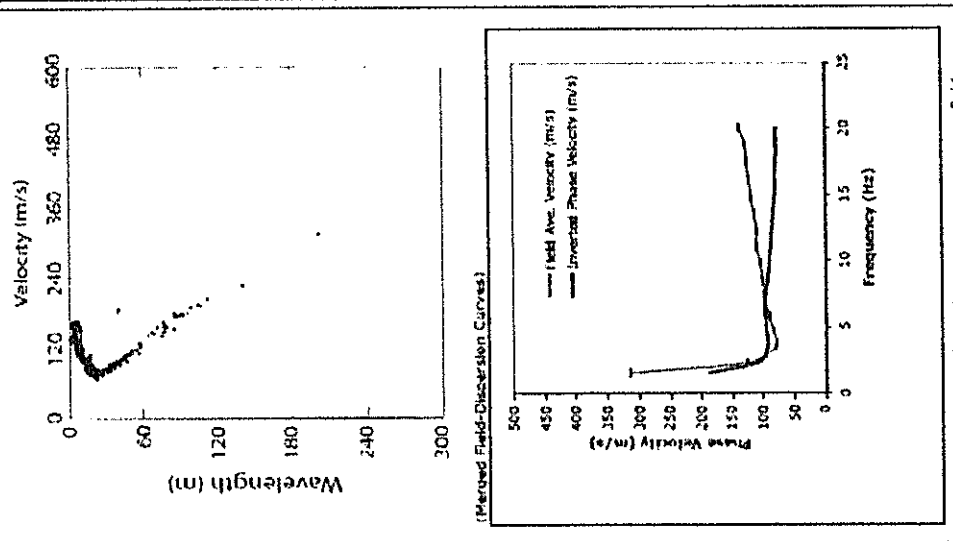
TEST METHOD DOZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 < 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 < 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 < 720 m/s
 C- 360 < Vs30 < 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 < 360 m/s
 D- 180 < Vs30 < 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions, Liquefiable soils, weak and high permeability soils, widespread unconsolidated sands, silts, clays, fill (7-21 ft) and fill over 20ft (0m), submedium stiff clays greater than 20m.



[Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed)]



[Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve. Data represent s. (s. range of inverted field data)]

Figure A2.2.—SASW site classification and location information for site 700FMP. The layered inversion model of shear wave velocity in the upper 30 meters is presented in the middle plot. The site dispersion curves are presented in the upper-right plot, and the comparison between the average site dispersion curve and theoretical dispersion curve is presented in the lower-left.

Guayaquil Site-Response

Site ID 211ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 146 (m/s)
 SUB-CLASS E

Location Municipal Hospital of Isla
 Trinitaria
 Guayaquil, Ecuador

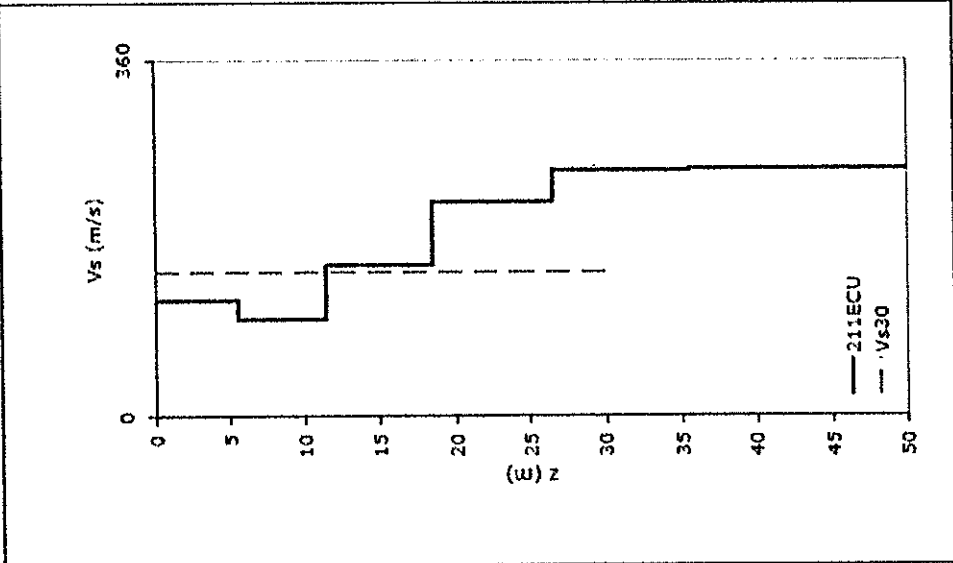
POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.24841
 GPS LONG (WEST) 79.92482

Data Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date collected 5/5/2005

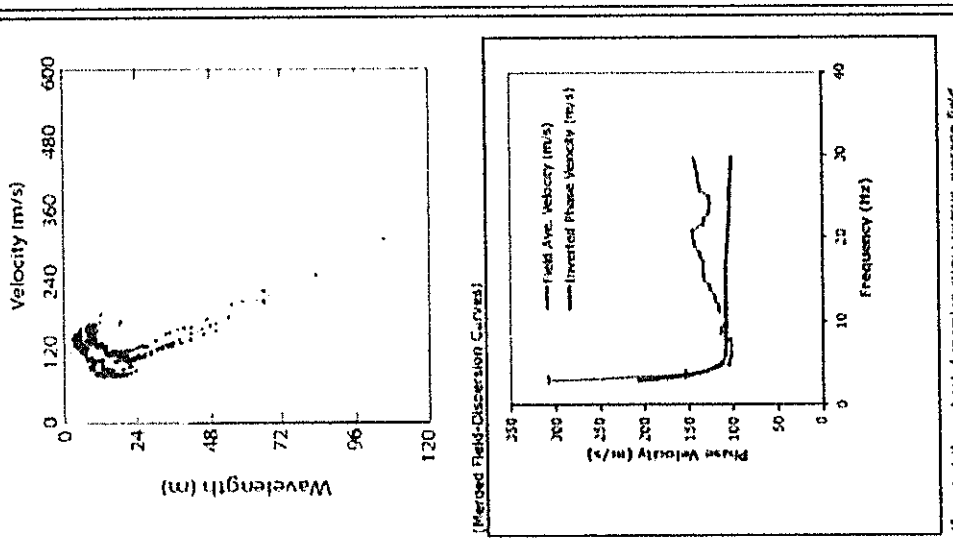
TEST METHOD DOZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
 SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions, Liquefiable soils, such as high water content, collapsible unconsolidated soils, and soils with high (> 35) PI soils stiffer than the soil/medium soft clays (firmer than 3M).



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve; data represent a 10 range of inverted field data)

Guayaquil Site-Response

Site ID 212ECU
 NEHRP CLASS: D
 Vs30 224 (m/s)
 SUB-CLASS D-

Location Municipal Park Stella Maris
 Guayaquil, Ecuador

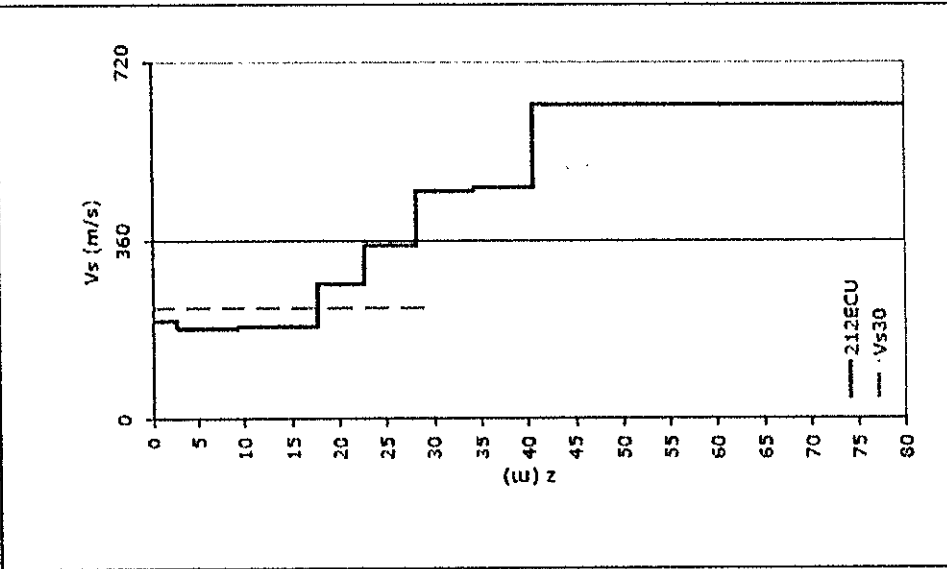
POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.268+1
 GPS LONG (WEST) 79.89754

Data Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date collected 5/5/2005

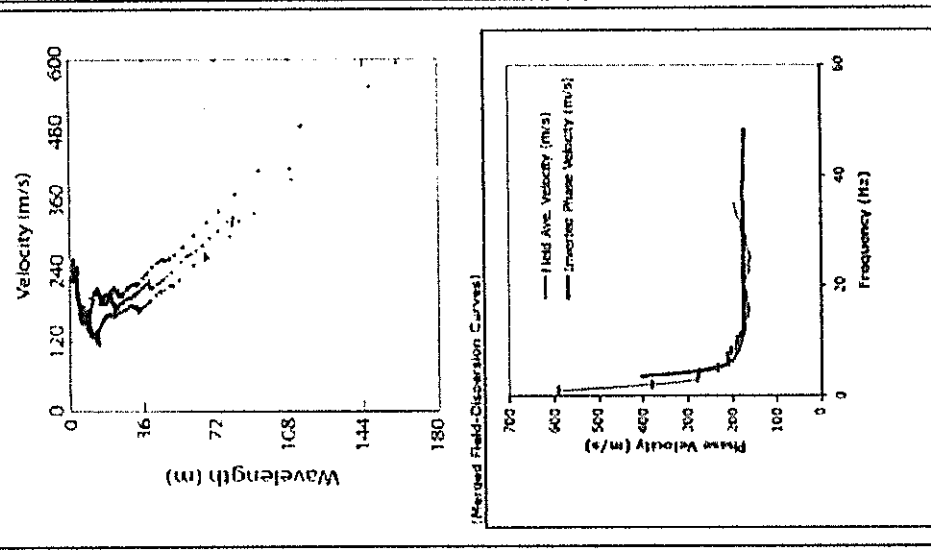
TEST METHOD COZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
 SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions. Liquefiable soils, quick
 and high compressibility soils, collapsible compressed soils,
 and soils in high seismicity areas (greater than 0.1g),
 and/or medium soil data greater than 30m.



{Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed)}



Guayaquil Site-Response
 Site ID 213ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 144 (m/s)
 SUB-CLASS E
 Location La Padera-2
 Guayaquil, Ecuador

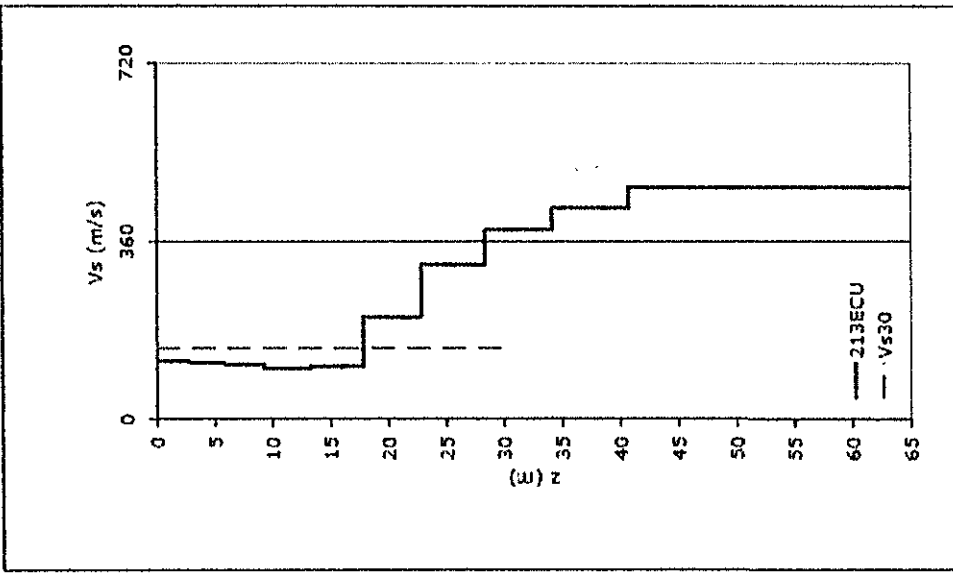
POSITION
 DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.24273
 GPS LONG (WEST) 79.88358

Data Type
 SWEPT-SINE SASW
 Investigators XAVIER GRUNAUER
 Date collected 3/6/2005

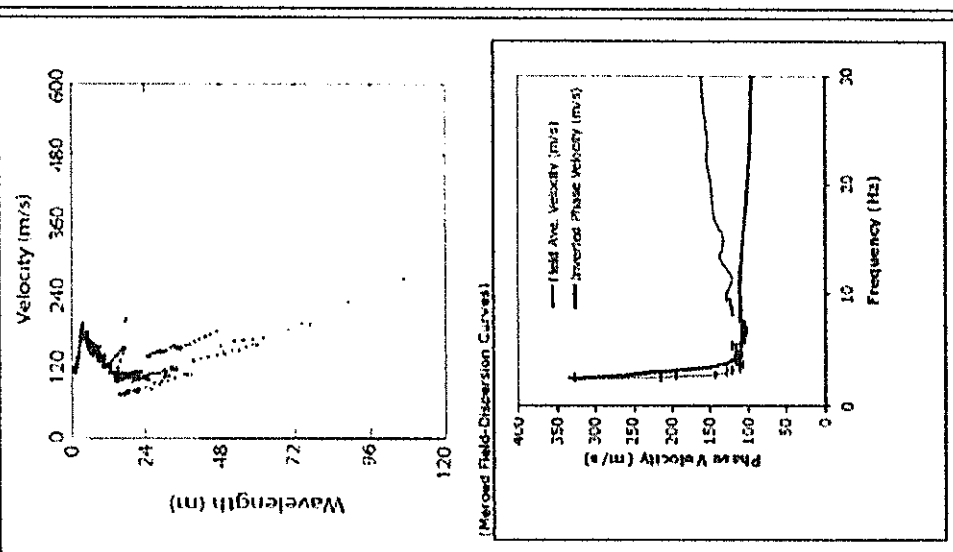
TEST METHOD
 DOZER

PROJECT NAME
 GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS
 USGS, UCSG

SITE SUB CLASS:
 Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions: Liquefiable soils, quick sand, high permeability drains, collapsible cemented soils, joints, 3m, high (> 2)M scale cracks, thin fill, sub/medium stiff soils thicker than 25m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curves. Bars represent 2.0 ranges of inverted field data.)



BIBLIOTECA FICT
 ESPOL

Guayaquil Site-Response
 Site ID 214ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 118 (m/s)
 SUB-CLASS E

Location
 Corner Perimetral Ave. &
 25 of July Ave.
 Guayaquil, Ecuador

POSITION
 DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.23744
 GPS LONG (WEST) 79.99835

Data Type
 Investigators SWEPT-SINE SASW
 Date collected KAYEN, GRUNAUER
 5/8/2005

TEST METHOD
 DOZER

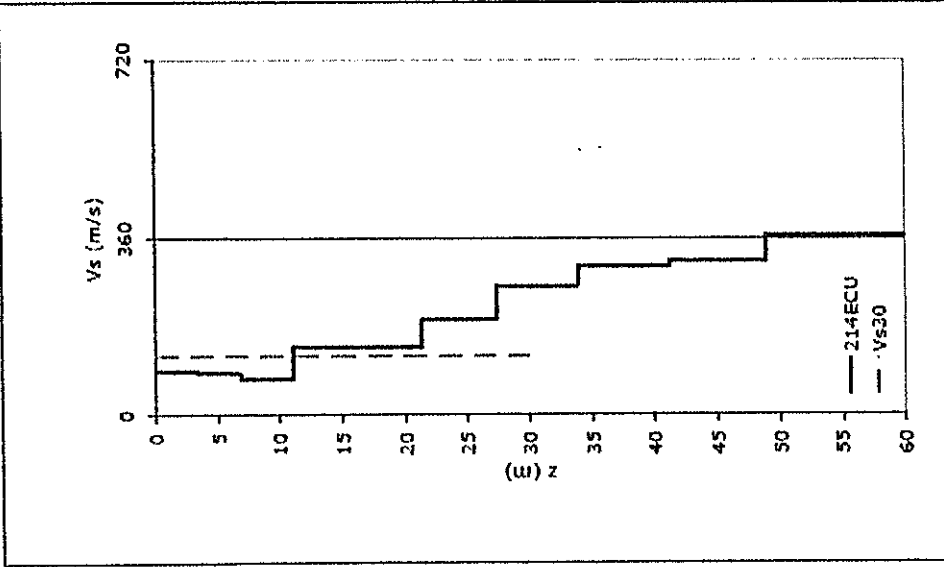
PROJECT NAME
 GUAYAQUIL Site-Response

SPONSORS
 USGS, UCSG

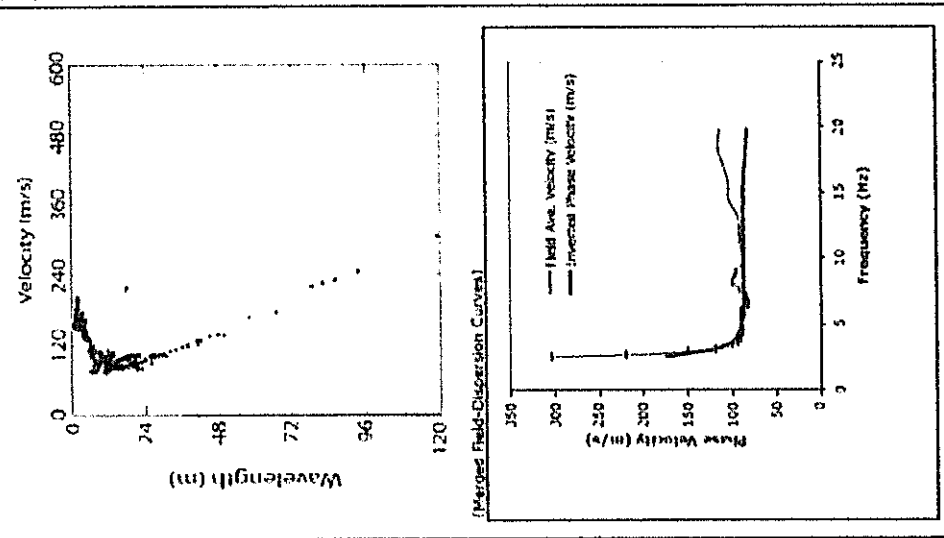
SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)

A	>1500 m/s
B+	1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
B-	720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
C+	540 < Vs30 ≤ 720 m/s
C-	360 < Vs30 ≤ 540 m/s
D+	270 < Vs30 ≤ 360 m/s
D-	180 < Vs30 ≤ 270 m/s
E	<180 m/s

Special Soil Conditions: Liquations with quick and high sensitivity clays, collapsible unconsolidated sands, peat, etc., high (125) PL soils (greater than 8m), saturated soft clays (greater than 3m).



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted theoretical-dispersion curve versus average field curve, 30-m segment. Ely range of inverted field data)

Guayaquil Site-Response

Site ID 215ECU
 NEHRP CLASS: C
 Vs30 359 (m/s)
 SUB-CLASS C-

Location Chongon (3P Camp) Mobil
 Guayaquil, Ecuador

POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.18697
 GPS LONG (WEST) 79.97725

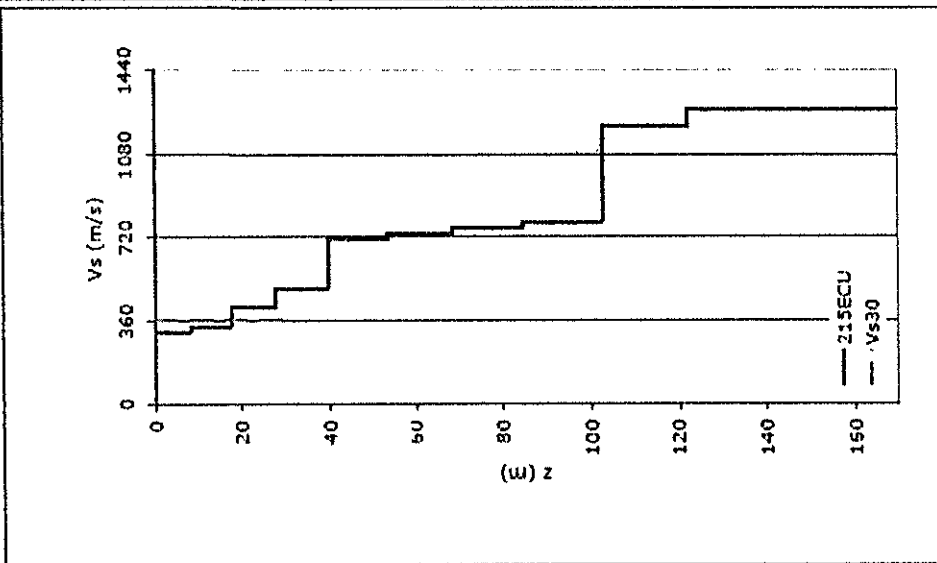
Data Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNALER
 Date collected 5/6/2005

TEST METHOD DOZER

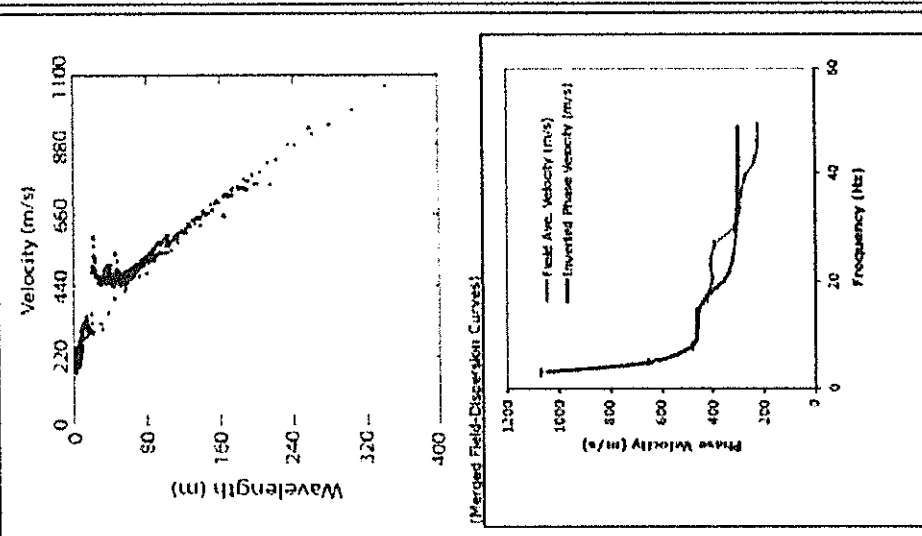
PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
 SPONSORS USGS, UCSCG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 < 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 < 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 < 720 m/s
 C- 360 < Vs30 < 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 < 360 m/s
 D- 180 < Vs30 < 270 m/s
 E <180 m/s

Special Soil Conditions: Loose soils with
 and high permeability clay, collapsible cemented soils,
 sandstone, high (>25) P_v axis fracture, thin 8 m,
 soil/medium stiff clay thicker than 20 m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve, bars represent 1σ range of merged field data)

Guayaquil Site-Response

Site ID 216ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 113 (m/s)
 SUB-CLASS E

Location Estadio Ramon Unamuno
 Guayaquil, Ecuador

POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.19901
 GPS LONG (WEST) 79.89755

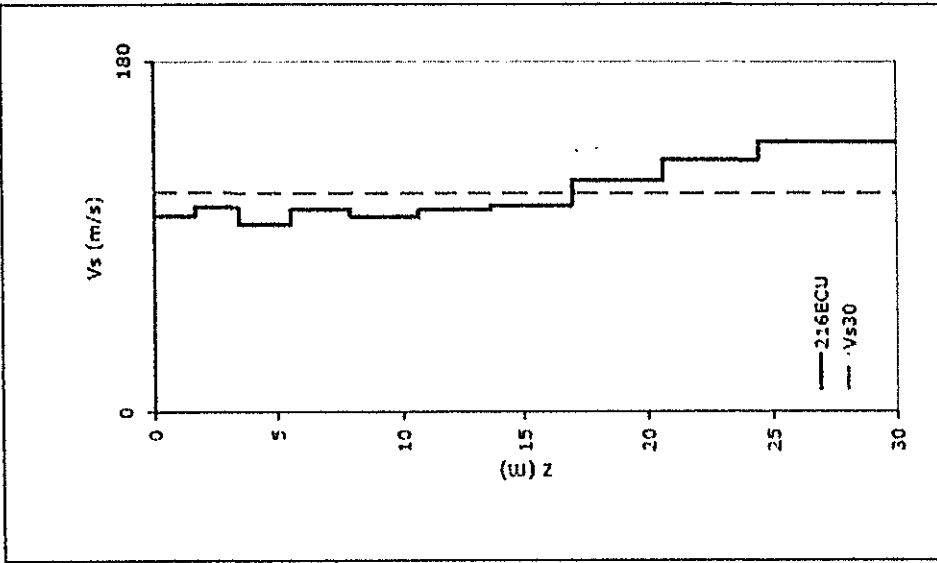
Data Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date Collected 3/7/2005

TEST METHOD DOZER

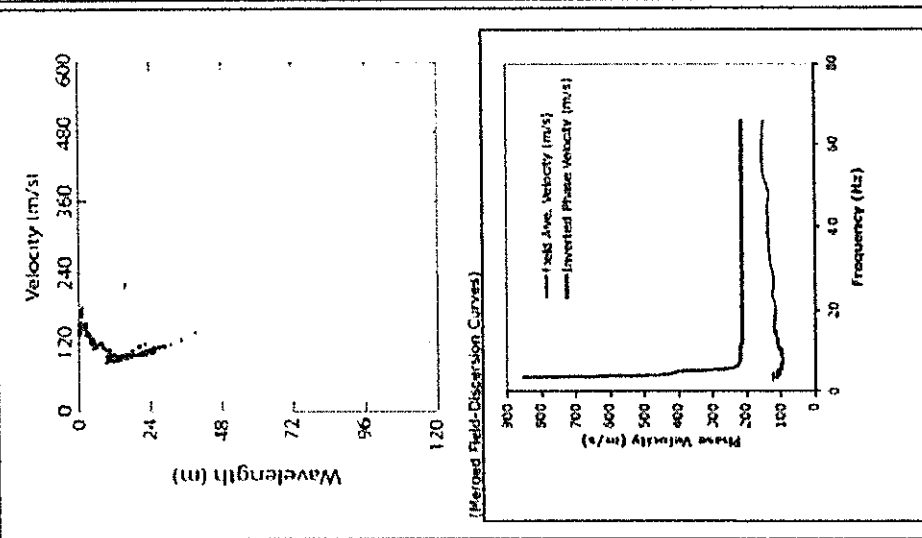
PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
 SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s

Special Soil Conditions: Liquefiable soils, high
 and high velocity cross, collapse potential, low
 plasticity, high (>25%) fill with greater than 60%
 soft medium stiff clay greater than 25%.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve, both plotted at a range of measured field data)

Guayaquil Site-Response

Site ID 217ECU
NEHRP CLASS: D
Vs30 183 (m/s)
SUB-CLASS D-

Location Nueva Terminal Internacional
Guayaquil, Ecuador

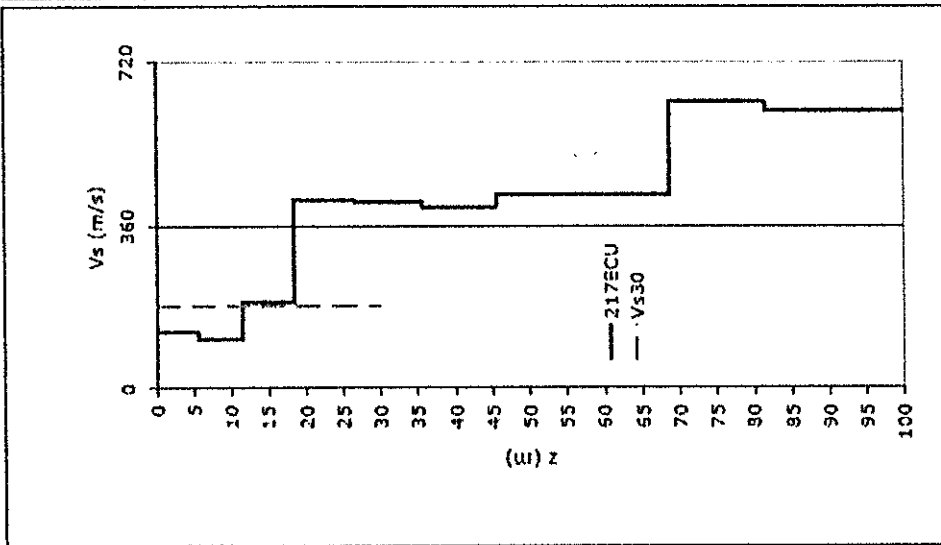
POSITION DEGREES
GPS LAT (SOUTH) 2.15063
GPS LONG (WEST) 79.88348

Data Type SWEPT-SINE SASW
Investigators KAYEN, GRUNAUER
Date collected 5/9/2005

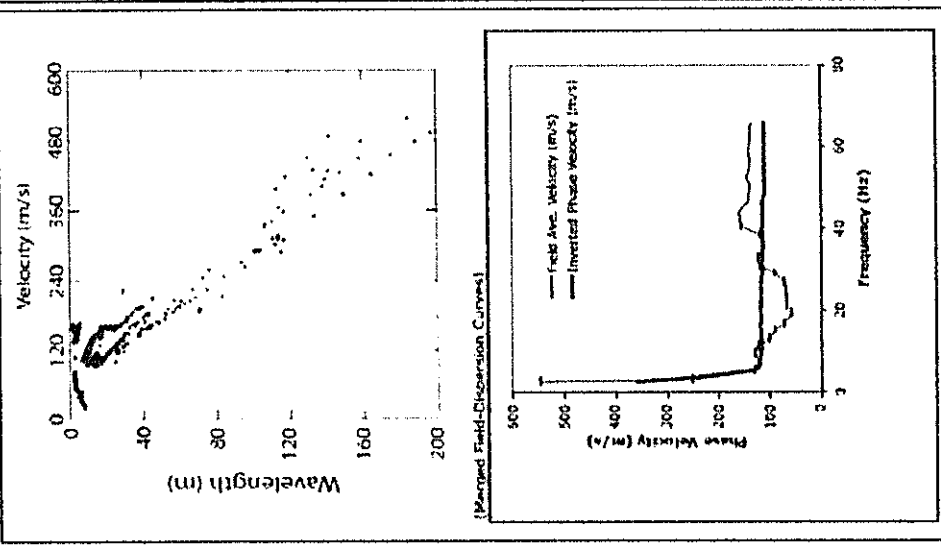
TEST METHOD DOZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
A >1500 m/s
B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
E <180 m/s
F Special Soil Conditions. Liquefiable soils, weak and high permeability strata, collapsible unconsolidated soils, seismicity, high (>5%) PL axial friction, thin bed, soil/masonry stiff clays thicker than 40m.



[Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed)]



[Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve. Bars represent a 1σ range of merged field curves.]

Guayaquil Site-Response
 Site ID 218ECU E
 NEHRP CLASS: 143 (m/s) E
 Vs30
 SUB-CLASS E

Location
 LaGarzota District
 Guayaquil, Ecuador

POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.14582
 GPS LONG (WEST) 79.98953

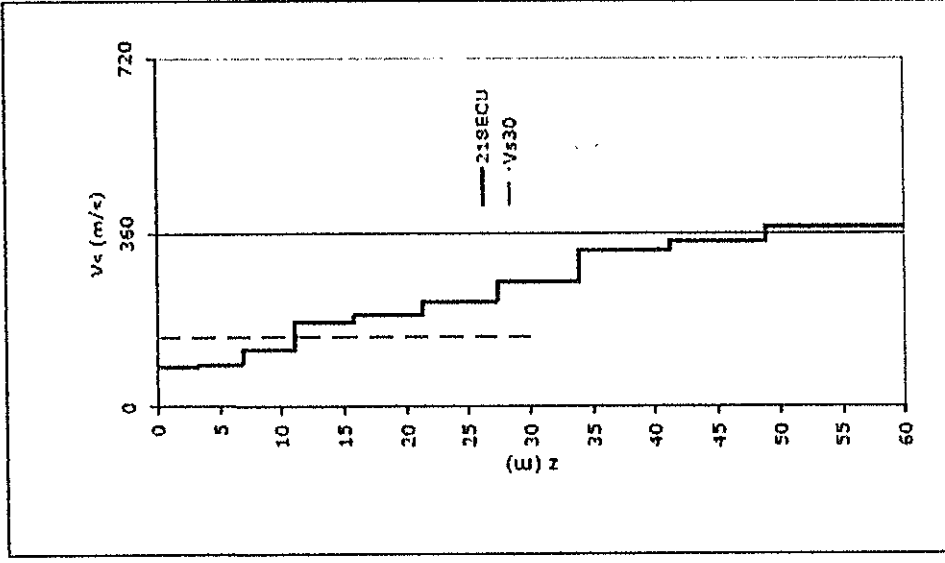
Date Type SWEPT-SINE SASW
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date collected 5/9/2005

TEST METHOD DOZER

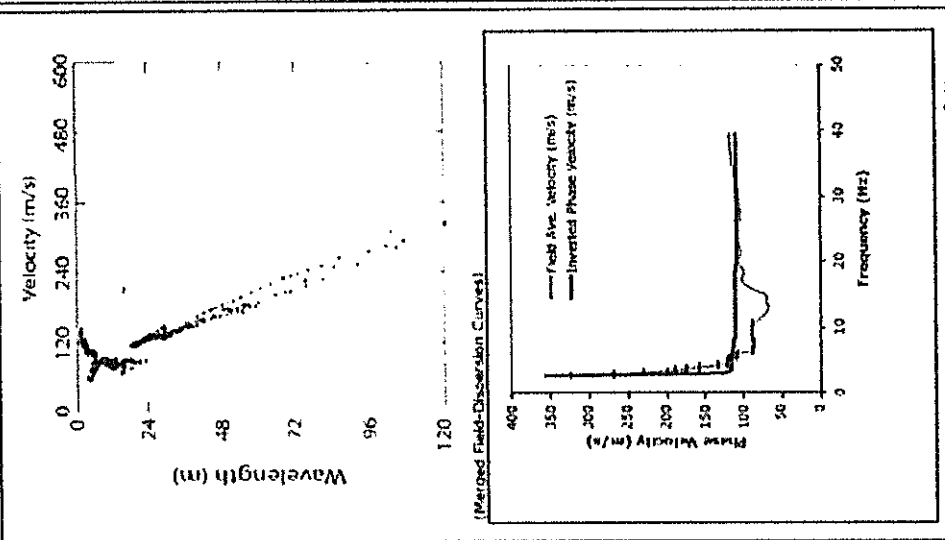
PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 180 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- <180 m/s
 E
 F

Special Soil Conditions: Liquefiable soils, weak and high compressibility silts, collapsible unconsolidated sands, peat > 3m, high (>5) H_v soils thicker than 30m, soft/medium soft clays thicker than 30m.



Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed)



Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve, representing estimates of inverted field data

Guayaquil Site-Response
 Site ID 219ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 140 (m/s)
 SUB-CLASS E

Location
 Duale River Site,
 Rivera de los Vergeles
 Guayaquil, Ecuador

POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 02.08624°S
 GPS LONG (WEST) 79.89452°W

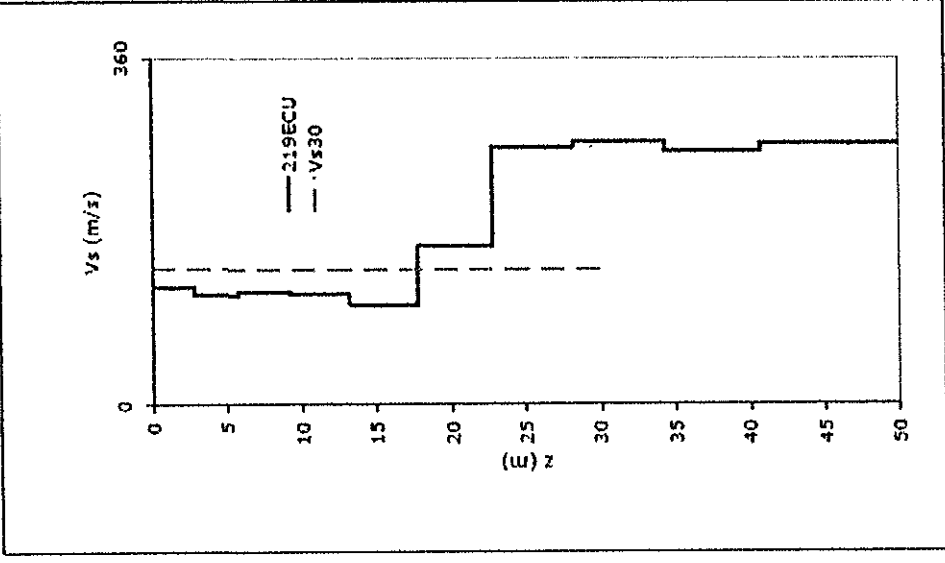
Data Type
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date collected 5/10/2005

TEST METHOD
 SWEPT-SINE SASW
 DOZER

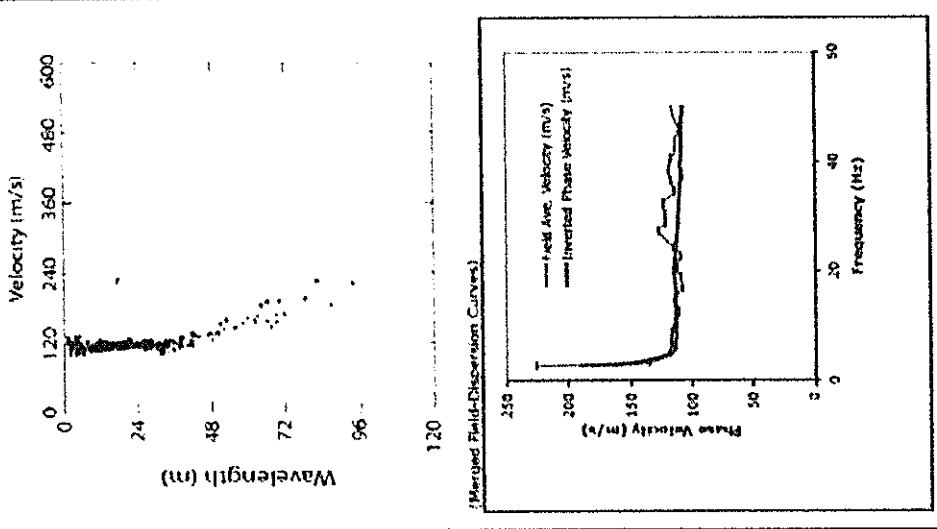
PROJECT NAME
 GUAYAQUIL Site-Response

SPONSORS
 USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions. Liquefiable non-void and high water content clays, volcanic unconsolidated soils, peat, etc. High (>5) pt. axis phase than 0th, soft/medium soil days thicker than 30m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve. Bars represent ± 1σ range of inverted field data)

Guayaquil Site-Response
 Site ID 220ECU
 NEHRP CLASS: D
 Vs30 272 (m/s)
 SUB-CLASS D+

Location
 Ciudadela 2 de Julio
 (at Ave. Daule)
 Guayaquil, Ecuador

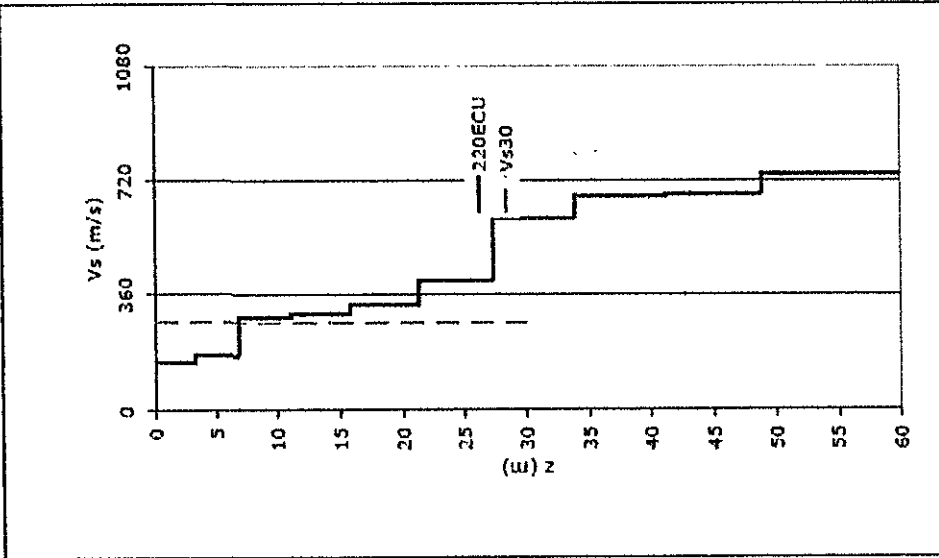
POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.11829
 GPS LONG (WEST) 79.33608

Data Type SWEEP-SINE SASW
 Investigators KATSI, GRUNAUER
 Date collected 5/10/2005

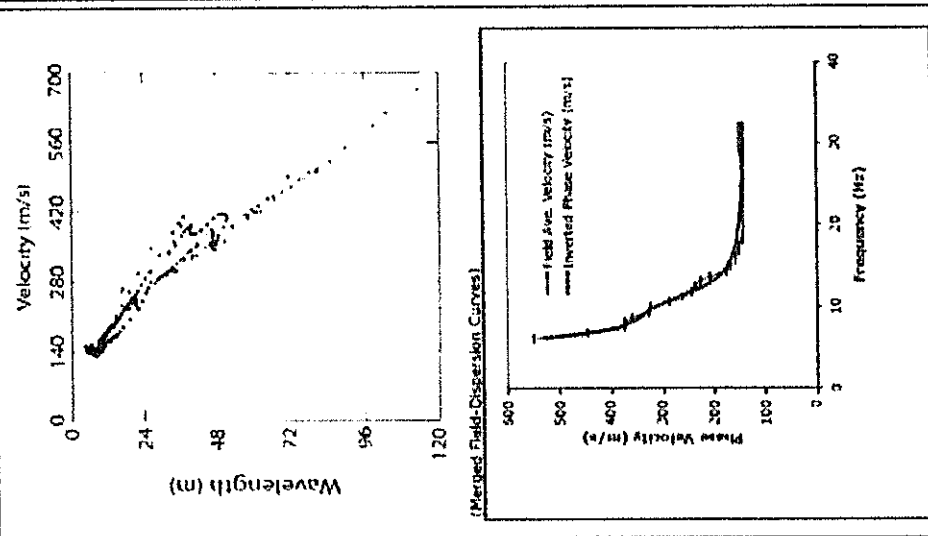
TEST METHOD DOZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions. Inequable subs. and high shear strength clay, collapsible cemented bank, peaty silty, high (>1%) of soils thicker than 10m, sub/medium stiff clays thicker than 30m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve. Stars represent a range of merged field data)

Guayaquil Site-Response
 Site ID 221ECU
 NEHRP CLASS: E
 Vs30 123 (m/s)
 SUB-CLASS E
 Location Federacion de Sport de
 Guayas, Miraflores
 Guayaquil, Ecuador

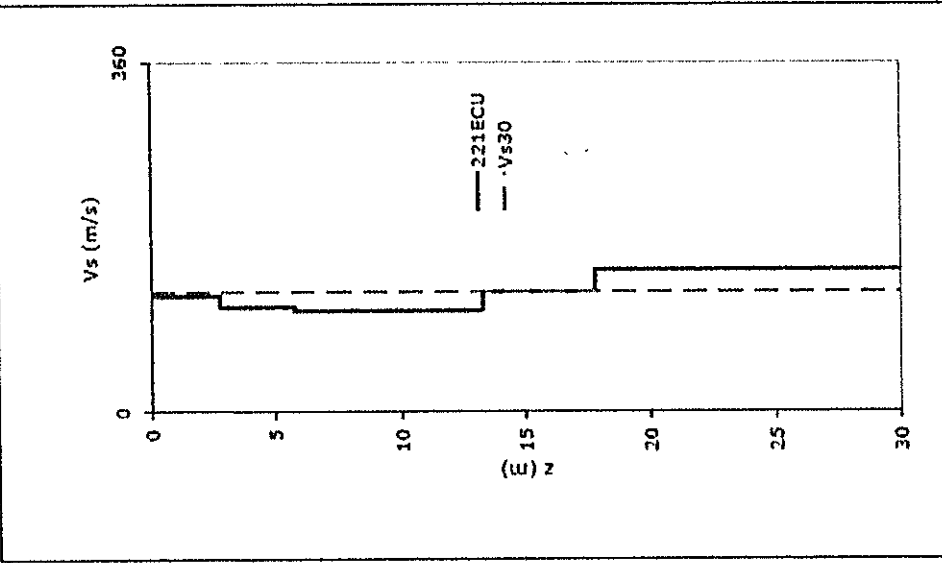
POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.16090
 GPS LONG (WEST) 79.92326

Data Type SWEPT-SINE SASW
Investigators KAYEN, GRUNAUER
Date collected 5/11/2005

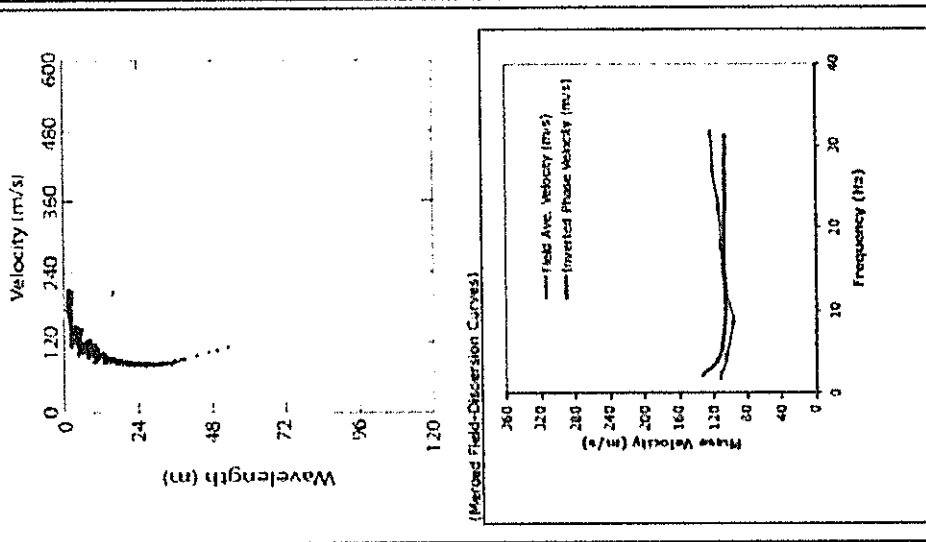
TEST METHOD DOZER

PROJECT NAME GUAYAQUIL Site-Response
SPONSORS USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s
 F Special Soil Conditions. Liquefiable soils, soils
 with primary shear collapse potential, soils
 with low strength (< 23 kPa) or soils in excess of 3m
 additional soil depth greater than 30m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Measured Field-Dispersion Curves)

(Inverted-theoretical-dispersion curve versus average field curve. See report # for range of measured field data)



Guayaquil Site-Response

Site ID 222ECU
 NEHRP CLASS: C
 Vs30 (EST.) 561 (m/s)
 SUB-CLASS C+

Location
 La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia)
 Guayaquil, Ecuador

POSITION DEGREES
 GPS LAT (SOUTH) 2.13480
 GPS LONG (WEST) 79.93504

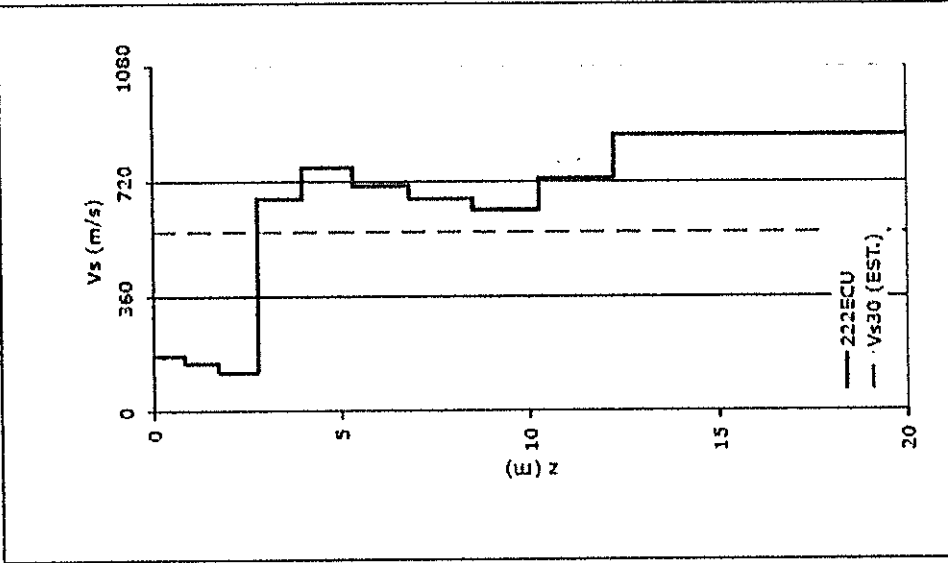
Data Type
 Investigators KAYEN, GRUNAUER
 Date collected 5/13/2005

TEST METHOD
 COZER

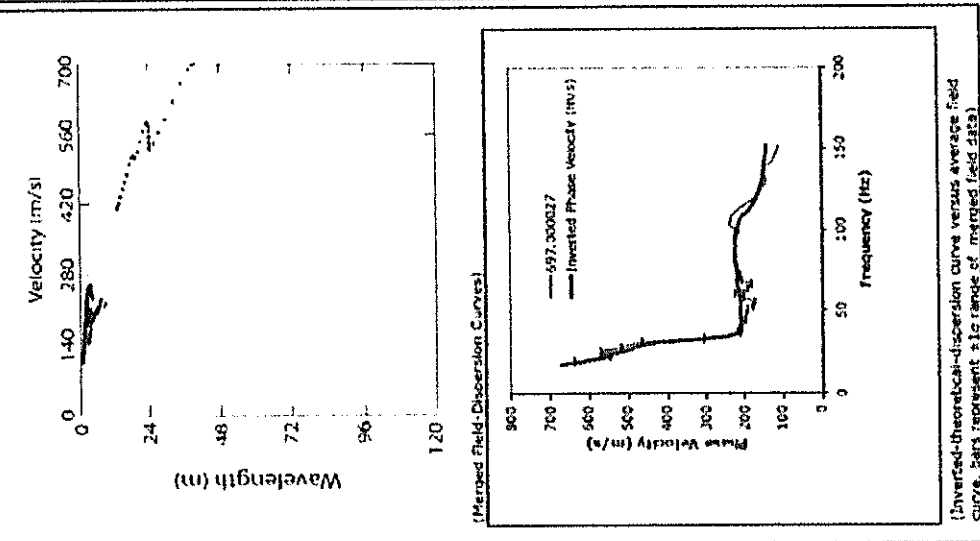
PROJECT NAME
 GUAYAQUIL Site-Response
SPENSORS
 USGS, UCSG

SITE SUB CLASS: Vs30 (m/s)
 A >1500 m/s
 B+ 1080 < Vs30 ≤ 1500 m/s
 B- 720 < Vs30 ≤ 1080 m/s
 C+ 540 < Vs30 ≤ 720 m/s
 C- 360 < Vs30 ≤ 540 m/s
 D+ 270 < Vs30 ≤ 360 m/s
 D- 180 < Vs30 ≤ 270 m/s
 E <180 m/s

Special Soil Conditions: Leguminosa, sand and high water table, water table unmeasured, water table high (>30) ft with deeper than 8m; soft/medium stiff clay deeper than 25m.



(Vs profile in upper 30 meters (solid) and Vs30 (dashed))



(Inverted-theoretic-dispersion curve versus average field curve. Bars represent ±1σ range of merged field data)

APENDICE B

**(REPORTE DE LOS PARÁMETROS
GOTÉCNICOS BÁSICOS DE
CLASIFICACIÓN PARA LOS 14 SITIOS
ESTUDIADOS EN GUAYAQUIL)**

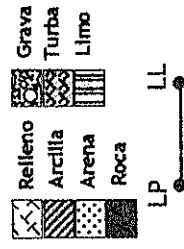


**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



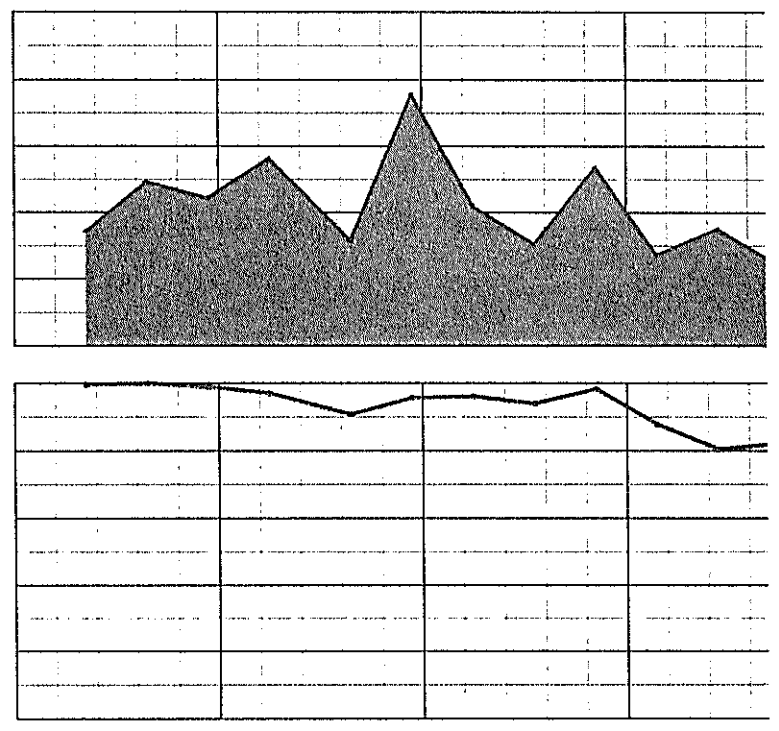
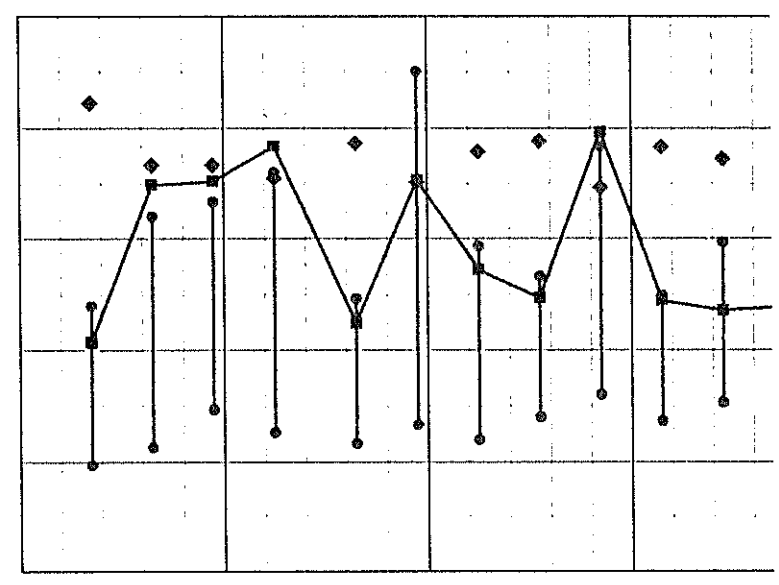
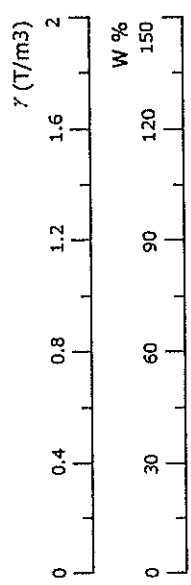
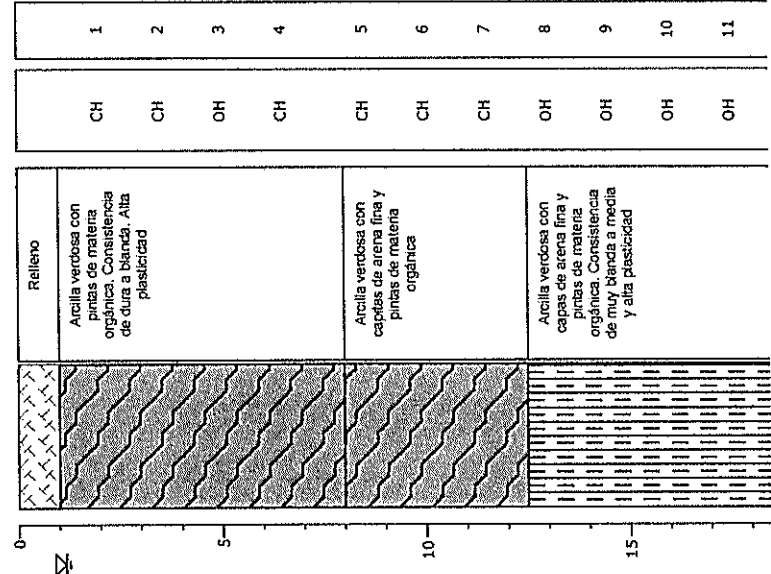
SIMBOLOGIA



Sitio: Cancha de Baseball - Cdia Kennedy
 Código: GYE-01N

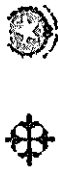
Fecha: Julio 2005
 NAF: 1.15

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



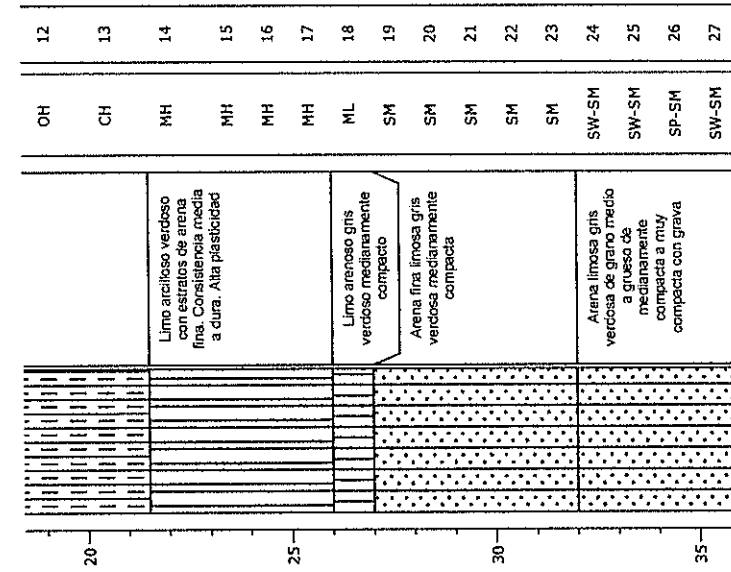
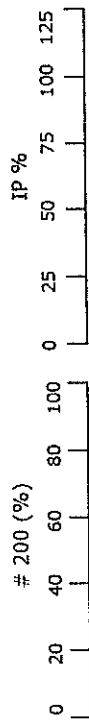
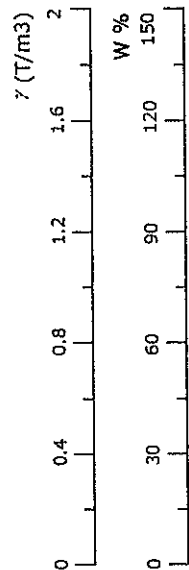
SIMBOLOGIA



Sitio: Cancha de Baseball - Cdla Kennedy
Código: GYE-01N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.15

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



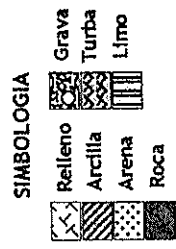
gamma Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



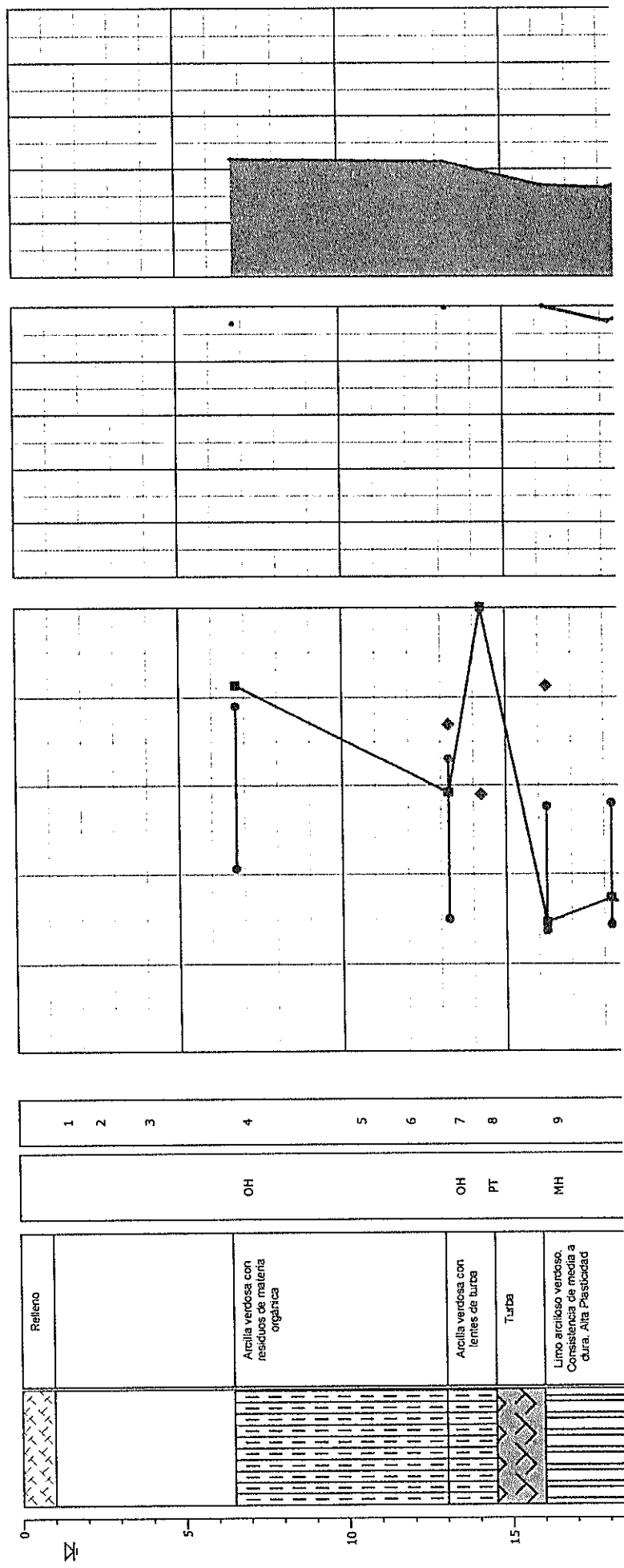
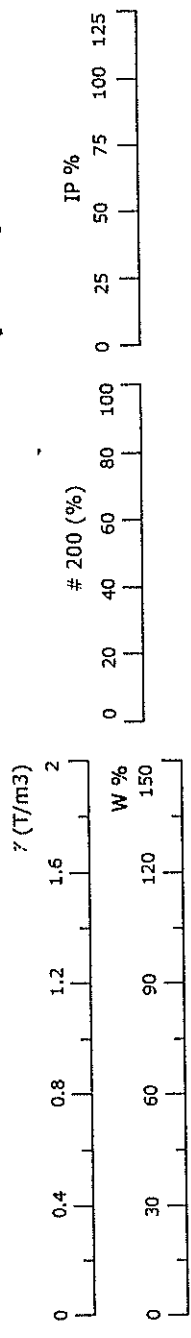
INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Yacht Club Puerto Azul
Código: GYE-02CH

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0	Relleno			
5		Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	OH	4
10		Arcilla verdosa con lentes de turba	OH	7
15		Turba	PT	8
		Limo arcilloso verdoso. Consistencia de media a dura. Alta Plasticidad	MH	9

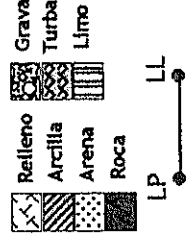


Y Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



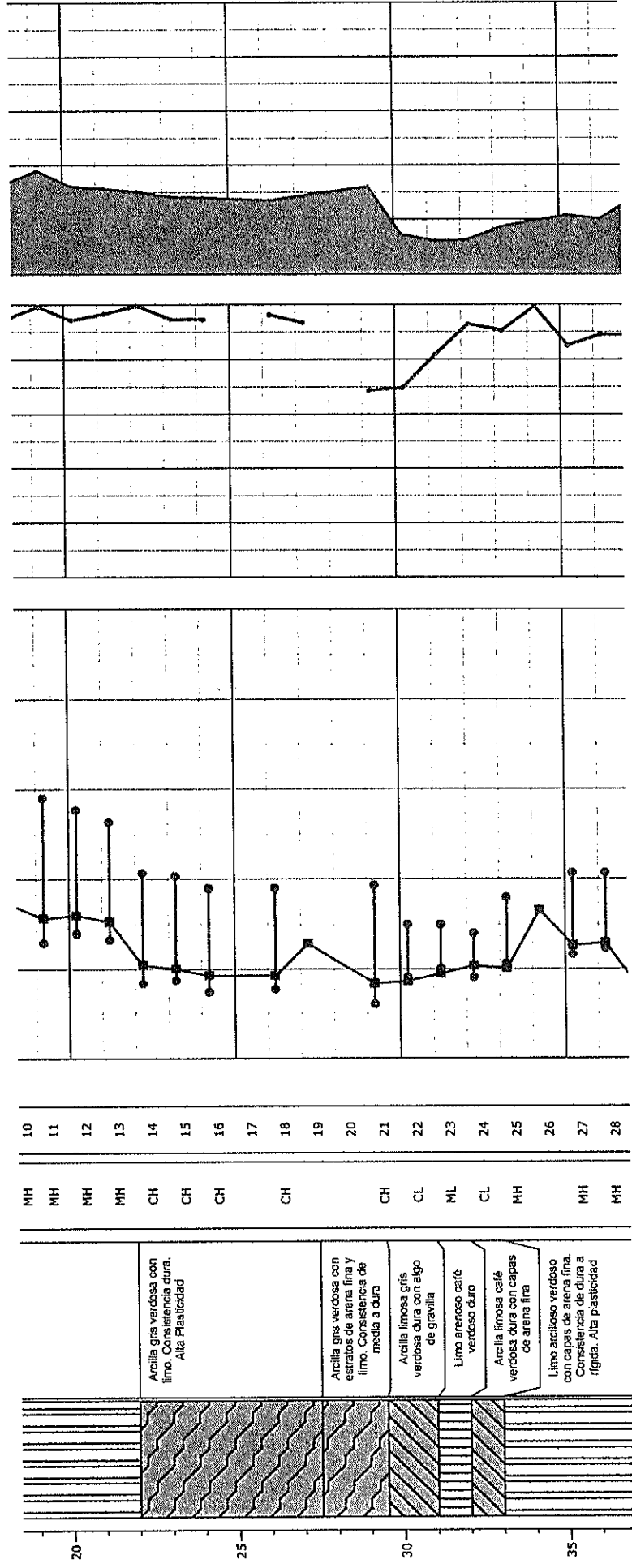
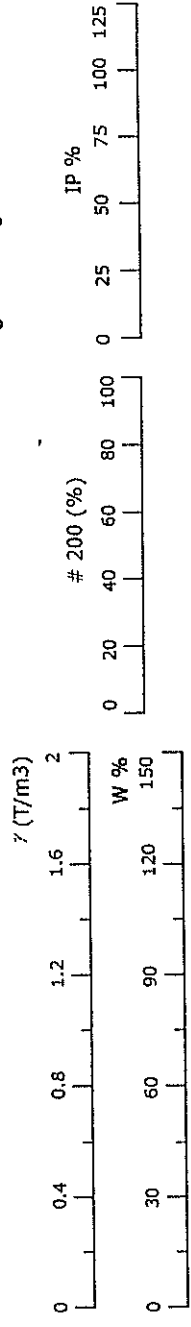
SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m

Sitio: Yacht Club Puerto Azul
Código: GYE-02CH

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRAS #
-----------	---------------	-------------	------	------------



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



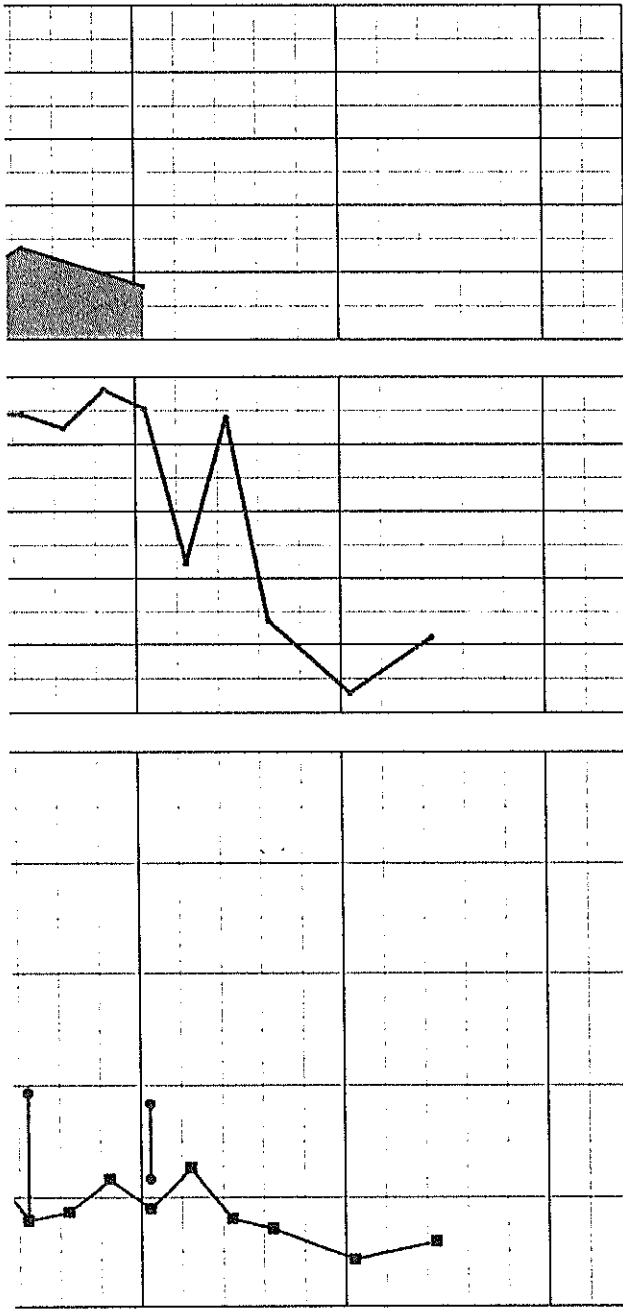
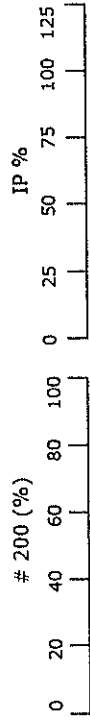
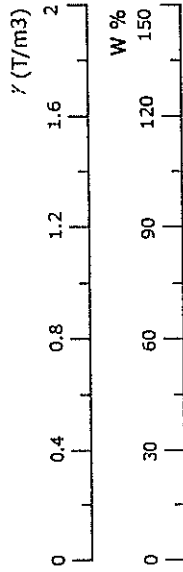
Sitio: Yacht Club Puerto Azul
Código: GYE-02CH

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRAS #
40		Arcilla vercosa con estratos de arena y algo de gravilla. Consistencia rígida	CH	29
40		Limo arcilloso verdoso con capas de arena fina. Consistencia de dura a rígida	MH	30
40		Arena fina limosa gris verdoosa	SM	31
45		Grava limosa café verdoosa muy compacta con arena y cintas de oxidación	GM	32
45		Arena limosa café verdoosa muy compacta con gravilla y gravilla	SP-SM	33
45			SM	34
45				35
45				36
45				37
45				38
45				39



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA

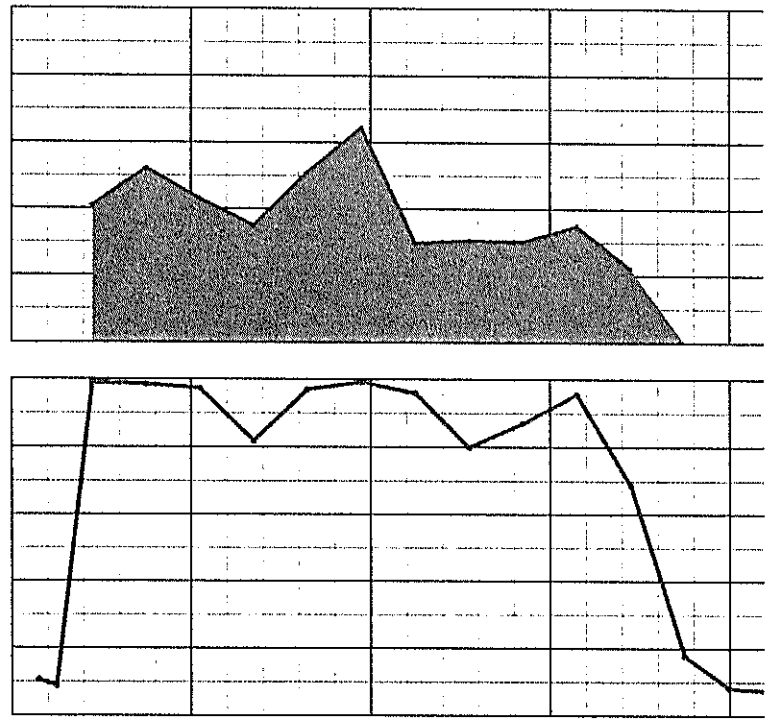
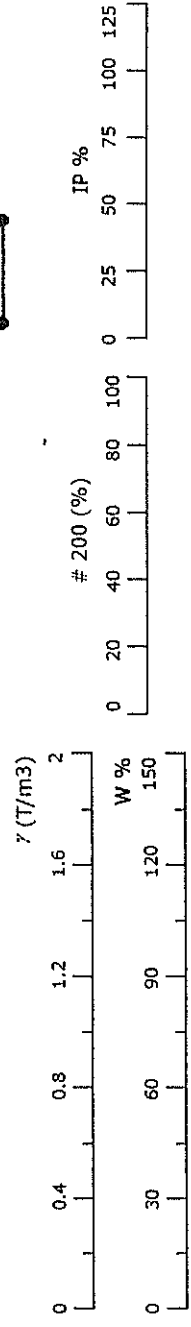


Fecha: Julio 2005
NAF: 1.0 m

Sitio: Trinipuerto
Código: GYE-03S

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

0				1
1		Relleno Hidráulico. Arena de color café claro a gris de compactación media a suelta y grano de medio a fino.	SP-SM SW-SM	2
2		Arcilla amarilla verdosa de consistencia media y alta plasticidad	CH	3
3		Arcilla verdosa con pinas de trépana orgánica. Consistencia de muy blanda a blanda y alta plasticidad	CH	4
4		Arcilla gris verdosa con lentes de turba y arena fina. Consistencia media y alta plasticidad	OH	5
5		Limo arcilloso verdoso con estratos de arena fina. Consistencia media	CH	6
6		Arcilla gris verdosa con capas de arena fina. Consistencia media. Alta plasticidad	OH	7
7		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	CH	8
8		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	OH	9
9		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	MH	10
10		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	CH	11
11		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	CH	12
12		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	CL	13
13		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	SM	14
14		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	SP-SM	15
15		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media		
20		Arcilla limosa gris verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media		



γ y Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasantel del tamiz #4 (%)
#200 Pasantel del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



