

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE
CAPACIDAD DE SOPORTE BAJO CARGA AXIAL DE PILOTES
HINCADOS EN SUELOS COSTA AFUERA VENEZOLANOS,
ESTIMADAS MEDIANTE LOS MÉTODOS
API RP2A (2002), ICP-05 Y NGI (2005).**

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Br.:
Veracoechea Jurisa, Alesia Cristina
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2010

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD DE SOPORTE BAJO CARGA AXIAL DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS COSTA AFUERA VENEZOLANOS, ESTIMADAS MEDIANTE LOS MÉTODOS API RP2A (2002), ICP-05 Y NGI (2005).

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Wagdi Naime.

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Heriberto Echezuría.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Br.:
Veracoechea Jurisa, Alesia Cristina
Para optar al Título de
Ingeniera Civil

Caracas, 2010

ACTA DE APROBACIÓN

El día **Martes 9 de Noviembre de 2010** se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: “**EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD DE SOPORTE BAJO CARGA AXIAL DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS COSTA AFUERA VENEZOLANOS, ESTIMADAS MEDIANTE LOS MÉTODOS API RP2A (2002), ICP-05 Y NGI (2005)**”. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el (la, las, los) bachiller(es) hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Alesia Cristina Veracochea Jurisa		

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de ____ de 2010

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mis tutores: Profesor Wagdi Naime y Profesor Heriberto Echezuría. Sin su orientación constante durante el desarrollo de este trabajo no me encontrara escribiendo sus últimas líneas.

Al Profesor Peter Robertson quien a pesar de estar al otro lado del mundo me ayudó incondicionalmente en días en los que le envié más de 20 correos. Sin su ayuda la elaboración de la hoja de interpretación del CPTU hubiese sido muy cuesta arriba. Gracias por su sencillez y su interés en el desarrollo impecable de esa parte del trabajo.

Al M. Sc. Per M. Aas del Instituto Noruego de Geotecnia por resolver varias de mis dudas en cuanto al Método NGI 2005, poco conocido en Venezuela.

Demás colaboradores de este trabajo, Ing. Nelly Vieira, Ing. José Parra, Ing. Leumman Dos Santos, Ing. Efraín Arteaga. Gracias por las orientaciones.

Finalmente a mis amigos: Iván Márquez y Kelly Mendoza por su ayuda incondicional en momentos difíciles que siempre surgen cuando más ocupado se está.

Veracoechea J. Alesia C.

EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD DE SOPORTE BAJO CARGA AXIAL DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS COSTA AFUERA VENEZOLANOS, ESTIMADAS MEDIANTE LOS MÉTODOS API RP2A (2002), ICP-05 Y NGI (2005).

Tutor Académico: Prof. Wagdi Naime. Tutor Industrial: Prof. Heriberto Echezuría. Tesis. Caracas, UCV. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2010, 148 pág.

Palabras Clave: Pilotes Hincados, Geotecnia Costa Afuera, Capacidad de Soporte bajo carga axial, API RP2A.

La estimación de la capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes hincados en localizaciones costa afuera constituye una rama compleja de la Ingeniería Geotécnica. A nivel mundial, entre las empresas proyectistas y constructoras de plataformas costa afuera es muy común el uso de los métodos **API RP-2A** del Instituto Americano de Petróleo, **ICP-05** del Imperial College de Londres y **NGI 2005** del Instituto Noruego de Geotecnia. Estos métodos proponen modelos matemáticos simplificados y estandarizados, basados en ciertas suposiciones empíricas, experiencias obtenidas durante el hincado de pilotes en diversos tipos de suelo e información obtenida de pruebas de carga. La validación de estos modelos ha sido realizada por cada uno de los institutos y/o universidades por los que fueron desarrollados. Hasta entonces, en Venezuela no se han desarrollado investigaciones que pretendan verificar la aplicabilidad de los diferentes métodos a la realidad de los suelos venezolanos costa afuera, puesto que estudios de este tipo están supeditados a la existencia de información de pruebas de carga. El objetivo general del presente Trabajo Especial de Grado es evaluar la variación de los resultados de las capacidades de carga estimadas por los métodos del Instituto Americano de Petróleo (API), Instituto Noruego de Geotecnia (NGI) y del *Imperial College London* (ICP), en suelos costa afuera del Golfo de Venezuela, Estado Falcón, Venezuela. El producto de la investigación es una herramienta en físico y digital que facilita el entendimiento de estos métodos y el análisis de los resultados de los casos analizados: cuatro (04) perfiles hipotéticos: (1) Arcilla Muy Blanda, Sensitiva, de Alta Plasticidad y Baja Resistencia al Corte no drenada; (2) Arcilla Muy Rígida, de Baja Plasticidad y Alta Resistencia al Corte no drenada; (3) Arena Suelta y (4) Arena Densa, y dos (02) perfiles reales situados al Nor-Oeste de la Península de Paraguaná en los que predominan arcillas blandas y duras de alta y baja plasticidad, con arenas conchíferas y parcialmente cementadas en la base de ambos sondeos; resultó en que para pilotes de punta abierta, hincados en arena o arcilla el Método API RP2A (2002) es el menos conservador de todos, mientras que para pilotes de punta cerrada sus estimaciones siempre están entre las del ICP 2005 y del NGI 2005, las primeras menos conservadoras en arcillas y las segundas menos conservadoras en arenas.

ÍNDICE GENERAL

ACTA DE MENCIÓN HONORÍFICA.....	iii
ACTA DE APROBACIÓN.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
RESUMEN.....	vi
ACTA DE APROBACIÓN.....	iii
ÍNDICE GENERAL.....	vi
LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS	xii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
OBJETIVOS	4
OBJETIVO GENERAL.....	4
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
APORTES.....	5
CAPÍTULO II.....	6
MARCO TEÓRICO.....	6
II.1 MÉTODO API RP2A WSD (2002).....	10
II.1.1 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL PILOTE BAJO CARGA AXIAL.....	11
II.1.2 FRICCIÓN SUPERFICIAL Y SOPORTE DE PUNTA EN SUELOS COHESIVOS	12
II.1.2.1 FRICCIÓN SUPERFICIAL UNITARIA.....	12
II.1.2.2 SOPORTE DE PUNTA UNITARIO.....	13
II.1.3 COMENTARIO DE LA NORMA API RP2A WSD (SUELOS COHESIVOS).....	14
II.1.4 FRICCIÓN SUPERFICIAL Y SOPORTE DE PUNTA EN SUELOS NO COHESIVOS	16
II.1.4.1 FRICCIÓN SUPERFICIAL UNITARIA.....	16
II.1.4.2 SOPORTE DE PUNTA UNITARIO.....	18

II.1.5	FACTORES DE SEGURIDAD Y CAPACIDADES ADMISIBLES ..	18
II.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS ENSAYOS CPT Y CPTU	20
II.2.1	ROL DEL CPT EN LA INVESTIGACIÓN <i>IN SITU</i>	21
II.2.2	EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS	23
II.2.2.1	EQUIPOS DE EMPUJE EN TIERRA	25
II.2.2.2	EQUIPOS DE EMPUJE EN AGUA	27
II.2.3	EFFECTOS DE LA PRESIÓN DE AGUA INTERSTICIAL	30
II.2.4	INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA CON CPT Y PIEZOCONO	32
II.2.5	PERFILES DE SUELO Y TIPOS DE SUELO	33
II.2.6	GRÁFICOS SBT NO-NORMALIZADOS	33
II.2.7	GRÁFICOS SBT _N NORMALIZADOS.....	34
II.2.8	PERFILES EQUIVALENTES SPT.....	41
II.2.9	PESO UNITARIO DEL SUELO	43
II.2.10	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA	45
II.2.11	SENSIBILIDAD DEL SUELO	46
II.2.12	RELACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA.....	47
II.2.13	RAZÓN DE PRE-CONSOLIDACIÓN	48
II.2.14	RELACIÓN DE ESFUERZOS EN SITIO	50
II.2.15	ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO	51
II.2.16	DENSIDAD RELATIVA	53
II.3	MÉTODO ICP-05 (<i>Imperial College Pile</i>).....	56
II.3.1	MÉTODO ICP-05 EN ARENAS.....	57
II.3.1.1	FRICCIÓN SUPERFICIAL	57
II.3.1.2	SOPORTE DE PUNTA.....	63
II.3.2	MÉTODO ICP-05 EN ARCILLAS	65
II.3.2.1	FRICCIÓN SUPERFICIAL	65
II.3.2.2	SOPORTE DE PUNTA.....	73
II.4	MÉTODO NGI (2005).....	74
II.4.1	NGI-05 ARCILLAS.....	76

II.4.1.1	CORRECCIONES DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA	77
II.4.1.2	EFFECTOS DEL TIEMPO	79
II.4.1.3	CÁLCULO DE FRICCIÓN SUPERFICIAL	80
II.4.1.4	CÁLCULO DE RESISTENCIA DE PUNTA.....	83
II.4.1.5	CONCLUSIONES RESALTADAS POR LOS AUTORES	83
II.4.2	NGI-05 ARENAS	85
II.4.2.1	CONVERSIÓN DE NÚMERO DE GOLPES (SPT) A RESISTENCIA DEL CONO (CPT).....	85
II.4.2.2	DENSIDAD RELATIVA.....	86
II.4.2.3	CÁLCULO DE FRICCIÓN SUPERFICIAL	87
II.4.2.4	CÁLCULO DE RESISTENCIA DE PUNTA.....	88
CAPÍTULO III	90
MÉTODO	90
III.1	ELABORACIÓN DE UNA HERRAMIENTA EN CASTELLANO.....	90
III.2	OBTENCIÓN DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COSTA AFUERA DISPONIBLE EN VENEZUELA.	91
III.3	ELABORACIÓN DE LA HOJA DE CÁLCULO	92
CAPÍTULO IV	94
RESULTADOS Y ANÁLISIS	94
CAPÍTULO V	142
CONCLUSIONES	142
RECOMENDACIONES	144
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
CONSULTAS WEB	147

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros clave del Método API RP2A en Arcillas y Arenas.....	10
Tabla 2: Parámetros de Diseño para Suelos Silíceos No Cohesivos.....	17
Tabla 3: Densidad Cualitativa en función a la densidad bruta.....	17
Tabla 4: Factores de Seguridad de Acuerdo con la Condición de Carga.....	18
Tabla 5: Aplicabilidad Percibida para derivar parámetros de suelo a partir del CPTU....	32
Tabla 6: Tipo de Comportamiento de Suelo de acuerdo a las Zonas SBT	35
Tabla 7: Tipo de Comportamiento de Suelo de acuerdo a las Zonas STB _N	36
Tabla 8: Relaciones sugeridas de $qc \times Pa/N_{60}$	42
Tabla 9: Resumen de las Localizaciones de Pilotes Instrumentados por el ICP.....	57
Tabla 10: Método ICP-05 para el Cálculo de Fricción Superficial en Pilotes Hincados en Arena	59
Tabla 11: Método ICP-05 para el Cálculo de Soporte de Punta en Pilotes Hincados en Arena.....	64
Tabla 12: Método ICP-05 para el Cálculo de Fricción Superficial en Pilotes Hincados en Arcilla.....	67
Tabla 13: Método ICP-05 para el Cálculo de Soporte de Punta en Pilotes Hincados en Arena.....	74
Tabla 14: Parámetros clave del Método NGI-05 en Arcillas y Arenas.....	76
Tabla 15: Relaciones de Resistencia (Ψ) de Arcillas Normalmente Consolidadas (NC) para diferentes tipos de Ensayos de determinación de Resistencia al Corte.....	78
Tabla 16: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 1: Arcilla blanda.	128
Tabla 17: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 1: Arcilla blanda.	128
Tabla 18: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 2: Arcilla dura.....	129

Tabla 19: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 2: Arcilla dura.....	129
Tabla 20: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.....	130
Tabla 21: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.....	130
Tabla 22: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 4: Arena densa.....	131
Tabla 23: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 4: Arena densa.....	131
Tabla 24: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_C.....	132
Tabla 25: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_D.....	132
Tabla 26: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 1: Arcilla blanda.....	135
Tabla 27: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 1: Arcilla blanda.....	135
Tabla 28: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 2: Arcilla dura.....	136
Tabla 29: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 2: Arcilla dura.....	136
Tabla 30: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.....	137
Tabla 31: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.....	137
Tabla 32: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 4: Arena densa.....	138
Tabla 33: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 4: Arena densa.....	138

Tabla 34: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_C. 139

Tabla 35: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_D. 139

LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS

Figura 1: Parámetros Geométricos de la Formulación API RP2A	11
Figura 2: Terminología para penetrómetros de cono	21
Figura 3: Diseños de Penetrómetros de Cono: (a) Celdas de Carga del Cono y Manguito en compresión. (b) Celdas de Carga del Cono en compresión y Celdas de Carga del Manguito en Tensión. (c) Penetrómetro de Cono por diferencia	24
Figura 4: Terminología Detallada y Características de Diseño de un Piezocono	25
Figura 5: Camión Fugro Típico de CPT en tierra	26
Figura 6: Tráiler para CPT en Tierra.....	27
Figura 7: Exploración geotécnica con equipo terrestre a bordo de un <i>jackup</i> , en aguas someras del Golfo de Paria	28
Figura 8: Buque Geotécnico Native Spirit.....	28
Figura 9: Efectos de áreas desiguales (efecto de la presión de poro).....	31
Figura 10: Gráfico de Tipo de Comportamiento del Suelo basado en CPT (SBT)	35
Figura 11: Gráfico Normalizado de Tipo de Comportamiento del Suelo SBT _N	36
Figura 12: Gráficos Normalizados de Tipo de Comportamiento de Suelo $Qt - Fr$ y $Qt - Bq$ (Robertson, 1990).....	38
Figura 13: Correlación CPT – SPT con tamaño medio de grano D_{50} (Robertson y otros 1983)	42
Figura 14: Peso Unitario Adimensional basado en resultados CPT	44
Figura 15: OCR y Ko a partir de $Su/\sigma'v$ e Índice de Plasticidad (I_p). Anderson y otros (1979).....	50
Figura 16: Ángulo de Fricción Interna Efectivo de Ensayos CPT en Arenas cuarcíticas limpias, no-envejecidas, no-cementadas (Mayne, 2006)	53
Figura 17: Parámetros del Método ICP-05	58
Figura 18: Ángulo de Fricción en la Interface. Tendencias de Jardine, Shell UK Ltd y Recomendación de CUR.....	62
Figura 19: Resultados de Ensayos de Anillos de Corte para $\delta_{máximo}$ en arcillas (Saldivar-Moguel (2002)).....	68