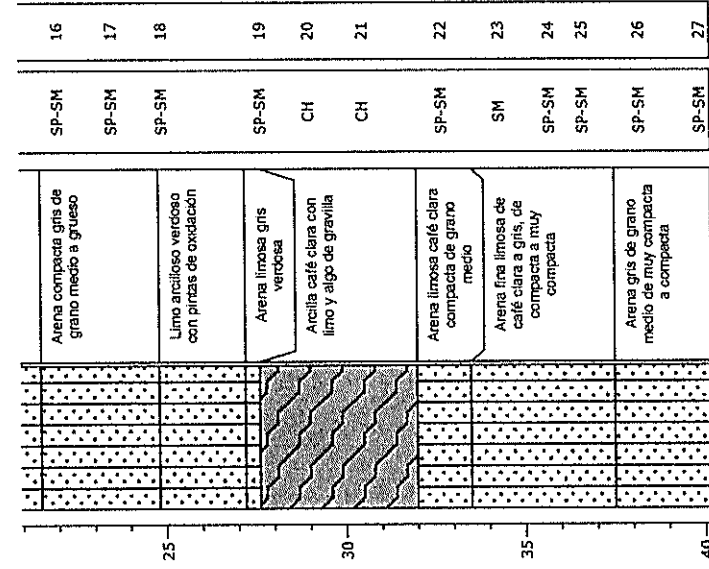
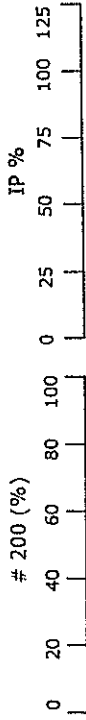
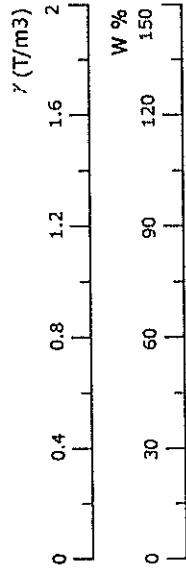
SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005
NAF: 1.0 m

Sitio: Trinipuerto
Código: GYE-035

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRA #
-----------	---------------	-------------	------	-----------

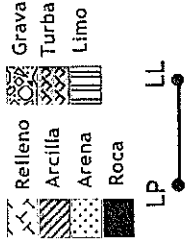


γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



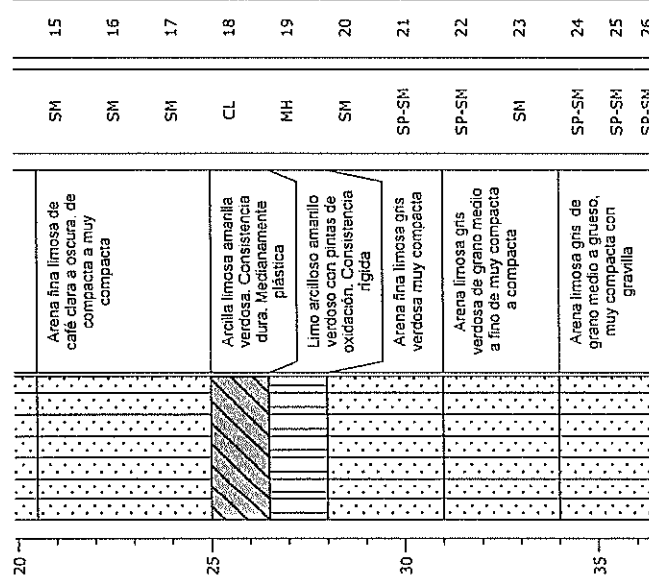
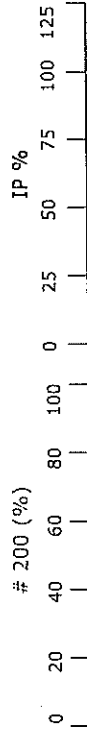
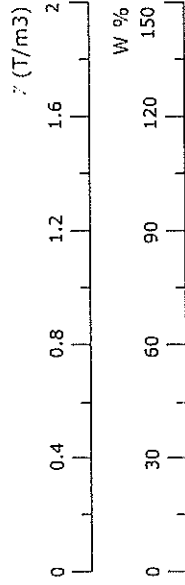
SIMBOLOGIA



Sitio: Stella Maris
 Código: GYE-04S

Fecha: Julio 2005
 NAF: 1.30 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

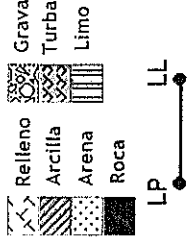


γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



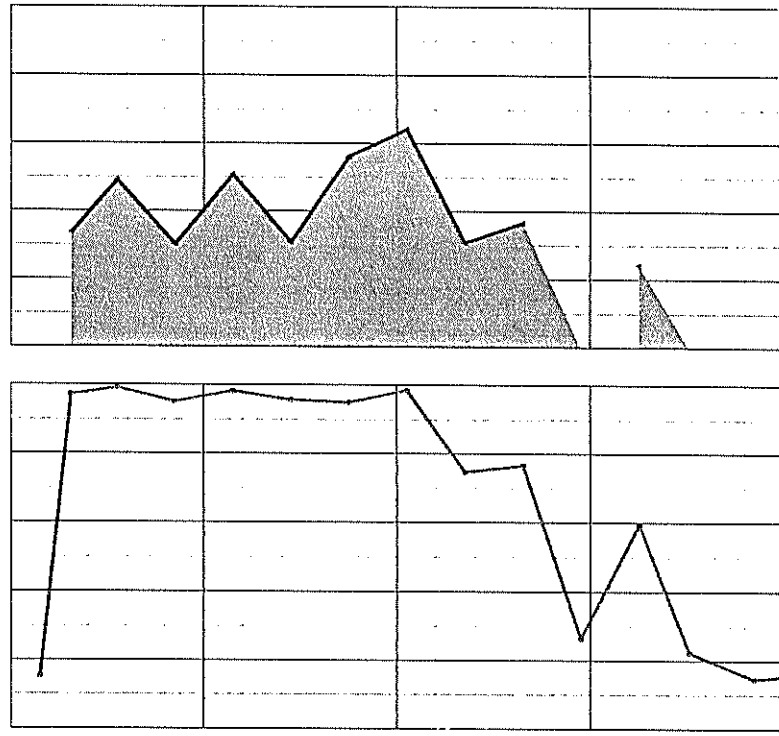
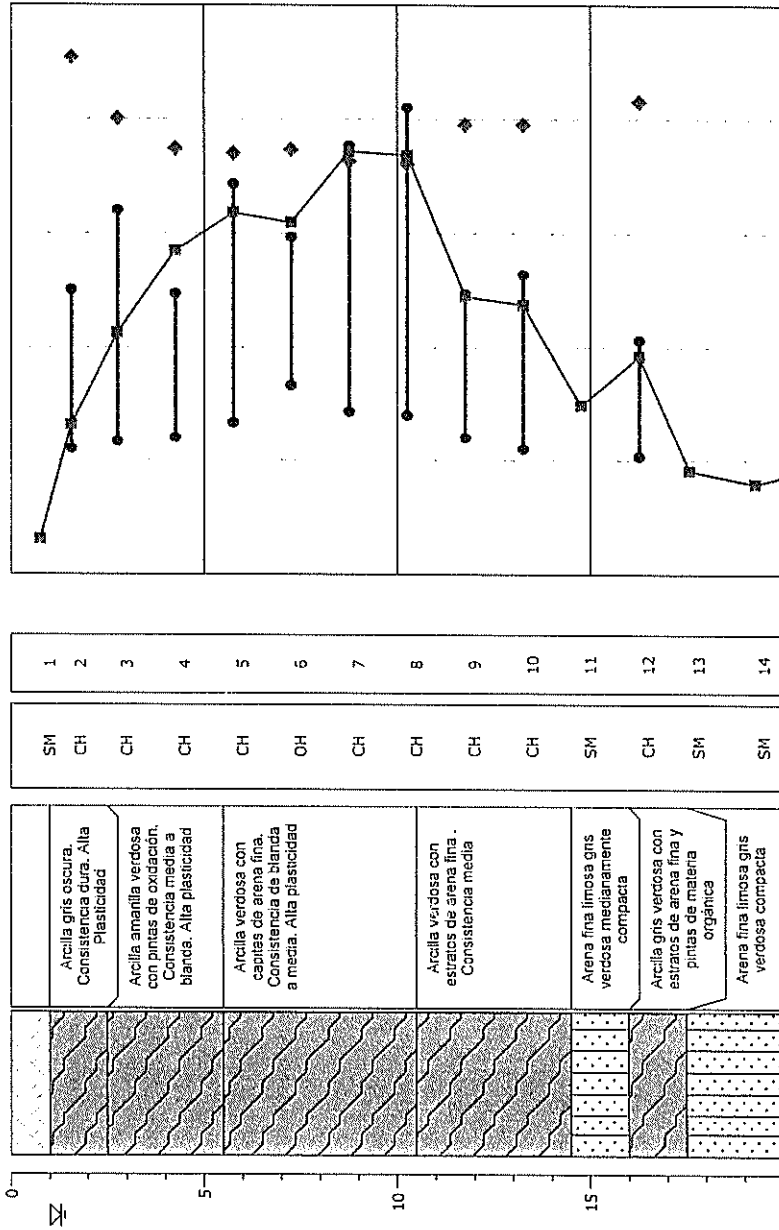
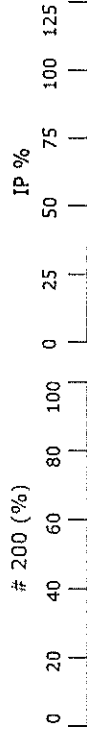
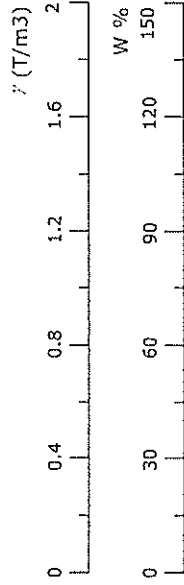
SIMBOLOGIA



Sitio: Stella Maris
Código: GYE-04S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.30 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



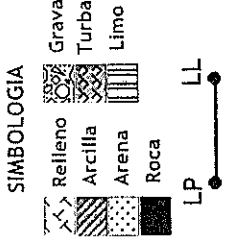
γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

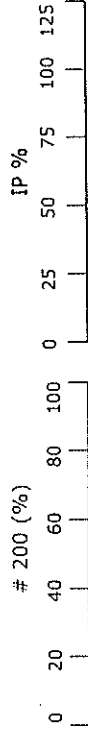
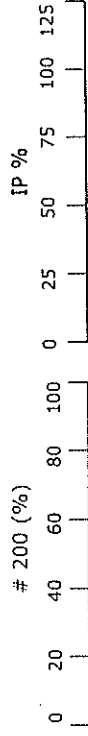
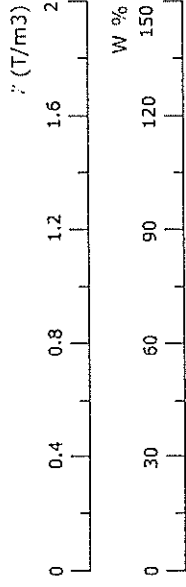


Sitio: Stella Maris
Código: GYE-04S

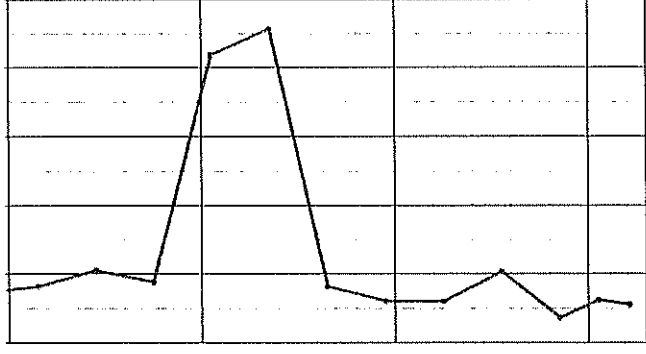
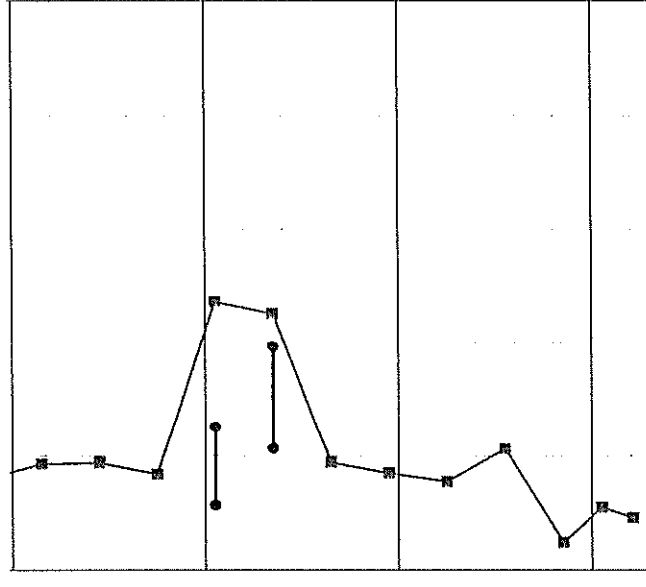
Fecha: Julio 2005
NAF: 1.30 m



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



20		Arena fina limosa de café clara a oscura, de compacta a muy compacta	SM	15
			SM	16
			SM	17
25		Arcilla limosa amarilla verdosa. Consistencia cura. Medianamente plástica	CL	18
		Limo arcilloso amarillo verdoso con pintas de oxidación. Consistencia rígida	MH	19
			SM	20
30		Arena fina limosa gris verdosa muy compacta	SP-SM	21
		Arena limosa gris verdosa de grano medio a fino de muy compacta a compacta	SP-SM	22
			SM	23
35		Arena limosa gris, de grano medio a grueso, muy compacta con gravilla	SP-SM	24
			SP-SM	25
			SP-SM	26



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



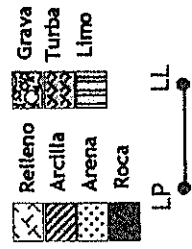
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

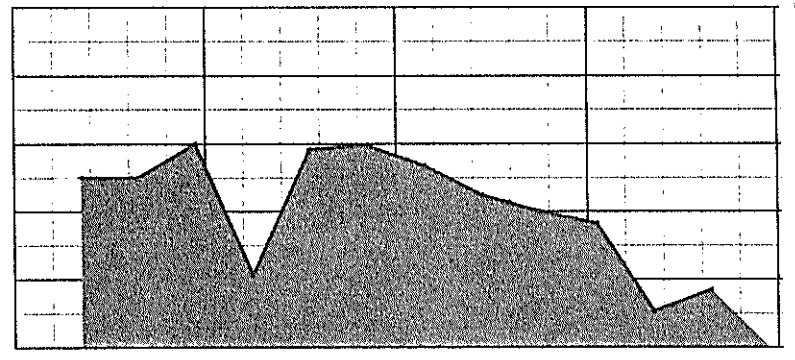
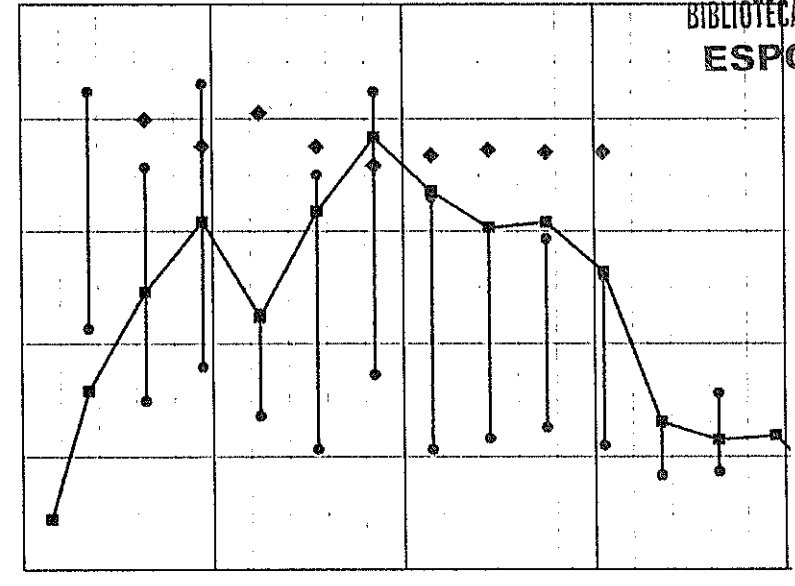
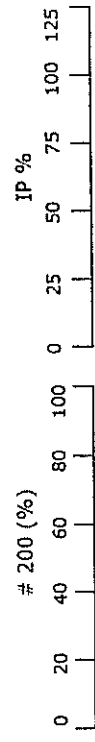
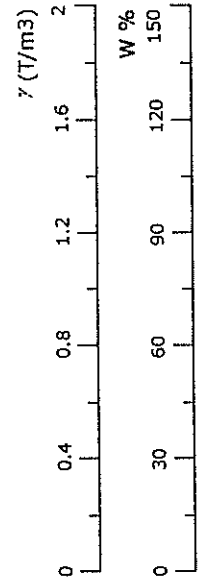
Sitio: Pradera 2
Código: GYE-05S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0 - 1.5	[Symbol]	Relleno	SM	1
1.5 - 2.5	[Symbol]	Arcilla negra. Consistencia media. Alta plasticidad	OH	2
2.5 - 3.5	[Symbol]	Arcilla amarilla verdosa. Consistencia media. Alta plasticidad	OH	3
3.5 - 5.0	[Symbol]	Arcilla verdosa con lentes de arena fina y residuos de materia orgánica. Consistencia media a blanda. Alta plasticidad	OH	4
5.0 - 6.5	[Symbol]		OH	5
6.5 - 8.0	[Symbol]		CH	6
8.0 - 10.0	[Symbol]		OH	7
10.0 - 11.5	[Symbol]		CH	8
11.5 - 13.0	[Symbol]		CH	9
13.0 - 14.5	[Symbol]		CH	10
14.5 - 16.5	[Symbol]		CH	11
16.5 - 18.0	[Symbol]		ML	12
18.0 - 19.5	[Symbol]		CL	13
19.5 - 20.0	[Symbol]		ML	14



BIBLIOTECA FICT ESPOL

γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Pradera 2

Código: GYE-05S

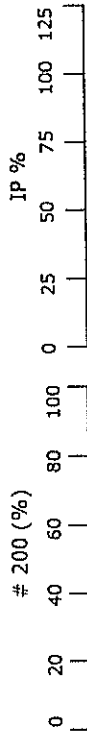
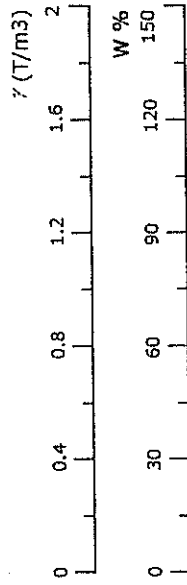
Fecha: Julio 2005

NAF: 1.5 m

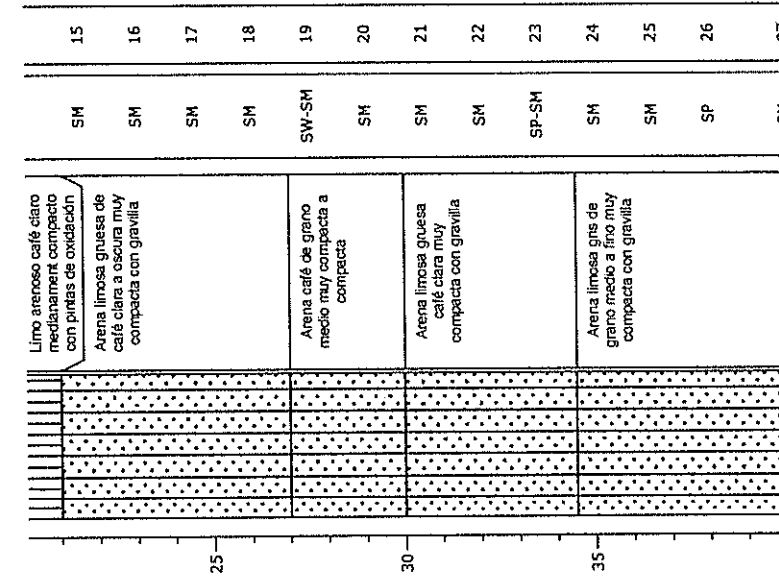
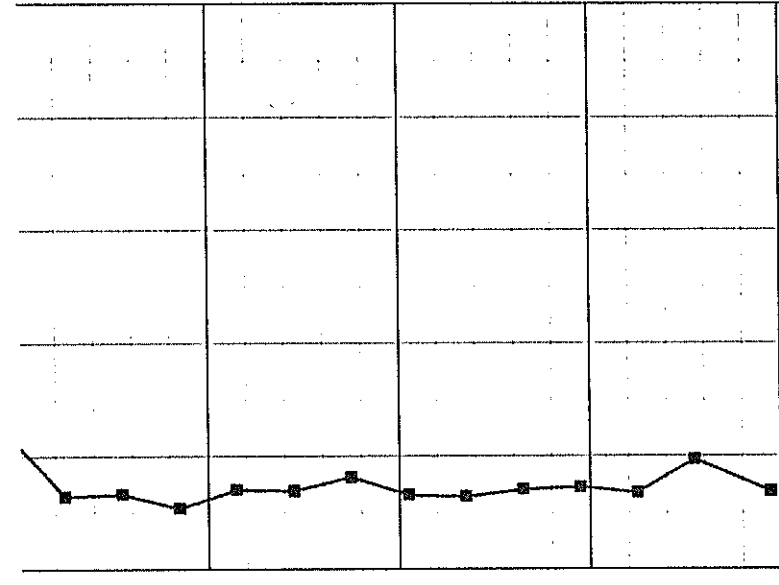
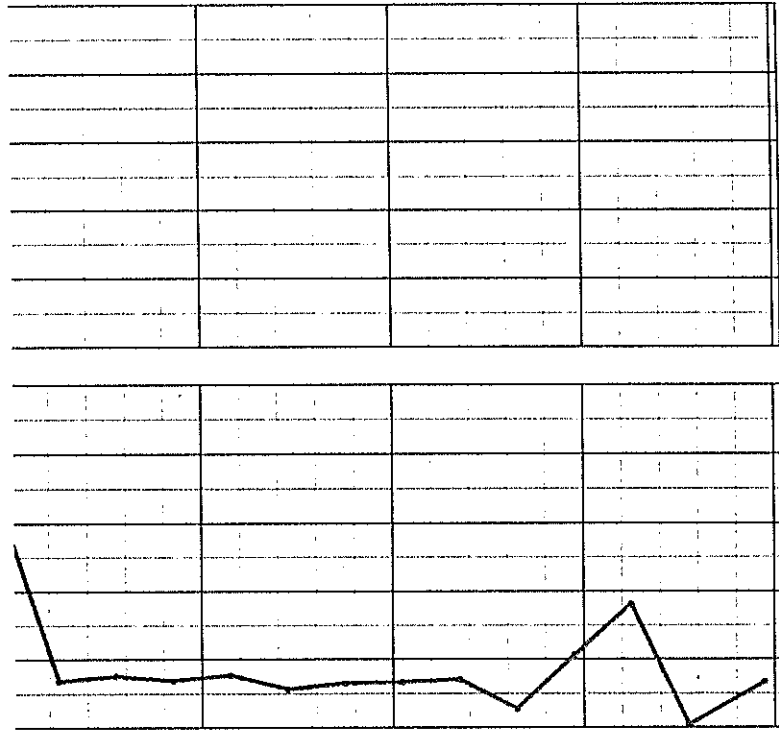
SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



25		Limo arenoso café claro medianament compacto con pirras de oxidación	SM	15
		Arena limosa gruesa de café clara a oscura muy compacta con gravilla	SM	16
			SM	17
			SM	18
			SW-SM	19
		Arena café de grano medio muy compacta a compacta	SM	20
			SM	21
		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SM	22
			SP-SM	23
			SM	24
		Arena limosa gris de grano medio a fino muy compacta con gravilla	SM	25
			SP	26
			SM	27



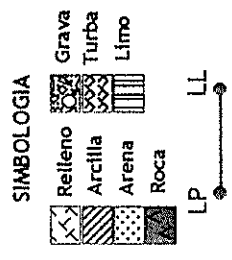
γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

ANÁLISIS Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUJELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

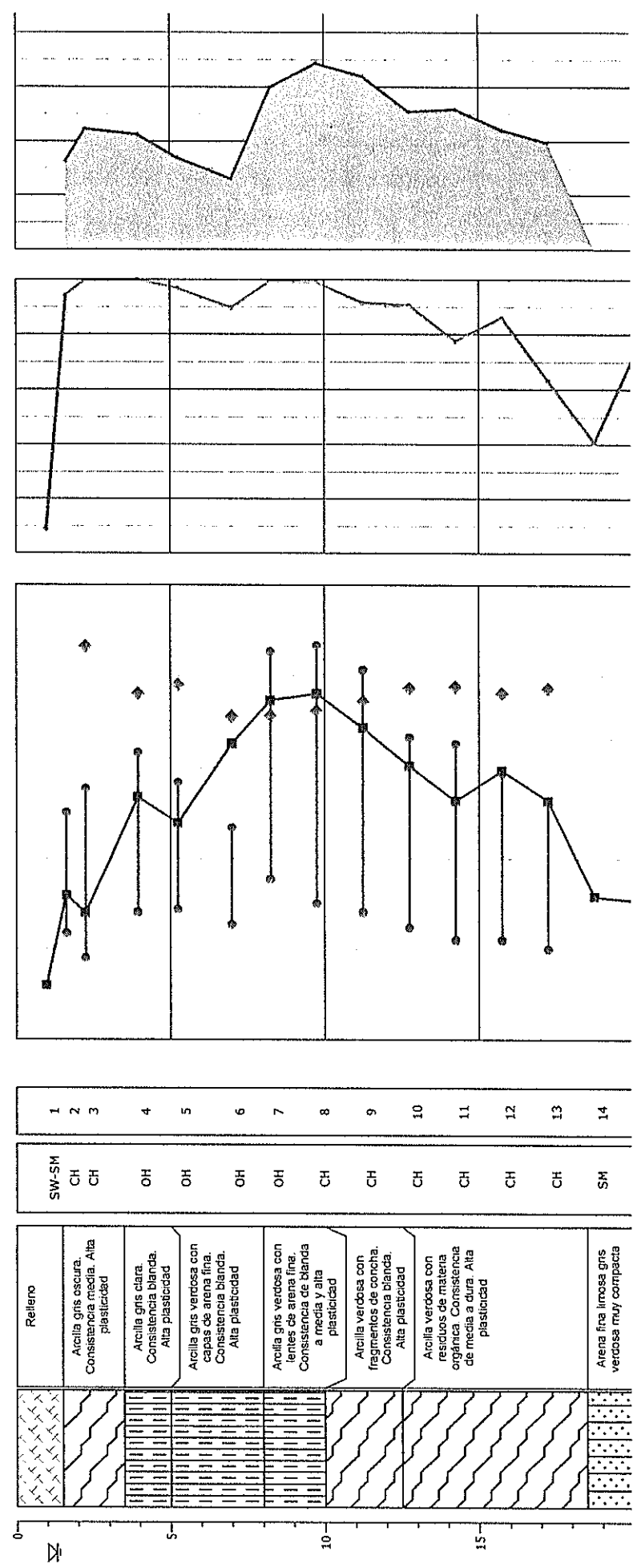
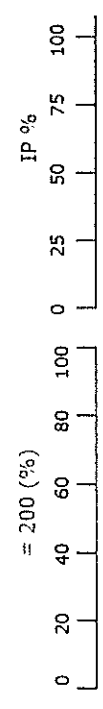
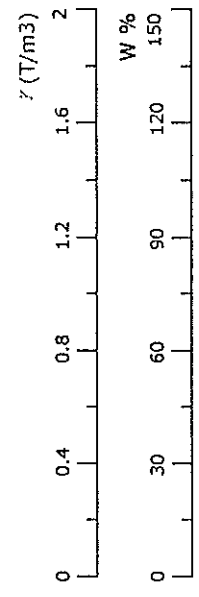


Sitio: Sopeña
Código: GYE-06S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.3 m



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0		Relleno	SW-SM	1
0		Arcilla gris oscura. Consistencia media. Alta plasticidad	CH	2
0		Arcilla gris clara. Consistencia blanda. Alta plasticidad	CH	3
5		Arcilla gris verdoosa con capas de arena fina. Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	4
5		Arcilla gris verdoosa con lentes de arena fina. Consistencia blanda a media y alta plasticidad	OH	5
5		Arcilla gris verdoosa con fragmentos de concha. Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	6
5		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	OH	7
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	8
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	9
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	10
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	11
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	12
10		Arcilla verdoosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	13
10		Arena fina limosa gris verdoosa muy compacta	SM	14



G Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 $W\%$ Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Sopeña

Código: GYE-06S

Fecha: Julio 2005

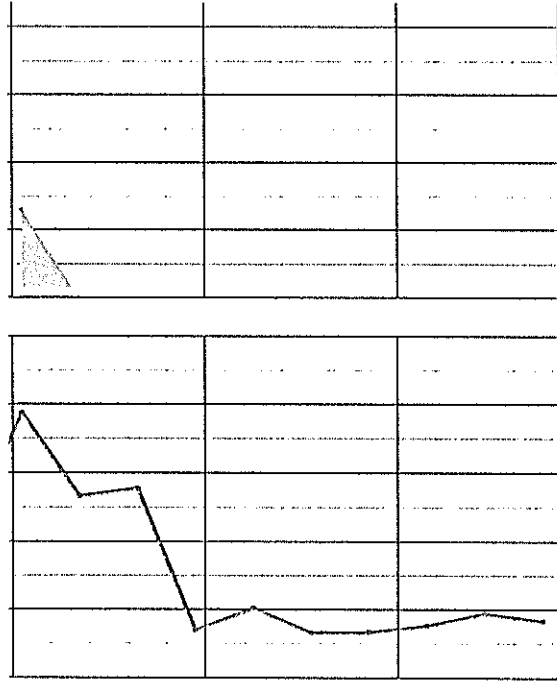
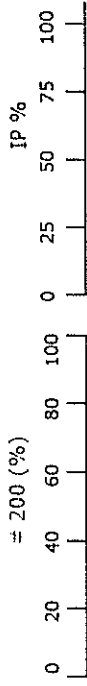
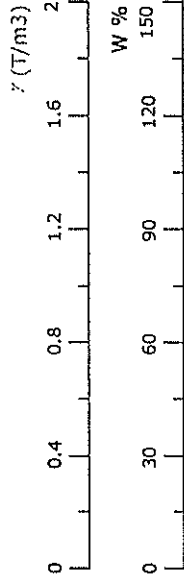
NAF: 1.3 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

20		Arcilla gris verdosa con estratos de arena fina y limo. Consistencia rígida	CH	15
		Limo arenoso gris verdoso suelto		16
		Limo arenoso gris verdoso medianamente compacto	SM	17
25		Arena fina limosa café clara de muy compacta a medianamente compacta con betas de oxidación	SM	18
		Arena café de grano grueso muy compacta con grava y gravilla	SM	19
			SM	20
			SM	21
			SM	22
			SM	23
			SM	24



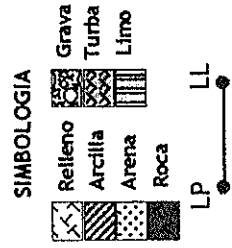
γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)



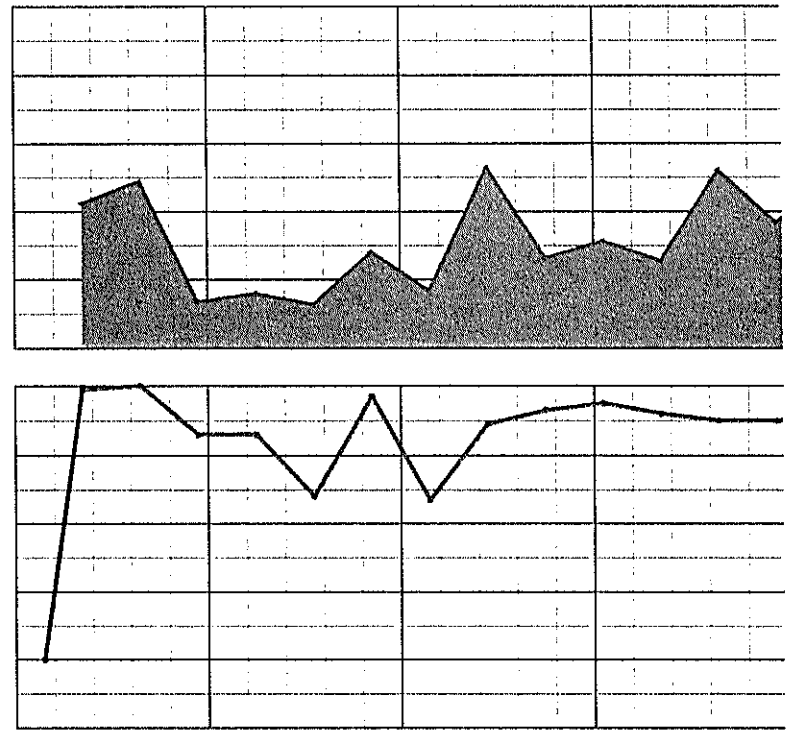
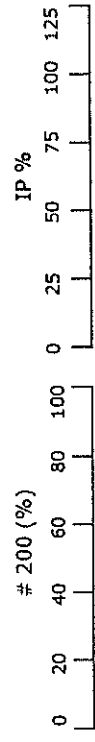
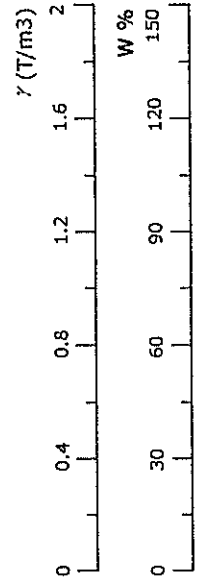
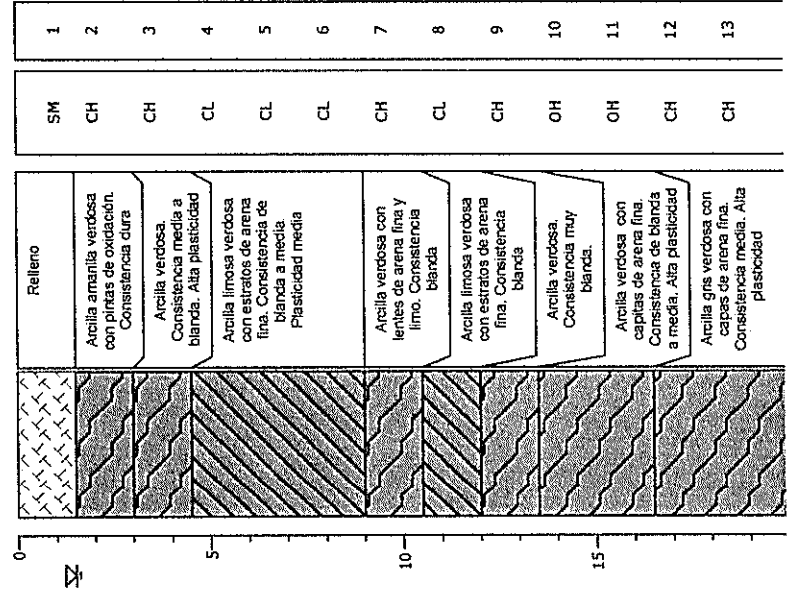
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Estadio Ramon Unamuno
Código: GYE-7C

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.50 m



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

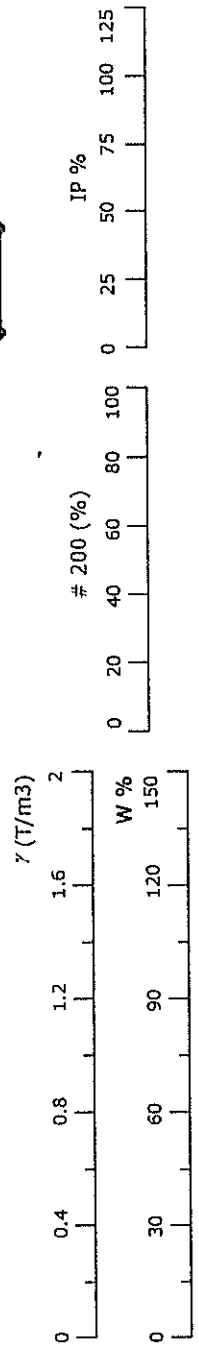
Sitio: Estadio Ramon Unamuno
Código: GYE-7C

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.50 m

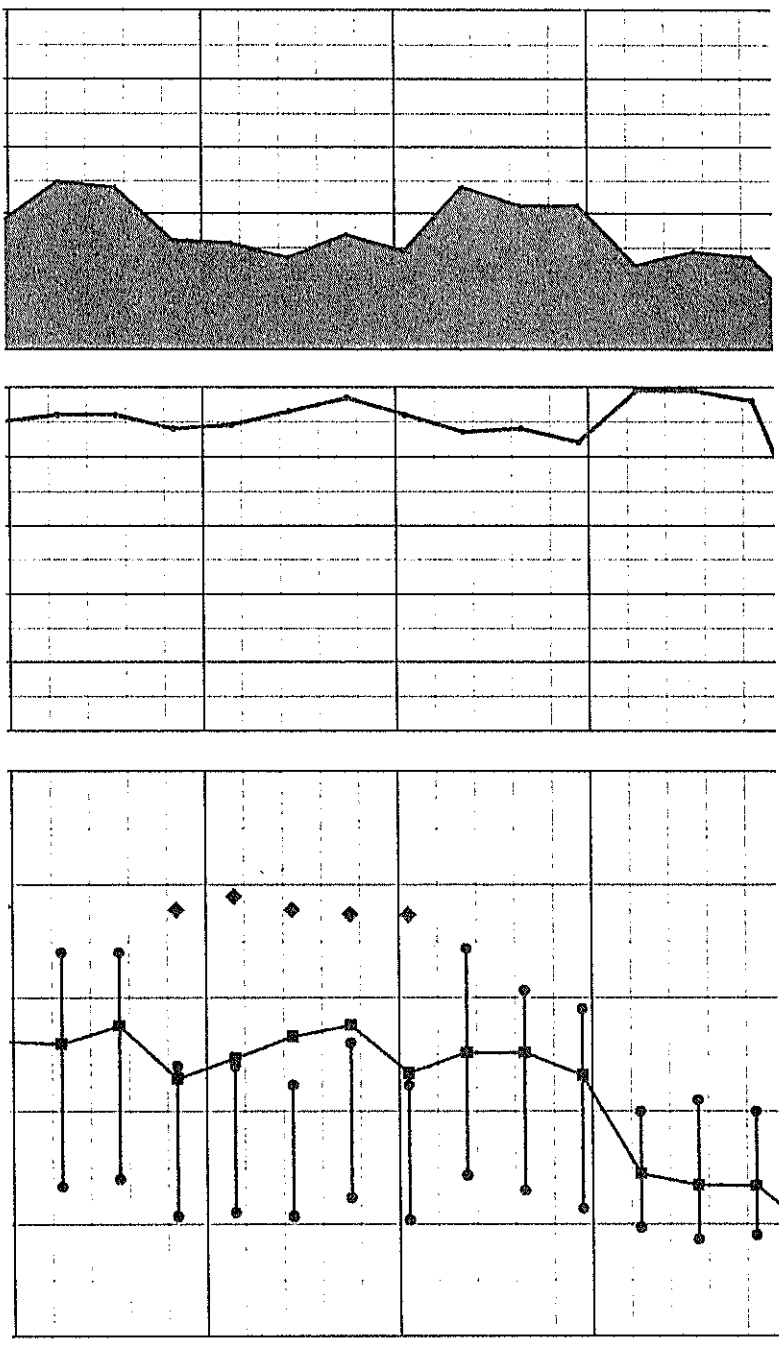
SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
20				
25				
30				
35				