Figura 20: Resultados de Ensayos de Anillos de Corte para $\delta_{\text{último}}$ en arcillas (Saldivar-Moguel (2002)).....	68
Figura 21: Definiciones de las Propiedades Intrínsecas de las Arcillas con relación a su comportamiento edométrico.....	71
Figura 22: Ubicación geográfica de los sondeos costa afuera (PXXXa_C y PXXXa_D).....	95
Figura 23: Perfil de Resistencia al Corte, Su de las muestras inalteradas del sondeo PXXXa_C.....	99
Figura 24: Perfil de Resistencia al Corte, Su(rem) de las muestras remoldeadas del sondeo PXXXa_C.....	100
Figura 25: Perfil de Índice de Plasticidad del sondeo PXXXa_C.....	101
Figura 26: Perfil de Peso Unitario Sumergido del sondeo PXXXa_C.....	102
Figura 27: Perfil de Resistencia al Corte, Su de las muestras inalteradas del sondeo PXXXa_D.....	103
Figura 28: Perfil de Resistencia al Corte, Su(rem) de las muestras remoldeadas del sondeo PXXXa_D.....	104
Figura 29: Perfil de Índice de Plasticidad del sondeo PXXXa_D.....	105
Figura 30: Perfil de Peso Unitario Sumergido del sondeo PXXXa_D.....	106
Figura 31: Formato de la hoja de cálculo diseñada para estimar la capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes tubulares hincados en suelos costa afuera, mediante el método API RP2A.....	109
Figura 32: Ejemplo de introducción de datos y salida inicial del programa. Método API RP2A.....	109
Figura 33: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método API RP2A (2002).....	112
Figura 34: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método NGI 2005.....	113
Figura 35: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método ICP 2005.....	114

Figura 36: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 1: Arcilla blanda.....	115
Figura 37: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 2: Arcilla dura.....	116
Figura 38: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 3: Arena suelta.....	117
Figura 39: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 4: Arena muy densa.....	118
Figura 40: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Sondeo PXXXa_C.....	119
Figura 41: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Sondeo PXXXa_D.....	120
Figura 42: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 1: Arcilla blanda.....	121
Figura 43: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 2: Arcilla dura.....	122
Figura 44: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 3: Arena suelta.....	123
Figura 45: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Hipotético 4: Arena densa.....	124

Figura 46: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Sondeo PXXXa_C.	125
Figura 47: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005. Sondeo PXXXa_D.	126
Figura 48: Nube de Puntos y Límites Superior e Inferior de Tamaño de Rango Normalizado para Pilotes de Punta Abierta	133
Figura 49: Nube de Puntos y Límites Superior e Inferior de Tamaño de Rango Normalizado para Pilotes de Punta Cerrada.....	140

INTRODUCCIÓN

La estimación de la capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes hincados en localizaciones costa afuera constituye una rama compleja de la Ingeniería Geotécnica. Muchos son los métodos que hasta ahora existen para calcular este valor. Estos están basados y validados por experiencias previas significativas y bases de datos constituidas por los más diversos suelos.

En Venezuela no se llevan a cabo investigaciones que pretendan ajustar estos métodos a la realidad de los suelos locales costa afuera, puesto que no existe hasta ahora la información necesaria para sustentarlas. Hasta ahora sólo se cuenta con información de sondeos CPTU y Ensayos de Laboratorio en algunas localizaciones costa afuera, para los que puede estimarse el rango de valores estimados de capacidad de soporte bajo carga axial.

Este trabajo pretende estimar y evaluar dicha variación para lo cual se analizaron mediante los tres métodos más comúnmente usados, API RP2A 2002, ICP 2005 y NGI 2005, cuatro (04) perfiles hipotéticos: (1) Arcilla Muy Blanda, Sensitiva, de Alta Plasticidad y Baja Resistencia al Corte no drenada; (2) Arcilla Muy Rígida, de Baja Plasticidad y Alta Resistencia al Corte no drenada; (3) Arena Suelta y (4) Arena Densa, y dos (02) perfiles reales situados al Nor-Oeste de la Península de Paraguaná en los que predominan arcillas blandas y duras de alta y baja plasticidad, con arenas conchíferas y parcialmente cementadas en la base de ambos sondeos.

Los resultados se evaluaron en función de la variación del Tamaño de Rango Normalizado (R/R_{35}) en la profundidad para todos los casos. Posteriores trabajos de investigación que pretendan validar formalmente los métodos, podrán utilizar estos resultados para contrastar las estimaciones obtenidas con información de pruebas de carga, cuando las mismas se lleven a cabo.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La incorporación del Gas Natural Licuado (GNL), Gas Metano y Líquidos Condensados a la oferta energética del país que se plantea para el período 2005-2012 a través de los proyectos Delta-Caribe Oriental, Rafael Urdaneta, Plataforma Deltana y Proyecto Mariscal Sucre, contempla la instalación de nuevas facilidades de producción y refinación en tierra firme y costa afuera.

Dado que las reservas de gas natural no asociado de localización costa afuera, en las plataformas continental caribeña y atlántica, se estiman en aproximadamente 98BPC (billones de pies cúbicos), posicionando a Venezuela como el octavo país del mundo con mayores volúmenes de este hidrocarburo, dichas instalaciones han de permanecer en sitio por un largo periodo lo que justifica la construcción de plataformas de producción fijas tipo “jacket”.

El sistema de fundaciones de este tipo de plataformas está constituido en la mayoría de los casos por pilotes de acero hincados. La estimación correcta de la capacidad de soporte de los pilotes bajo carga axial es fundamental para el diseño de estos elementos estructurales y constituye un problema ingenieril muy complejo, ya que los métodos tradicionales de recolección de información y su análisis subsecuente con frecuencia arrojan valores que resultan en estimaciones sesgadas al ser comparados con los resultados de pruebas de carga de alta calidad.

A nivel mundial, entre las empresas proyectistas y constructoras de plataformas costa afuera es muy común el uso de los métodos **API RP-2A** del Instituto Americano de Petróleo ^[1], **ICP-05** del Imperial College de Londres ^[2] y **NGI 2005** del Instituto Noruego de Geotecnia ^[3,4], para la estimación de la capacidad de soporte de pilotes hincados. Estos métodos proponen modelos matemáticos simplificados y

estandarizados, basados en ciertas suposiciones empíricas, experiencias obtenidas durante el hincado de pilotes en diversos tipos de suelo e información obtenida de pruebas de carga.

La validación de estos modelos ha sido realizada por cada uno de los institutos y/o universidades por los que fueron desarrollados. Sin embargo, la información empleada para tal fin es, en la mayoría de los casos, representativa de las localidades cercanas a estos centros de investigación.

Hasta la fecha, en Venezuela no se han desarrollado investigaciones que pretendan verificar la aplicabilidad de los diferentes métodos a la realidad de los suelos venezolanos costa afuera, puesto que estudios comparativos de este tipo están supeditados a la existencia de información de pruebas de carga realizadas durante o después de la instalación del pilote.

Es por ello que en el presente Trabajo Especial de Grado se ha evaluado la variación de los resultados de las estimaciones de capacidad de soporte de pilotes de acero hincados, obtenidas aplicando los métodos **API RP2A-WSD (2002)**, **ICP-05** y **NGI (2005)** en perfiles de suelo costa afuera del Golfo de Venezuela. Para ello se han planteado las siguientes interrogantes: ¿cuáles son las variables que influyen en la capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes cilíndricos de acero hincados, consideradas en los métodos de cálculo propuestos por el API, NGI y el ICP?; ¿cómo se emplean estos métodos de cálculo?; ¿cuál información debe investigarse para la aplicación de estos métodos en suelos costa afuera venezolanos?; ¿cómo deberían ser las hojas de cálculo que permitan el análisis de sondeos CPTU costa afuera y el cálculo simultáneo de la capacidad de carga de un pilote utilizando los métodos estudiados?; ¿qué variación se obtendría entre las estimaciones de capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes hincados en suelos costa afuera del Golfo de Venezuela, calculadas mediante los distintos métodos mencionados?.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Evaluar la variación de los resultados de las capacidades de carga estimadas por los métodos del Instituto Americano de Petróleo (API), Instituto Noruego de Geotecnia (NGI) y del *Imperial College London* (ICP), en suelos costa afuera del Golfo de Venezuela, Estado Falcón, Venezuela.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Facilitar el entendimiento y uso de los distintos métodos comúnmente empleados en la estimación de la capacidad de carga de pilotes de acero hincados.
2. Investigar condiciones esperadas y disponibles de suelos costa afuera en Venezuela en las zonas de potencial explotación de hidrocarburos.
3. Elaborar hojas de cálculo simultáneo de la capacidad de carga de un pilote utilizando los tres (03) métodos estudiados.
4. Identificar el rango de la variación de las estimaciones de capacidad de carga arrojadas por los métodos estudiados.

APORTES

Países como Noruega, Estados Unidos, Australia, Reino Unido, entre otros, que poseen plataformas marinas de producción de hidrocarburos, han desarrollado sus propios métodos simplificados y estandarizados de cálculo de capacidad de soporte de pilotes hincados, basándose en las características más predominantes de sus suelos y en resultados de pruebas de carga realizadas durante o posterior a la instalación de los pilotes.

En Venezuela aún no se han desarrollado investigaciones en este sentido dado que no se posee la información necesaria para sustentarlas. En esta investigación se obtendrá el tamaño del rango que abarcan los valores de las estimaciones de capacidad de soporte bajo carga axial de un pilote de acero hincado en suelos costa afuera del Golfo de Venezuela. Posteriores trabajos de investigación que pretendan validar formalmente los modelos, podrán utilizar estos resultados para contrastar las estimaciones obtenidas con información de pruebas de carga, si las mismas se llevaran a cabo.

De igual manera, este trabajo especial de grado pretende esclarecer las dudas que hay entre los ingenieros geotécnicos de costa afuera venezolanos en cuanto a cuál de los métodos de estimación de capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes hincados se aplica con mayor facilidad de acuerdo con la información geotécnica obtenida, directa e indirectamente, mediante las pruebas de campo y ensayos de laboratorio realizadas comúnmente en Venezuela.

En las hojas de cálculo que se han programado se podrán sustituir datos nuevos y los cálculos se realizarán de la misma manera, con lo que el trabajo presentado aportará no sólo un documento en castellano que explica cómo se aplica cada método, sino el software necesario para tal fin, incluyendo el análisis de la información CPTU con las correcciones pertinentes y la salida de los parámetros correlacionables a partir de las mediciones directas que se obtienen con esta prueba.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Las fundaciones o cimentaciones son los elementos que conforman la infraestructura capaz de transmitir las cargas de la edificación al o a los estratos competentes de suelo. Su diseño depende de factores como: la carga que será transmitida por la superestructura a la fundación; los requisitos del reglamento local de construcción; el comportamiento y la deformabilidad asociada al esfuerzo de los suelos que soportarán al sistema de fundación (asentamiento); y las condiciones geológicas del suelo considerado. ^[5]

En general, las fundaciones se dividen en dos categorías principales, superficiales (directas) y profundas. Entre las superficiales se encuentran zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de fundación. Su profundidad por lo general no excede 3 ó 4 veces el ancho correspondiente de la zapata. Los pilotes y las pilas son fundaciones profundas y se usan en situaciones donde el estrato competente de suelo se encuentra lejano a la superficie y las capas superiores a éste poseen muy baja capacidad portante (de carga) por lo que no es posible fundar la superestructura con cimentaciones directas.

Entre los pilotes se distinguen grupos de acuerdo con: (a) *material constructivo del pilote*, como los de acero (perfiles H, tubulares o pilotes caja, tablestacas), concreto (prefabricado pretensado o postensado, vaciados en sitio), madera (tratada o sin tratar) o compuestos (madera-acero, madera-concreto); (b) *función de pilote y su mecanismo de transferencia de carga al suelo*, tales como pilotes de punta, fricción, compactación, tensión, anclaje, defensa, portantes; (a) *procedimiento de instalación*, pilotes de desplazamiento (prefabricados e hincados con martillo, atornillados, penetrados mediante presión continua) y pilotes preexcavados (con o sin camisa).^[5]

Debido a las condiciones del lecho marino y a las fuerzas de levantamiento a las que están sometidas las estructuras costa afuera, es evidente que el sistema de fundación a

emplear en las plataformas, debe estar conformado por pilotes. Además con el uso de estos se logra incrementar la capacidad de carga de la fundación lo cual es necesario en estructuras tan pesadas como estas, sin dejar a un lado que se reducen los asentamientos del sistema de cimentación.

Una de las prácticas comunes es el uso de pilotes tubulares (cilíndricos) de acero que se hincan mediante martillos de caída libre o impacto cuya fuente de energía es vapor, diesel o potencia hidráulica, hasta alcanzar la profundidad del estrato competente. Por lo general son de punta abierta y el espesor del perfil debe ser suficiente para soportar las cargas axiales y laterales y los esfuerzos, durante la hinca.

Cuando un pilote hincado no avanza completamente hasta la profundidad de diseño, la API RP 2A “API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design” recomienda tomar las siguientes acciones ^[1, pp. 55-57]:

- Revisar el desempeño del martillo: en ocasiones se requiere dar mantenimiento al martillo antes de proseguir o cambiar a uno de mayor potencia.
- Reevaluación del diseño de penetración: deben reconsiderarse las cargas, deformaciones y capacidad requerida de cada pilote, demás elementos del sistema de fundación, así como del sistema de fundación como un todo. Se revisan los parámetros y estratificación del suelo y la capacidad real que debe tener el pilote para ser hincado a la profundidad requerida.
- Remoción de tapones: en pilotes de punta abierta se forma un tapón con el material que se compacta en la base como consecuencia de la hinca. Para removerlo, se usan jets, levantamiento con aire o se perfora el tapón introduciendo una mecha o broca, de diámetro menor al del pilote, dentro del mismo. Con esto se logra reducir la resistencia del pilote a ser hincado. Sin embargo, debe considerarse que esto a su vez

pudiera reducir la capacidad total (Q_d) del pilote, con la disminución de la “punta” (Q_p) que es directamente proporcional al área transversal donde ocurre el contacto pilote-suelo. En el caso de que dicha reducción de capacidad tenga efectos negativos sobre el diseño el tapón igualmente se remueve, pero es reemplazado por un empaque de grava o por un tapón de concreto, que permita mantener el área de contacto. En suelos cohesivos debe anticiparse la formación del tapón de suelo y considerar su efecto en los cálculos, ya que estos tapones son casi imposibles de remover por completo.

- Remoción del suelo por debajo de la punta: si no se ha formado tapón pero el suelo por debajo de la punta es muy duro, se intenta perforar un hoyo pequeño. El efecto de esta acción sobre la capacidad que logre desarrollar el pilote no está bien determinado aún, por lo que no es muy empleada.
- Pilote telescópico (dos etapas): se diseña una primera etapa de hinca hasta una profundidad donde llegaran perfiles de diámetro D . Luego se remueve el tapón y se hinca un pilote de diámetro d ($D > d$) a través del anterior hasta la profundidad final. Debe haber una zona de contacto considerable entre los perfiles D y d , y este anular debe cementarse para permitir la transferencia de carga de un pilote a otro.

En plataformas costa afuera fijas, también se han usado pilotes acampanados los cuales poseen una base ampliada de concreto con el fin de aumentar la capacidad de punta, y pilotes excavados y cementados, en este caso el perfil cilíndrico de acero es cementado al hoyo (de mayor diámetro) a través del espacio anular.

Sea cual sea el tipo de pilote que se seleccione para conformar el sistema de fundación de la plataforma, su diseño debe estar regido por lo siguiente ^[1]:

- Tamaño de la fundación: se considera el diámetro, penetración, espesor de pared, tipo de punta (abierta o cerrada, con o sin tapón), de cada pilote. Para la fundación

completa se define el espaciamiento, número de pilotes, geometría del arreglo, localización, lodo de perforación y su línea de alimentación, resistencia de los materiales, método de instalación, etc.

- Respuesta de la fundación: se utilizan varios procedimientos de análisis para determinar los requerimientos de la fundación. Lo mínimo que debe hacerse es emplear un método que simule el comportamiento de respuesta no lineal del suelo, y asegure la compatibilidad carga (pilote) - deflexión (suelo).
- Deflexiones y rotaciones: se revisan los valores críticos de estos parámetros en el tope de los pilotes y puntos de inflexión. No deben excederse los valores tolerables de servicio.
- Penetración del pilote: debe ser suficiente para desarrollar la capacidad adecuada para resistir la carga axial de soporte y las cargas “pullout” que ejerce el suelo tratando de sacar al pilote del hoyo (fricción negativa). Se consideran factores de seguridad apropiados, que varían en función de la condición de carga.
- Socavación: afecta el comportamiento y capacidad axial y lateral del pilote. Estudios del transporte de sedimentos suelen ayudar a predecir los efectos de la socavación pero en realidad la mejor guía para esto son las experiencias anteriores en el área. Deben considerarse tanto la socavación local (en los alrededores de cada pilote, depende de las dimensiones del elemento que se introduce en el lecho marino) como global (se da en mareas fuertes, arrastre excesivo).

El diseño de los pilotes y cada uno de los parámetros que lo rigen, busca estimar la capacidad última y admisible de soporte del pilote. En el caso de plataformas costa afuera, existen tres métodos mundialmente utilizados por las empresas que proyectan este tipo de estructuras. Estos serán brevemente descritos a continuación:

II.1 MÉTODO API RP2A WSD (2002) ^[1]

Todo lo escrito a continuación, hasta el punto **II.1.5** (incluido) fue traducido de la referencia [1]: *Instituto Americano del Petróleo, API (2002). API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (API RP2A-WSD). Washington, D.C. 242 p.*

El Instituto Americano del Petróleo (API) en el año 1993 elaboró un documento de guía denominado “API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design” o por sus siglas API RP2A WSD, en el cual tal y como lo expresa su designación, se citan las **prácticas recomendadas** por dicho instituto para la planificación, diseño y construcción de plataformas fijas en localización costa afuera.

El Método planteado en la API RP2A para el cálculo de la capacidad última de pilotes bajo carga axial, varía de acuerdo con el tipo de suelo en el cual se hinque el pilote, cohesivo o no cohesivo. Las variables involucradas en cada caso se presentan a continuación:

MÉTODO API RP2A (2002)	
ARCILLAS	ARENAS
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peso Unitario Total (γ_s) ▪ Presión de agua intersticial (u) ▪ Resistencia al corte no drenada (S_u) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peso Unitario Total (γ_s) ▪ Presión de agua intersticial (u) ▪ Coeficiente de presión lateral efectiva del suelo (K) ▪ Ángulo de fricción entre el suelo y las paredes del pilote (δ) ▪ Factor adimensional de capacidad de soporte (N_q)

Tabla 1: Parámetros clave del Método API RP2A en Arcillas y Arenas

A continuación se presenta la metodología de cálculo de capacidad de soporte bajo carga axial presentada en la edición de la API RP2A-WSD del año 2002 ^[1, pp. 55-60], en el inciso 6.4 *PILE CAPACITY FOR AXIAL BEARING LOADS*.

II.1.1 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL PILOTE BAJO CARGA AXIAL

La capacidad de soporte última (Q_d), incluso para pilotes acampanados, está dada por la siguiente expresión:

$$Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

Q_d : capacidad de soporte última, kN, lb

Q_f : capacidad de soporte aportada por el fuste (fricción suelo-pilote), kN, lb

Q_p : capacidad de soporte aportada por la punta, kN, lb

f : factor de fricción superficial unitario, kPa, lb/ft²

A_s : área de superficie externa, m², ft²

$$A_s = \pi (OD) \Delta L \quad (\text{Ec. 2})$$

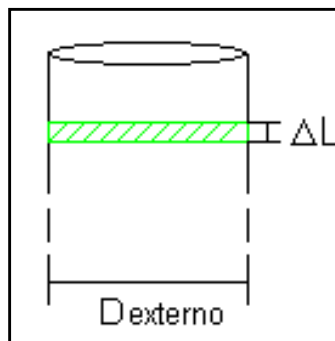


Figura 1: Parámetros Geométricos de la Formulación API RP2A

q : soporte de punta, kPa, lb/ft²

A_p : área de la punta del pilote, m², ft²

Pilote con tapón en la punta o de punta cerrada:

$$A_p = 0,25 \pi (OD)^2 \quad (\text{Ec. 3})$$

Pilote sin tapón (tapón removido): los esfuerzos sólo actúan sobre el espesor de acero.

$$A_p = 0,25 \pi (OD - ID)^2 \quad (\text{Ec. 4})$$

La carga transferida por la punta del pilote (Q_p) no debe exceder la capacidad del tapón interno. En el cálculo de la carga sobre el pilote y su capacidad, deben ser considerados el peso del pilote, el tapón y el levantamiento de ambos inducido por la columna hidrostática de lodo. $Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p$

Para determinar cuánta carga puede soportar un pilote deben considerarse las deformaciones relativas entre el suelo y el pilote, así como la compresibilidad del sistema suelo-pilote. La ecuación anterior $Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p$ (Ec. 1) asume que el fuste máximo (fricción superficial) y carga máxima transferida por la punta son movilizadas simultáneamente. Sin embargo, las fricciones que se generan a lo largo de las paredes del pilote no son necesariamente aditivas entre sí, ni la punta última es necesariamente aditiva al fuste último. En algunas circunstancias este efecto puede ocasionar que la capacidad de soporte real sea menor a la estimada por la $Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p$ (Ec. 1).

II.1.2 FRICCIÓN SUPERFICIAL Y SOPORTE DE PUNTA EN SUELOS COHESIVOS

II.1.2.1 Fricción superficial unitaria:

$$f = \alpha S_u \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

f : factor de fricción superficial unitario, kPa, lb/ft²

α : factor adimensional

S_u : resistencia al corte no drenada, kPa, lb/ft²

Para calcular el valor adimensional **α** :

$$\alpha = 0,5\Psi^{-0,5} \quad (\text{Ec. 6}) \quad \text{Si } \Psi \leq 1,0$$

$$\alpha = 0,5\Psi^{-0,25} \quad (\text{Ec. 7}) \quad \text{Si } \Psi > 1,0$$

$$\Psi = S_u / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

Ψ : relación de resistencias, adimensional

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en el punto de interés, kPa, lb/ft²

El factor de fricción (**f**) siempre es mayor en pilotes hincados que en pilotes de hoyo previamente excavado, ya que la perforación perturba los estados de esfuerzo originales del suelo.

II.1.2.2 Soporte de Punta Unitario:

$$q = 9S_u \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

q : soporte de punta unitario, kPa, lb/ft²

S_u : resistencia al corte no drenada, kPa, lb/ft²

La fricción superficial f , actúa en la parte externa e interna al pilote. La resistencia total será la suma de:

- La fricción superficial externa.
- El soporte de punta sobre el anular del pilote (OD-2e).
- La fricción superficial interna o el soporte de punta sobre el tapón (ID). De estos dos se toma el menor.

Para aquellos pilotes que se consideren taponados, se considera que la presión en la punta actúa sobre toda la sección transversal (OD); mientras que para pilotes de tapón removido o inexistente, la presión actúa sólo sobre el anular del tubo (OD-2e). Un pilote puede no tener tapón durante el hincado, pero formar uno en condición estática.

II.1.3 COMENTARIO DE LA NORMA API RP2A WSD (SUELOS COHESIVOS)

La restricción $\alpha \leq 1,0$ siempre debe verificarse, puesto que f siempre debe ser menor o igual a la resistencia al corte no drenada de la arcilla, determinada en laboratorio de acuerdo con la norma *ASTM Methods of Test for Unconfined Compression Strength of Cohesive Soil* (ASTM-2166-63T) o utilizando la veleta miniatura.

Por otra parte el valor de f no deberá exceder los siguientes límites (Ver Tabla 2: Parámetros de Diseño para Suelos Silíceos No Cohesivos):

1. Para **arcillas de alta plasticidad** (como las encontradas en el Golfo de Méjico), f podrá ser igual a S_u para arcillas **no-consolidadas** y **normalmente consolidadas**. Si son **pre-consolidadas**, f no deberá exceder $0,5 \text{ T/ft}^2$ (48 kPa), en penetraciones someras, o a la resistencia al corte no drenada (S_u) de una muestra de arcilla normalmente consolidada, en penetraciones más profundas; se usará el mayor.

2. Para otros tipos de arcillas, f deberá ser tomado igual a S_u para S_u menores o iguales a $0,25 \text{ Tn/ft}^2$ (24 kPa). Para S_u mayores a $0,25 \text{ Tn/ft}^2$ pero menores que $0,75 \text{ Tn/ft}^2$ (72 kPa), f deberá ser igual a 0,5 veces el valor de S_u .

La capacidad axial de pilotes en arcillas determinada por las ecuaciones anteriores está directamente influenciada por la resistencia al corte no drenada y los perfiles de esfuerzo efectivo que se seleccionen para realizar estos análisis. La amplia variedad de técnicas de muestreo y la potencialmente alta dispersión de los datos de resistencia de varios tipos de ensayos de laboratorio, complican la apropiada selección de los valores más exactos de estos parámetros.

Los ensayos de compresión triaxial no consolidados no drenados (UU) en muestras de alta calidad, preferiblemente tomadas con muestreadores de diámetro igual o mayor a 3 pulg., son recomendables para establecer las variaciones en los perfiles de esfuerzos debido a la consistencia y repetibilidad de sus resultados.

En la selección de los valores de diseño de S_u deben considerarse las técnicas de muestreo y ensayo usadas, puesto que el valor de resistencia obtenido variará de acuerdo con la trayectoria de esfuerzos. Para elegir los procedimientos de muestreo, ensayos de laboratorio y pruebas de campo, debe conocerse la veracidad de las correlaciones entre los parámetros de laboratorio y de campo que se obtendrán. La experiencia que se tenga del comportamiento de otros pilotes es otra consideración que juega un rol importante al momento de evaluar la interpretación de la resistencia al corte.

Los ensayos de veleta miniatura suelen correlacionarse bien con los resultados de ensayos UU y son particularmente útiles cuando se trata de arcillas muy blandas. Ensayos de campo con veletas o penetrómetros de cono contribuyen a evaluar los efectos de la perturbación que ocurre durante el muestreo en suelos altamente estratificados o con gas.

II.1.4 FRICCIÓN SUPERFICIAL Y SOPORTE DE PUNTA EN SUELOS NO COHESIVOS

II.1.4.1 Fricción superficial unitaria:

$$f = K\sigma'_v \tan(\delta) \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

f: factor de fricción superficial unitario, kPa, lb/ft²

K: coeficiente de presión lateral efectiva del suelo, adimensional

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en el punto de interés, kPa, lb/ft²

δ : ángulo de fricción entre el suelo y las paredes del pilote, grados

$K = 0,80$	Pilotes de punta abierta o sin tapón
$K = 1,00$	Pilotes de punta cerrada o con tapón

$$\delta = \phi - 5^\circ \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo, grados

La Tabla 2 puede ser empleada para seleccionar el valor de **δ** .