20				
25				
30				
35				



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA



Sitio: Estadio Ramon Unamuno

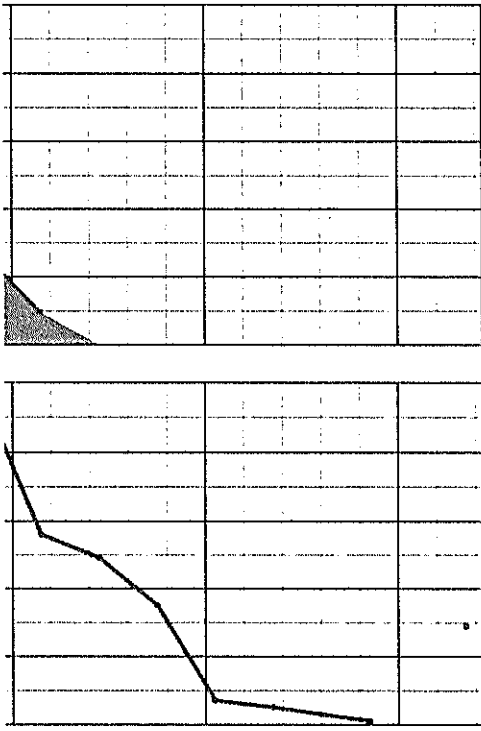
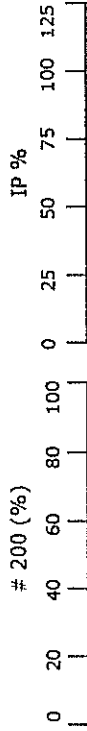
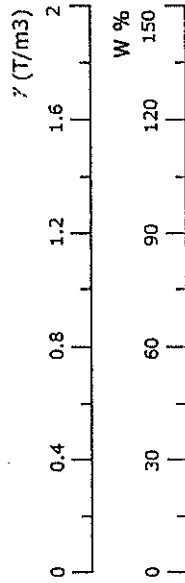
Código: GYE-7C

Fecha: Julio 2005

NAF: 1.50 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRAS
-----------	---------------	-------------	------	------------

40		Arcilla limo arenosa gris verdosa medianamente compacta	CL	28
41		Arena gruesa gris, de compacta a muy compacta con grava y gravilla	SM	29
42		Arena gruesa gris, de compacta a muy compacta con grava y gravilla	SM	30
43		Grava arenosa gris de mal a bien graduada muy compacta	GP-GM	31
44		Grava arenosa gris de mal a bien graduada muy compacta	GW	32
45		Grava arenosa gris de mal a bien graduada muy compacta	GW	33
46		Arena fina limosa gris verdosa muy compacta	SM	34
47		Arena fina limosa gris verdosa muy compacta	SM	35



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



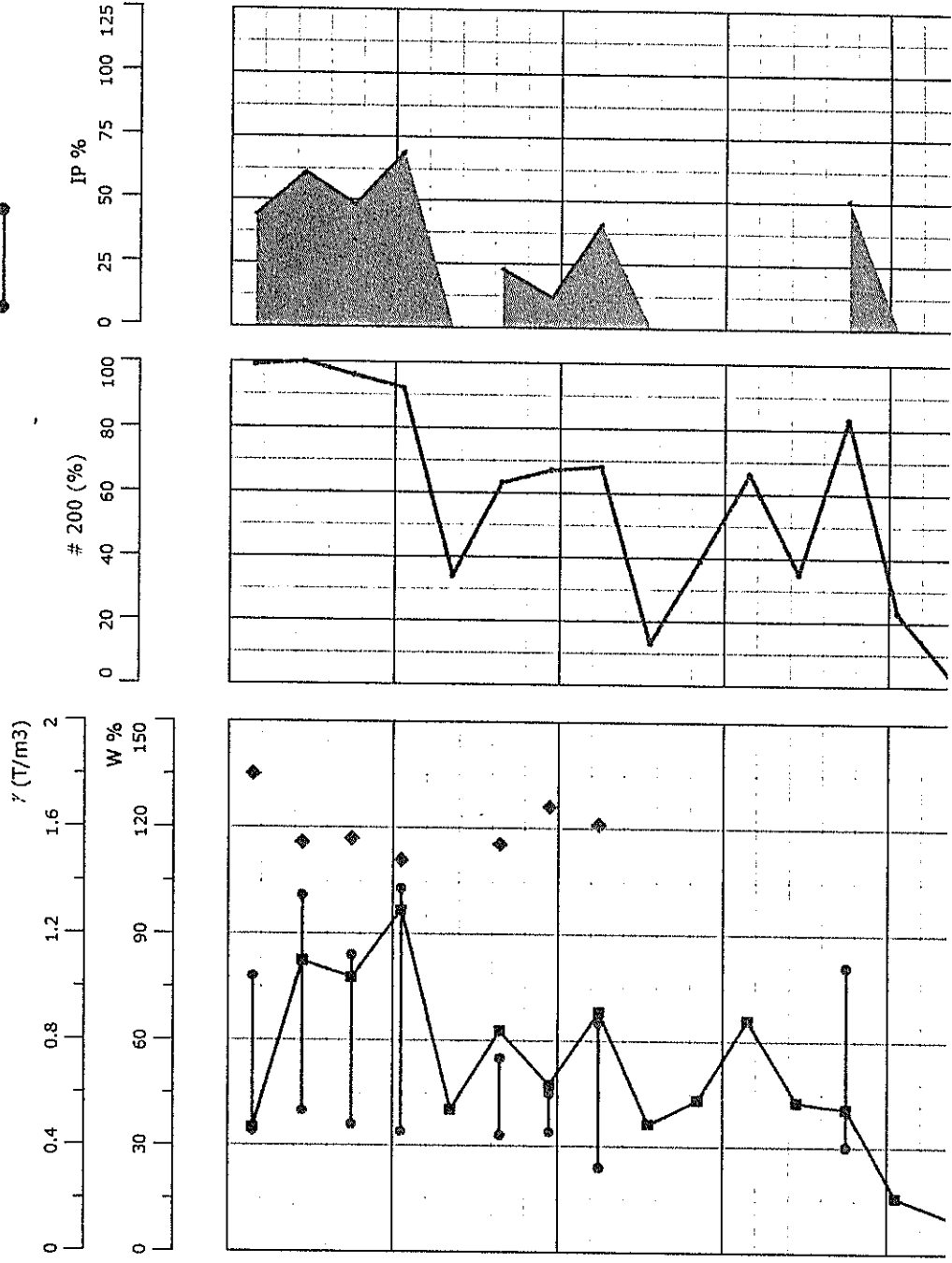
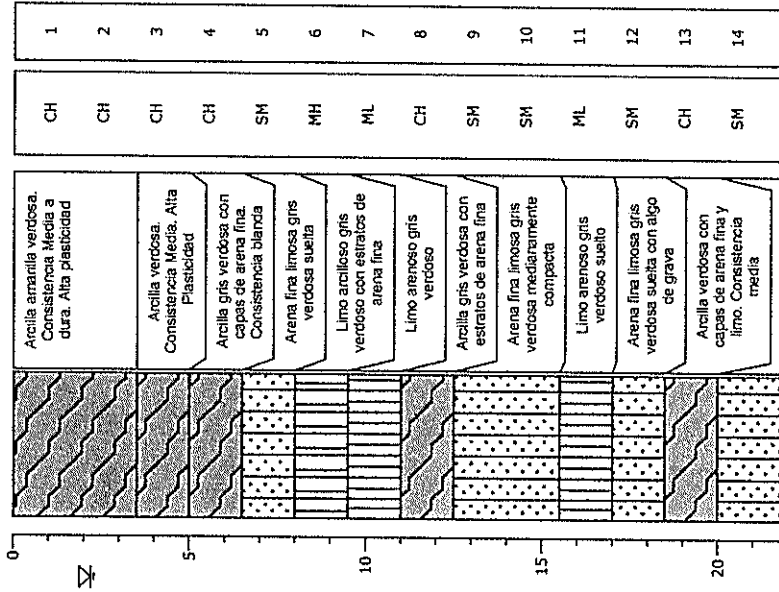
SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005
NAF: 2.20 m

Sitio: Aeropuerto
Código: GYE-08N

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

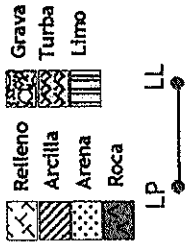


γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

**INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**



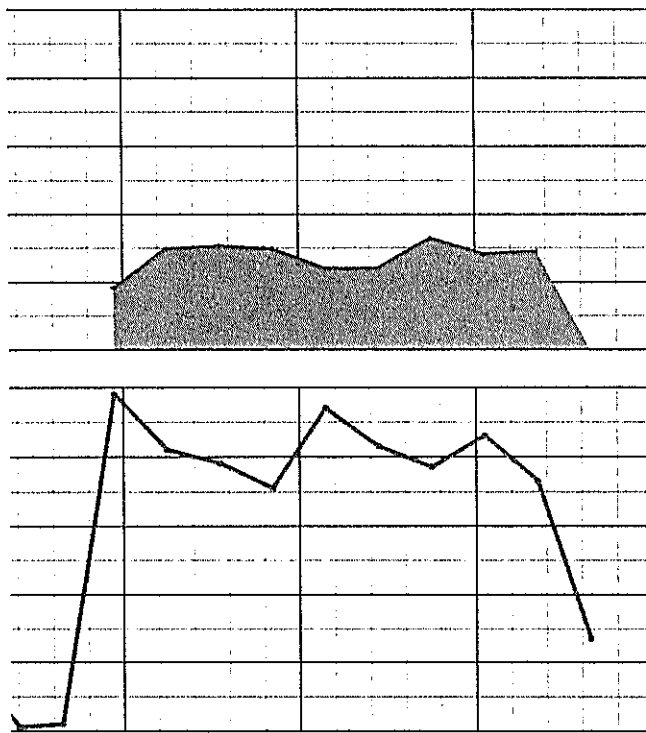
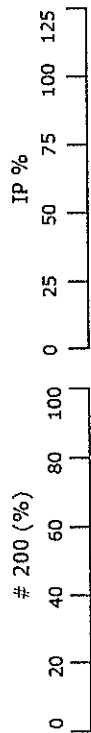
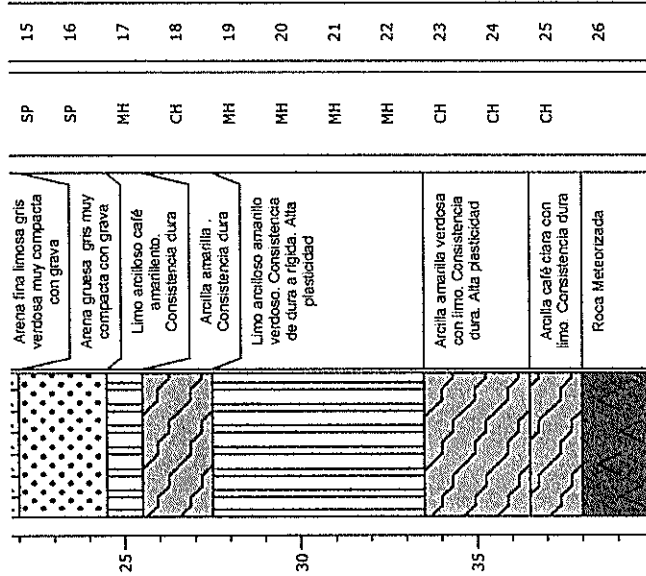
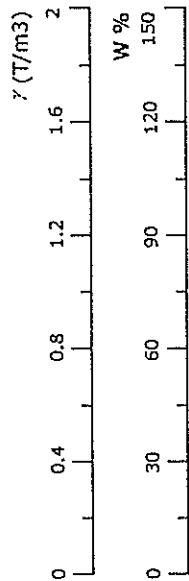
SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005
NAF: 2.20 m

Sitio: Aeropuerto
Código: GYE-08N

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

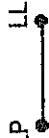
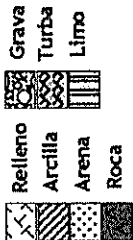


DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

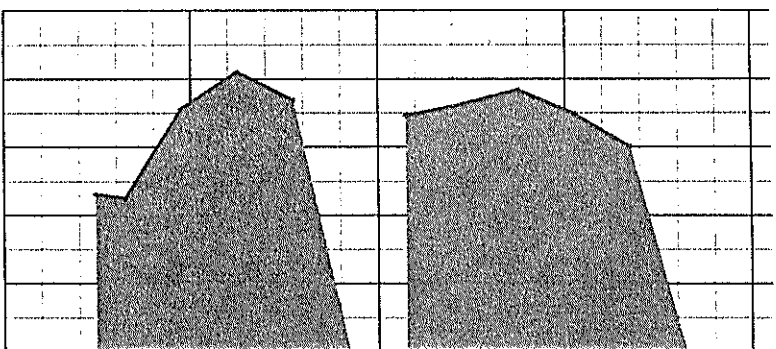
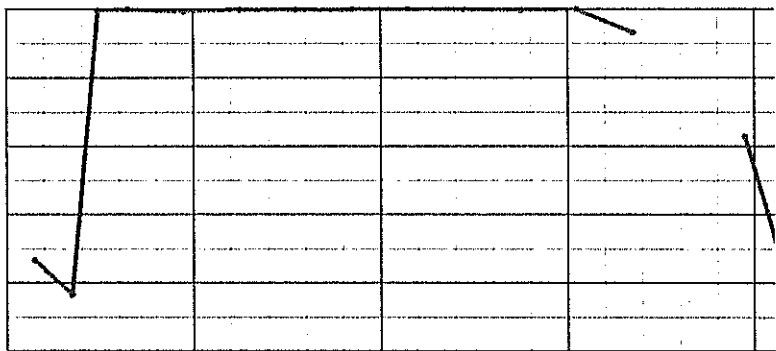
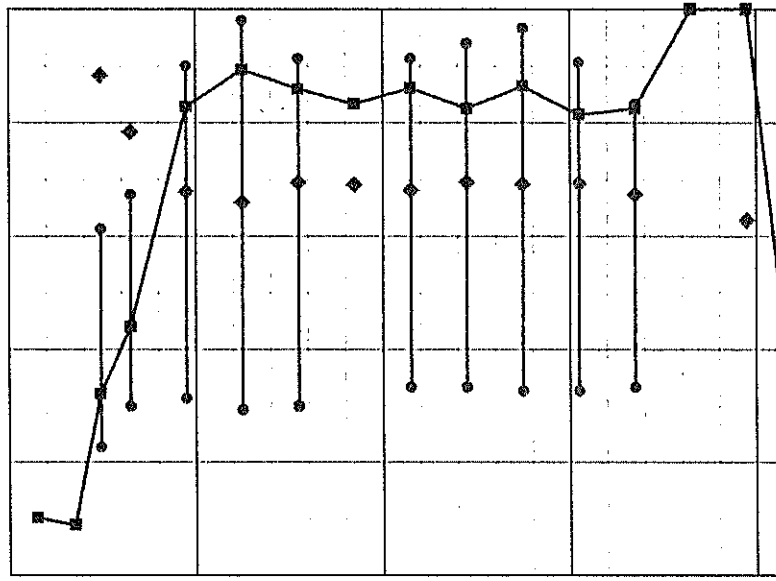
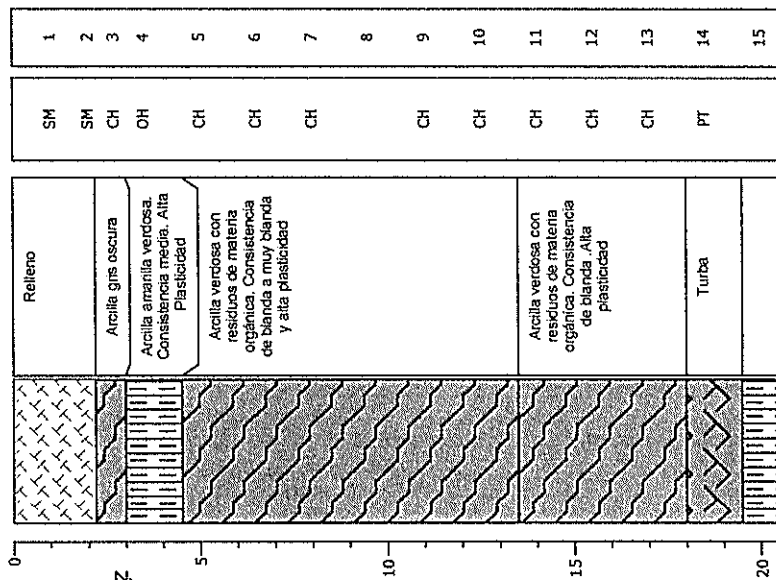
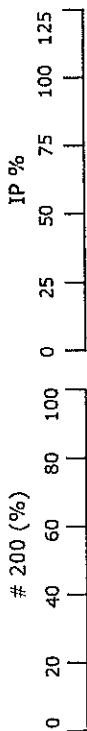
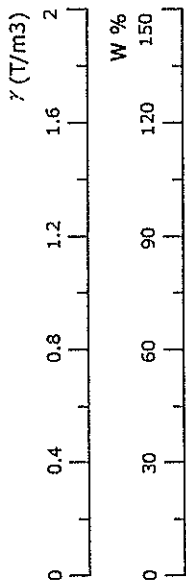
Sitio: Miraflores
Código: GYE-09N

Fecha: Julio 2005
NAF: 3.0 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRAS
0 - 1.5	Relleno		SM	1
1.5 - 2.5	Arcilla gris oscura		SM	2
2.5 - 3.5	Arcilla amarilla verdosa. Consistencia media. Alta Plasticidad		CH	3
3.5 - 4.5	Arcilla amarilla verdosa. Consistencia media. Alta Plasticidad		OH	4
4.5 - 15.5	Arcilla veridosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanda a muy blanda y alta plasticidad		CH	5
15.5 - 17.5	Arcilla veridosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanda - Alta plasticidad		CH	6
17.5 - 19.5	Arcilla veridosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanda - Alta plasticidad		CH	7
19.5 - 20.0	Turba		PT	14



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

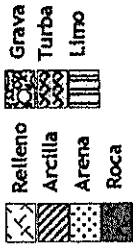


DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

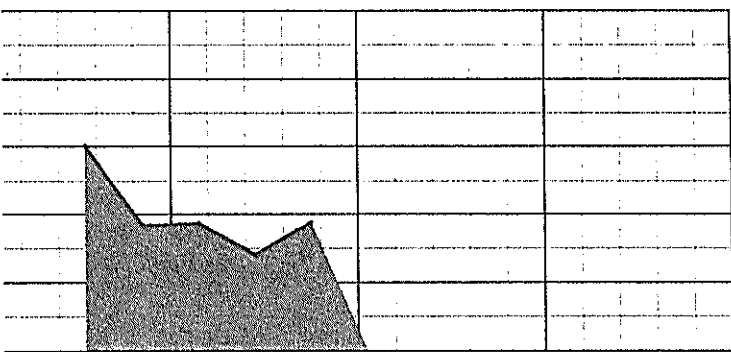
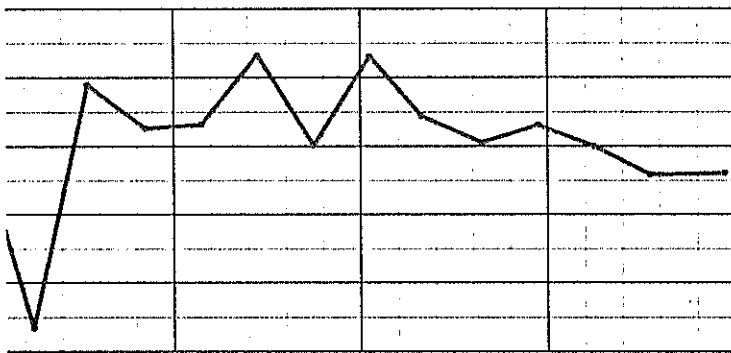
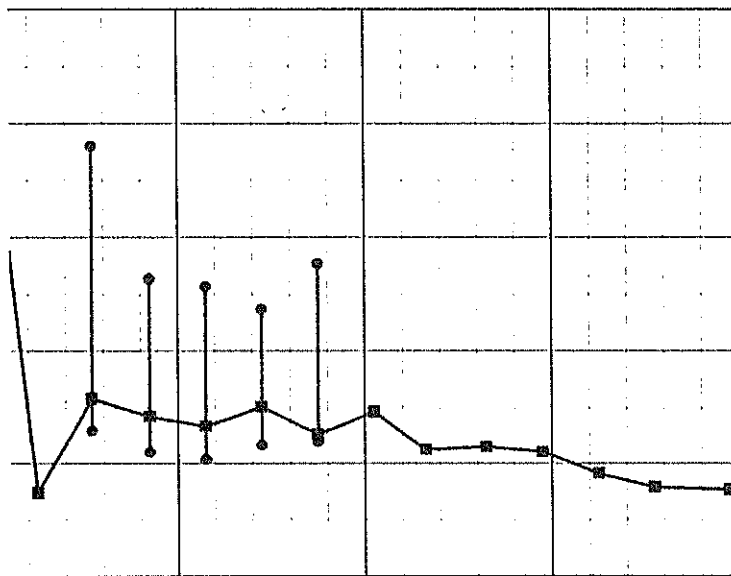
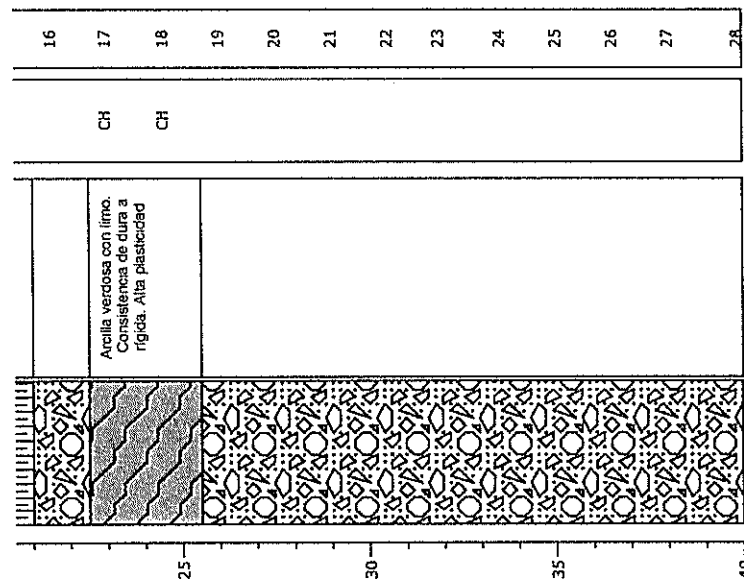
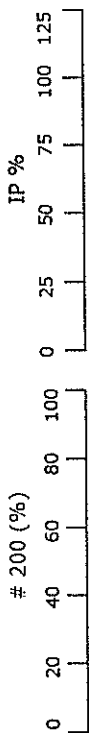
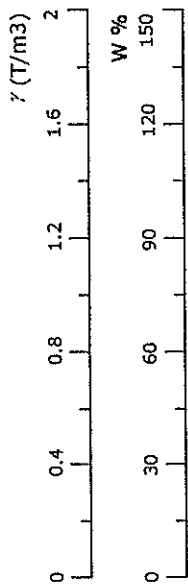
Sitio: Miraflores
Código: GYE-09N

Fecha: Julio 2005
NAF: 3.0 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRAS #
-----------	---------------	-------------	------	------------



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

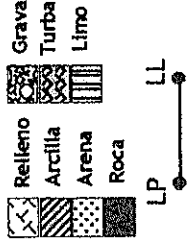


DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

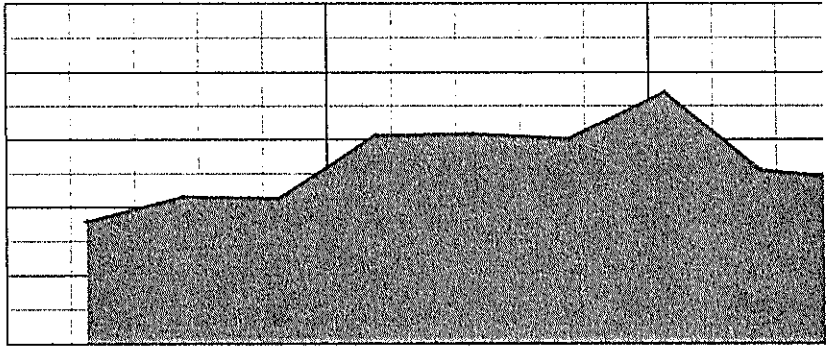
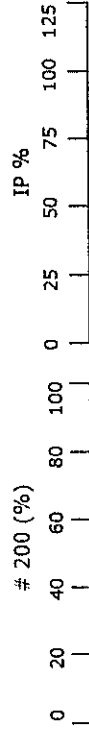
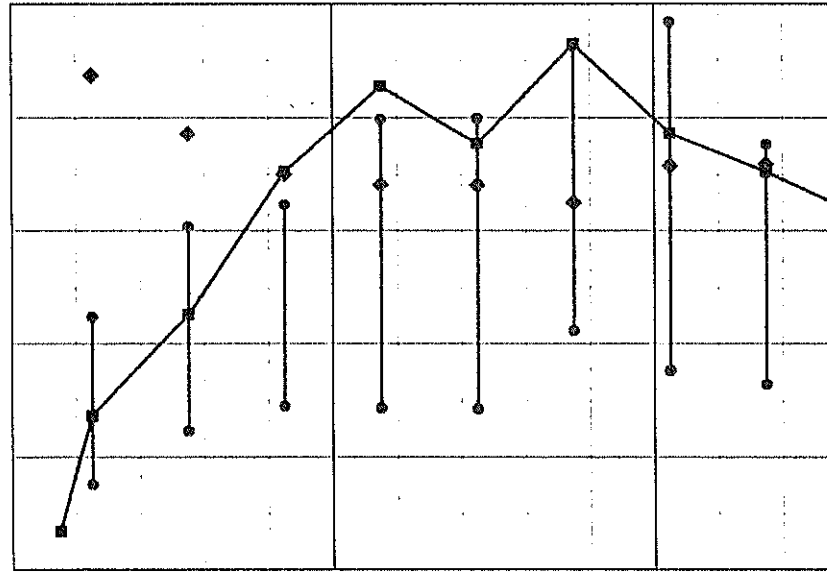
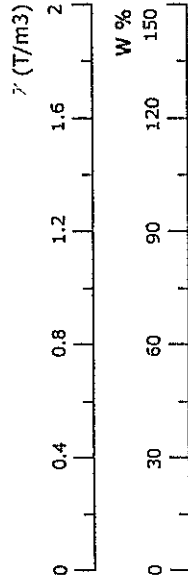
Sitio: La Garzota
Código: GYE-10N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.70 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRAS
0		Relleno	SP-SM	1
0.5		Arcilla Gris oscura Consistencia dura Alta plasticidad	CH	2
1.5		Arcilla amarilla verdosa Consistencia dura Alta plasticidad	CH	3
2.5		Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica Consistencia de blanca a media Alta plasticidad	OH	4
3.5		Arcilla gris vercosa con limo y residuos de materia orgánica Consistencia de media a blanca Alta plasticidad	CH	5
4.5		Arcilla gris vercosa con limo y residuos de materia orgánica Consistencia de media a blanca Alta plasticidad	CH	6
5.5		Arcilla gris vercosa con limo y residuos de materia orgánica Consistencia de media a blanca Alta plasticidad	OH	7
6.5		Arcilla gris vercosa con limo y residuos de materia orgánica Consistencia de media a blanca Alta plasticidad	CH	8
7.5		Arcilla gris vercosa con limo y residuos de materia orgánica Consistencia de media a blanca Alta plasticidad	OH	9



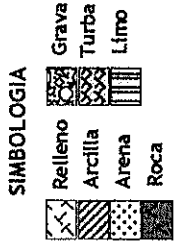
7 Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



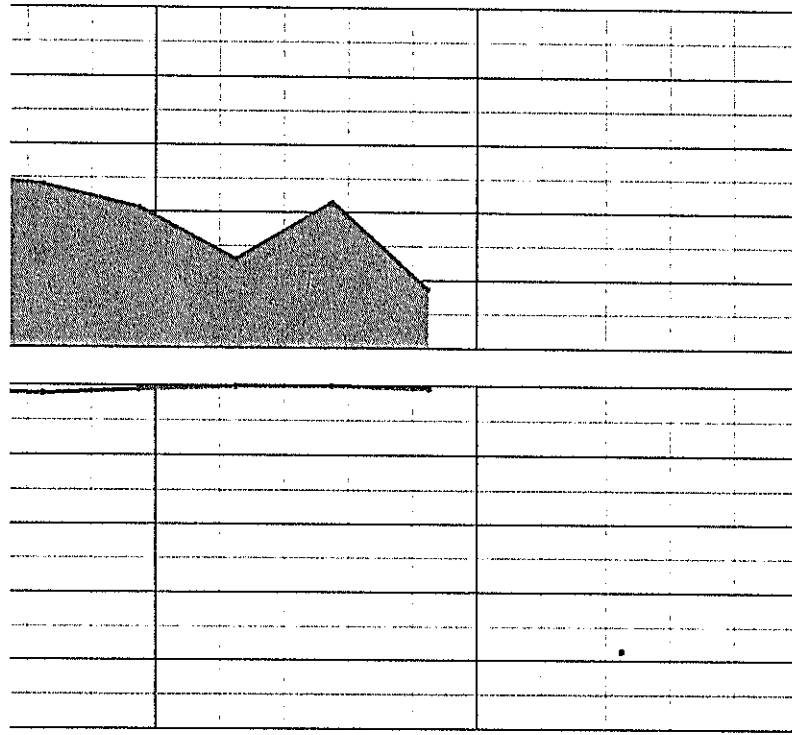
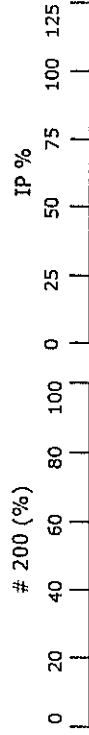
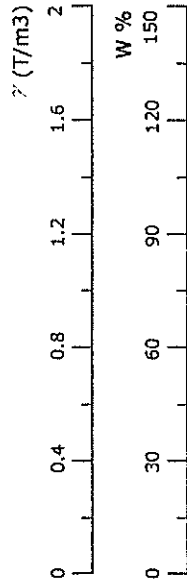
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: La Garzota
Código: GYE-10N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.70 m



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
15			CH	10
15			CH	11
15			OH	12
15			CH	13
15			OH	14
20		Turba	PT	15
20		Fragmentos de roca de color café verdoso		16
25		Roca meteorizada de color café oscura		



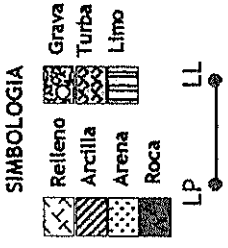
γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)



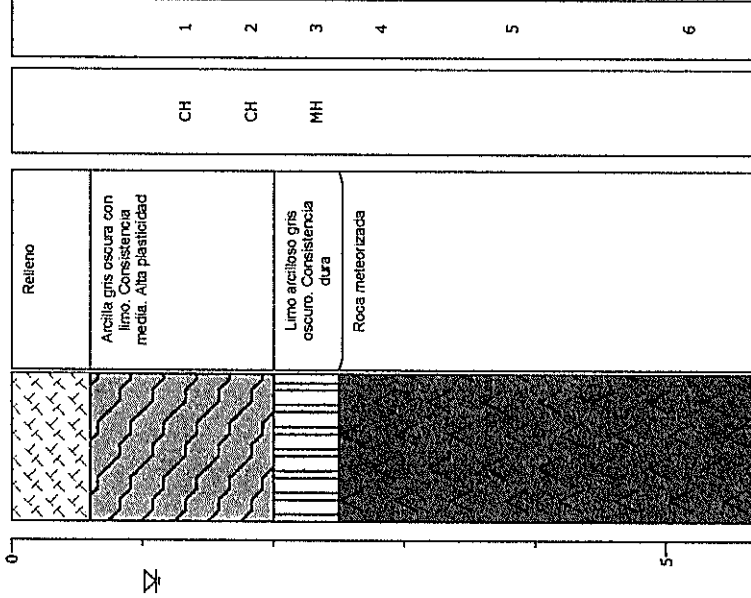
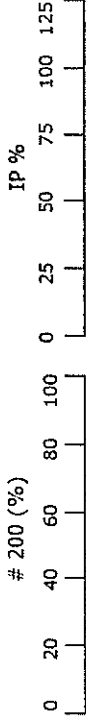
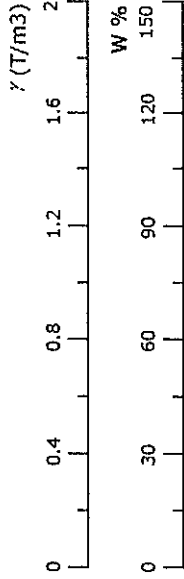
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: La prosperina
Código: GYE-11N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.1



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0				
5				



Y Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

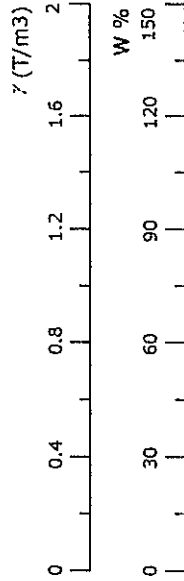
SISTEMA NACIONAL DE INVESTIGACION DEL COMPLEJO UNIVERSITARIO GUAYACÁN
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



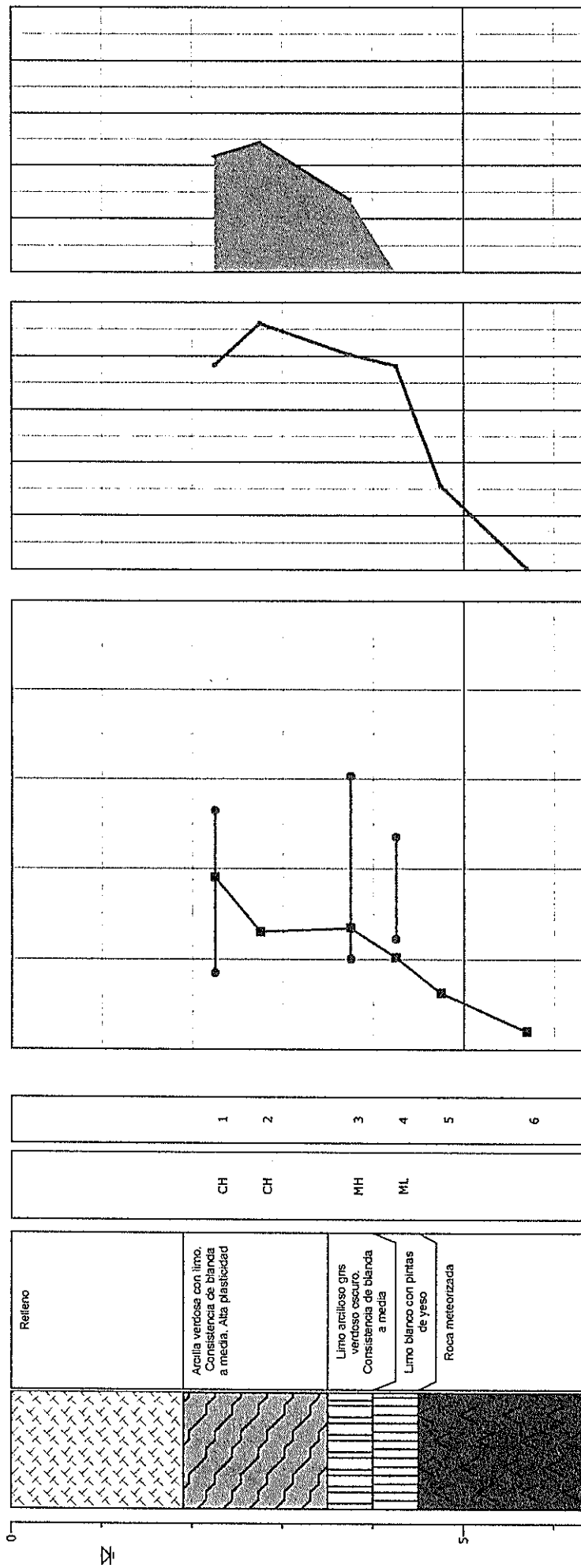
Sitio: Ciudadela 2 de Julio
Código: GYE-12P

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.10

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0	Relleno			
0.5	Arcilla	Arcilla verdosa con limo. Consistencia de blanda a media. Alta plasticidad	CH	1
1.0	Limo	Limo arcilloso gris verdoso oscuro. Consistencia de blanda a media	CH	2
1.5	Limo	Limo blanco con pintas de yeso	MH	3
2.0	Limo	Limo meteorizada	ML	4
2.5	Roca			5
3.0	Roca			6



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
W% Contenido de humedad natural (%)
#4 Pasante del tamiz #4 (%)
#200 Pasante del tamiz #200 (%)

APENDICE C

**(RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CPT,
DPT, EN LOS 14 SITIOS ESTUDIADOS EN
LA CIUDAD DE GUAYAQUIL)**



INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
**DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
 DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**

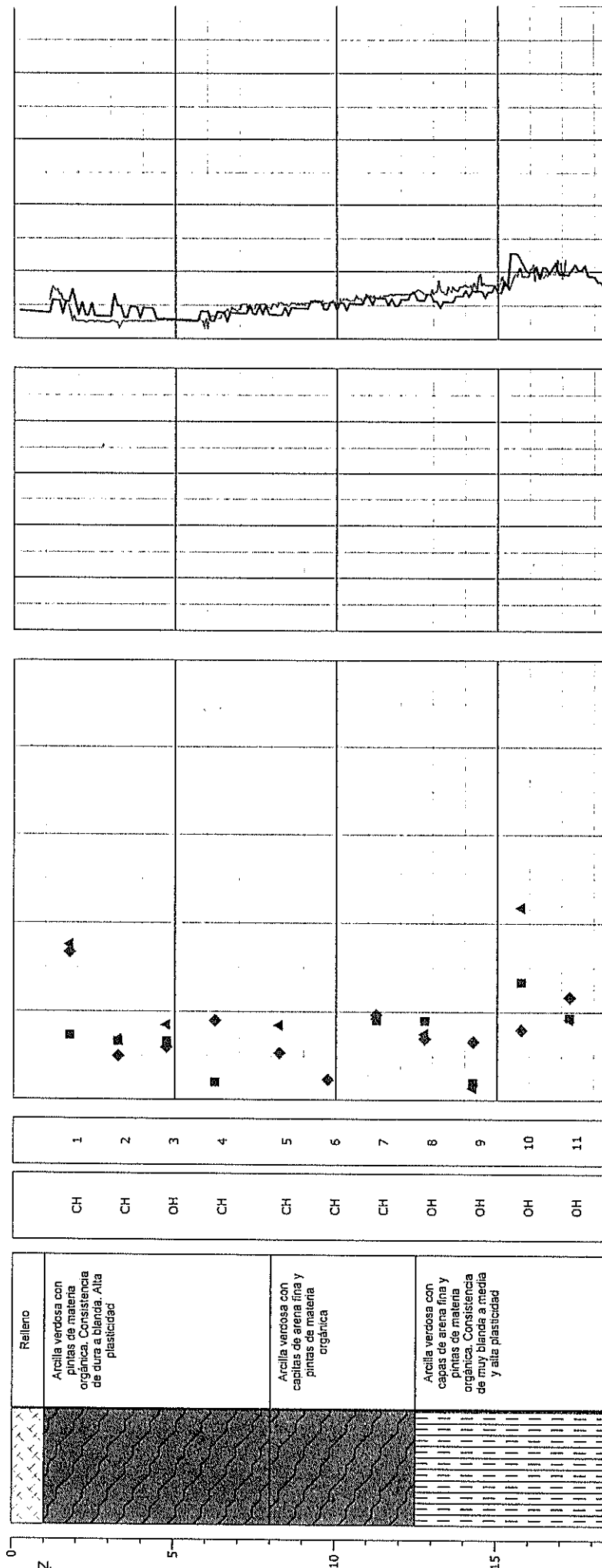
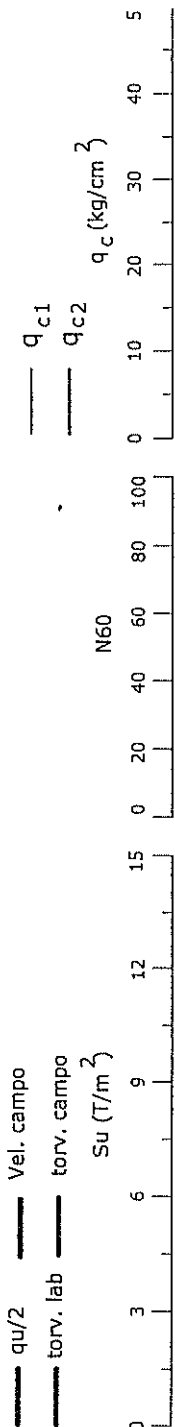
Sitio: Cancha de Baseball - Cda Kennedy
 Código: GYE-01N

Fecha: Julio 2005
 NAF: 1.15

SIMBOLOGIA

	Repleno		Grava
	Arcilla		Turba
	Arena		Limo
	Roca		

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0		Repleno		
0 - 10		Arcilla vercosa con pintas de materia orgánica. Consistencia de dura a blanda. Alta plasticidad	CH	1, 2, 3, 4, 5, 6
10 - 13		Arcilla vercosa con capas de arena fina y pintas de materia orgánica	CH	7, 8, 9
13 - 15		Arcilla vercosa con capas de arena fina y pintas de materia orgánica. Consistencia de muy blanda a media y alta plasticidad	OH	10, 11



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 qc1 medición de cono estático
 qc2 medición de cono dinámico, N factor de correlación



DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

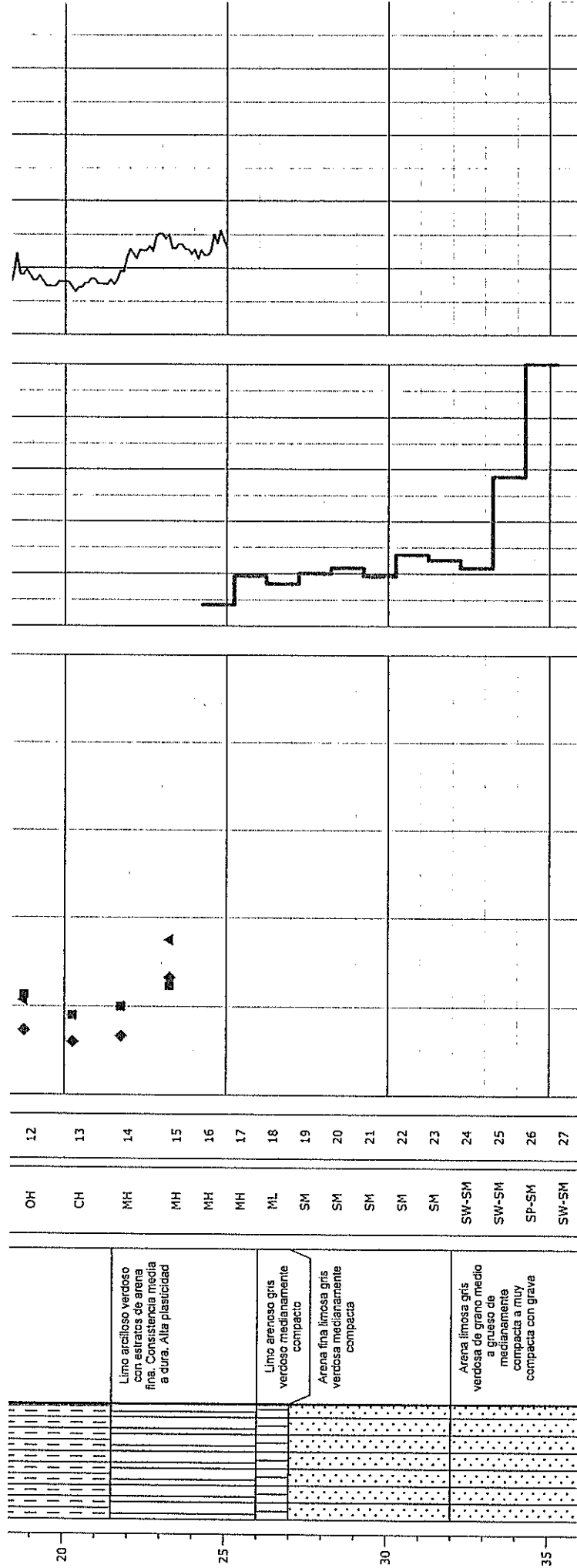
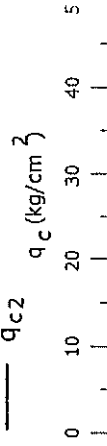
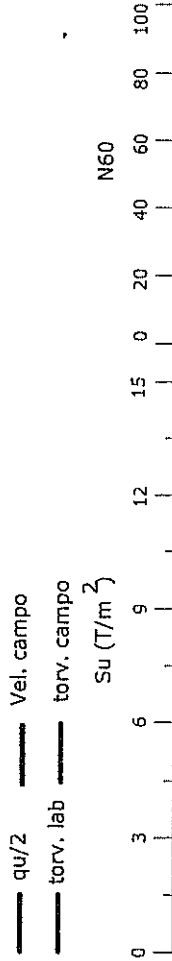
Sitio: Cancha de Baseball - Cdla Kennedy
Código: GYE-01N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.15

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				



S_u Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0 - 1.5	Relleno			1, 2, 3
1.5 - 14.5	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica		OH	4
14.5 - 15.5	Arcilla verdosa con lentes de turba		OH	7
15.5 - 16.5	Turba		PT	8
16.5 - 20.0	Limo arcilloso viscoso. Consistencia de media a dura. Alta Plasticidad		MH	9, 10, 11, 12

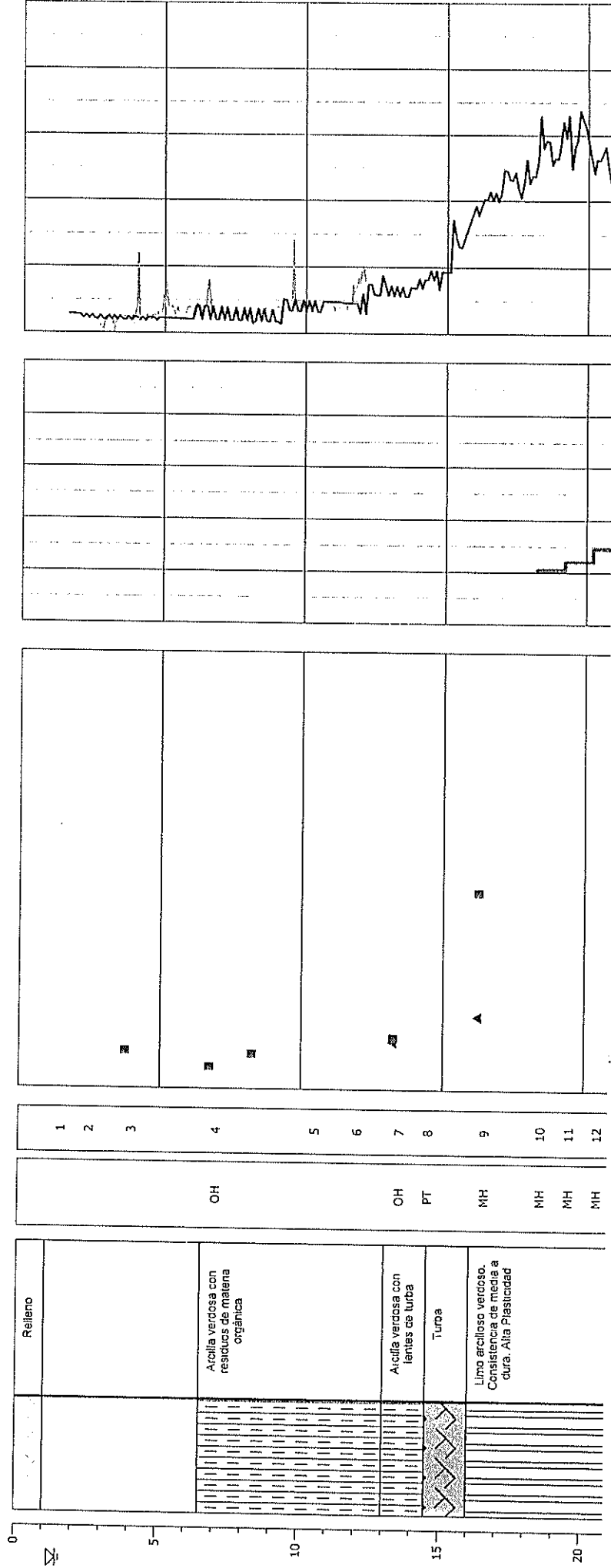
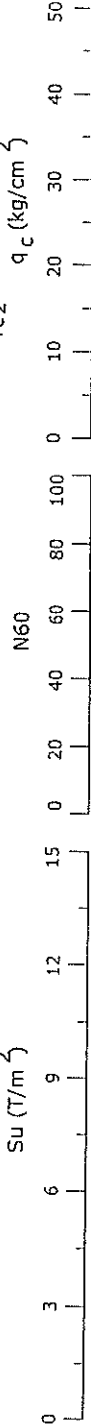
Síto: Yacht Club Puerto Azul

Código: GYE-02CH

Fecha: Julio 2005

NAF: 1.5 m

$qu/2$ q_{c1} q_{c2}
 ———— ———— ————
 Vel. campo torv. campo
 torv. lab torv. campo
 Su (T/m^2)



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

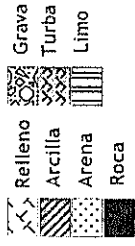
**ANÁLISIS Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**

Sitio: Yacht Club Puerto Azul
Código: GYE-02CH

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m

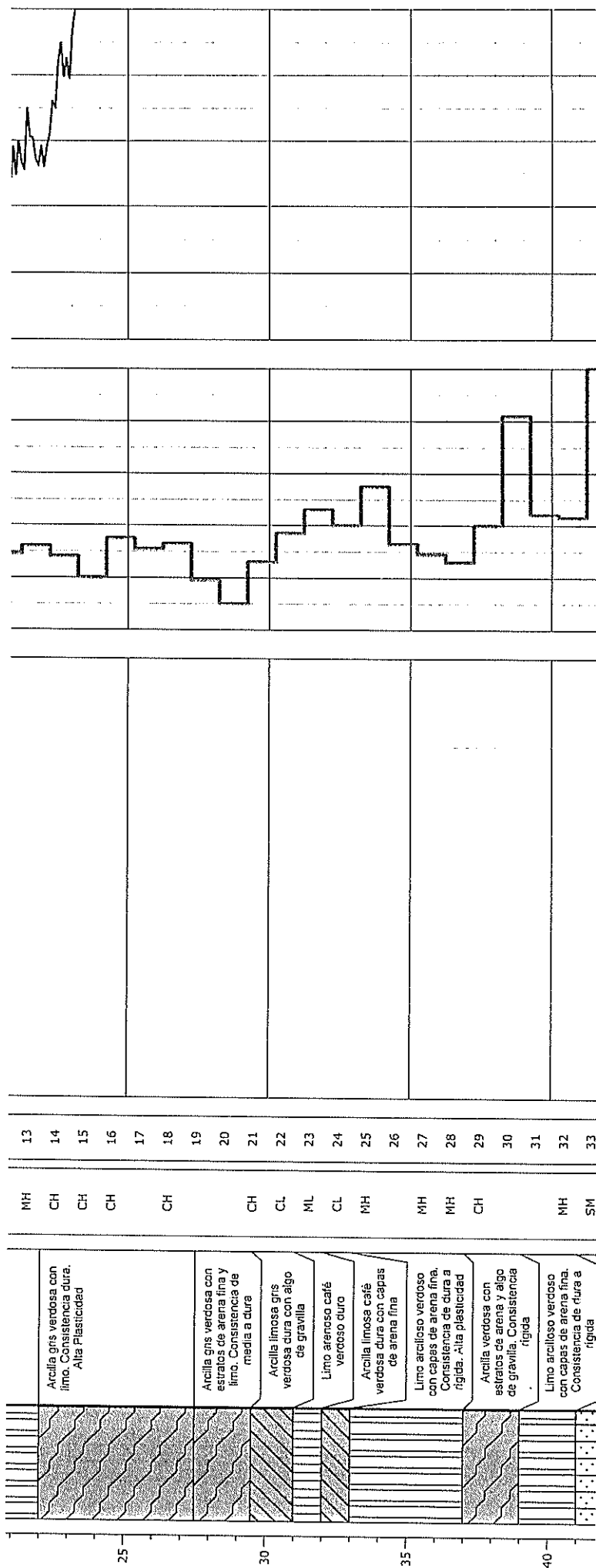
Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
25		Arcilla gris verdosa con limo. Consistencia dura. Alta Plasticidad	CH	13
25		Arcilla gris verdosa con estratos de arena fina y limo. Consistencia de media a dura	CH	14
25		Arcilla limosa gris verrosa dura con algo de gravilla	CH	15
25		Limo arenoso café verroso duro	CH	16
25		Arcilla limosa café verrosa dura con capas de arena fina	CH	17
25		Limo arcilloso verroso con capas de arena fina. Consistencia de dura a rígida. Alta plasticidad	CH	18
25		Arcilla verrosa con estratos de arena y algo de gravilla. Consistencia rígida	CH	19
25		Limo arcilloso verroso con capas de arena fina. Consistencia de dura a rígida	CH	20
25			CL	21
25			ML	22
25			CL	23
25			MH	24
25			MH	25
25			MH	26
25			MH	27
25			MH	28
25			CH	29
25			MH	30
25			MH	31
25			MH	32
25			SM	33

SIMBOLOGIA



qu/2 Vel. campo
torv. lab torv. campo
Su (T/m²)

q_{c1}
q_{c2}
q_c (kg/cm²)



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
q_{c1} medición de cono estático
q_{c2} q_d/ N_d. q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

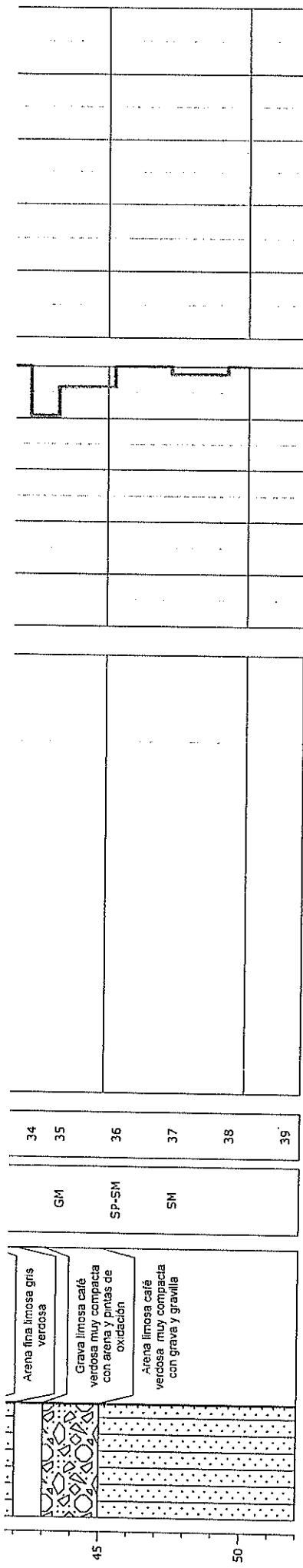
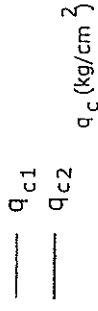
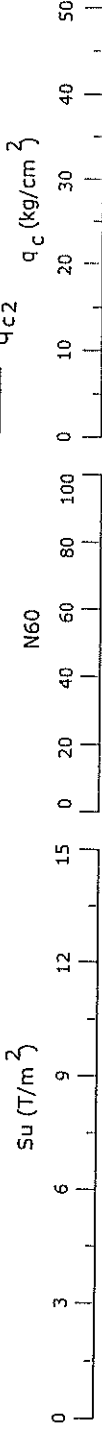
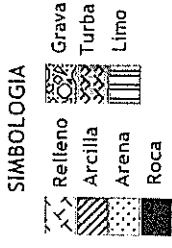
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



Sitio: Yacht Club Puerto Azul
Código: GYE-02CH

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.5 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
45		Arena fina limosa gris verdosa		
		Grava limosa café verdosa muy compacta con arena y finitas de oxidación	GM	34
		Arena limosa café verdosa muy compacta con grava y gravilla	SP-SM	35
			SM	36
				37
				38
				39



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d/ N_d, q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

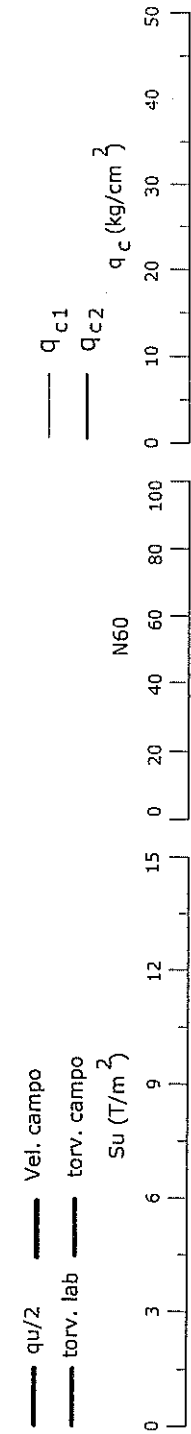
INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



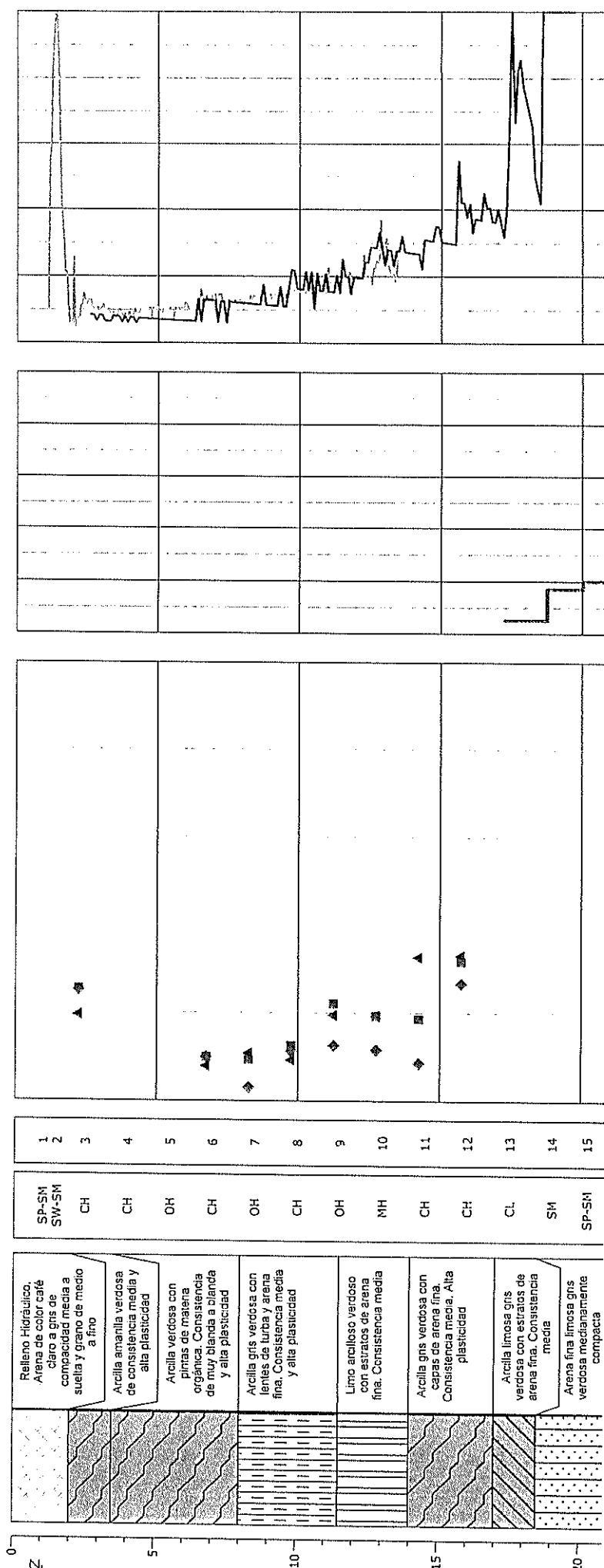
Sitio: Trinipuerto
Código: GYE-03S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.0 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0				
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				

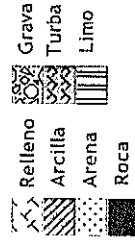


Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



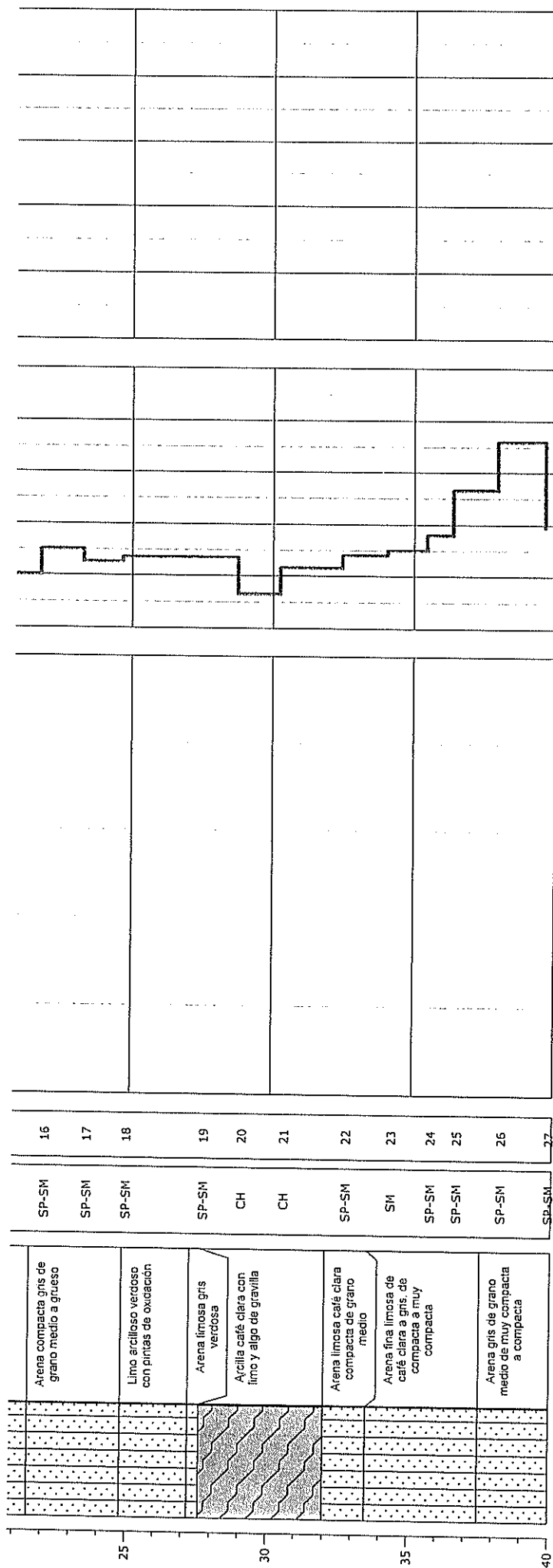
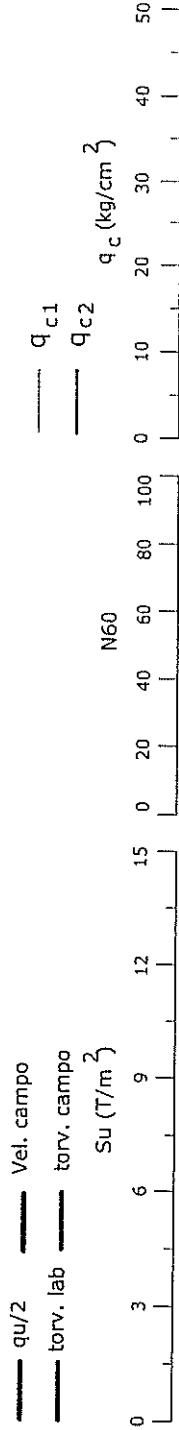
SIMBOLOGIA



Sitio: Trinipuerto
Código: GYE-03S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.0 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
25		Arena compacta gris de grano medio a grueso	SP-SM	16
		Limo arcilloso verdoso con pintas de oxidación	SP-SM	17
		Arena limosa gris verdosa	SP-SM	18
		Arcilla café clara con limo y algo de gravilla	CH	19
		Arena limosa café clara compacta de grano medio	CH	20
		Arena fina limosa de café clara a gris de compacta a muy compacta	SP-SM	21
		Arena gris de grano medio de muy compacta a compacta	SM	22
			SP-SM	23
			SP-SM	24
			SP-SM	25
			SP-SM	26
			SP-SM	27



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 $q_c, q_d / N_d, q_d$ medición con cono dinámico, N factor de correlación

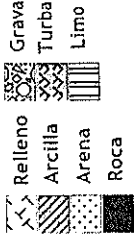
INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Stella Maris
Código: GYE-04S

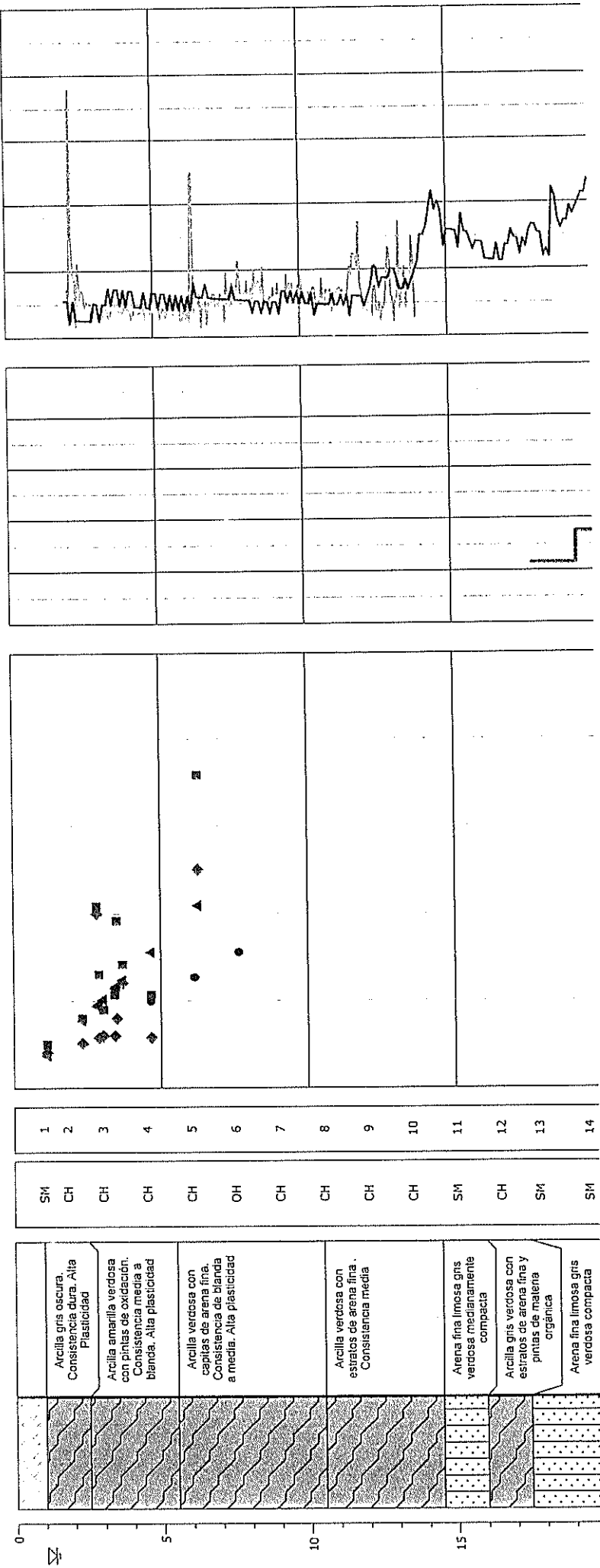
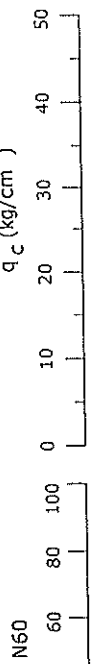
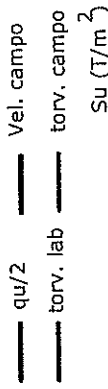
Fecha: Julio 2005
NAF: 1.30 m



SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0				
5				
10				
15				



S_u Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA

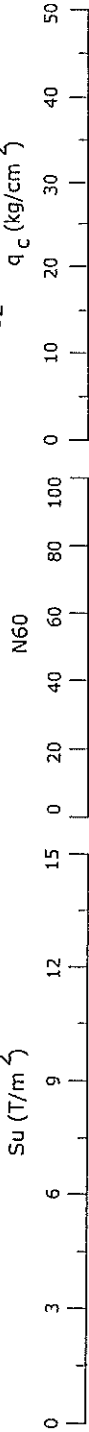


Sitio: Stella Maris
Código: GYE-04S

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.30 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

$qu/2$ ——— Vel. campo
 ——— torv. lab ——— torv. campo
 $Su (T/m^2)$



20				15	SM	
				16	SM	
				17	SM	
25		Arena fina limosa de café clara a oscura, de compacta a muy compacta		18	CL	
		Arcilla limosa amarilla verdosa. Consistencia dura. Medianamente plástica		19	MH	
		Limo arcilloso amarillo verdoso con pintas de oxidación. Consistencia rígida		20	SM	
		Arena fina limosa gris verdosa muy compacta		21	SP-SM	
30		Arena limosa gris verdosa de grano medio a fino de muy compacta a compacta		22	SP-SM	
		Arena limosa gris de grano medio a grueso, muy compacta con gravilla		23	SM	
				24	SP-SM	
				25	SP-SM	
35				26	SP-SM	

Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



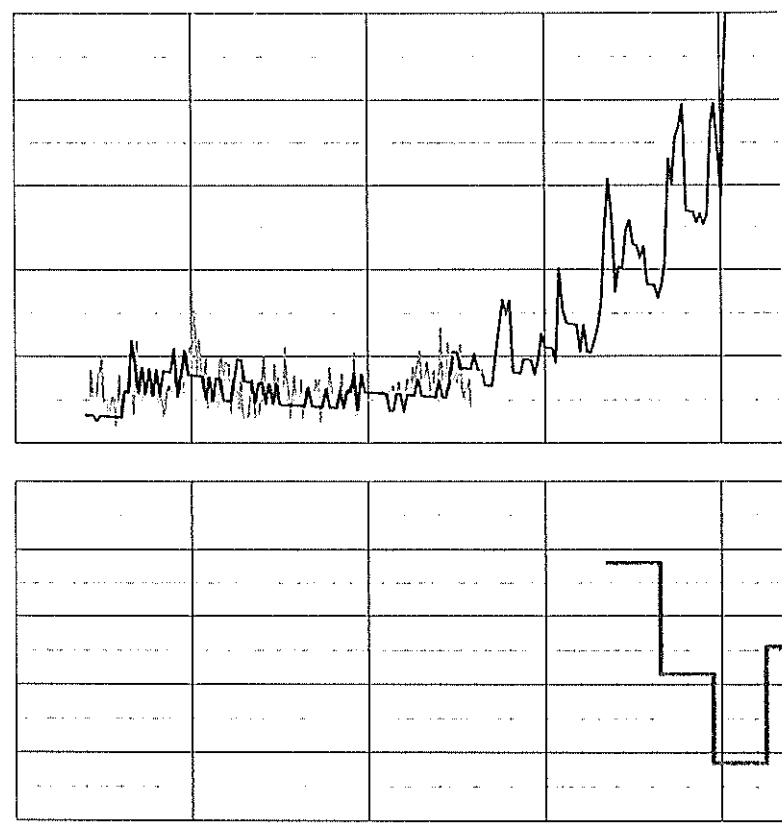
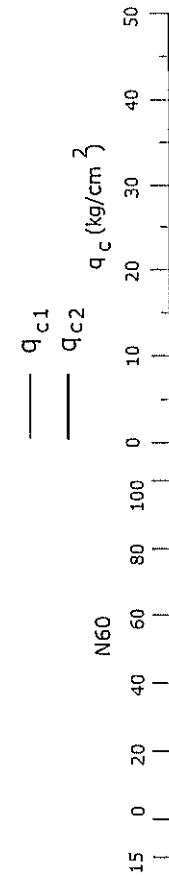
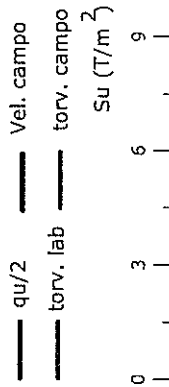
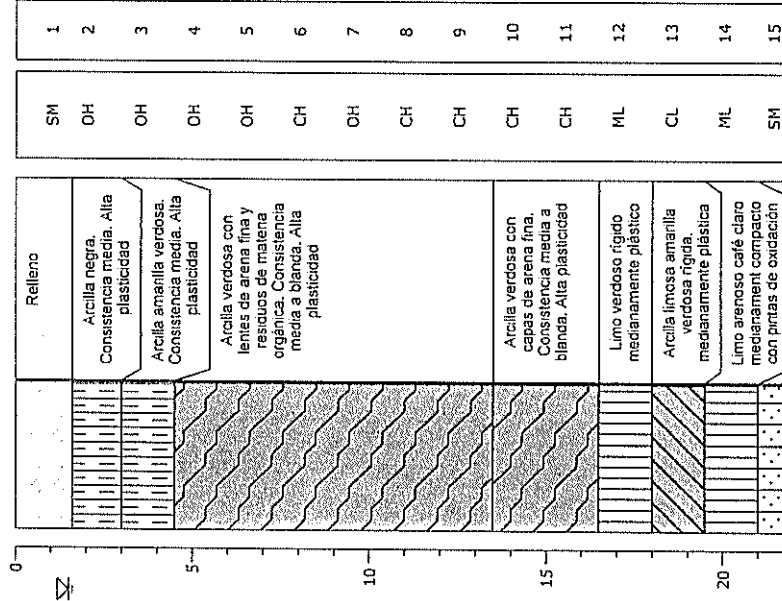
Sitio: Pradera 2