Parámetros de Diseño para Suelos Silíceos No-Cohesivos (API RP 2A WSD)							
Densidad	Descripción del Suelo	Ángulo de Fricción Suelo-Pilote (δ)	Valores límite de Fricción Superficial unitaria (f)		N_q	Valores límite de Soporte de Punta unitario (q)	
		ϕ	kips/ft ²	kPa		kips/ft ²	MPa
Muy Suelto	Arena	15	1,0	47,8	8	40	1,9
Suelto	Arena-Limo						
Medianamente Denso	Limo						
Suelto	Arena	20	1,4	67,0	12	60	2,9
Medianamente Denso	Arena-Limo						
Denso	Limo						
Medianamente Denso	Arena	25	1,7	81,3	20	100	4,8
Denso	Arena-Limo						
Denso	Arena	30	2,0	95,7	40	200	9,6
Muy Denso	Arena-Limo						
Denso	Grava	35	2,4	114,8	50	250	12,0
Muy Denso	Arena						

Tabla 2: Parámetros de Diseño para Suelos Silíceos No Cohesivos [1] (Tabla 6.4.3-1 en [1], p. 59)

Bentley & Carter (1991)	
Arenas y Gravas	Densidad Bruta (Bulk) [kN/m ³]
Muy Suelto	17 a 18
Suelto	18 a 19
Medianamente Denso	19 a 21
Denso	20 a 22
Muy Denso	22 a 23

Tabla 3: Densidad Cualitativa en función a la densidad bruta (Bentley y Carter, 1991) [1, p.56]

Para pilotes muy largos, el valor de f no se incrementará indefinidamente de manera proporcional a la presión de sobrecarga. Por lo tanto, es conveniente el uso de los valores citados en la Tabla 2 para limitar los valores de f .

II.1.4.2 Soporte de Punta unitario:

$$q = \sigma'_v N_q \quad (\text{Ec. 12})$$

II.1.5 FACTORES DE SEGURIDAD Y CAPACIDADES ADMISIBLES

Las capacidades admisibles de los pilotes se calculan dividiendo su valor último por los factores de seguridad de la Tabla 4. Estos valores determinan la profundidad de diseño que permitan desarrollar las capacidades admisibles (fricción superficial, soporte de punta y fricción negativa) calculadas mediante este método.

$$Q_{adm} = \frac{Q_d}{FS} \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

Q_{adm} : capacidad de soporte de carga axial admisible, kN, lb

Q_d : capacidad de soporte última, kN, lb

FS : factor de seguridad (Tabla 4)

CONDICIÓN DE CARGA	FACTOR DE SEGURIDAD (FS)
1. Condiciones Ambientales de Diseño con Cargas de Perforación apropiadas	1.5
2. Condiciones Ambientales de Operación durante Operaciones de Perforación	2.0
3. Condiciones Ambientales de Diseño con Cargas de Producción Apropiadas	1.5
4. Condiciones Ambientales de Operación durante Operaciones de Producción	2.0
5. Condiciones Ambientales de Diseño con Cargas Mínimas (para extracción)	1.5

Tabla 4: Factores de Seguridad de Acuerdo con la Condición de Carga ^[1, p. 56]

Donde:

q : soporte de punta unitario, kPa, lb/ft²

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en el punto de interés, kPa, lb/ft²

N_q : factor adimensional de capacidad de soporte. En la Tabla 2 se muestran los valores de N_q recomendados.

La fricción superficial f , actúa en la parte externa e interna al pilote. La resistencia total será la suma de:

- La fricción superficial externa.
- El soporte de punta sobre el anular del pilote (OD-2e).
- La fricción superficial interna (en este caso igual a la fricción superficial interna) o el soporte de punta sobre el tapón (ID). De estos dos se toma el menor.

El uso de los valores de diseño mostrados en la Tabla 2 no es apropiado cuando se trata de materiales de grano muy débil. Por ejemplo, limos muy sueltos o suelos que contengan altos contenidos de mica o granos volcánicos, requieren de ensayos de laboratorio y de campo especiales para la estimación de estos parámetros. Son de particular importancia las arenas carbonáticas, muy comunes en localización costa afuera. En estos casos los valores de capacidad de soporte disminuyen significativamente, por lo que es preferible el uso de pilotes excavados y vaciados. La información cualitativa disponible sugiere que la capacidad mejora en suelos carbonáticos de alta densidad y alto contenido de cuarzo. La cementación suele incrementar el soporte de punta al mismo tiempo que reduce la presión lateral y por consiguiente la fricción superficial.

Los valores de la Tabla 2 son también válidos para pilotes excavados y vaciados in situ, siempre que se considere la resistencia que se genera en la interfase suelo-cemento y cuando no se trate de los suelos descritos en el párrafo anterior.

II.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS ENSAYOS CPT Y CPTU [6, 7 y 8]

Todo lo escrito a continuación, hasta el punto **II.2.16** (incluido) fue traducido de las referencias [6]: Robertson, P. K. y Cabal, K.L. (2010). *Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering*. 4ta ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc. 124 p. [7]: Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. E & FN Spon Routledge. ISBN 0-7514-0393-8. 352 p. [8]: Parra, José (Conferencia 50 Aniversario Sociedad Venezolana de Geotecnia “Estado de la Práctica” en Honor a Gustavo Luís Pérez Guerra). *Experiencias en Exploración Geotécnica Costa Afuera en Venezuela*. GEOHIDRA Consultores C.A. Caracas, Venezuela.

En el ensayo de penetración de cono (CPT), un cono situado al fondo de una sarta de barras es hincado en el suelo a una velocidad constante (2 cm/seg) mientras que se realizan mediciones continuas o intermitentes de la resistencia a la penetración del cono (q_c). El instrumento también permite medir por separado la reacción que opone el suelo a la penetración del cono (q_c) y la fricción de un manguito ubicado por encima del mismo (f_s).

La fuerza total que actúa sobre el cono (Q_c) dividida por el área proyectada del cono (A_c) es la resistencia a la penetración del cono (q_c) y la fuerza total de fricción que actúa sobre el manguito (F_s) entre el área de la superficie del mismo (A_s) es el factor de fricción o fricción unitaria sobre el manguito (f_s).

El ensayo CPTU (piezocono) permite medir además la presión de poro que se genera durante la hinca, típicamente en uno, dos o tres puntos en donde se colocan filtros (Ver Figura 2). Se miden según el caso u_1 : presión de poro en el cono, u_2 : presión de poro por encima del cono, u_3 : presión de poro por encima del manguito. La reacción necesaria para la hinca está dada por el propio peso del vehículo o por anclajes al terreno.

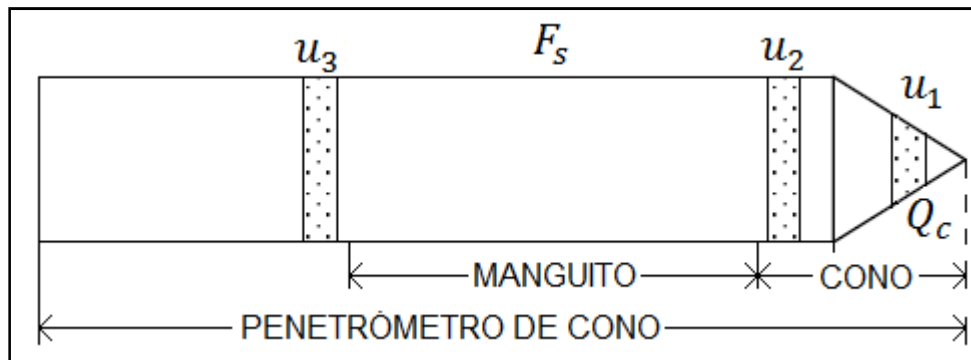


Figura 2: Terminología para penetrómetros de cono

Los sistemas CPT se dividen en tres grandes grupos:

- Penetrómetros de cono mecánicos.
- Penetrómetros de cono eléctricos.
- Piezoconos.

II.2.1 ROL DEL CPT EN LA INVESTIGACIÓN *IN SITU*

El objetivo de cualquier exploración de subsuelo es determinar lo siguiente:

- Naturaleza y secuencia de los estratos (régimen geológico).
- Condiciones del agua subterránea (régimen hidrológico).
- Propiedades físicas y mecánicas de los estratos en el subsuelo.

Para investigaciones geo-ambientales en sitio donde es posible la presencia de contaminantes, se suma a los objetivos anteriores lo siguiente:

- Distribución y composición de los contaminantes.

Existen muchas técnicas que permiten alcanzar los objetivos anteriores. Una investigación geotécnica ideal está conformada por la combinación de una serie de pruebas de campo y ensayos de laboratorio. Los ensayos CPT, CPTU y SCPTU

(ensayo de penetración de cono sísmico, no drenado) son los que poseen mayor aplicabilidad para diferentes tipos de suelo.

Las aplicaciones principales del CPT en investigación de campo son:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo e identificar los materiales presentes.
- Estimar parámetros geotécnicos.
- Proveer resultados para diseño geotécnico.

Para cumplir con estos objetivos, el CPT puede ser complementado con perforaciones y otros ensayos de campo o de laboratorio. El CPT indica la naturaleza de dichos ensayos adicionales y contribuye a identificar las áreas o estratos críticos en donde deben ser realizadas pruebas de campo o muestreo.

Donde exista geología uniforme y bien entendida y las predicciones basadas en resultados de ensayos CPT hayan sido verificadas localmente y correlacionadas con el comportamiento de las estructuras, el CPT puede ser usado sin la necesidad de ensayos complementarios. Sin embargo, aún en estos casos es importante realizar perforaciones, muestreo y ensayos por las siguientes razones:

- Aclarar la identificación del tipo de suelo.
- Verificar las correlaciones locales.
- Proveer información complementaria donde la interpretación de los resultados del CPT sea difícil debido a drenaje parcial o suelos con problemas.
- Evaluar los efectos de la carga sobre el suelo, los cuales no son posibles de predecir mediante el CPT.

Además de ser un ensayo rápido, repetible y que altera mínimamente el suelo, presenta las siguientes ventajas:

- Mediciones continuas o casi continuas.
- Información de penetración repetible y fiable.
- Distinción entre penetración drenada, parcialmente drenada o no drenada.
- Detección de capas delgadas con una precisión muy superior a la de los sondeos convencionales.
- Clasificación del suelo.
- Evaluación de parámetros geotécnicos.

II.2.2 EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS

El equipo de prueba de referencia consiste de un cono de 60° con una base de área de 10 cm² y un manguito de área superficial de 150 cm² ubicado por encima del cono. Los conos de base de 15 cm² están siendo ampliamente usados en la actualidad, especialmente cuando se incorporan sensores adicionales. Penetrómetros de cono miniatura también son empleados en las áreas de investigación y consultoría. Existen factores de corrección asociados al área de la base del cono. En la práctica, los conos de base entre 5 y 15 cm² darán resultados similares de resistencia a la penetración. Para áreas de base fuera de estos rangos, deben ser aplicados los factores de corrección (Ver Sección 5.8.1 de T. Lunne) [7, pp. 123-125]

Los piezoconos a los que se adicionan filtros para la medición de la presión de agua intersticial se denominan de *doble elemento* si miden u en dos puntos o de *triple elemento* si se obtienen u_1 , u_2 y u_3 . La medición de valores confiables de presión de poro requiere de mucho cuidado en la preparación del instrumento.

La resistencia del cono y la fricción en el manguito (también denominada *rozamiento del fuste*) usualmente se obtienen con medidores eléctricos en celdas de carga. Existen diferentes configuraciones mostradas en la Figura 3.

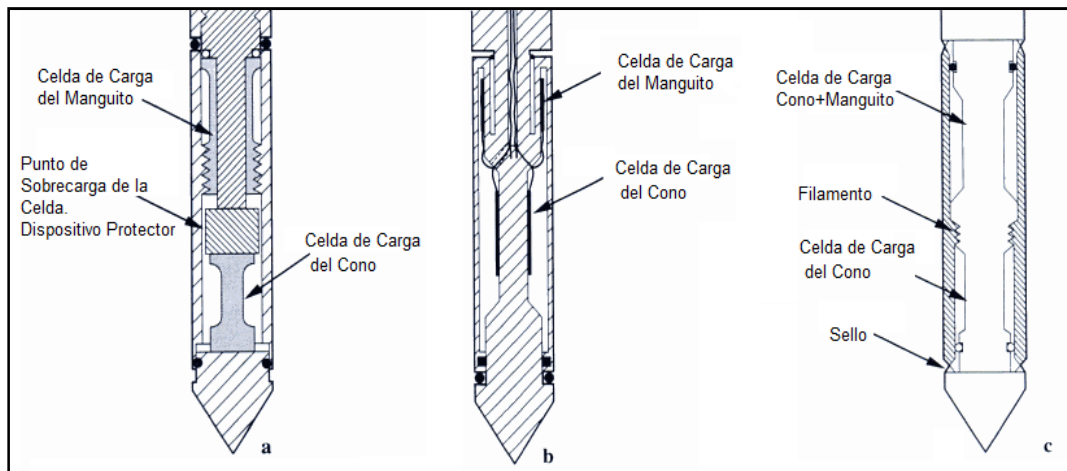


Figura 3: Diseños de Penetrómetros de Cono: (a) Celdas de Carga del Cono y Manguito en compresión. (b) Celdas de Carga del Cono en compresión y Celdas de Carga del Manguito en Tensión. (c) Penetrómetro de Cono por diferencia [6] (Figura 19 en [6], p.21)

La Figura 3.a muestra un penetrómetro en donde la resistencia a la penetración y el rozamiento del fuste son medidos en celdas independientes, ambas en compresión. En la Figura 3.b la celda a compresión de medición de rozamiento es sustituida por una que trabaja a tracción. En la Figura 3.c la suma de la resistencia a la penetración del cono y el rozamiento del fuste es medida en una celda común a ambos y la resistencia a la penetración del cono se obtiene de manera individual en la celda de carga del cono. El rozamiento del fuste se obtiene como la diferencia entre ambas resistencias.

Todos los dispositivos CPT y CPTU modernos incluyen sellos y/o O-rings (anillos de neopreno) para prevenir la entrada de agua y suelo a su interior. Su diseño debe ser lo suficientemente cuidadoso como para no obstaculizar el desplazamiento del aparataje mecánico lo que puede resultar en la descalibración del equipo. La Figura 4 muestra un ejemplo de la posición de los sellos de suelo y de agua en un piezocono. También se incluye la terminología detallada del artefacto.

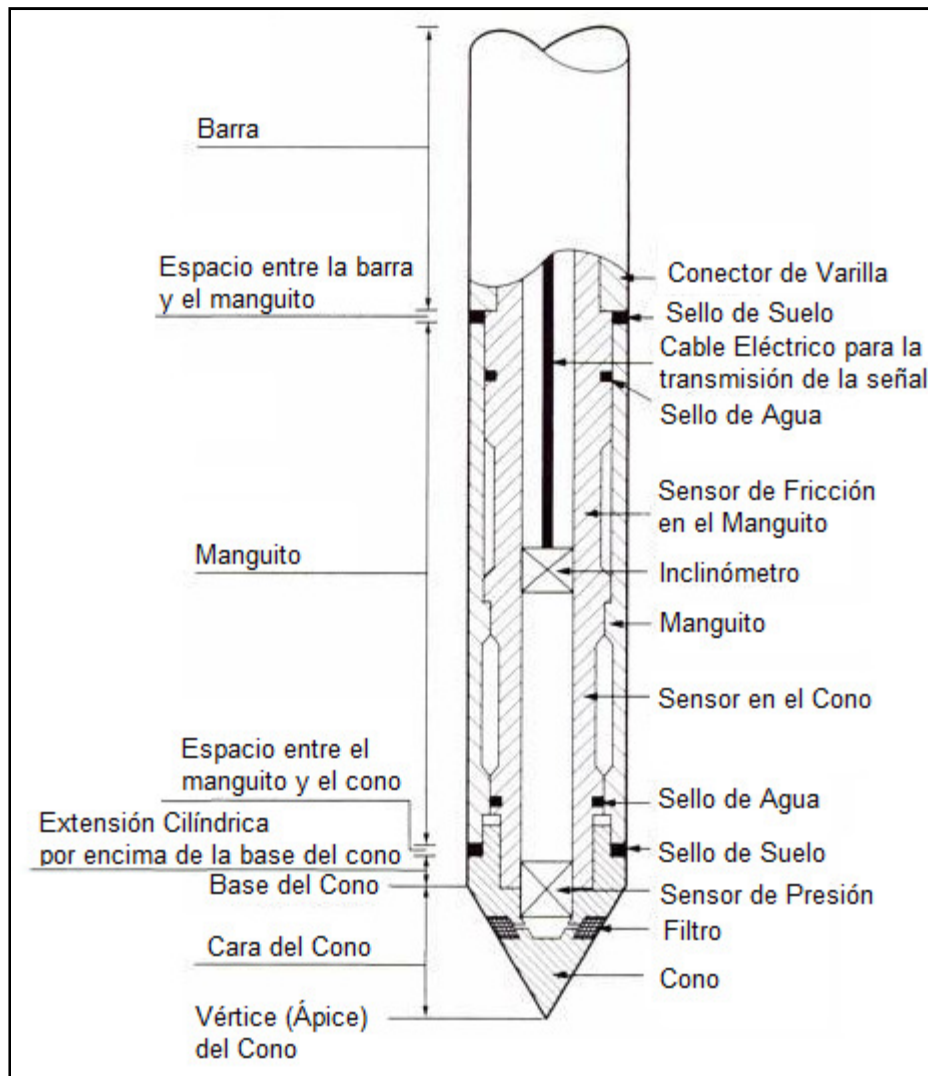


Figura 4: Terminología Detallada y Características de Diseño de un Piezocono ^[6]

(Figura XX en [6] p. 12)

II.2.2.1 EQUIPOS DE EMPUJE EN TIERRA

Los equipos de empuje de CPT en tierra son vehículos dispuestos de gatos hidráulicos y sistemas de reacción. La capacidad de empuje necesaria para las pruebas de cono generalmente varía entre 10 y 20 Tn (100 y 200 kN). Para suelos blandos se requiere entre 2 y 5 Tn. Las barras estándar de 35,7 mm de diámetro

tienen una capacidad de empuje admisible de 20 Tn. Superar este valor puede conducir a la falla por pandeo de la sarta.

La energía requerida por el gato hidráulico proviene del motor del camión, comúnmente vehículos de doble tracción para poder ser conducidos en terrenos difíciles de vialidad rural o inexistente.

Las barras se empujan típicamente en golpes de 1m. Los camiones (Figura 5) más eficientes logran penetrar hasta 250 m en un día mientras que los tráileres (Figura 6) sólo 120 m/día. Ambos valores están dados para condiciones favorables.



Figura 5: Camión Fugro Típico de CPT en tierra [6] (Figura XX en [6] p. 20)



Figura 6: Tráiler para CPT en Tierra [6] (Figura XX en [6] p. 21)

II.2.2.2 EQUIPOS DE EMPUJE EN AGUA

Los ensayos CPT en agua pueden ser clasificados en:

- Aguas someras: < 30 m – 40 m.
- Aguas profundas: > 30 m – 40 m

En aguas someras, los equipos y procedimientos para el CPT en tierra pueden ser empleados. Usualmente se usan gabarras o plataformas y doble revestimiento para el soporte lateral de las barras. Una gabarra anclada debe estar provista de un sistema de compensación para prevenir cargas cíclicas durante mareas de fondo y oleajes. Si se trata de aguas someras, es deseable una plataforma autosujetable o una gabarra “jack up” (Figura 7) que descansa sobre la línea de lodos, ya que no se ven afectadas por el oleaje.



Figura 7: Exploración geotécnica con equipo terrestre a bordo de un *jackup*, en aguas someras del Golfo de Paria ^[8] (Figura 2 en [8], p.2)

Para aguas profundas se requieren equipos especiales que deben ser operados desde buques geotécnicos (Ver Figura 8), también utilizados para evaluar los *geohazards* (riesgos geológicos) asociados a las secciones someras de la perforación de yacimientos de hidrocarburos.



Figura 8: Buque Geotécnico Native Spirit ^[8] (Figura 13 en [8], p.12)

Entre las características que debe poseer la embarcación se tienen ^[8, p.11]:

- Capacidad de mantener la posición en el punto explorado y durante toda la operación de perforación. Debido a la presencia de la tubería de perforación, las tolerancias en el posicionamiento son relativamente estrictas, entre 5 y 10% de la profundidad de agua. Se utilizan para ello uno de dos sistemas: anclaje en cuatro o más puntos, apropiado para profundidades de agua menores que 200 m; y posicionamiento dinámico por medio de motores laterales y sistema de control automático, con los que internacionalmente se ha perforado hasta 3000 m de profundidad. En todos los casos debe contarse con un sistema de posicionamiento basado en GPS diferencial en tiempo real.
- Espacio suficiente en cubierta para acomodar la máquina de perforación, los tanques de lodo, los estantes con tubería de perforación, los sistemas de compensación, las muestras recuperadas y los equipos auxiliares necesarios tales como generadores, tanques auxiliares de aire comprimido, etc.
- Moonpool de suficiente tamaño para poder bajar el sistema de contrapeso y otros equipos especiales desde la cubierta hasta el fondo (el moonpool es una abertura estanca desde la cubierta y a través del puntal de la embarcación, típicamente de 2x2m).
- Laboratorio geotécnico para ejecutar clasificación preliminar de las muestras y algunos ensayos básicos de resistencia, tales como penetrómetro, veleta de mano o motorizada y triaxiales no consolidados no drenados (UU).
- Alojamiento suficiente para al menos dos equipos de trabajo técnico, ya que debido al costo de los equipos movilizadas la operación es de 24 horas continuas.

II.2.3 EFECTOS DE LA PRESIÓN DE AGUA INTERSTICIAL ^[6, pp. 22-23]

Debido a la geometría interna del cono, la presión del agua actúa en el hombro por encima del cono y en la base del manguito. Este efecto fue estudiado por Campanella y otros en 1982 (citado por ^[6], pp. 22-23). La Figura 9 muestra la terminología y lugar de acción de las presiones de agua comentadas.

- **En arcillas blandas y limos y en ensayos CPT en agua**, el valor de q_c medido debe ser corregido por las presiones de agua intersticial que actúan en la geometría del cono según la siguiente expresión:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

q_t : resistencia a la penetración del cono **corregida**, kPa

q_c : resistencia a la penetración del cono **medida** durante el ensayo, kPa

u_2 : presión de poro por encima del cono, kPa

a : relación de área neta.

El valor de a se determina mediante calibración del instrumento en laboratorio con un valor típico entre **0,70 y 0,85**.

- Para **suelos arenosos**: $q_t = q_c$

Una corrección similar debe ser aplicada para la fricción unitaria en el manguito:

$$f_t = f_s - \frac{(u_2 A_{sb} - u_3 A_{st})}{A_s} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

f_t : fricción unitaria corregida, kPa

f_s : fricción unitaria medida, kPa

u_2 : presión de poro por encima del cono, kPa

u_3 : presión de poro por encima del manguito, kPa

A_s : área superficial del manguito, m^2

A_{sb} : área de sección transversal de la base del manguito, m^2

A_{st} : área de sección transversal del tope del manguito, m^2

La norma **ASTM D5778** requiere que el equipo tenga un manguito de iguales áreas en tope y base para evitar aplicar esta corrección.

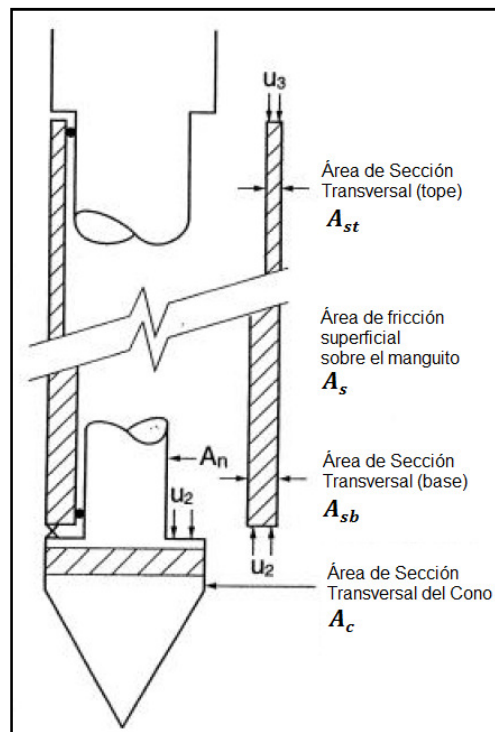


Figura 9: Efectos de áreas desiguales (efecto de la presión de poro) [6] (Figura 20 en [6], p.22)

II.2.4 INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA CON CPT Y PIEZOCONO [6, p.24]

Numerosas correlaciones semi-empíricas han sido desarrolladas para estimar parámetros geotécnicos para un amplio rango de suelos, a partir de la información que suministra el ensayo CPT. Estas correlaciones tienen diferente confiabilidad y aplicabilidad. Dado que el CPT tiene sensores adicionales (CTPU: sensores de presión de poro y SCPT: sensores sísmicos), la aplicabilidad para estimar parámetros de suelo varía.

La Tabla 5 muestra la aplicabilidad percibida de ensayos CPTU, ampliamente usados, para estimar los parámetros de suelo. Si se añaden sensores sísmicos la habilidad de estimar la rigidez del suelo mejora (E , G y G_o).

Rangos de Confiabilidad de los Parámetros del Suelo												
Tipo de Suelo	D_r	Ψ	K_o	OCR	S_t	S_u	ϕ'	E, G^*	M	G_o^*	k	c_h
Arenas	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3	3-4
Arcillas			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

Tabla 5: Aplicabilidad Percibida para derivar parámetros de suelo a partir del CPTU [6]

(Tabla 4 en [6], p.24)

<p><u>Leyenda:</u></p> <p>1 = Alta</p> <p>2 = Alta a Moderada</p> <p>3 = Moderada</p> <p>4 = Moderada a Baja</p> <p>5 = Baja</p> <p>Espacio en Blanco = No Tiene Aplicabilidad</p> <p>* = aumenta si es un Ensayo SCPT</p>
--

Donde:

D_r : densidad relativa

Ψ : parámetro de estado o relación de resistencia

E, G : módulos de young y de corte

G_o : módulo de corte para pequeñas deformaciones

OCR : relación de pre-consolidación

S_u : resistencia al corte no drenada

c_h : coeficiente de consolidación

ϕ' : ángulo de fricción interna efectivo

K_o : relación de esfuerzos en sitio

M : compresibilidad

S_t : sensibilidad

k : permeabilidad

II.2.5 PERFILES DE SUELO Y TIPOS DE SUELO ^[6, p.25]

La mayor aplicación del CPT es la definición de perfiles de suelo y de tipos de suelo. Típicamente, la resistencia del cono (q_t) tiene valores altos en arenas y bajos en arcillas, mientras que la relación de fricción ($R_f = f_s/q_t$) es baja en arenas y alta en arcillas. No se puede esperar que el CPT brinde predicciones precisas del tipo de suelo basadas en características físicas tales como la granulometría. Más bien se basa en características mecánicas (resistencia y rigidez) del suelo y en el tipo de comportamiento del suelo (SBT: *Soil Behavior Type*), introducido a la literatura por Robertson y otros (1986) (citado por ^[6], p.25).