Código: GYE-055

Fecha: Julio 2005

NAF: 1.5 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)

qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²

qc1 medición de cono estático

qc2 qc/Nd, qd medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



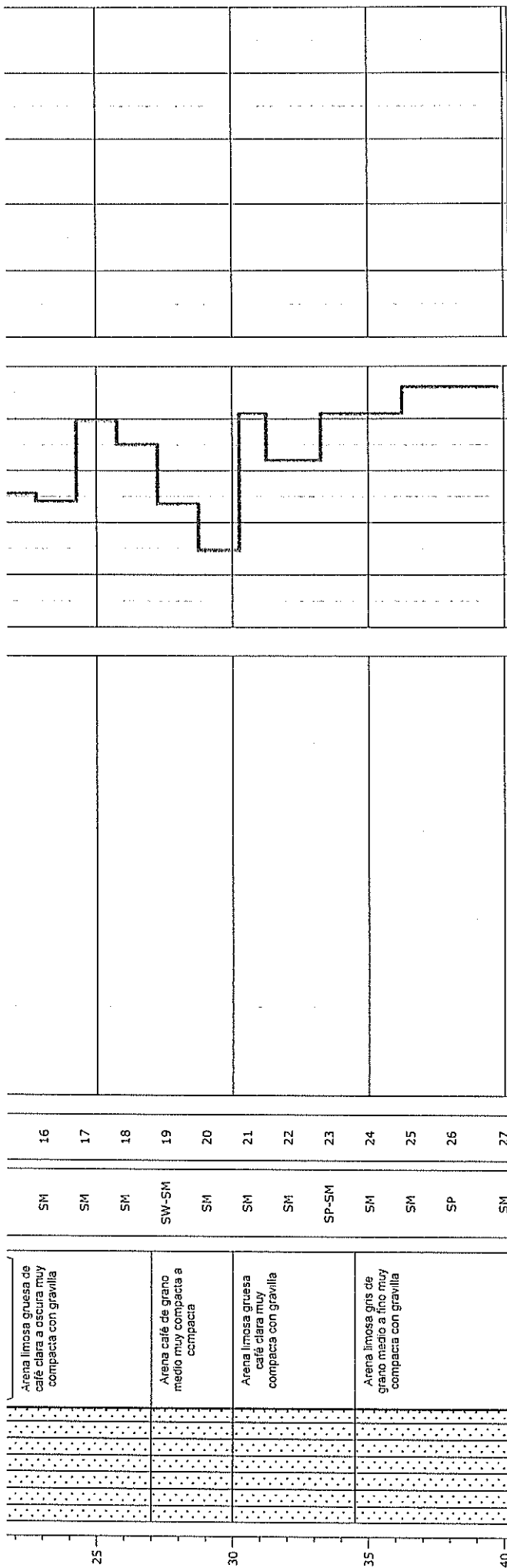
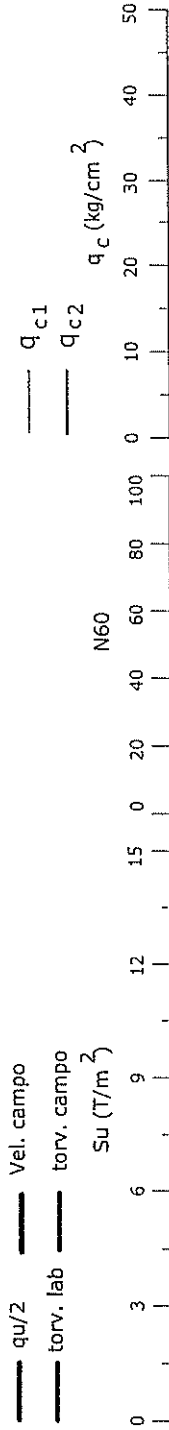
Sitio: Pradera 2

Código: GYE-055

Fecha: Julio 2005

NAF: 1.5 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
25		Arena limosa gruesa de café clara a oscura muy compacta con gravilla	SM	16
25		Arena café de grano medio muy compacta a compacta	SM	17
25		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SM	18
25		Arena café de grano medio muy compacta a compacta	SW-SM	19
25		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SM	20
25		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SM	21
25		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SM	22
25		Arena limosa gruesa café clara muy compacta con gravilla	SP-SM	23
25		Arena limosa gns de grano medio a fino muy compacta con gravilla	SM	24
25		Arena limosa gns de grano medio a fino muy compacta con gravilla	SM	25
25		Arena limosa gns de grano medio a fino muy compacta con gravilla	SP	26
25		Arena limosa gns de grano medio a fino muy compacta con gravilla	SM	27



S_u Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA



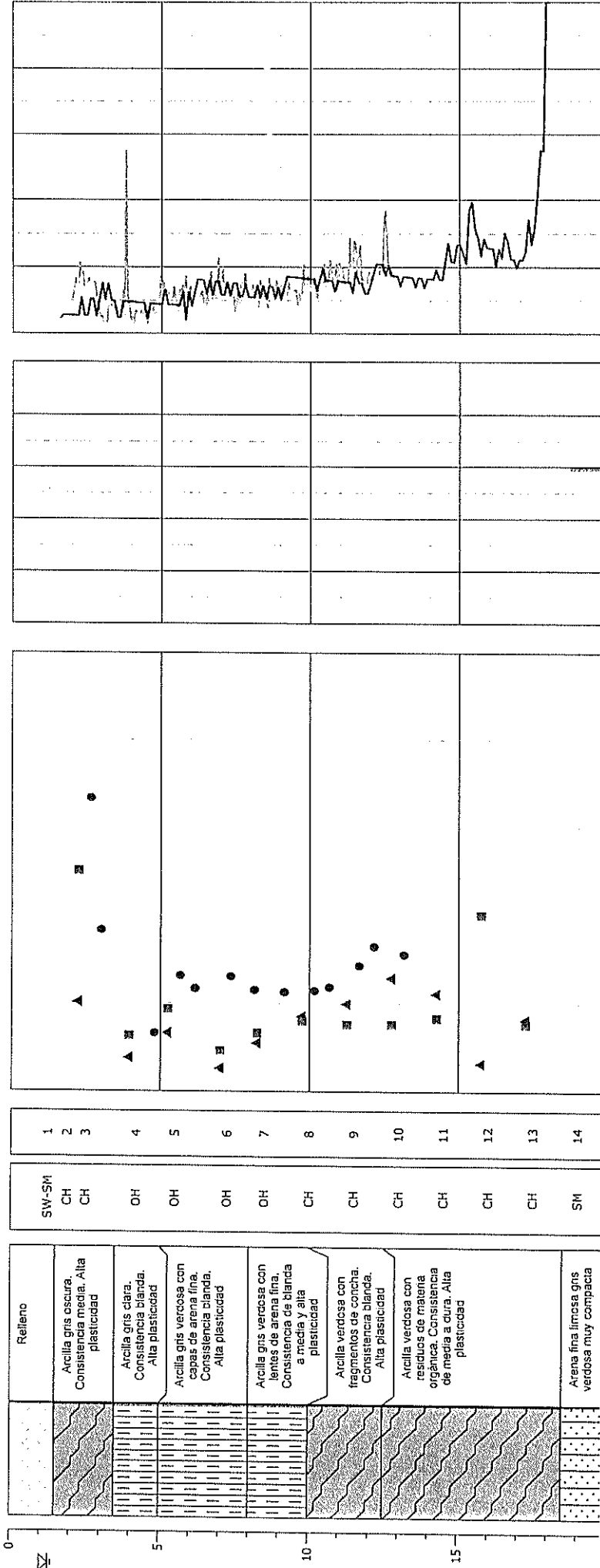
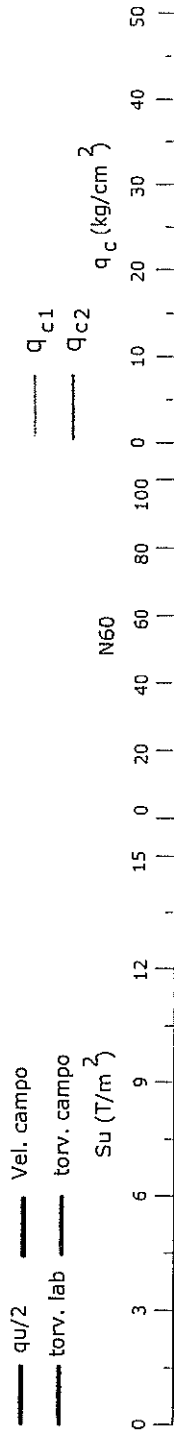
Sitio: Sopena

Código: GYE-06S

Fecha: Julio 2005

NAF: 1.3 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRA #
0	Relleno			
0.5	Arcilla gris oscura	Consistencia media. Alta plasticidad	CH	1
1.0	Arcilla gris clara	Consistencia blanda. Alta plasticidad	CH	2
1.5	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	3
2.0	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	4
2.5	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	5
3.0	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	6
3.5	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	OH	7
4.0	Arcilla gris con capas de arena fina	Consistencia blanda. Alta plasticidad	CH	8
4.5	Arcilla verdosa con fragmentos de concha	Consistencia blanda. Alta plasticidad	CH	9
5.0	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	10
5.5	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	11
6.0	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	12
6.5	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	CH	13
7.0	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a dura. Alta plasticidad	SM	14



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d/N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

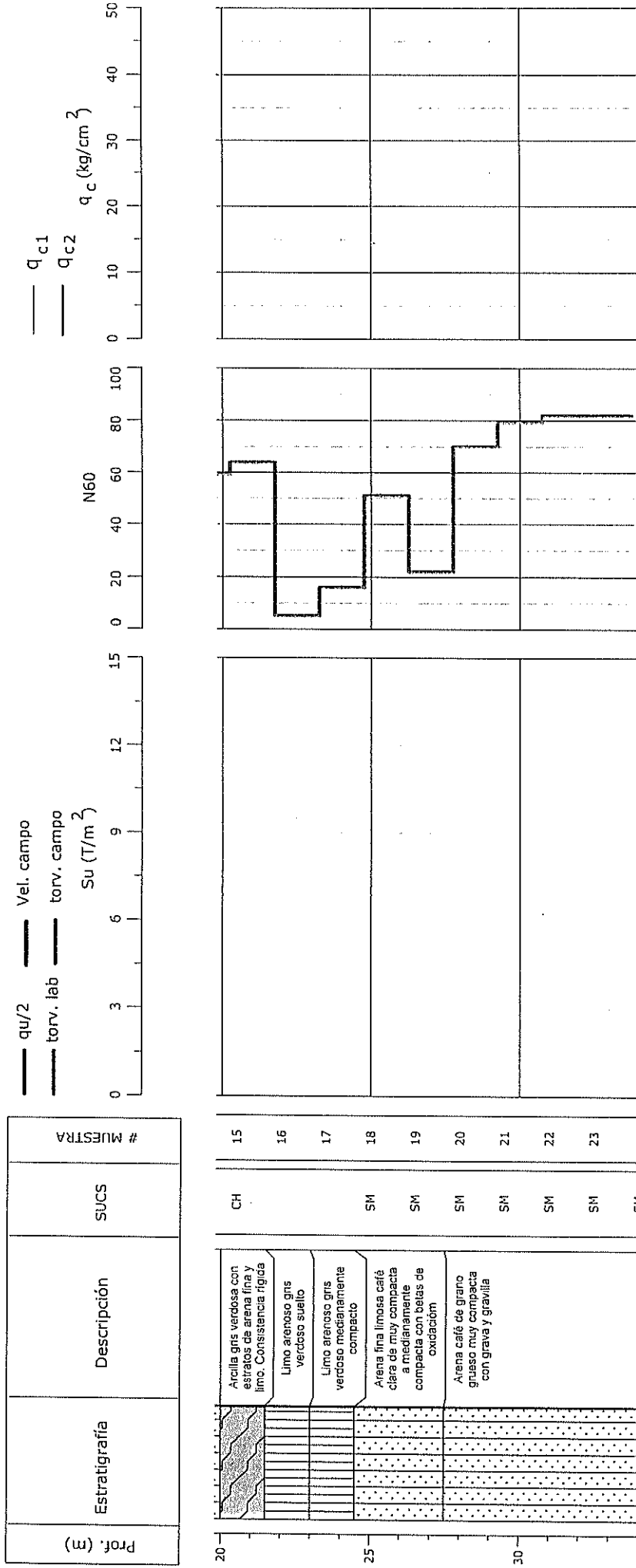


SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005
NAF: 1.3 m

Sitio: Sopena
Código: GYE-06S



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 qc1 medición de cono estático
 qc2 qd/ Nd, qd medición con cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA



Fecha: Julio 2005

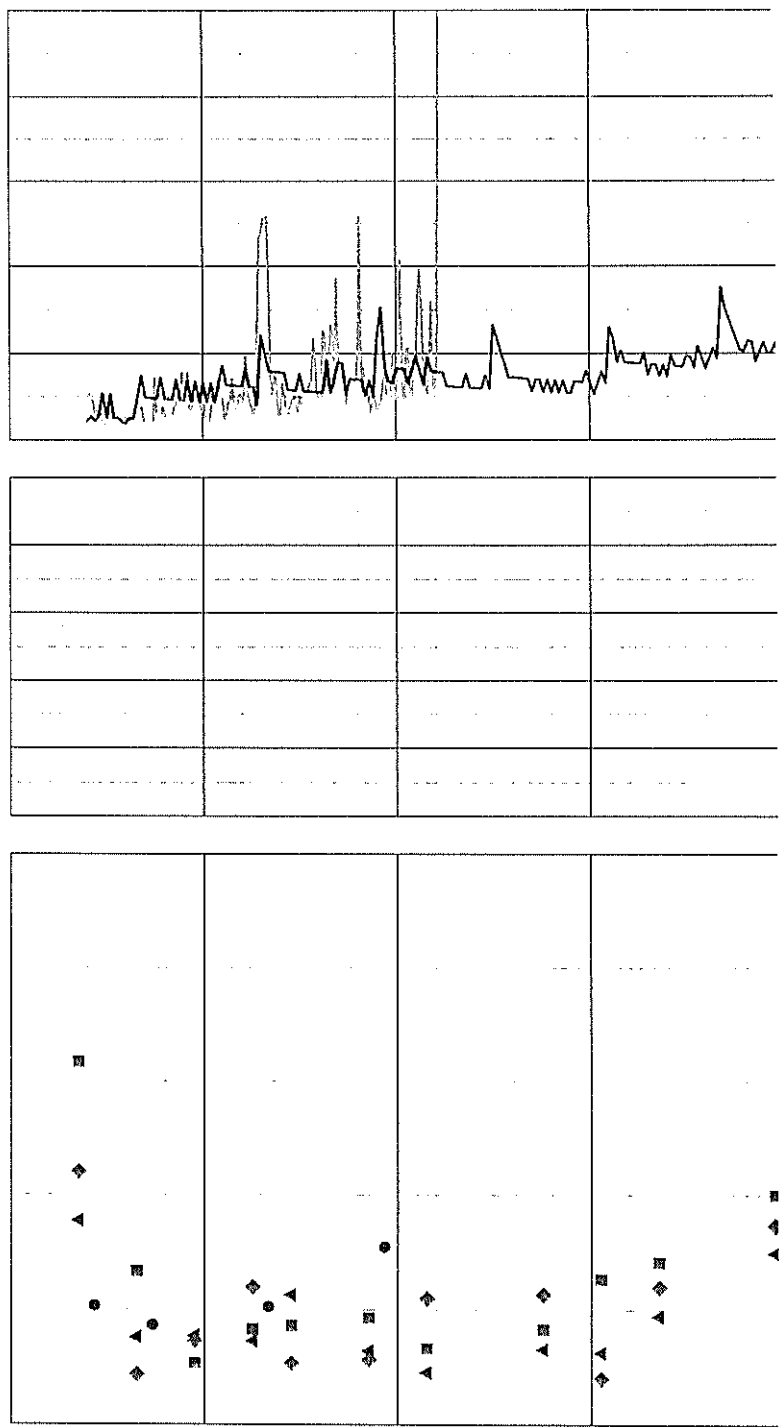
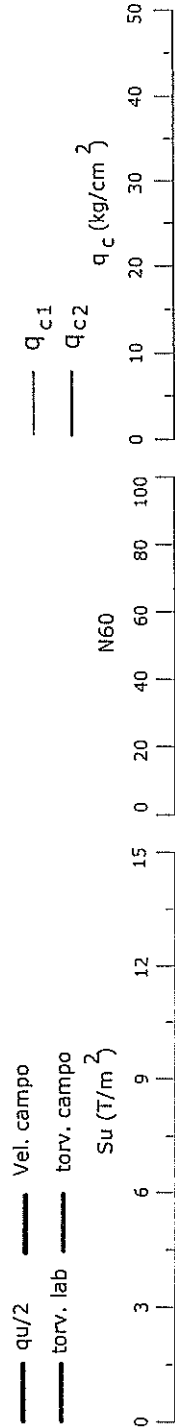
NAF: 1.50 m

Sitio: Estadio Ramon Unamuno

Código: GYE-7C

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

0	Relleno		SM	1
0.5	Arcilla amarilla verdosa con pinzas de oxidación. Consistencia dura		CH	2
1.5	Arcilla veridosa. Consistencia media a blanda. Alta plasticidad		CH	3
2.5	Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina. Consistencia de blanda a media. Plasticidad media		CL	4
3.5	Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina. Consistencia de blanda a media. Plasticidad media		CL	5
4.5	Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina. Consistencia de blanda a media. Plasticidad media		CL	6
5.5	Arcilla veridosa con lentes de arena fina y limo. Consistencia blanda		CH	7
6.5	Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina. Consistencia blanda		CL	8
7.5	Arcilla veridosa. Consistencia muy blanda.		OH	9
8.5	Arcilla veridosa con capas de arena fina. Consistencia de blanda a media. Alta plasticidad		OH	10
9.5	Arcilla gns verdosa con capas de arena fina. Consistencia media. Alta plasticidad		CH	11
10.5			CH	12
11.5			CH	13



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d/ N_d, q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

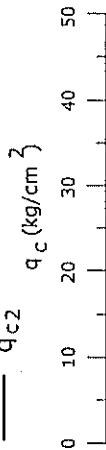
**INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**



SIMBOLOGIA

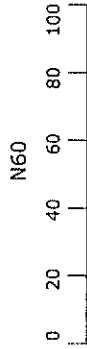


— q_{c1}
— q_{c2}



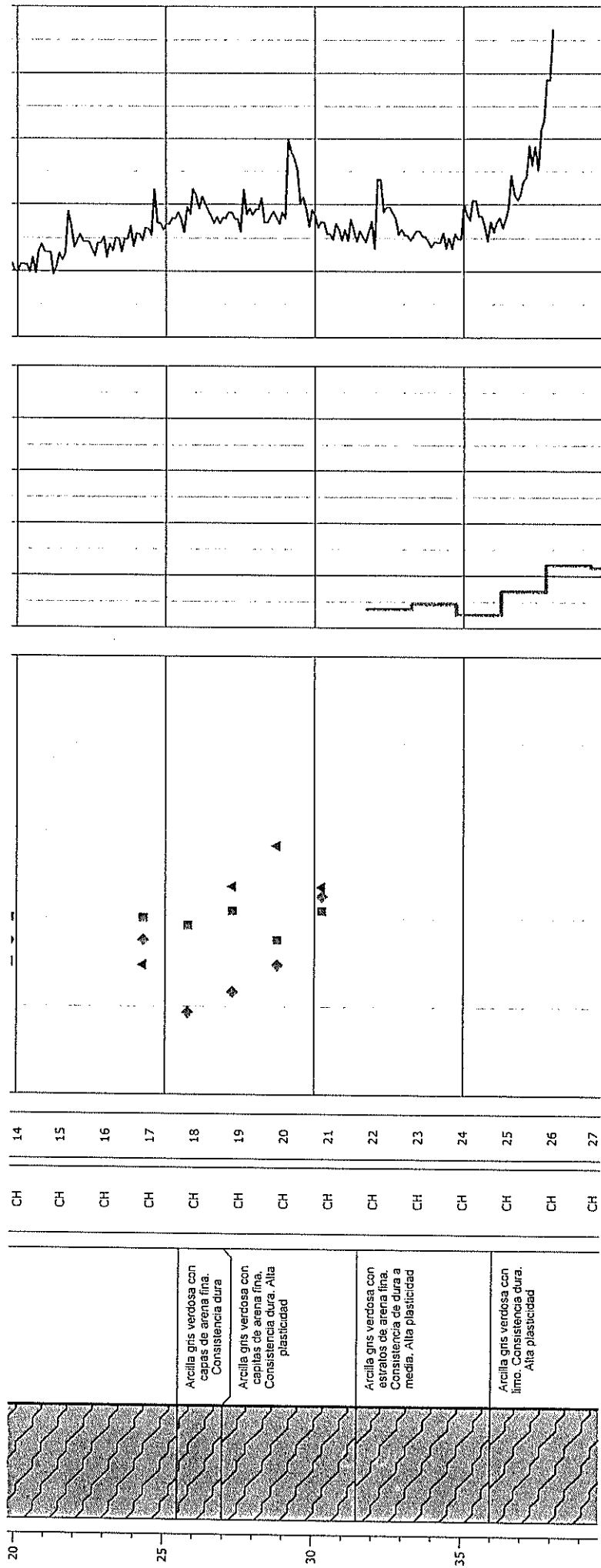
Fecha: Julio 2005
NAF: 1.50 m

— $qu/2$ — Vel. campo
— torv. lab — torv. campo
— $Su (T/m^2)$



Sitio: Estadio Ramon Unamuno
Código: GYE-7C

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

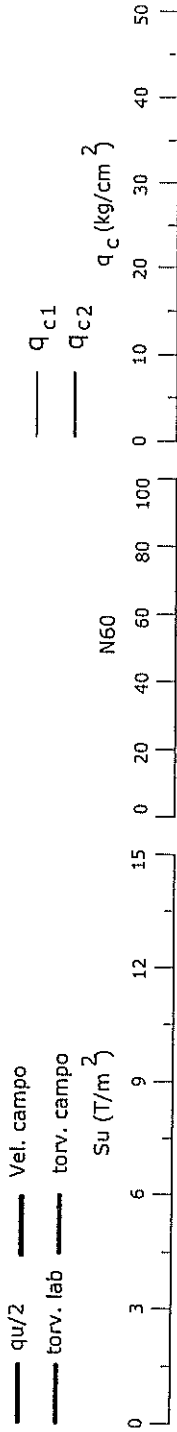
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA
DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



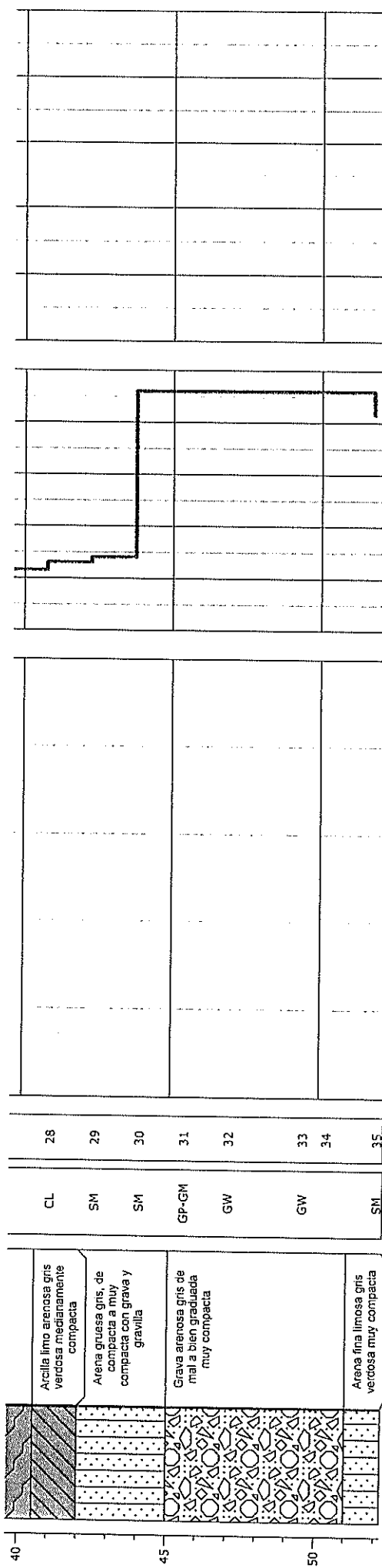
Sitio: Estadio Ramon Unamuno
 Código: GYE-7C

Fecha: Julio 2005
 NAF: 1.50 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
40		Arcilla lino arenosa gris verticosa medianamente compacta	CL	28
41		Arena gruesa gris, de compacta a muy compacta con grava y gravilla	SM	29
42		Arena gruesa gris, de compacta a muy compacta con grava y gravilla	SM	30
43		Grava arenosa gris de malta bien graduada muy compacta	GP-GM	31
44		Grava arenosa gris de malta bien graduada muy compacta	GW	32
45		Grava arenosa gris de malta bien graduada muy compacta	GW	33
46		Grava arenosa gris de malta bien graduada muy compacta	GW	34
47		Arena fina limosa gris verticosa muy compacta	SM	35



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 qc1 medición de cono estático
 qc2 medición de cono dinámico, N factor de correlación



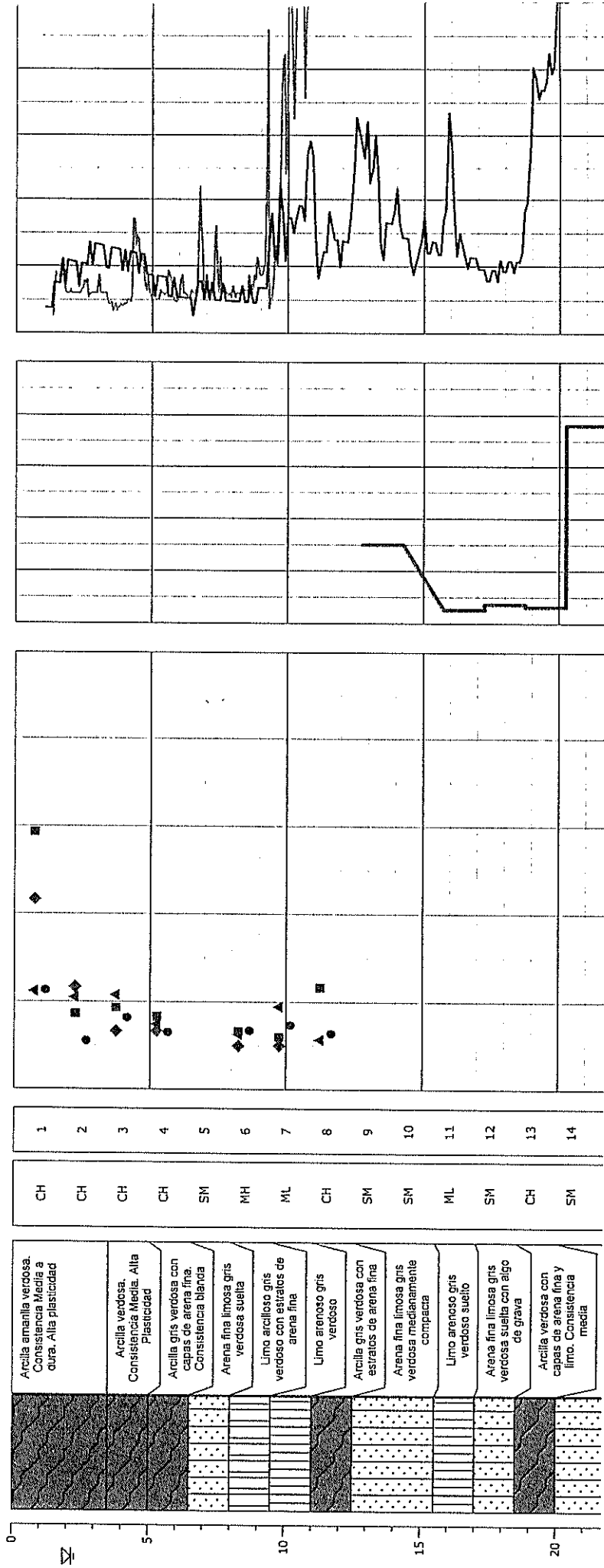
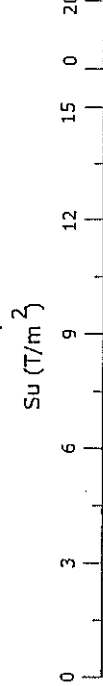
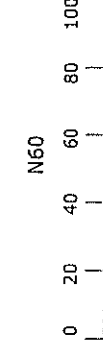
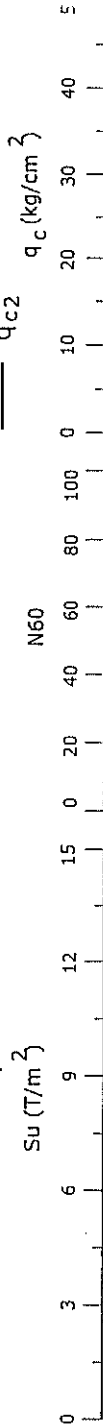
DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Aeropuerto
Código: GYE-08N

Fecha: Julio 2005
NAF: 2.20 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0		Arcilla amarilla vercosa. Consistencia Media a dura. Alta plasticidad	CH	1
1		Arcilla verdosa. Consistencia Media. Alta Plasticidad	CH	2
2		Arcilla gris verdoea con capas de arena fina. Consistencia blanda	CH	3
3		Arena fina limosa gris verdoea suelta	CH	4
4		Limo arcilloso gris verdoea con estratos de arena fina	SM	5
5		Limo arenoso gris verdoea	MH	6
6		Arcilla gris verdoea con estratos de arena fina	ML	7
7		Arena fina limosa gris verdoea medianamente compacta	CH	8
8		Limo arenoso gris verdoea suelto	SM	9
9		Arena fina limosa gris verdoea suelta con algo de grava	SM	10
10		Arcilla verdoea con capas de arena fina y limo. Consistencia media	ML	11
11			SM	12
12			CH	13
13			SM	14

SIMBOLOGIA



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 qc1 medición de cono estático
 qc2 qd/ Nd, qd medición con cono dinámico, N factor de correlación

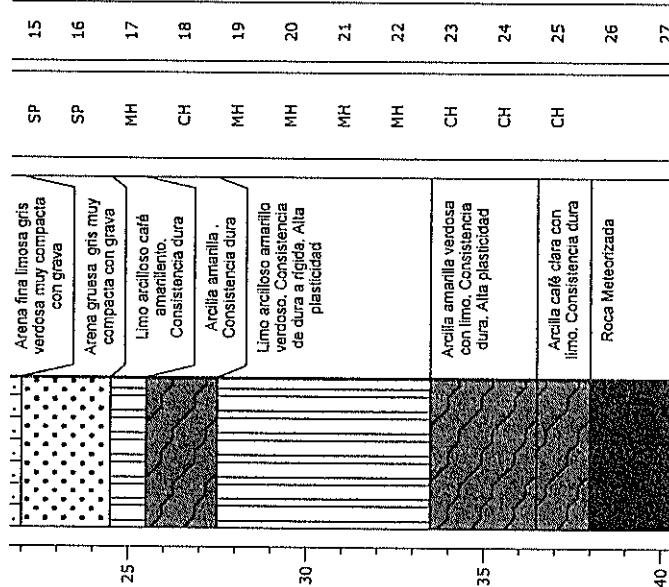


DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Aeropuerto
Código: GYE-08N

Fecha: Julio 2005
NAF: 2.20 m

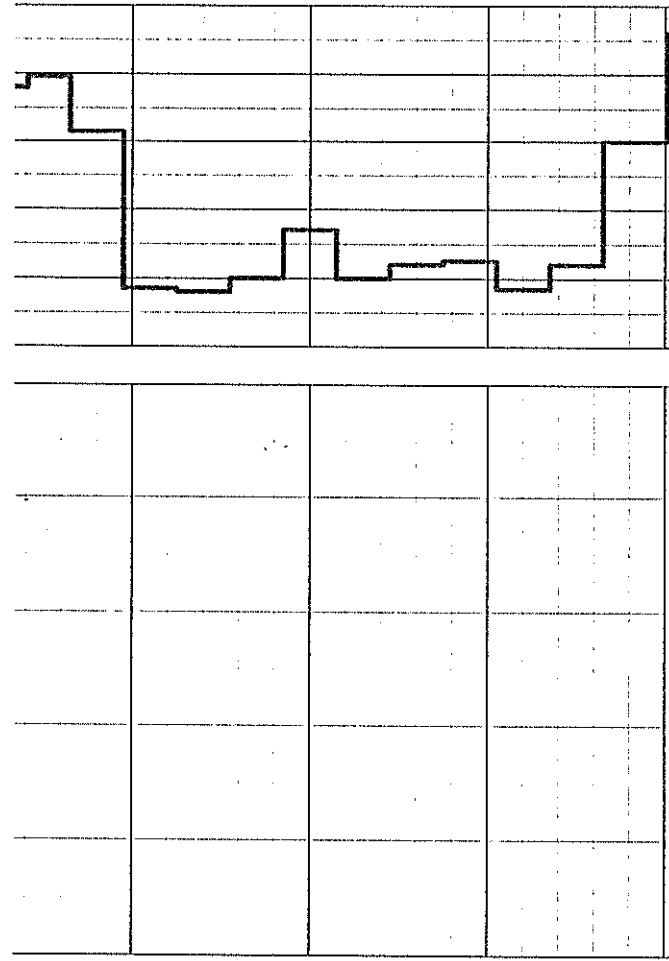
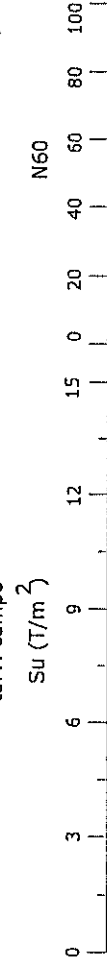
Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	MUESTRAS #
-----------	---------------	-------------	------	------------



SIMBOLOGIA

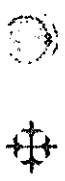


$q_{u/2}$ Vel. campo
 q_{c1} torv. lab
 q_{c2} torv. campo



S_u Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 q_{c1} medición de cono estático
 q_c , q_d , N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

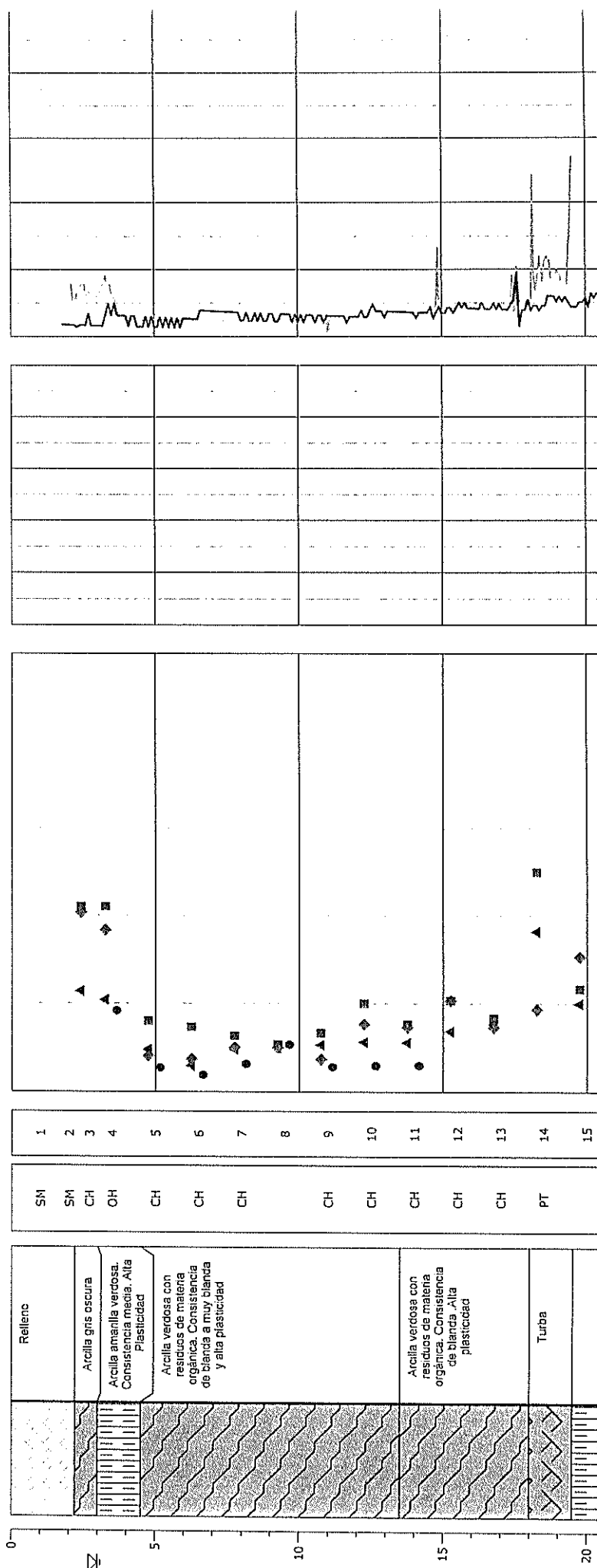
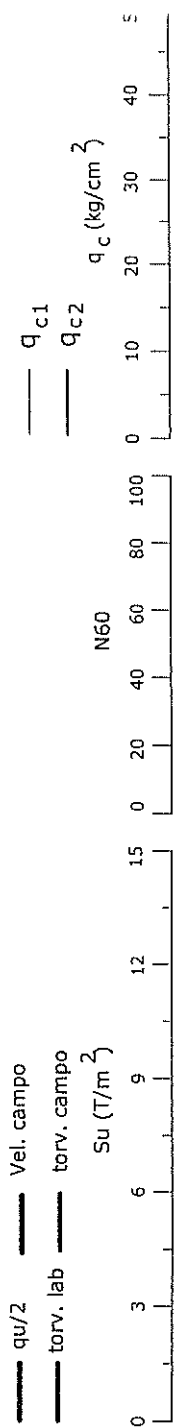
INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



Sitio: Miraflores
 Código: GYE-09N

Fecha: Julio 2005
 NAF: 3.0 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0 - 1.5	[Symbol]	Relleno	SM	1
1.5 - 2.5	[Symbol]	Arcilla gris oscura	SM	2
2.5 - 3.5	[Symbol]	Arcilla amarilla verdosa. Consistencia media. Alta Plasticidad	CH	3
3.5 - 4.5	[Symbol]	Arcilla amarilla verdosa. Consistencia media. Alta Plasticidad	OH	4
4.5 - 13.5	[Symbol]	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanca a muy blanca y alta plasticidad	CH	5
13.5 - 15.5	[Symbol]	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanca. Alta plasticidad	CH	6
15.5 - 17.5	[Symbol]	Arcilla verdosa con residuos de materia orgánica. Consistencia de blanca. Alta plasticidad	CH	7
17.5 - 19.5	[Symbol]	Turba	PT	14
19.5 - 20.5	[Symbol]			15



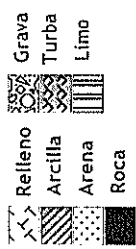
Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m²)
 qc Resistencia de punta de cono en Kg/cm²
 qc1 medición de cono estático
 qc2 medición de cono dinámico, N factor de correlación