II.2.6 GRÁFICOS SBT NO-NORMALIZADOS ^[6, p.25]

Son la versión de gráficos de tipificación de suelos más antigua y más comúnmente usadas. Fueron introducidas por Robertson y otros (1986) (citado por ^[6], p.25) Este

gráfico (Figura 10 y Tabla 6) usa los parámetros básicos del CPT (q_t y R_f). Brinda predicciones razonables de tipo de comportamiento de suelo para sondeos CPT de hasta 60 m (\approx 20 ft) de profundidad. Se pueden esperar solapes en el gráfico para algunas zonas y estas deben ser ajustadas de acuerdo a la experiencia local disponible.

II.2.7 GRÁFICOS SBT_N NORMALIZADOS [6, pp. 25-30]

Dado que la resistencia del cono (q_t) la relación de fricción (R_f) aumentan con la profundidad debido al incremento del esfuerzo efectivo de sobrecarga, es necesario normalizar la información de campo obtenida con el CPT para esfuerzos de sobrecarga de sondeos muy someros y/o muy profundos.

En la

Figura 11 y Tabla 7 se muestra el gráfico de tipo de comportamiento de suelo normalizado y actualizado por Robertson en el año 1990. En este se ha identificado una zona en la cual entrarán los resultados CPT de la mayoría de los **suelos jóvenes, no-cementados, insensibles y normalmente consolidados**. Adicionalmente, el Gráfico SBT_N identifica tendencias generales en la respuesta del suelo tales como: (1) incrementos de densidad, (2) incrementos de OCR, edad y cementación para suelos arenosos, (3) incrementos de esfuerzos históricos (OCR) y sensibilidad (S_t) para suelos cohesivos. Se pueden esperar solapes en el gráfico para algunas zonas y estas deben ser ajustadas de acuerdo a la experiencia local disponible.

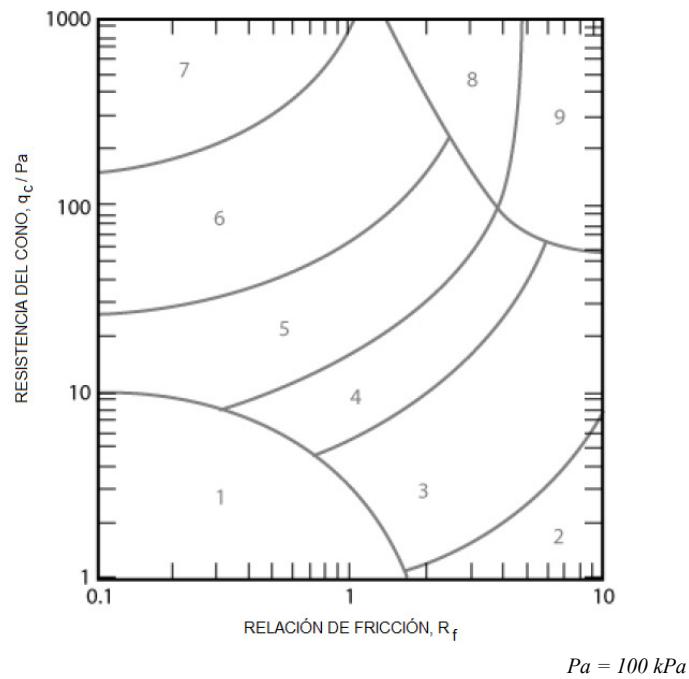


Figura 10: Gráfico de Tipo de Comportamiento del Suelo basado en CPT (SBT)

(Figura 21 en [6], p.26)

Zona	Tipo de Comportamiento del Suelo
1	Arenas finas, sensibles
2	Suelos Orgánicos: Arcilla
3	Arcillas: Arcilla limosa a Arcilla
4	Mezcla de Limos: Limo arcilloso a Arcilla limosa
5	Mezcla de Arenas: Arena limosa a Limo arenoso
1	Arenas: Arena limpia a Arena limosa
7	Arena gravosa a Arena densa
8	Arena muy dura a Arena arcillosa *
9	Suelo de Grano Fino muy duro *

(*) Altamente Consolidados o Cementados

Tabla 6: Tipo de Comportamiento de Suelo de acuerdo a las Zonas SBT (Figura 10)

(Figura 21 en [6], p.26)

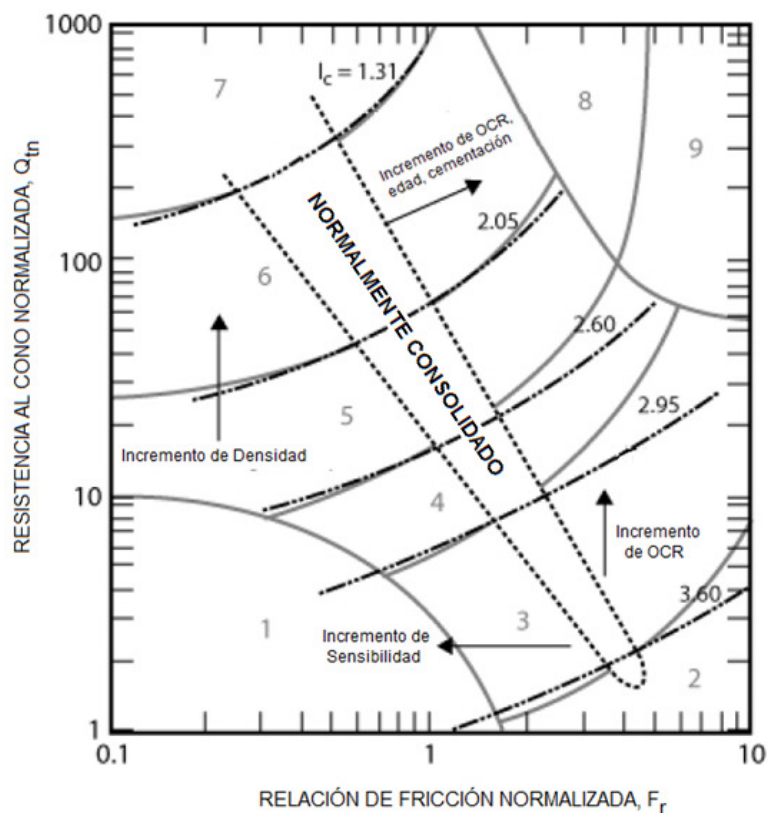


Figura 11: Gráfico Normalizado de Tipo de Comportamiento del Suelo SBT_N
 (Figura 22 en [6], p.27)

Zona	Tipo de Comportamiento del Suelo	I_c (— · · · — · · · —)
1	Arenas finas, sensibles	N/A
2	Suelos Orgánicos: Arcilla	> 3,6
3	Arcillas: Arcilla limosa a Arcilla	2,95 – 3,6
4	Mezcla de Limos: Limo arcilloso a Arcilla limosa	2,60 – 2,95
5	Mezcla de Arenas: Arena limosa a Limo arenoso	2,05 – 2,6
6	Arenas: Arena limpia a Arena limosa	1,31 – 2,05
7	Arena gravosa a Arena densa	< 1,31
8	Arena muy dura a Arena arcillosa*	N/A
9	Suelo de Grano Fino muy duro*	N/A

(*) Altamente Consolidados o Cementados

Tabla 7: Tipo de Comportamiento de Suelo de acuerdo a las Zonas SBT_N (Figura 11)
 (Figura 22 en [6], p.27)

El Gráfico Normalizado de Robertson (Figura 11) también incluye un gráfico basado en la **presión de poro normalizada** (B_q) mostrado en la Figura 12, donde:

$$B_q = \Delta u / q_n \quad (\text{Ec. 16})$$

Con:

$$\Delta u = u_2 - u_0 \quad (\text{Ec. 17})$$

$$q_n = q_t - \sigma_v \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

B_q : presión de poro normalizada, adimensional.

q_n : resistencia a la penetración del cono **corregida** menos **el esfuerzo vertical total**, kPa

u_2 : presión de poro por encima del cono, kPa

u_0 : presión intersticial de agua calculada, kPa.

q_t : resistencia a la penetración del cono **corregida**, kPa

σ_v : esfuerzo vertical total, kPa.

El **Gráfico $Q_t - B_q$** ayuda a identificar suelos blandos, saturados de grano fino, donde los excesos de presión de poro debido a la penetración del cono pueden ser altos. En general el **Gráfico $Q_t - B_q$** no es comúnmente usado para CPT en tierra, debido a la carencia de repetibilidad de los resultados de presión de poro.

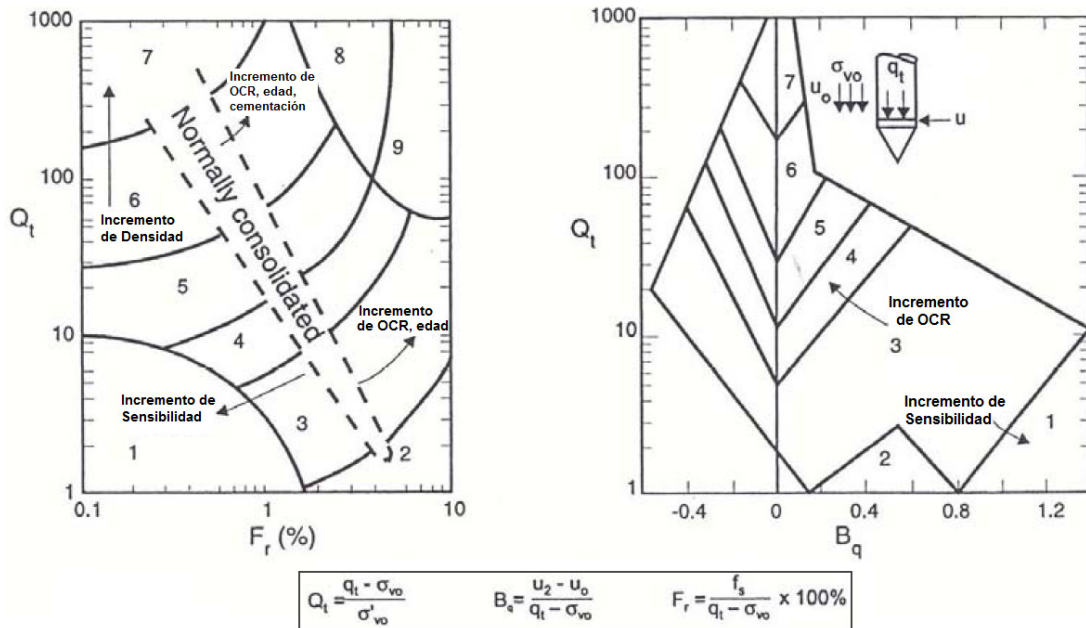


Figura 12: Gráficos Normalizados de Tipo de Comportamiento de Suelo $Q_t - F_r$ y $Q_t - B_q$ (Robertson, 1990) [6] (Figura 23 en [6], p.28)

De no existir experiencias de ensayos CPT en un ambiente geológico dado, es recomendable obtener muestras de localizaciones apropiadas que permitan verificar el tipo de comportamiento del suelo. Si existe información de CPT y los gráficos (Figura 12) han sido modificados basándose en esos resultados, la toma de muestras no siempre será requerida.

Tal y como se observa en la Figura 12, el tipo de suelo puede ser identificado de manera más exacta si se miden las presiones de poro durante el CPT. En arcillas blandas y limos las presiones de poro durante la penetración del cono pueden ser muy grandes, mientras que en arcillas duras altamente consolidadas, limos densos o arenas limosas, pueden ser muy bajas y algunas veces negativas, con relación a la presión intersticial de equilibrio (u_0).

La tasa de disipación de la presión de poro durante una pausa en la penetración del cono, también puede guiar en la identificación del tipo de suelo. En suelos arenosos

cualquier exceso de presión intersticial se disipará rápidamente, mientras que en las arcillas la tasa de disipación puede ser muy baja.

Para simplificar la aplicación del Gráfico SBT_N (**Figura 11**) los resultados normalizados del CPT (Q_t y F_r) pueden ser combinados en un único parámetro, *índice de tipo de comportamiento del suelo* (I_c). Físicamente, I_c es el radio de los círculos concéntricos que representan los límites entre cada zona de un determinado SBT. Matemáticamente puede expresarse:

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q_t))^2 + (1,22 + \log(F_r))^2} \quad (\text{Ec. 19})$$

Con:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v} \times 100\% \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

I_c : índice de tipo de comportamiento del suelo, adimensional.

Q_t : resistencia a la penetración del cono normalizada, adimensional.

q_t : resistencia a la penetración del cono corregida, kPa.

f_s : fricción unitaria medida, kPa

F_r : relación de fricción normalizada, %

El término Q_t es la normalización simple con un exponente de esfuerzo (n) igual a 1,0, (Nótese que en la Figura 11 la ordenada es Q_{tn}) lo cual aplica bien para suelos cohesivos. Recientemente, Robertson (2009) (citado por ^[6], p.29) sugirió que los Gráficos SBT_N deben ser usados con la resistencia al cono normalizada calculada usando el

exponente de esfuerzo que es función de I_c y del tipo de suelo. Debe seguirse la siguiente metodología:

i) Calcular el índice de tipo de comportamiento del suelo I_c :

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q_t))^2 + (1,22 + \log(F_r))^2} \quad (\text{Ec. 19})$$

ii) Calcular el exponente de esfuerzos n :

$$n = 0,381 I_c + 0,05 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) - 0,15 \quad (\text{Ec. 22})$$

Con la restricción: $n \leq 1,0$

iii) Calcular el multiplicador C_N :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (\text{Ec. 23})$$

iv) Calcular resistencia al cono normalizada Q_{tn} :

$$Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma'_v)}{P_a} \right] \times C_N \quad (\text{Ec. 24})$$

v) Calcular la relación de fricción normalizada F_r :

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_v} \times 100\% \quad (\text{Ec. 21})$$

vi) Identificar el tipo de suelo con los parámetros normalizados Q_{tn} y F_r en el Gráfico SBT_N (Figura 11).

Siguiendo esta metodología, los límites de comportamiento de suelo vienen dados por los radios I_c (—...—...—) que no aplica en las Zonas 1, 8 y 9. La Figura 11 tiene más de un 80% de confiabilidad cuando se compara con muestras recolectadas.

II.2.8 PERFILES EQUIVALENTES SPT N_{60} [6, pp. 31-33]

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) es uno de los más usados en el mundo, especialmente en Norte América. A pesar de los continuos esfuerzos para estandarizar el procedimiento y los equipos para realizar SPT, aún existen problemas asociados con la repetibilidad y confiabilidad de sus resultados. Sin embargo, un gran número de Ingenieros Geotécnicos han desarrollado experiencia en métodos de diseño basados en correlaciones locales SPT. Cuando estos profesionales trabajan con información de ensayos CPT prefieren ver estos resultados en la forma de valores equivalentes de SPT. Por lo tanto se generó la necesidad de crear una correlación entre los parámetros de ambos ensayos.

Muchos factores afectan los resultados del SPT, tales como preparación y tamaño del hoyo, detalles del muestreador, longitud de la sarta de barras, eficiencia de la energía del sistema SPT siendo este el factor más influyente. Esta eficiencia se expresa como la relación ER_r . Una relación de energía de 60% es un valor referencial bien aceptado y representativo de la historia energética promedio del SPT.

Robertson (1983) (citado por [6], p.31) presentó una relación (Figura 13) basada en correlaciones previas que relaciona el término $(q_c/P_a)/N_{60}$ con el tamaño medio de grano D_{50} (de 0,001 mm a 1,00 mm). La razón $(q_c/P_a)/N_{60}$ se incrementa a medida que aumenta el tamaño de grano. Existen otros gráficos que relacionan la razón CPT/SPT con el contenido de finos para suelos arenosos.

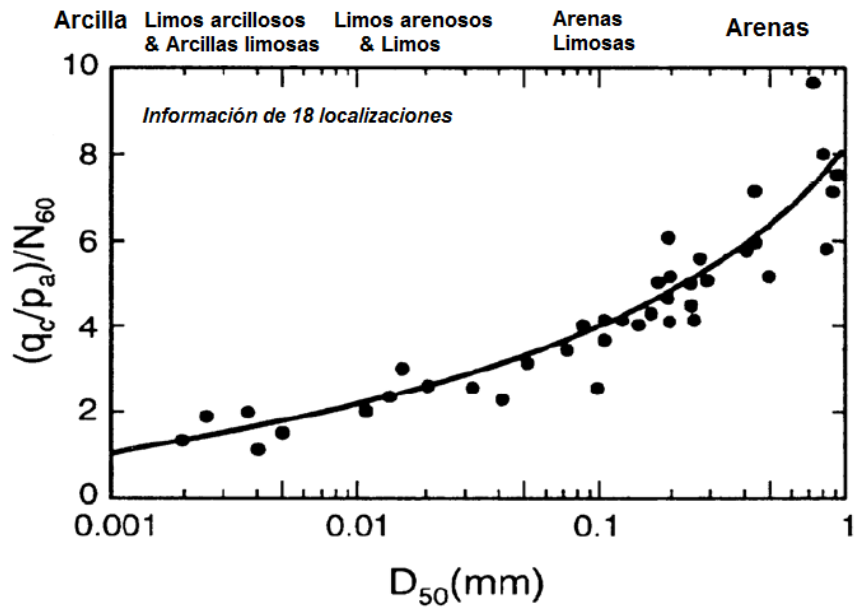


Figura 13: Correlación CPT – SPT con tamaño medio de grano D_{50} (Robertson y otros 1983) [6] (Figura 25 en [6], p.32)

Para emplear la Figura 13 debe conocerse la curva granulométrica del suelo. Los gráficos SBT permiten hallar las características de los granos del suelo, mostrando una tendencia clara de incremento de la relación de fricción a medida que aumenta el contenido de finos y disminuye el tamaño de grano.

Zona	Tipo de Comportamiento del Suelo	$(q_c/P_a)/N_{60}$
1	Arenas finas, sensibles	2,0
2	Suelos Orgánicos: Arcilla	1,0
3	Arcillas: Arcilla limosa a Arcilla	1,5
4	Mezcla de Limos: Limo arcilloso a Arcilla limosa	2,0
5	Mezcla de Arenas: Arena limosa a Limo arenoso	3,0
6	Arenas: Arena limpia a Arena limosa	5,0
7	Arena gravosa a Arena densa	6,0
8	Arena muy dura a Arena arcillosa*	5,0
9	Suelo de Grano Fino muy duro*	1,0

Tabla 8: Relaciones sugeridas de $(q_c/P_a)/N_{60}$ [6] (Tabla 5 en [6], p.33)

Robertson y otros (1986) sugieren para cada zona del gráfico SBT **no normalizado** (Figura 10) los valores citados en la Tabla 8, de $(q_c/P_a)/N_{60}$.

A través de los valores dados por la Tabla 8 se obtienen estimaciones razonables del $SPT N_{60}$ a partir de información de un CPT. La relación está en términos de q_c por simplicidad, pero esto sólo aplica en suelos granulares. Para suelos blandos de grano fino debe sustituirse q_c por q_t (resistencia a la penetración del cono total o corregida).

Aunque útiles, los valores de la Tabla 8 resultan en una conversión discontinua a $SPT N_{60}$ dado que la data CPT de un mismo suelo puede caer en varias zonas SBT. Existe otra correlación dada por Jefferies & Davies (1993) (citado por ^[6], p.33) que emplea el índice de tipo de comportamiento del suelo (I_c) combinado con la razón CPT-SPT en la siguiente expresión:

$$\frac{(q_t/P_a)}{N_{60}} = 8,5 \left(1 - \frac{I_c}{4,6} \right) \quad (\text{Ec. 25})$$

Aplica sí y sólo sí: $I_c < 4,06$

Los autores sugieren que la $\frac{(q_t/P_a)}{N_{60}} = 8,5 \left(1 - \frac{I_c}{4,6} \right)$ (Ec. 25 brinda mejores resultados de $SPT N_{60}$ que el mismo ensayo SPT, debido a la poca repetibilidad del mismo. Esta correlación no brinda buenos resultados en arcillas duras donde I_c puede ser pequeño debido la alta OCR .

II.2.9 PESO UNITARIO DEL SUELO (γ) ^[6, p.34]

La mejor forma de obtener el peso unitario total de un suelo es tomando una muestra relativamente no perturbada (de muestreador Shelby por ejemplo) y pesar un volumen conocido de ésta. Cuando esto no es realizable, el peso unitario total puede ser estimado de resultados CPT a través de la siguiente correlación (citado por ^[6], p.34):

$$\gamma/\gamma_w = 0,27[\log(R_f)] + 0,36[\log(q_t/P_a)] + 1,236 \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

γ : peso unitario total del suelo, kN/m^3

γ_w : peso unitario del agua intersticial, kN/m^3

R_f : relación de fricción, %

q_t : resistencia a la penetración del cono **corregida**, kPa

$P_a = 100\text{kPa} = 1\text{Tn/ft}^2$

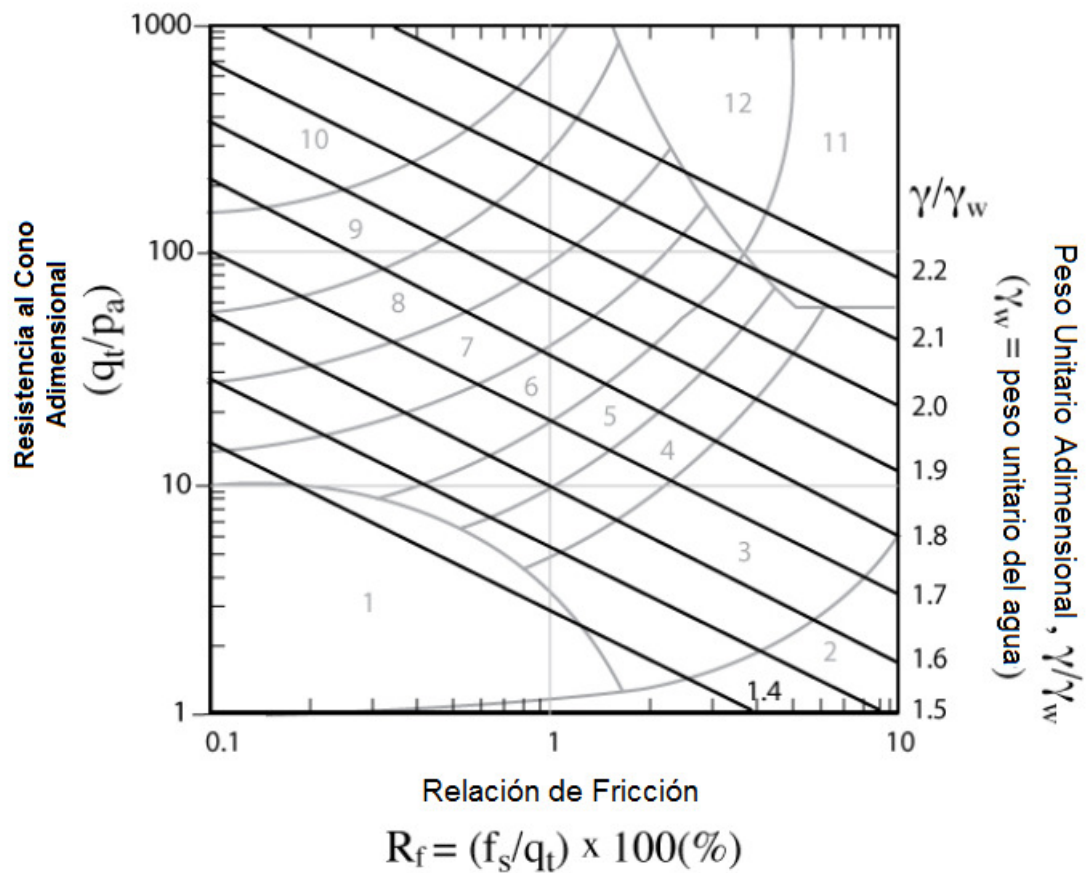


Figura 14: Peso Unitario Adimensional basado en resultados CPT [6] (Figura 26 en [6], p.34)

II.2.10 RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA (S_u) [6, pp. 35-36]

En una masa de suelo no existe un valor único de resistencia al corte no drenada (S_u), ya que la respuesta no drenada de la misma dependerá de la dirección de la carga aplicada, anisotropía del suelo, tasa de deformación y de la historia de esfuerzos que haya sufrido el sistema. Típicamente el valor de S_u hallado realizando una Compresión Triaxial es mayor que el obtenido con un Corte Directo Simple que a su vez es mayor que el resultante de un Triaxial de Extensión ($S_{uTC} > S_{uDSS} > S_{uTE}$). El valor de S_u que se emplee para el análisis, dependerá del problema de diseño. En general, el valor obtenido de S_u con un corte directo simple representa un valor promedio de resistencia al corte no drenada ($S_{u(ave)}$).

Dado que la anisotropía y la tasa de deformación inevitablemente influenciarán los resultados de todos los ensayos de campo, su interpretación requerirá necesariamente de formulaciones empíricas para considerar estos factores, así como también la posible perturbación de las muestras.

Las teorías hasta ahora establecidas, proponen expresiones de la siguiente forma para la estimación de S_u en base a resultados de campo, CPT:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (\text{Ec. 27})$$

Típicamente, N_{kt} varía de 10 a 18, con un valor promedio de 14 usado para estimar $S_{u(ave)}$.

N_{kt} tiende a aumentar con la plasticidad y disminuir con el incremento de sensibilidad en el suelo. Lunne y otros (1997) (citado por [7], p.35) mostraron que N_{kt} disminuye con incrementos de B_q , cuando $B_q \sim 1,0 \rightarrow N_{kt}$ puede ser tan bajo como 6,0.

- En depósitos con poca información de experiencia previas, estimar S_u usando factores N_{kt} entre 14 y 16. Para estimaciones más conservadoras, utilizar un valor más cercano al límite superior (18).
- Para arcillas muy blandas, en las cuales pueda haber dudas en cuanto a la precisión de los resultados de q_t , estimar S_u a partir del exceso de presión de poro (Δu) medida por encima del cono (u_2):

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$N_{\Delta u} \in [4, 10]$$

Para diseños conservadores utilizar $N_{\Delta u}$ cercano a 10.

Existe una relación entre $N_{\Delta u}$ y N_{kt} a través de B_q :

$$N_{\Delta u} = B_q N_{kt} \quad (\text{Ec. 29})$$

II.2.11 SENSIBILIDAD DEL SUELO (S_t) ^[6, p.36]

La sensibilidad de una arcilla está definida como la relación entre la máxima resistencia al corte no drenada de una **muestra no perturbada** (S_u) y la resistencia al corte no drenada de una **muestra remoldeada** ($S_{u(Rem)}$).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u(Rem)}} \quad (\text{Ec. 30})$$

$S_{u(Rem)}$ puede ser asumida igual a la fricción en el fuste del manguito. Por lo tanto, la sensibilidad de una arcilla puede ser estimada calculando su resistencia al corte no drenada máxima (S_u) a partir de correlaciones generales o específicas de la zona

usando el valor de resistencia al cono corregida (q_t) o el exceso de presión de poro (Δu) y $S_{u(Rem)}$ igual a f_s , tal que:

$$S_t = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \times \frac{1}{f_s} \quad (\text{Ec. 31})$$

Para arcillas relativamente sensibles ($S_t > 10$), el valor de f_s puede llegar a ser muy bajo con las dificultades asociadas a obtener un valor preciso en estos casos. Por lo tanto, la estimación de la sensibilidad debe ser usada únicamente como una guía.

II.2.12 RELACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA ($\Psi = S_u/\sigma'_v$) [6, p.37]

En la mayoría de los casos resulta útil estimar la relación de resistencias Ψ a partir de los resultados de un CPT, dado que este parámetro se relaciona directamente con la razón de pre-consolidación (OCR).

Para arcillas normalmente consolidadas, la Mecánica de Suelos en Estado Crítico establece una relación entre S_u y el ángulo de fricción efectivo (ϕ'), para diferentes direcciones de aplicación de la carga.