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Miraflores
Código: GYE-09N

Fecha: Julio 2005
NAF: 3.0 m

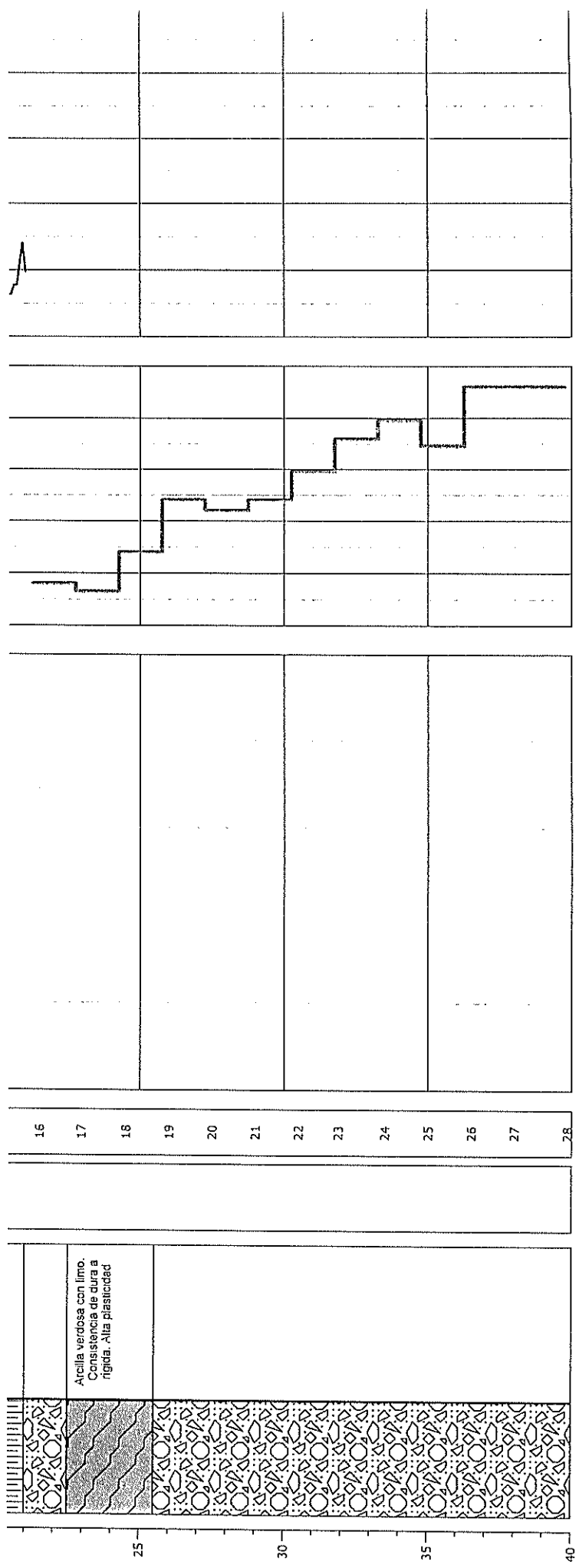
SIMBOLOGIA



$q_{u/2}$ ——— Vel. campo
 $torv. lab$ ——— $torv. campo$
 Su (T/m^2)

q_{c1}
 q_{c2}
 q_c (kg/cm^2)

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_{d1} / N_{60} , q_{d1} medición con cono dinámico, N factor de correlación

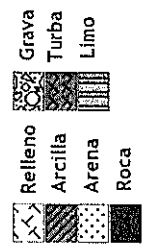


DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

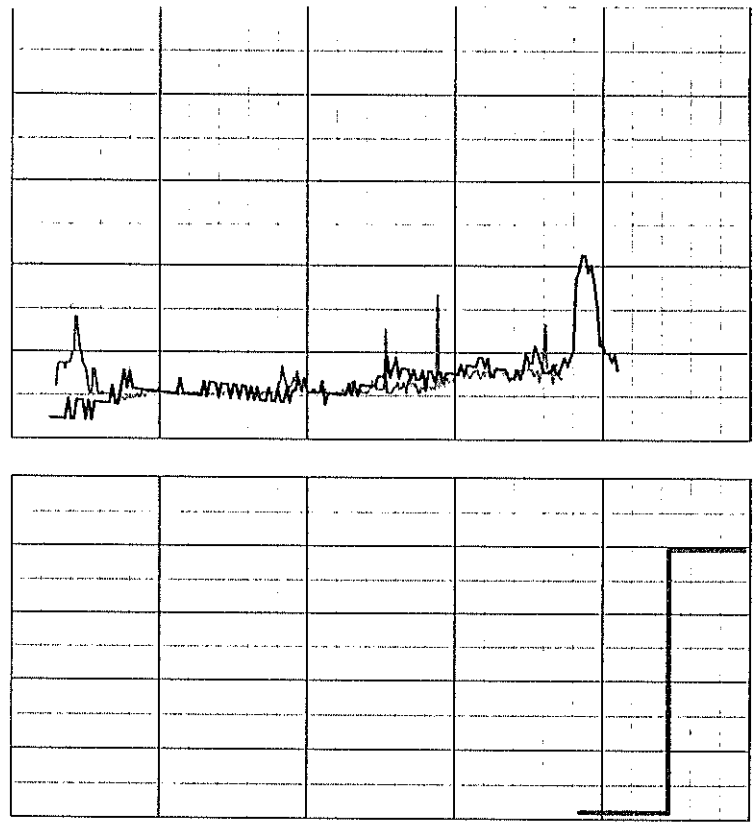
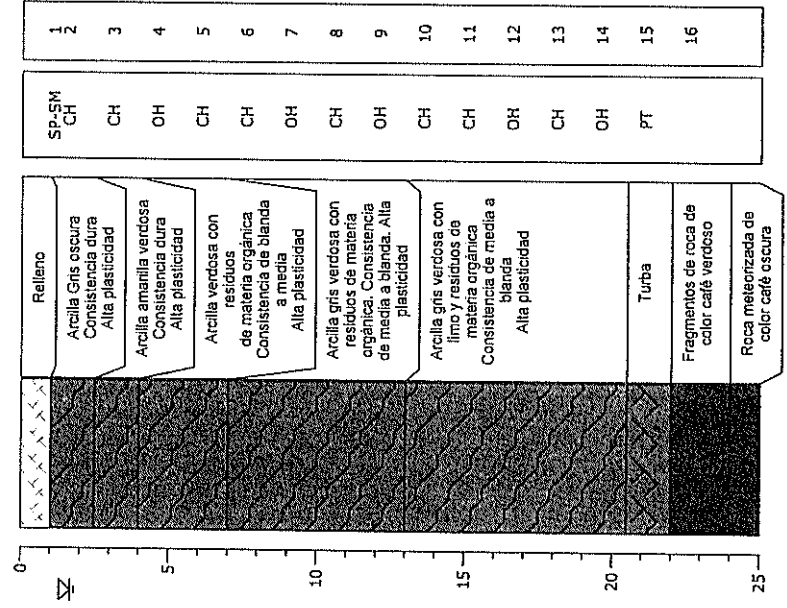
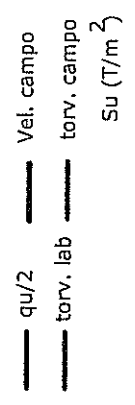
Sitio: La Garzota
Código: GYE-10N

Fecha: Julio 2005
NAF: 1.70 m

SIMBOLOGIA



Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
0	Relleno	Arcilla Gris oscura Consistencia dura Alta plasticidad	SP-SM CH	1
0	Arcilla amarilla verduosa	Consistencia dura Alta plasticidad	CH	2
0	Arcilla verduosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de blanda a media Alta plasticidad	OH	3
0	Arcilla gris verdosa con residuos de materia orgánica	Consistencia de media a blanda. Alta plasticidad	CH	4
0	Arcilla gris verdosa con limo y residuos de materia orgánica	Consistencia de media a blanda Alta plasticidad	OH	5
0	Turba	Fragmentos de roca de color café verdoso	PT	6
0	Roca meteorizada de color café oscuro			7



Su Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (T/m^2)
 q_c Resistencia de punta de cono en Kg/cm^2
 q_{c1} medición de cono estático
 q_{c2} q_d / N_d , q_d medición con cono dinámico, N factor de correlación

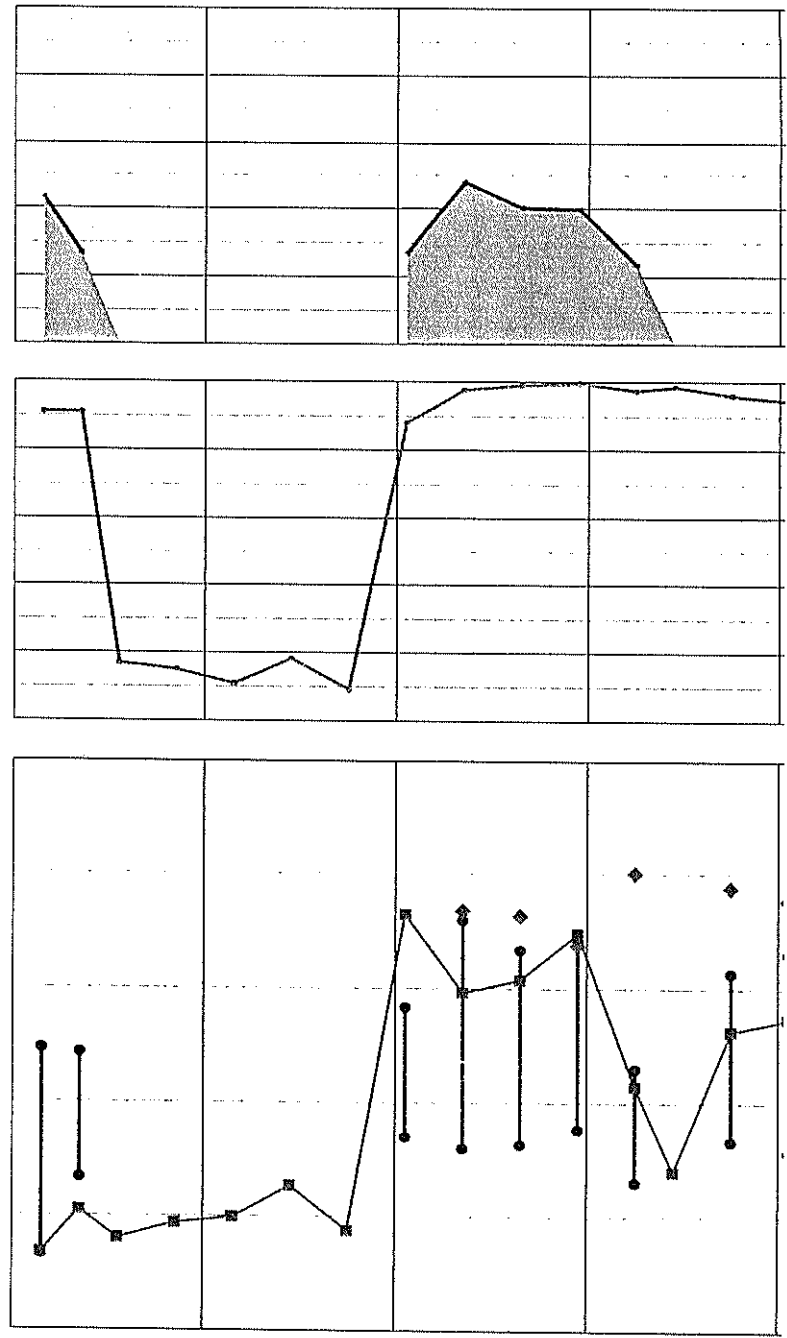
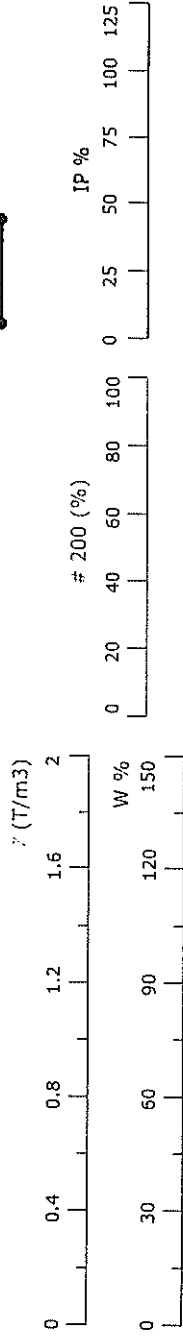
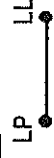
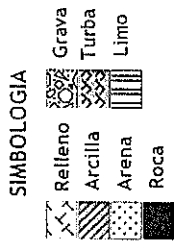
INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Sitio: Los Vergeles
 Código: GYE-13N

Fecha: Julio 2005
 NAF: 3.15 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

0	Relleno			
0.5	Arcilla gris oscura. Consistencia dura		CH	1
1.5	Limo arcilloso café oscuro. Consistencia media a dura		MH	2
2.5	Arena fina limosa café medianamente compacta		SM	3
3.5	Arena fina gris medianamente compacta		SM	4
4.5	Arena gris oscura de grano grueso medianamente compacta		SP-SM	5
5.5	Arcilla gris oscura con residuos de madera. Consistencia de blanda a dura. Alta plasticidad		SM	6
6.5	Arcilla gris oscura con residuos de materia orgánica. Consistencia media. Alta plasticidad		SP-SM	7
7.5			OH	8
8.5			OH	9
9.5			OH	10
10.5			OH	11
11.5			MH	12
12.5			ML	13
13.5			OH	14
14.5				
15.5				
16.5				
17.5				
18.5				
19.5				
20				



γ Peso volumétrico del suelo (T/m^3)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL



SIMBOLOGIA



Sitio: Los Vergeles

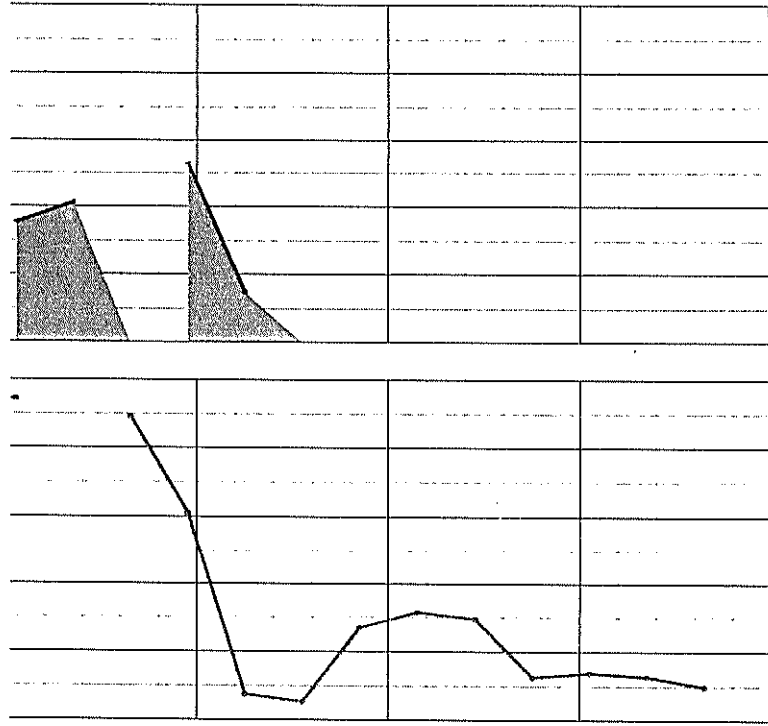
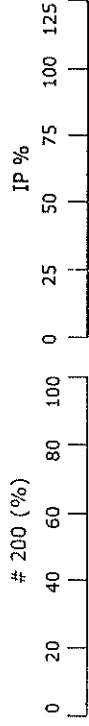
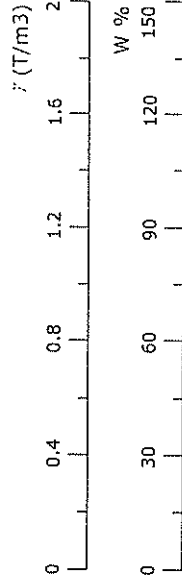
Código: GYE-13N

Fecha: Julio 2005

NAF: 3.15 m

Prof. (m)	Estratigrafía	Descripción	SUCS	# MUESTRA
-----------	---------------	-------------	------	-----------

25		Arcilla gris verdosa con residuos de materia orgánica. Alta plasticidad	OH	15
25		Turba	PT	16
25		Arcilla gris verdosa con residuos de materia orgánica	OH	17
25		Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina. Consistencia media	CL	18
25		Arena fina limosa gris medianamente compacta	SP-SM	19
25		Arena fina limosa gris verdosa de compacta a muy compacta	SP-SM	20
25			SM	21
25			SM	22
25			SM	23
25			SM	24
25		Arena gris verdosa de grano medio a grueso muy compacta	SM	25
25		Arena limosa gris verdosa de grano grueso muy compacta con grava	SM	26
25		Arena limosa gris de grano grueso muy compacta	SP-SM	27
25				28



γ Peso volumétrico del suelo (T/m³)
 W% Contenido de humedad natural (%)
 #4 Pasante del tamiz #4 (%)
 #200 Pasante del tamiz #200 (%)

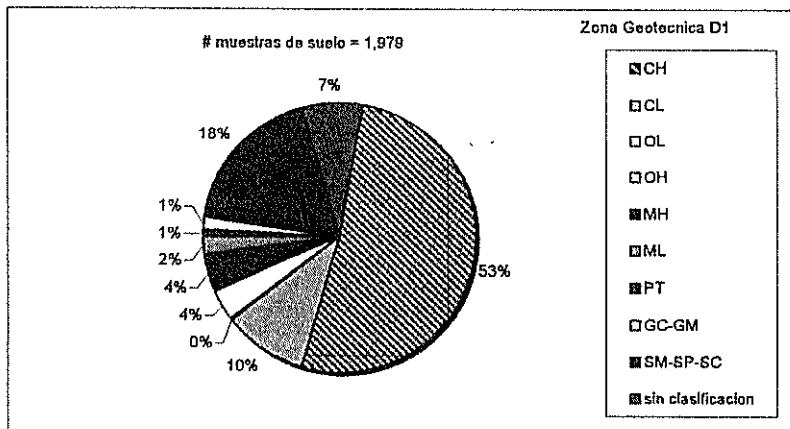
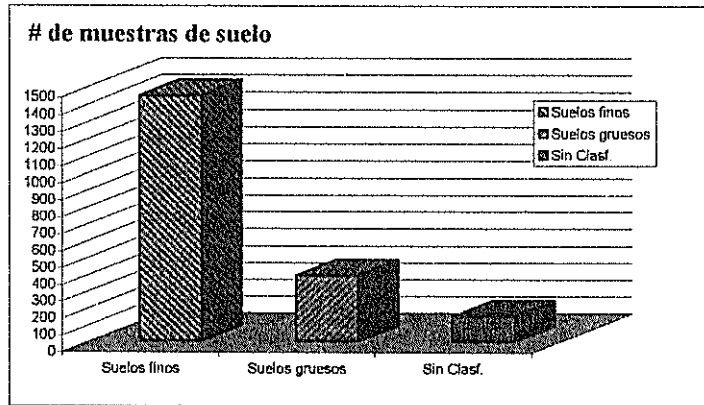
APENDICE D

**RESUMEN DE PROPIEDADES
GEOTÉCNICAS POR ZONAS**



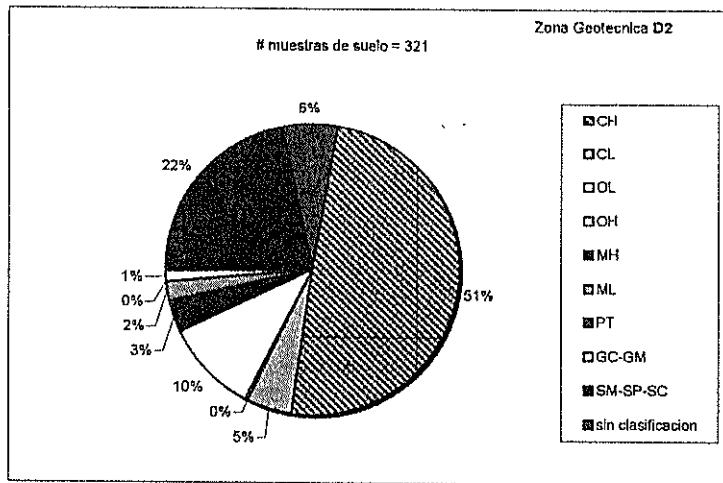
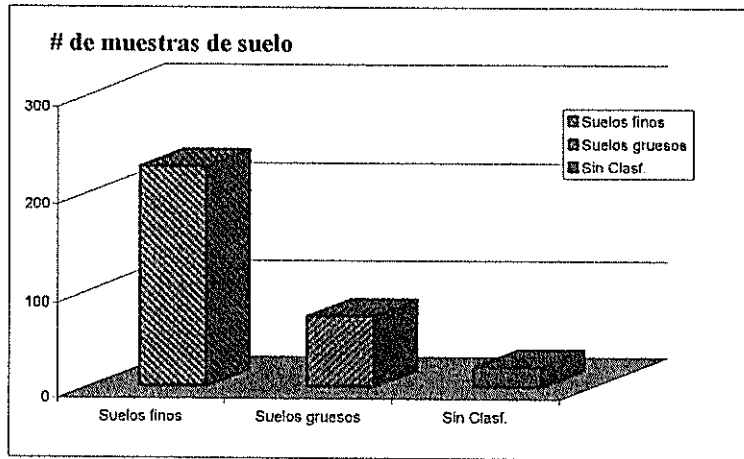
**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

• Zona geotecnica D1



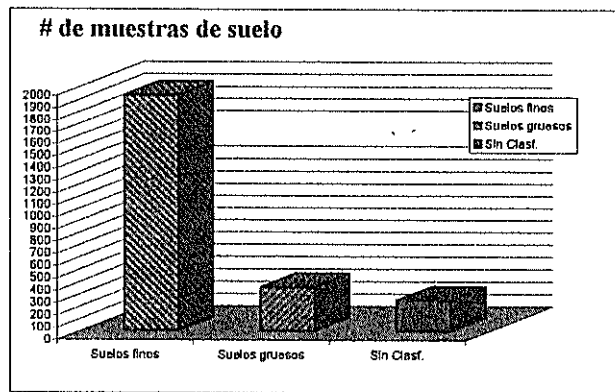
Zona D1		VALOR DE LA PROPIEDAD			TIPO DE CURVA DE FRECUENCIA
Propiedad (unidades)	TIPO DE SUELO (súcs)	Nº DE DATOS	MEQA	COV	
w%	CH	107	81	0.28	1
Ip%	CH	994	49	0.43	2
LL%	CH	1000	81	0.28	1
Su(Tm2)	CH	834	3	0.82	2
#200(%)	CH	885	83	0.12	3
w%	CL	201.00	65	0.35	1
Ip%	CL	107.00	22	0.29	1
LL%	CL	199.00	42	0.16	1
Su(Tm2)	CL	136.00	2	0.54	2
#200(%)	CL	163.00	79	0.2	3
w%	GP-GM	22	18	0.39	1
#200(%)	GP-GM	21	16	0.44	7
w%	MH	84	76	0.33	1
Ip%	MH	84	40	0.39	1
LL%	MH	84	82	0.28	2
Su(Tm2)	MH	38	4	1.00	2
#200(%)	MH	84	86	0.17	3
w%	ML	44	52	0.34	2
Ip%	ML	36	16	0.45	8
LL%	ML	36	41	0.15	1
Su(Tm2)	ML	16	3	0.46	2
#200(%)	ML	43	79	0.21	3
w%	OH	71	63	0.23	1
Ip%	OH	66	42	0.42	1
LL%	OH	68	79	0.27	1
Su(Tm2)	OH	47	3	0.75	2
#200(%)	OH	69	69	0.21	3
w%	OL	7	78	0.31	1
Ip%	OL	7	16	0.35	1
LL%	OL	7	45	0.08	1
Su(Tm2)	OL	7	3	0.47	7
#200(%)	OL	7	88	0.19	3
w%	PT	14	174	0.42	3
#200(%)	PT	7	53	0.76	7
w%	SC / SM	340	39	0.39	1
HSPT	SC / SM	40	36	0.68	2
#200(%)	SC / SM	327	25	0.48	2

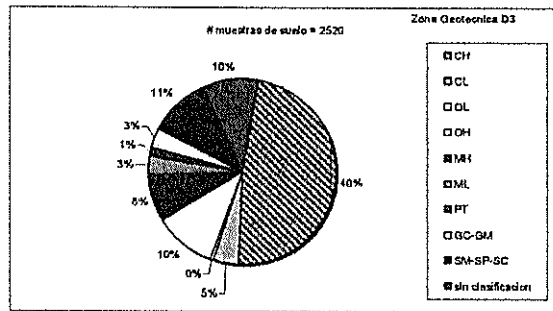
• Zona geotecnica D2



Zona D2					
Poppedad (unidades)	TIPO DE SUELO (sucs)	VALOR DE LA PROPIEDAD			TIPO DE CURVA DE FRECUENCIA
		Nº DE DATOS	MEDIA	COV	
w%	CH	147	83	0.35	7
Ip%	CH	155	53	0.38	7
LL%	CH	155	92	0.29	7
Su(Tm2)	CH	126	2	0.87	2
#200(%)	CH	139	89	0.18	3
w%	CL	14	55	0.55	1
Ip%	CL	16	22	0.24	3
LL%	CL	16	44	0.13	3
Su(Tm2)	CL	8	1	0.75	2
#200(%)	CL	18	76	0.2	3
w%	MH	11	62	0.28	1
Ip%	MH	11	27	0.25	7
LL%	MH	11	64	0.13	3
#200(%)	MH	11	73	0.32	3
w%	ML	7	44	0.15	1
Ip%	ML	6	10	0.46	3
LL%	ML	6	40	0.11	3
Su(Tm2)	ML	4	2	0.64	1
#200(%)	ML	7	63	0.1	1
w%	OH	33	80	0.24	3
Ip%	OH	33	38	0.35	1
LL%	OH	33	88	0.19	1
Su(Tm2)	OH	22	2	0.55	2
#200(%)	OH	31	96	0.05	3
w%	SP-SM	68	25	0.48	1
NSPT	SP-SM	35	20	0.74	1
#200(%)	SP-SM	64	21	0.56	1

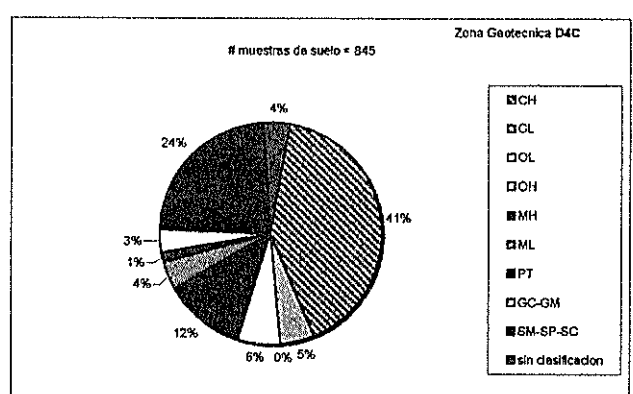
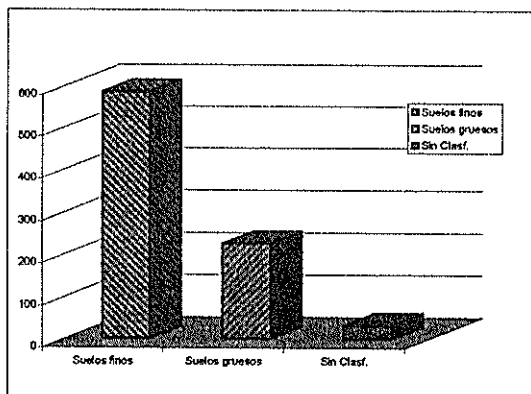
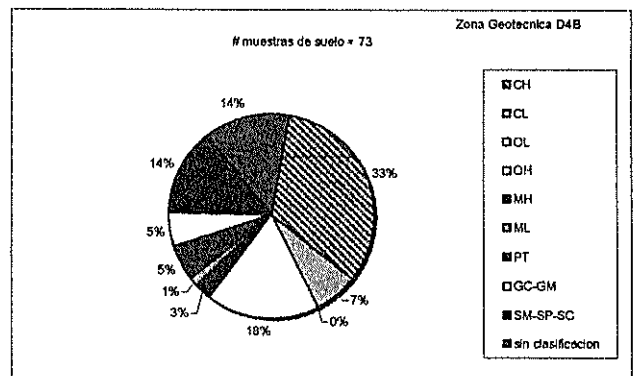
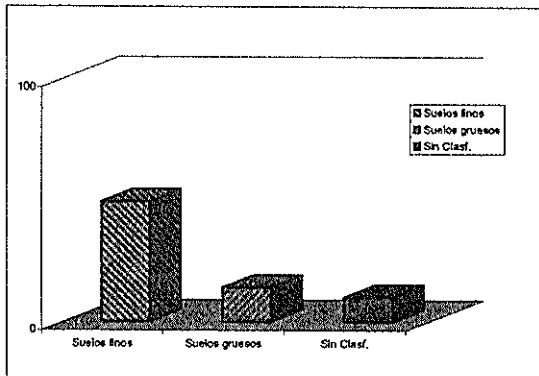
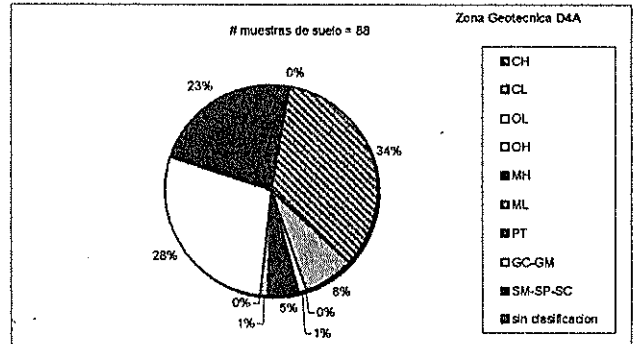
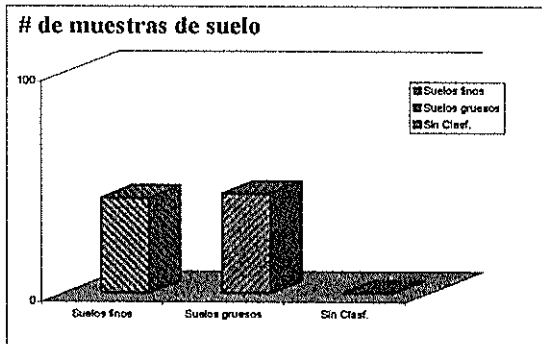
- Zona geotecnica D3





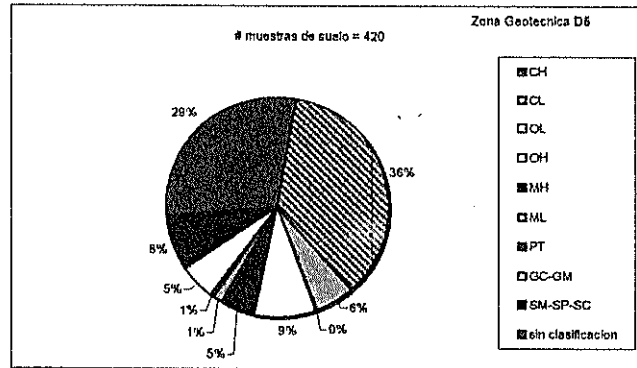
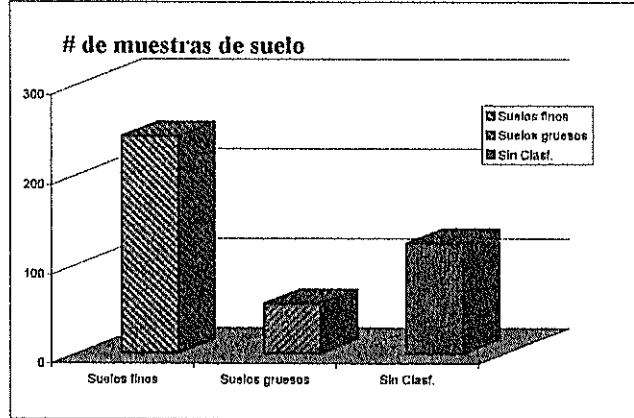
VALOR DE LA PROPIEDAD					
Propiedad (unidad)	TIPO DE SUELO (su)	Nº DE DATOS	MEDIA	COV	TIPO DE CURVA DE FRECUENCIA
w%	CH	1190	86	0.36	1
Ip%	CH	1181	57	0.39	2
LL%	CH	1185	91	0.3	1
Su(Tm2)	CH	694	3	1	2
#200(%)	CH	1156	92	0.14	3
w%	CL	110	54	0.46	1
Ip%	CL	100	21	0.32	1
LL%	CL	100	42	0.17	1
Su(Tm2)	CL	30	2	0.51	1
#200(%)	CL	105	72	0.33	3
w%	GC / GP-GM	75	21	0.37	1
NsPT	GC / GP-GM	67	31	0.55	8
#200(%)	GC / GP-GM	69	20	0.75	1
w%	MH	212	80	0.3	1
Ip%	MH	210	40	0.42	1
LL%	MH	210	61	0.29	2
Su(Tm2)	MH	103	2	0.68	2
#200(%)	MH	204	91	0.11	3
w%	ML	81	62	0.34	2
Ip%	ML	66	15	0.54	2
LL%	ML	68	44	0.23	2
Su(Tm2)	ML	30	3	0.99	2
#200(%)	ML	76	65	0.15	3
w%	OH	260	104	0.29	1
Ip%	OH	261	44	0.49	1
LL%	OH	262	66	0.34	2
Su(Tm2)	OH	153	5	0.17	2
#200(%)	OH	255	93	0.13	3
w%	OL	12	105	0.26	3
Ip%	OL	12	19	0.38	7
LL%	OL	12	46	0.06	3
Su(Tm2)	OL	6	1	0.54	7
#200(%)	OL	7	94	0.11	3
w%	PT	32	185	0.31	1
Ip%	PT	14	111	0.45	2
LL%	PT	15	199	0.25	8
Su(Tm2)	PT	12	4	0.99	2
#200(%)	PT	19	71	0.33	3
W%	SC / SM	268	33	0.45	1
NsPT	SC / SM	110	40	0.77	2
#200(%)	SC / SM	227	23	0.57	2

• Zona geotecnica D4



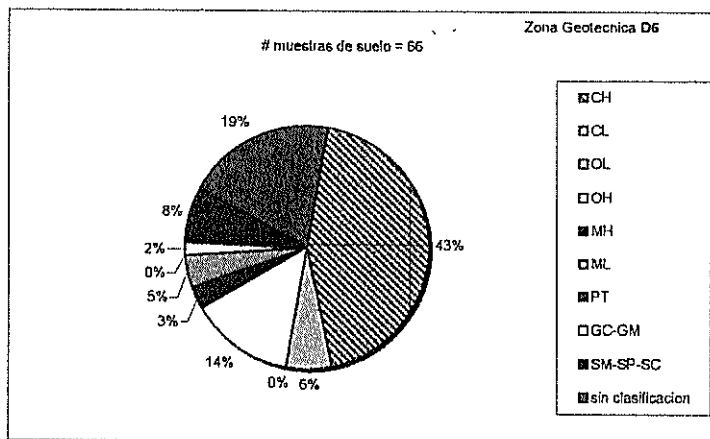
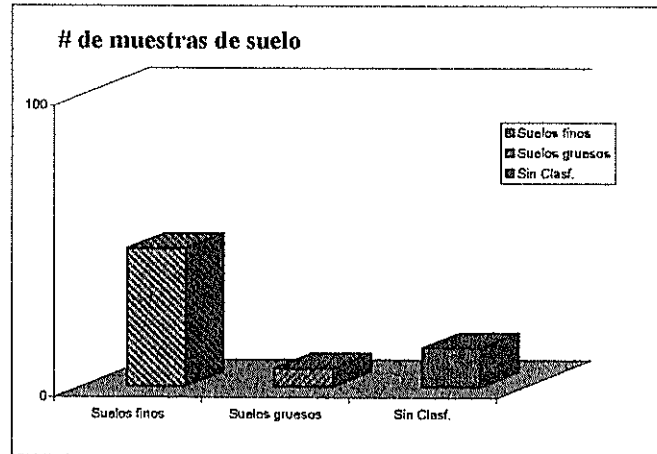
Propiedad (unidades)	TIPO DE SUELO (sucs)	VALOR DE LA PROPIEDAD			TIPO DE CURVA DE FRECUENCIA
		Nº DE DATOS	MEDIA	COV	
w%	CH	396	69.23	0.37	7
ip%	CH	397	56.12	0.37	1
LL%	CH	396	86.14	0.27	1
Su(Tm2)	CH	219	3.10	0.94	2
#200(%)	CH	380	88.38	0.18	3
w%	CL	56	48.64	0.37	1
ip%	CL	54	19.08	0.3	1
LL%	CL	54	41.16	0.14	1
Su(Tm2)	CL	14	2.39	0.76	2
#200(%)	CL	56	66.85	0.22	3
w%	GP-GM	46	12.80	0.51	1
NSPT	GP-GM	10	30.60	0.71	7
#200(%)	GP-GM	47	16.43	1.01	2
w%	MH	104	70.91	0.31	1
ip%	MH	104	38.28	0.37	1
LL%	MH	103	79.38	0.26	2
Su(Tm2)	MH	46	3.05	0.6	2
#200(%)	MH	103	85.28	0.17	3
w%	OH	64	107.19	0.36	1
ip%	OH	65	59.17	0.29	1
LL%	OH	65	108.99	0.26	1
Su(Tm2)	OH	24	2.12	0.57	2
#200(%)	OH	65	85.71	0.32	3
w%	PT	16	196.74	0.35	1
ip%	PT	9	127.40	0.68	2
LL%	PT	9	208.14	0.41	2
Su(Tm2)	PT	5	2.84	0.75	2
#200(%)	PT	12	49.71	0.65	7
W%	SC / SP-SM	227	30.97	0.46	1
NSPT	SC / SP-SM	173	26.76	0.89	2
#200(%)	SC / SP-SM	225	25.37	0.52	1

- Zona geotecnica D5



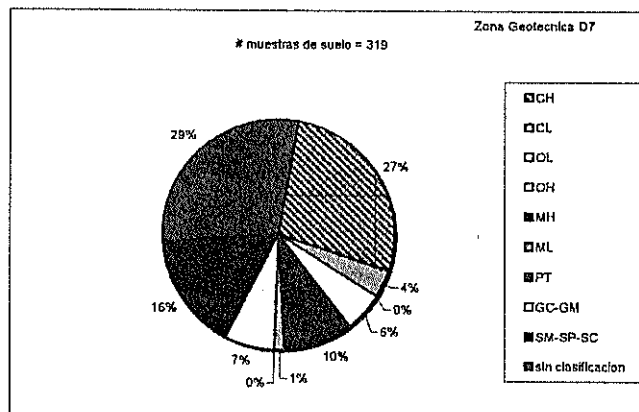
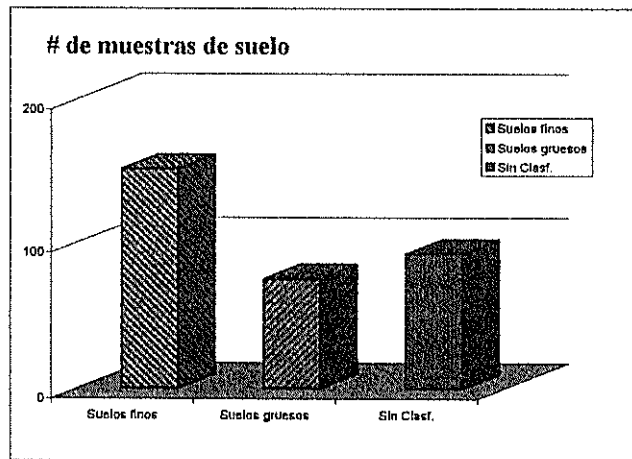
Propiedad (unidades)	TIPO DE SUELO (Nº DE DATOS)	VALOR DE LA PROPIEDAD			TIPO DE CURVA DE
		MEGIA	COV		
w%	CH	147.00	50	0.59	2
Ip%	CH	138.00	55	0.57	2
LL%	CH	141.00	88	0.39	2
Su(Tm2)	CH	72.00	5	0.59	2
#200(%)	CH	137.00	78	0.37	3
w%	CL	25.00	31	0.49	1
Ip%	CL	24.00	20	0.33	2
LL%	CL	25.00	41	0.16	1
Su(Tm2)	CL	7.00	4	0.48	8
#200(%)	CL	23.00	57	0.53	7
w%	GP-GM	22.00	13	0.44	2
NSPT	GP-GM	4.00	23	0.16	7
#200(%)	GP-GM	21.00	18	0.65	7
w%	MH	21.00	50	0.48	2
Ip%	MH	21.00	35	0.41	1
LL%	MH	21.00	76	0.33	1
Su(Tm2)	MH	8.00	3	0.41	7
#200(%)	MH	17.00	70	0.45	3
w%	OH	37.00	84	0.51	2
Ip%	OH	37.00	60	0.33	2
LL%	OH	37.00	116	0.29	2
Su(Tm2)	OH	25.00	3	0.48	1
#200(%)	OH	33.00	69	0.59	3
W%	SC / SP-SM	33.00	25	0.7	1
NSPT	SC / SP-SM	13.00	23	0.78	1
#200(%)	SC / SP-SM	32.00	25	0.53	1

• Zona geotecnica D6



Propiedad (unidades)	TIPO DE SUELO (suc)	Nº DE DATOS	VALOR DE LA PROPIEDAD		TIPO DE CURVA DE FRECUENCIA
			MEDIA	COV	
w%	CH	28	103	0.26	3
Ip%	CH	28	57	0.28	1
LL%	CH	28	83	0.15	1
Su(Tm2)	CH	27	2	0.75	2
w%	OH	9	126	0.49	8
Ip%	OH	9	61	0.35	2
LL%	OH	9	115	0.27	2
Su(Tm2)	OH	8	2	0.67	2
#200(%)	OH	9	86	0.19	3
w%	SM	5	24	0.14	7
#200(%)	SM	5	37	0.22	7

- Zona geotecnica D7



Nota: los materiales Sin clasificación, se definen como rocas meteorizadas (para los detalles geológicos, revisar el estudio geológico de la ciudad, Benitez , 2005)

APENDICE E

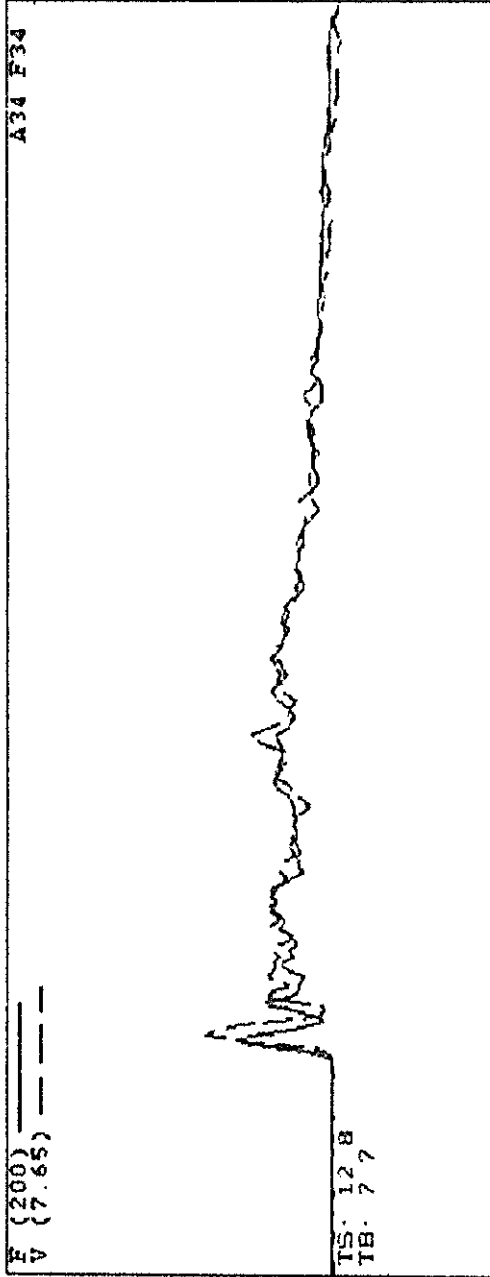
REPORTES DEL SPT ANALIZER USADO EN EL ENSAYO SPT, SEGÚN EL MARTILLO DONUT Y MARTILLO SAFETY

Geostudios

GYE TRINIPUERTO

Pile Driving Analyzer [®]

GYE-3S



Project Information
PROJECT: GYE TRINIPUERTO
PILE NAME: GYE-3S
DESCR: CA HEAD & RIGID DONUT CERVICONSULUMINOSUELOS
OPERATOR: XVC R PTO
FILE: GYE-3S
02/08/2005 17:00:01
Blow Number 35

Pile Properties
LE 23.85 m
AR 8.17 cm²
EM 206840 MPa
SP 77.3 kN/m³
WS 5123.0 m/s
EA/C 26 kN s/m
TA/C 9.24 ms
JC 0.00
LP 23.15 m

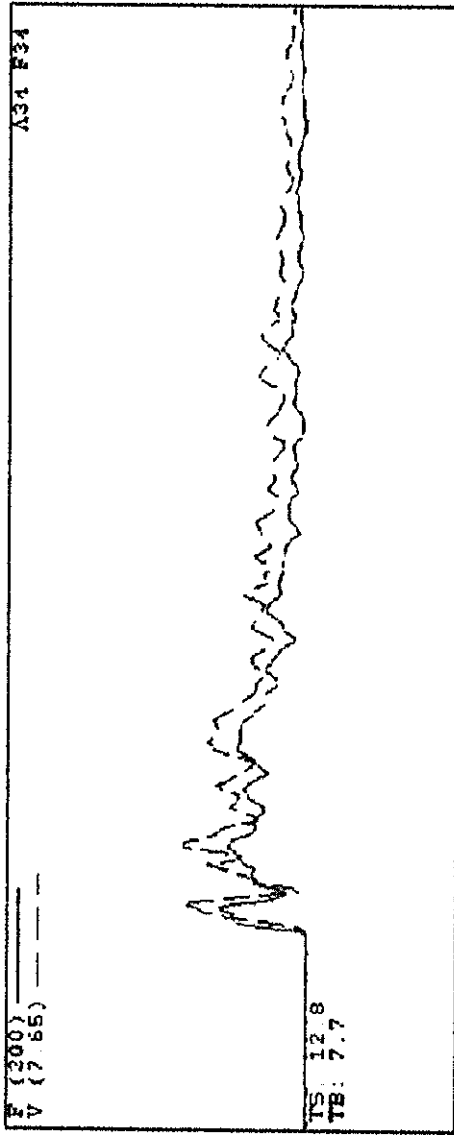
Quantity Results
EMX 716 kN
VMX 2.97 m/s
EMX 0.19 kN-m
ETR 39.9 (%)
EP2 0.18 kN m
NPM 20 hnm
EPV 0.19 kN-m

Waveforms
F3: [F1] 420.7 (1)
F4: [F2] 231.51 (1)
A3: [A1] 350 mV/50000's (1)
A4: [A2] 435 mV/50000's (1)
CLIP: OK
F3/F4: OK 1.06
V3/V4: OK 1.03

Version 2004.095.002

Registro para
un ER = 40%

Geostudios Pile Driving Analyzer [®]
 GYE-3S



Quantity Results

FMX 59 kN
 VMX 3.17 m/s
 E2E 0.28 kN-m
 ETR 60.0 (%)
 EFR 0.20 kN-m
 NPM 0 h/m
 CFV 0.20 kN-m
 Sensors
 F3: [F1] 220.7 (1)
 F4: [F2] 221.51 (1)
 A3: [A1] 300 mV/50000's (1)
 A4: [A2] 435 mV/50000's (1)
 C/LV: OK
 F3/F4: OK 0.87
 V3/V4: OK 0.80

Project Information

PROJECT: GYE TRINQUIERTO
 PILE NAME: GYE-3S
 DESCR: CATHEAD & ROPE/DONUT CEVACONSULFVRM-600/DEOSUELOS
 OPERATOR: YVC & EIU
 FILE: GYE-3S
 03/08/2005 10:38:04
 Blow Number: 44

Pile Properties

LE 21.971 m
 AR 6.47 cm²
 RM 20000 MPa
 GP 77.0 kN/mn
 WS 5120.0 m/s
 BA/C 26 kN s/m
 ZL/C 9.62 ms
 DC 0.00 []
 LP 24.65 m

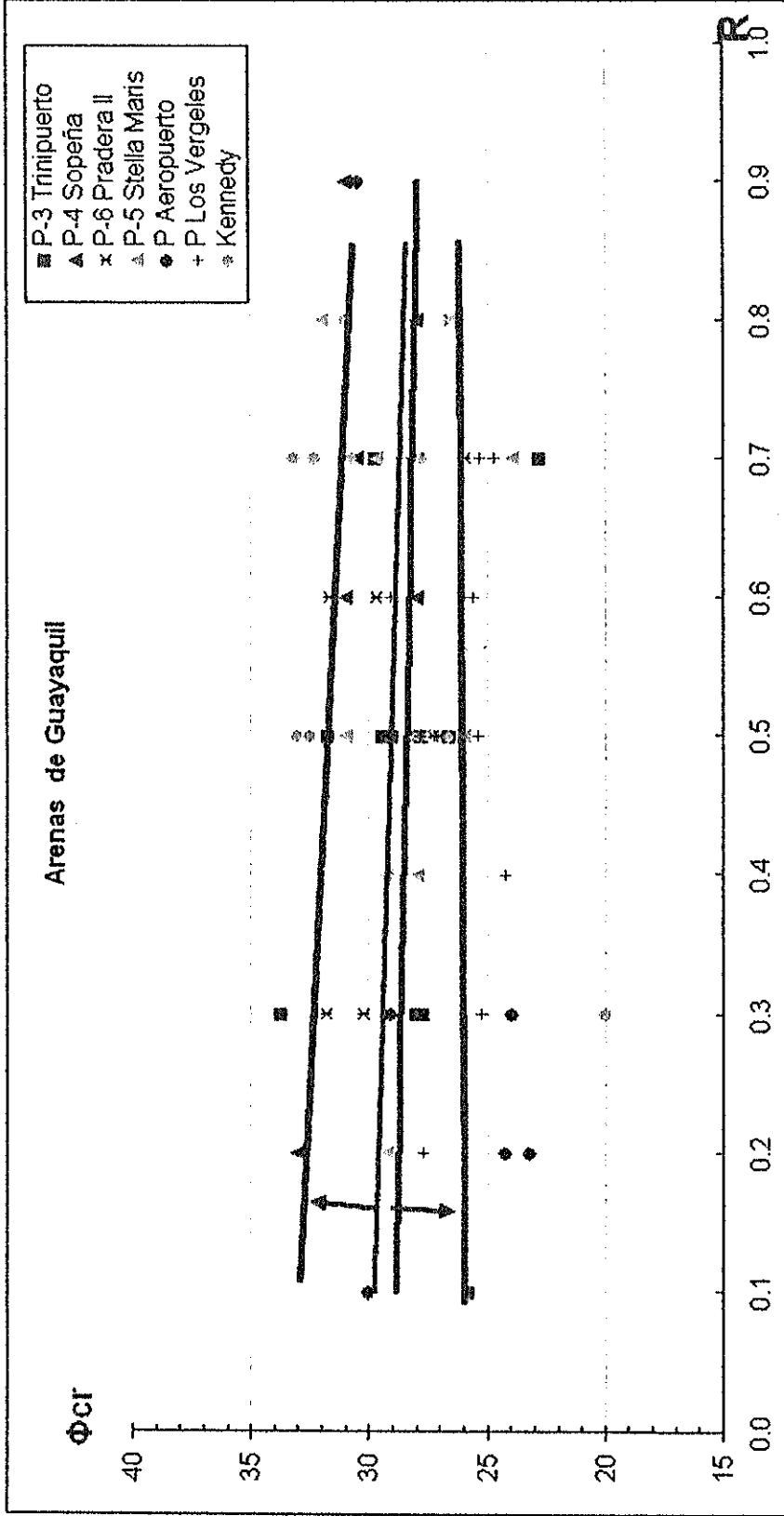
Registro para
 un ER = 60%

APENDICE F

**VARIACION DEL ANGULO DE FRICCION
INTERNA CRITICA VS LA REDONDEZ DE
LAS ARENAS**



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**



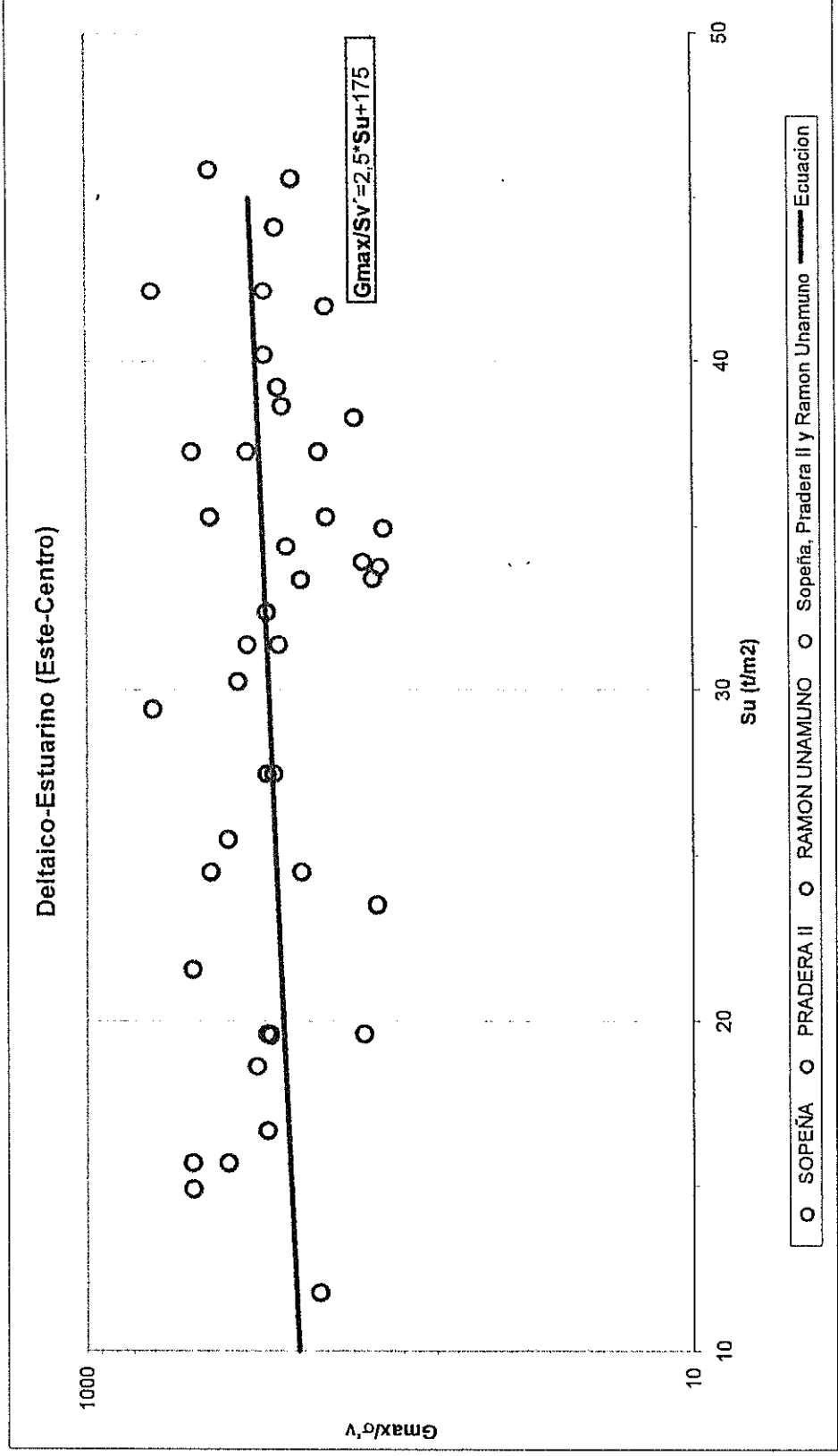
Variación del ángulo de fricción interna crítico (en grados) de las arenas de la ciudad de Guayaquil con la redondez (R) de las partículas.

APENDICE G

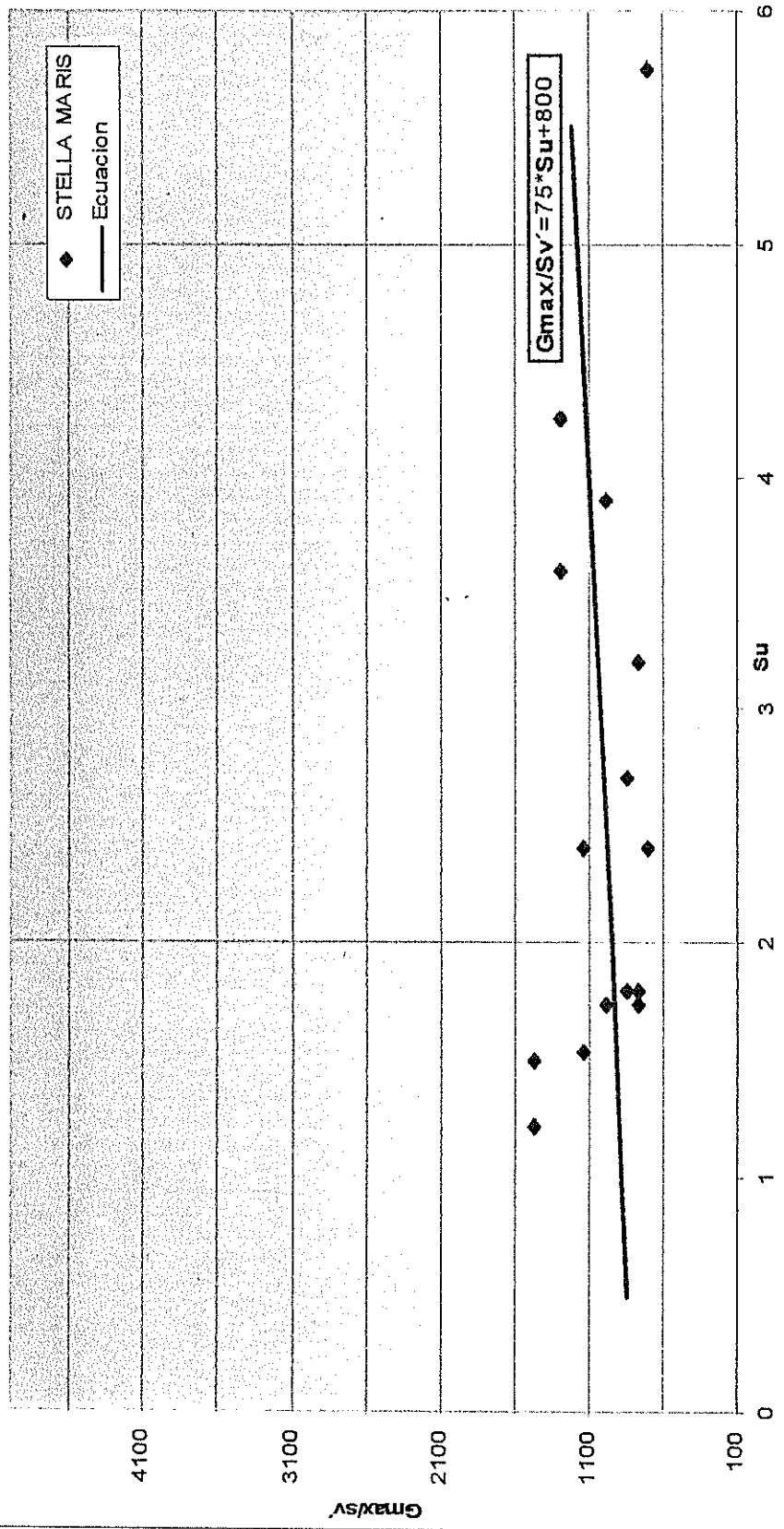
GRAFICAS DE LA VARIACION DEL MODULO DE RIGIDEZ MAXIMA CON LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE NO DRENADO



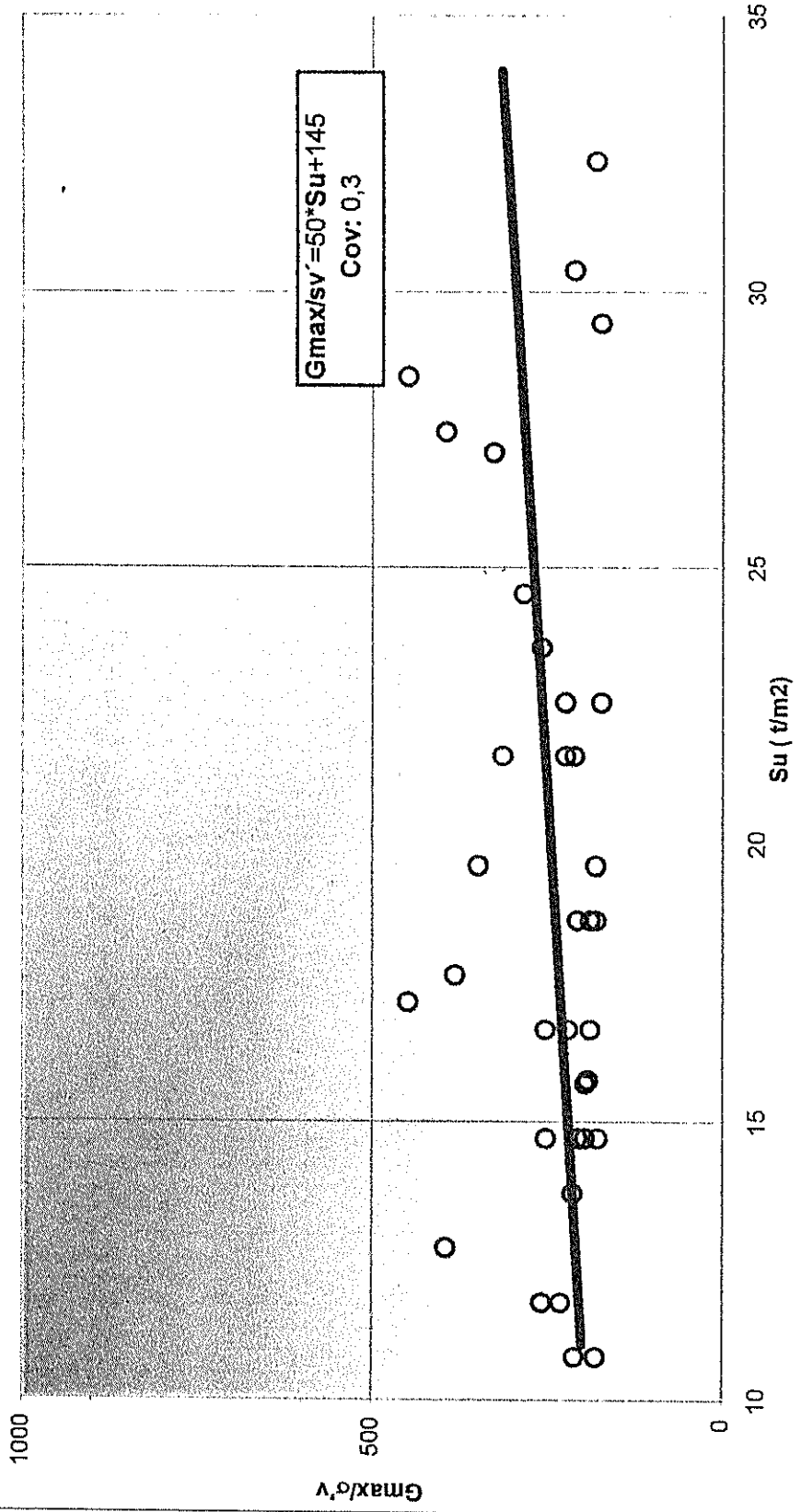
BIBLIOTECA FICT
ESPOL



De Itaico-estuarino (Sur)

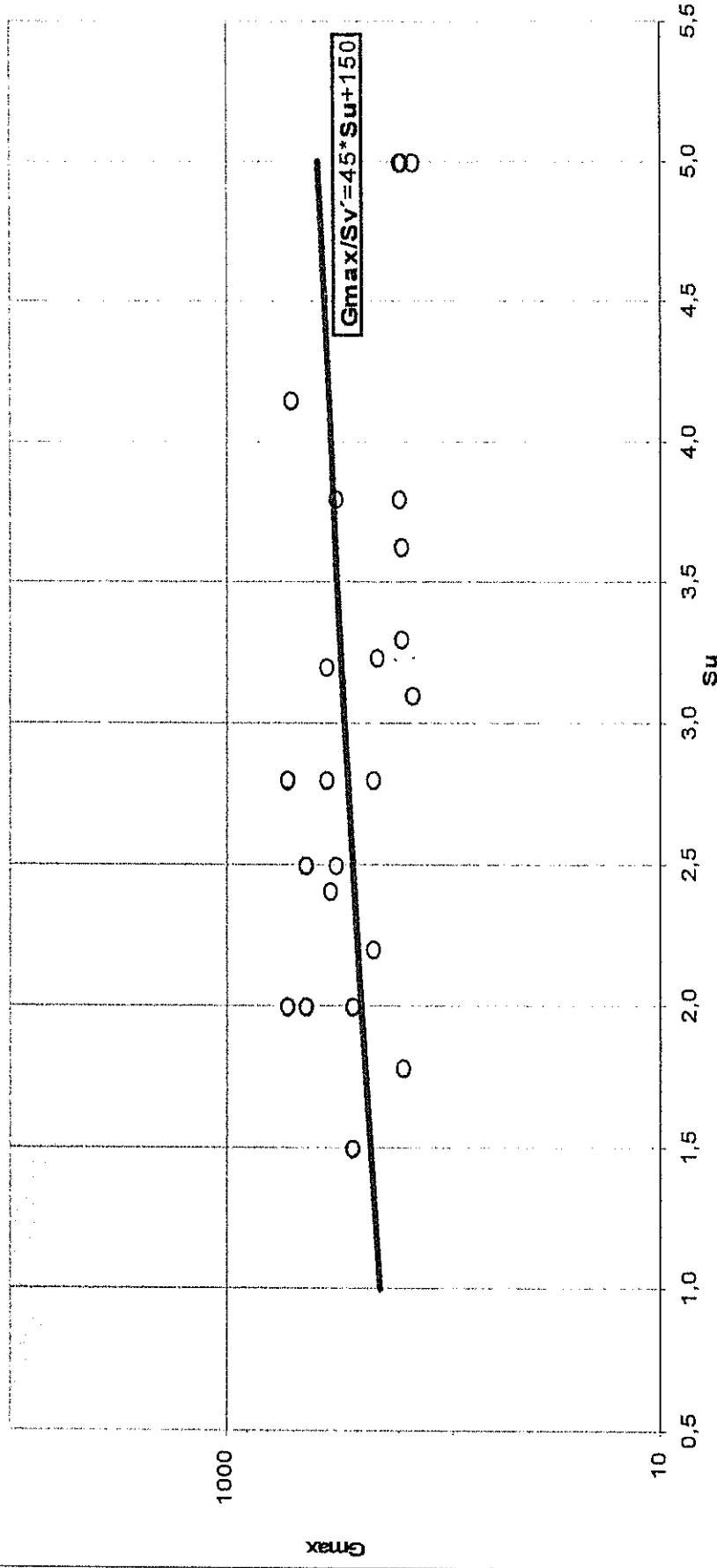


Deltaico-estuarino (Oeste - Norte- Trinitaria)



○ PUERTO AZUL Ecuacion ○ TRINIPUERTO ○ MIRAFLORES

Llanura aluvial (Norte)



— Ecuacion ○ AEROPUERTO ○ GARZOTA ○ VERGELES

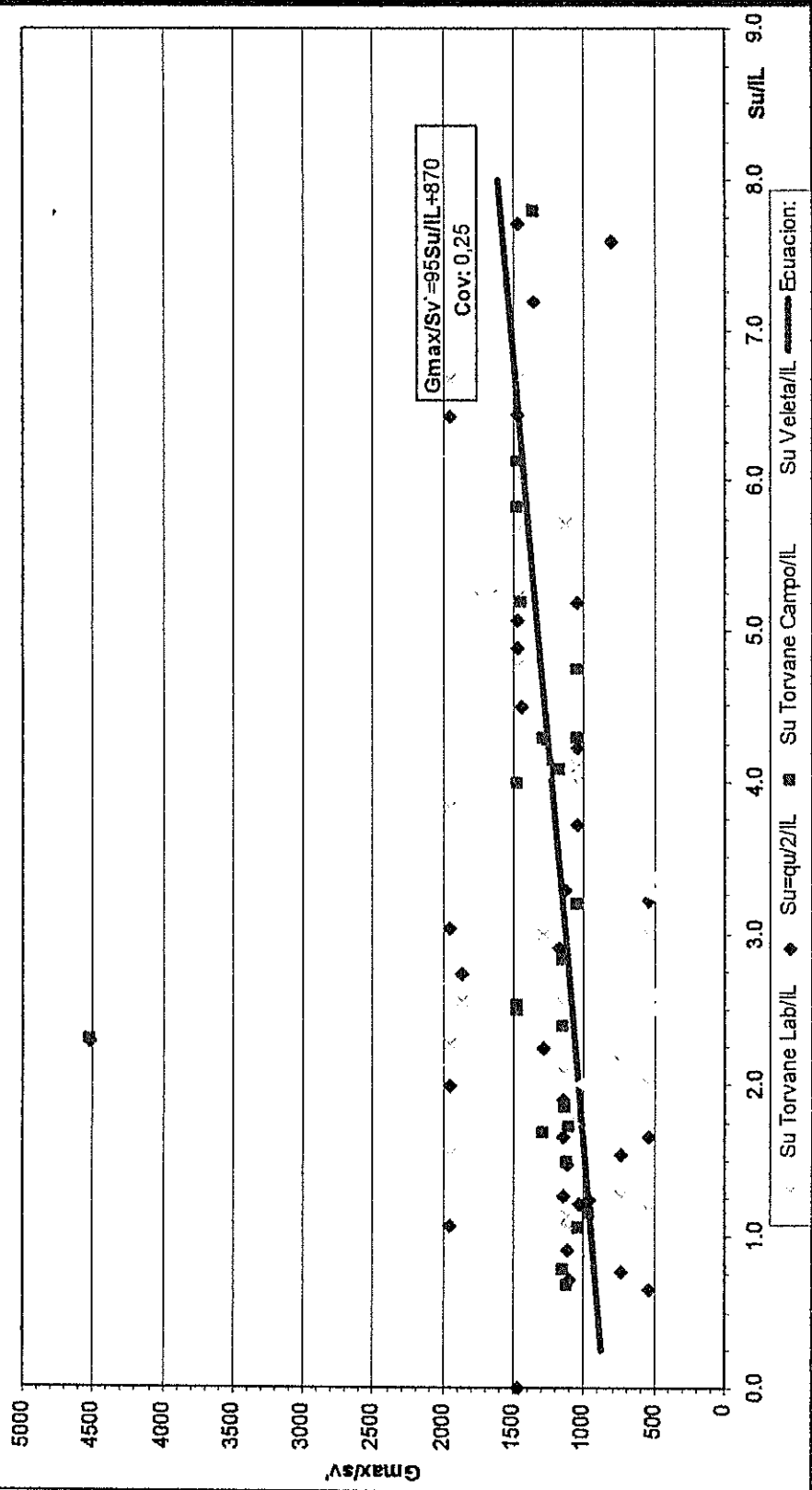
$G_{max}/S_v = 45 \cdot S_u + 150$

8

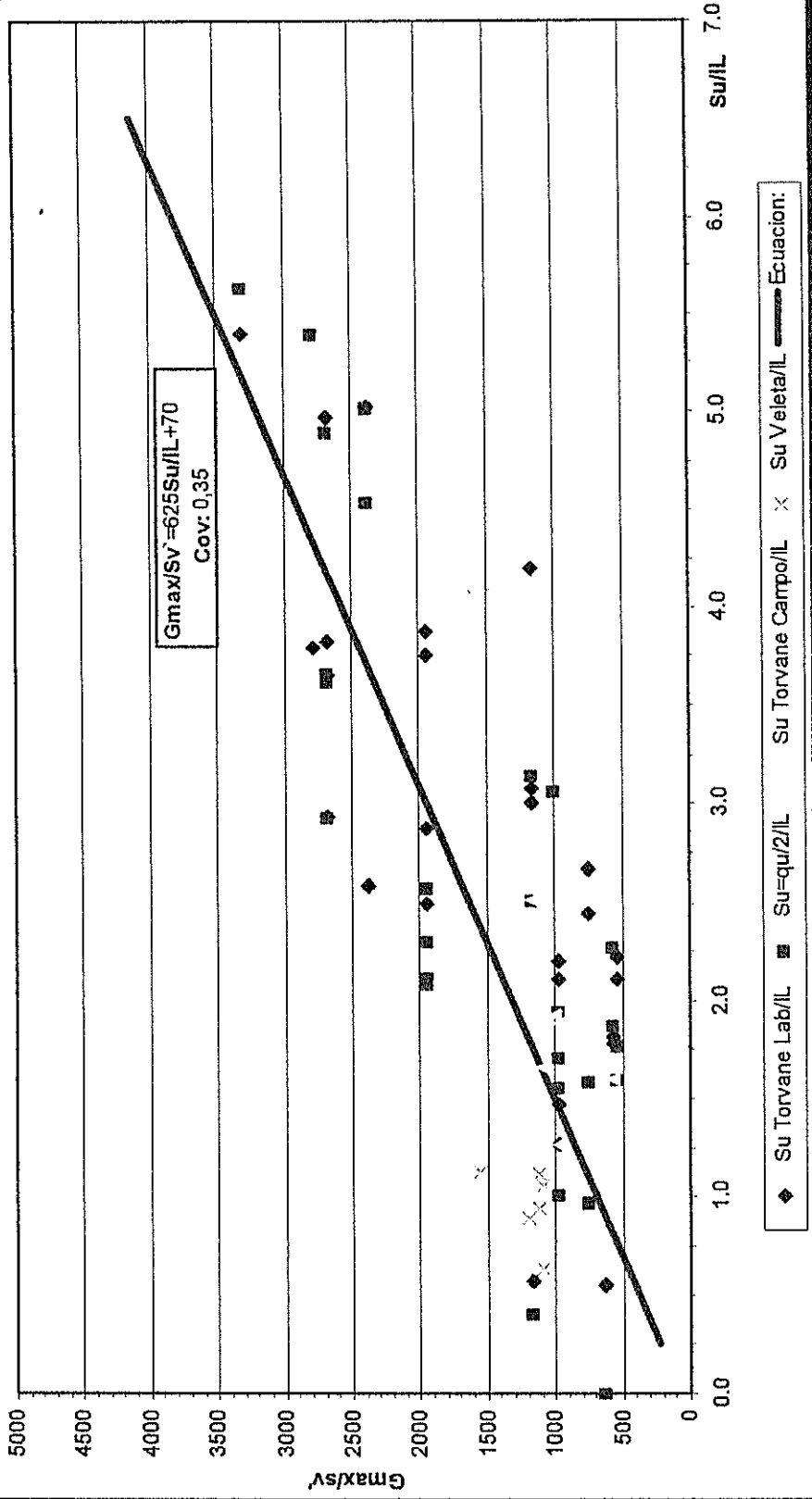
APENDICE H

**GRAFICAS DE LA VARIACION DEL MÓDULO
DE RIGIDEZ MAXIMA CON LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE NO DRENADO Y
EL INDICE DE LIQUIDEZ**

Deltaico-Estuarino (Este-Centro)



Deltaico-Estuarino (Oeste-Norte-Trinitaria)



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. BENITEZ STALIN, ESTUDIO GEOLOGICO, FASE I, PROYECTO MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAUIL 2005.
2. DIAZ RODRIGUEZ J, DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS 2000
3. FEMA-302, 1997. NEHRP Recommended Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program) for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: 1997 ed., Part 1. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
4. FLORES C. OSVALDO, PRESENTACION: DETERMINACION DE PARAMETROS DINAMICOS DE SUELO EN LABORATORIO
5. KRAMER, GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING KRAMER et. al 1996.
6. P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zettler, Evaluation of Soil and Rock Properties 2002
7. Pile Dynamic, Inc.,2000, Pile Driving Analyzer. User's Manual.
8. SOIL BEHAVIOR IN EARTHQ GEOTECH, ISHIHARA
9. PRINCIPLE OF SOIL DYNAMICS, BRAJA M. DAS
10. PESTANA JUAN, CONFERENCIA DICTADA EN EL CICG, MAYO 2005 DYNAMICS SHEAR STRENGTH OF SOILS
11. SANTAMARINA J. C., AND CHO, G.C. (2001) DETERMINATION OF CRITICAL STATE PARAMETERS IN SANDY SOILS - Simple procedure, Geotechnical Testing Journal, , Vol. 24, No. 2, 185-192.

12. Santamarina, J.C y Narsilio, G, 2004. Clasificación de suelos: Fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones, Georgia Institute of Technology, Atlanta

13. SINGER Y PITEL, RESISTENCIA DE MATERIALES, QUINTA EDICION 126-128.

14. VERA G. X, BENITEZ S, ALVAREZ C V, MERA W, ESTUDIO GEOTECNICO, FASE I, INVESTIGACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUELO Y MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAUIL 2005.