De no conocer ϕ' puede emplearse el siguiente valor:

$(S_u/\sigma'_v)_{NC} = 0,22$ En Corte Directo Simple ($\phi' = 26^\circ$)

$$S_u/\sigma'_v = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v} \right) \frac{1}{N_{kt}} = \frac{Q_t}{N_{kt}} \quad (\text{Ec. 32})$$

$N_{kt} \sim 14 \rightarrow S_u/\sigma'_v = \frac{Q_t}{14} = 0,071Q_t \rightarrow Q_t = 3 \text{ a } 4$ para Arcillas NC.

Basado en la hipótesis de que $S_{u(Rem)} = f_s$:

$$S_{u(Rem)}/\sigma'_v = f_s/\sigma'_v$$

En función de los parámetros normalizados:

$$\frac{f_s}{\sigma'_v} = \frac{F_r(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_v} \frac{1}{100}$$

$$\frac{S_{u(Rem)}}{\sigma'_v} = \frac{F_r Q_t}{100} \quad (\text{Ec. 33})$$

II.2.13 RAZÓN DE PRE-CONSOLIDACIÓN (*OCR*) ^[6, p.38]

La razón de pre-consolidación está definida como el esfuerzo efectivo de pre-consolidación (σ'_{vo} , el mayor esfuerzo que ha sufrido la masa de suelo) entre el esfuerzo efectivo de sobrecarga bajo el cual se encuentra sometida actualmente:

$$OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 34})$$

Si $OCR > 1,00 \Rightarrow$ Arcilla Pre-consolidada (OC)

Si $OCR \leq 1,00 \Rightarrow$ Arcilla Normalmente Consolidada (NC)

Para suelos mecánicamente sobre-consolidados donde el único cambio ha sido la remoción del esfuerzo de sobrecarga, esta definición es apropiada. Sin embargo, en suelos cementados y/o envejecidos, la *OCR* puede representar la relación entre el esfuerzo admisible $YSR = \sigma'_{vy}/\sigma'_v$. **Este esfuerzo admisible σ'_{vy} dependerá de la naturaleza y dirección de la carga aplicada.**

Para arcillas pre-consolidadas:

$$(S_u/\sigma'_v)_{OC} = (S_u/\sigma'_v)_{NC} (OCR)^{0,8} \quad (\text{Ec. 35})$$

Basado en esto, Robertson (2009) (citado por ^[6], p.38) sugirió:

$$OCR = 0,25 (Q_t)^{1,25} \quad (\text{Ec. 36})$$

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron un método más simple:

$$OCR = k \frac{(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_v} = k Q_t \quad (\text{Ec. 37})$$

Válido para $Q_t < 20$

Equivalente a:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_v} = k \frac{(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_v} \quad (\text{Ec. 38})$$

Despejando el esfuerzo efectivo de pre-consolidación:

$$\sigma'_{vo} = k(q_t - \sigma_v) \quad (\text{Ec. 39})$$

Puede asumirse $k = 0,33$ como un valor promedio.

$k \in [0, 2; 0, 5]$

Valores más altos de **k** se recomiendan para arcillas envejecidas y altamente pre-consolidadas.

II.2.14 RELACIÓN DE ESFUERZOS EN SITIO (K_o) [6, p.39]

No existe ningún método confiable para determinar K_o a partir de información de CPT. Sin embargo, puede estimarse su valor en base a la OCR , para suelos de grano fino mediante el gráfico de Anderson y otros (1979) mostrado en la Figura 15.

Kulhawy y Mayne (1990) (citado por [6], p.39) sugirieron una aproximación similar:

$$K_o = 0,1 \frac{(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_v} \quad (\text{Ec. 40})$$

Ambas propuestas para estimar K_o son sólo válidas para suelos mecánicamente pre-consolidados de grano fino. Existe mucha imprecisión asociada al uso de ambas correlaciones por lo que deben ser usadas sólo como una guía.

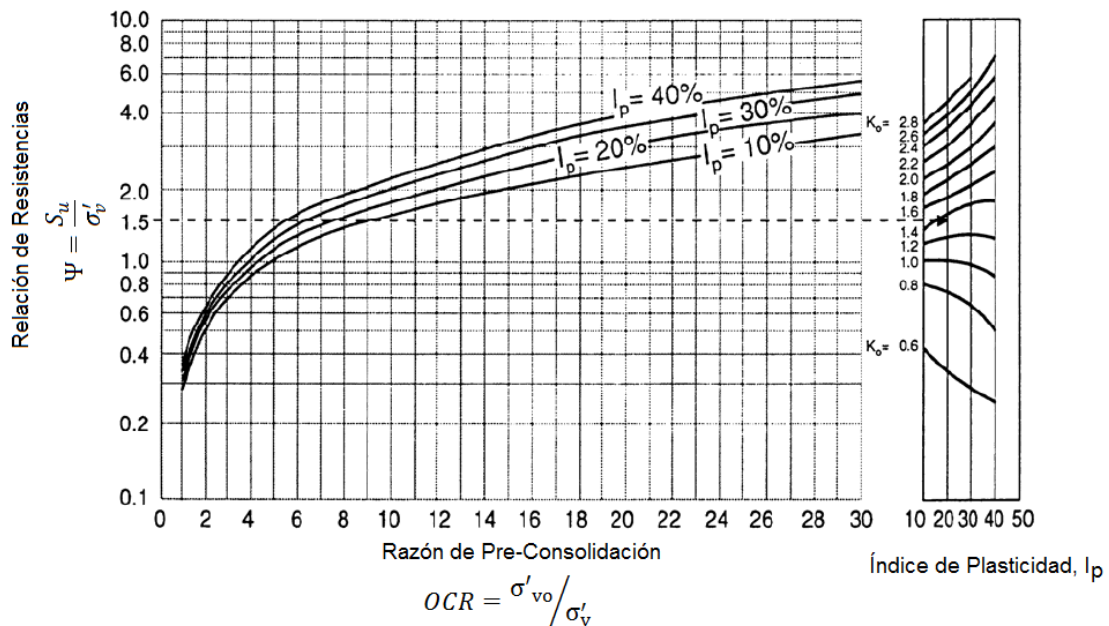


Figura 15: OCR y K_o a partir de S_u/σ'_v e Índice de Plasticidad (I_p).

Anderson y otros (1979) [6] (Figura 27 en [6], p.39)

II.2.15 ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO (ϕ') [6, p.40-41]

La resistencia al deslizamiento de suelos arenosos no cementados, usualmente se expresa en términos de un ángulo secante máximo de fricción.

Numerosos estudios han sido publicados para evaluar el ángulo de fricción efectivo a partir de resultados de CPT en arenas limpias. Básicamente, los métodos se ubican en alguna de las siguientes categorías:

- Basados en la Teoría de Capacidad de Soporte.
- Basados en la Teoría de Expansión de Cavidades.
- Métodos empíricos.

Los métodos empíricos, basados en la calibración de cámaras de prueba y en resultados de campo, son los más comúnmente usados. Sin embargo, los modelos basados en la expansión de cavidades son los más prometedores por su simplicidad y porque pueden incorporar muchas de las más importantes características de la respuesta del suelo.

Robertson y Campanella (1983) (citado por [6], p.40) sugirieron una correlación para arenas predominantemente cuarcíticas no cementadas, no envejecidas y moderadamente compresibles, basada en resultados de calibración de cámaras de prueba. Para arenas de mayor compresibilidad (arenas carbonáticas o arenas con alto contenido de mica), la ecuación tiende a predecir valores de ϕ' bajos.

$$\tan(\phi') = \frac{1}{2,68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right) + 0,29 \right] \quad (\text{Ec. 41})$$

Kulhawy y Mayne (1990) (citado por [6], p.40) propusieron una relación alternativa para arenas cuarcíticas limpias, no cementadas y de grano redondeado. La correlación

fue evaluada por los autores usando información de campo de alta calidad (Figura 16):

$$\phi' = 17,6 + 11 \log(Q_{tn}) \quad (\text{Ec. 42})$$

Para suelos de grano fino, la mejor forma de definir ϕ' es mediante un Ensayo Triaxial de Compresión con muestras de alta calidad. Valores de $\phi' = 28^\circ$ para arcillas y de 32° para limos, son usualmente buenas aproximaciones para proyectos pequeños.

Una propuesta del Instituto Noruego de Tecnología (NTH: Senneset y otros, 1989) (citado por ^[6], p.41) permite aproximar los parámetros de resistencia efectivos: c' y ϕ' a partir de resultados CPTU (piezocono).

Para arcillas y limos ($c' = 0$) normal a ligeramente consolidados la solución NTH se expresa:

$$\phi'(\text{grados}) = 29,5^\circ \times B_q^{0,121} [0,256 + 0,336B_q + \log(Q_t)] \quad (\text{Ec. 43})$$

Válida para: $20^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$ y $0,1 \leq B_q \leq 1,0$

Para suelos altamente sobre-consolidados, geomateriales fisurados y arcillas altamente estructuradas o cementadas, la relación anterior **no** provee resultados confiables y los mismos deberán ser verificados con pruebas de laboratorio.

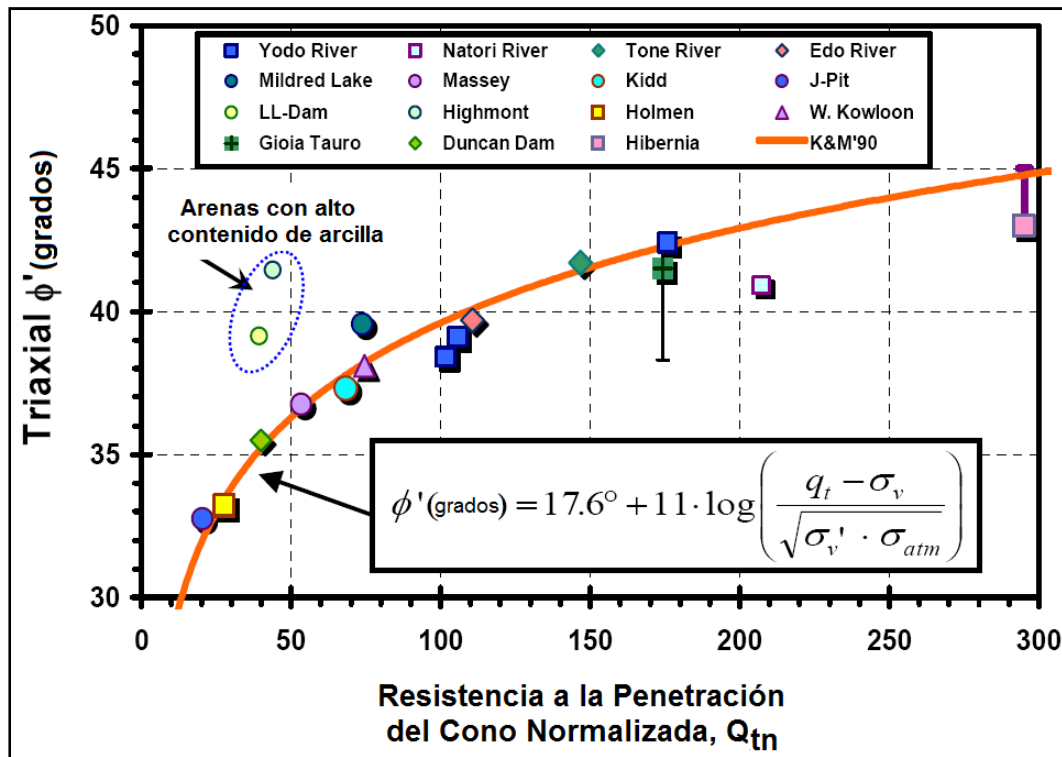


Figura 16: Ángulo de Fricción Interna Efectivo de Ensayos CPT en Arenas cuarcíticas limpias, no-envejecidas, no-cementadas (Mayne, 2006) ^[6] (Figura 28 en [6], p.41)

II.2.16 DENSIDAD RELATIVA (D_r) ^[6, p.42]

La densidad relativa (D_r) o índice de densidad (I_D) de suelos no cohesivos es comúnmente usada como un parámetro intermedio y se expresa como:

$$D_r = I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde:

e_{max} : relación de vacíos máxima

e : relación de vacíos en sitio

e_{min} : relación de vacíos mínima

Los problemas asociados a la determinación de los valores máximo y mínimo de la relación de vacíos son bien conocidos. Además, varias investigaciones han demostrado que la tasa de deformación y el comportamiento de la resistencia en suelos no cohesivos son variables muy complicadas como para ser representadas únicamente por su densidad relativa. Sin embargo, este parámetro ha sido usado por años para describir los depósitos arenosos.

Los estudios basados en cámaras de calibración han generado correlaciones entre la penetración al cono CPT y la densidad relativa de arenas limpias, predominantemente cuarcíticas. También han mostrado que la resistencia CPT está controlada no sólo por la densidad, sino también por los esfuerzos efectivos en sitio, horizontales y verticales y la compresibilidad de la arena. Esta última está controlada por el tamaño y forma del grano y el carácter mineralógico de la arena.

Arenas angulares tienden a ser más compresibles que aquellas de grano redondeado porque es posible la acomodación de los granos. Por otra parte, arenas carbonáticas o con mica suelen ser más compresible que arenas cuarcíticas limpias. A mayor compresibilidad, la arena tendrá una resistencia a la penetración menor para una densidad relativa dada.

Baldi y otros (1986) recomiendan la siguiente expresión para estimar D_r a partir de q_c :

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{q_{cn}}{C_o} \right) \quad (\text{Ec. 45})$$

C_o y C_2 son constantes del suelo. Para arenas predominantemente cuarcíticas, moderadamente compresibles, normalmente consolidadas, no envejecidas, no cementadas: $C_o = 15,7$ y $C_2 = 2,41$

$$Q_{cn} = \frac{q_c}{P_a} / \sqrt{\frac{\sigma'_v}{P_a}} \quad (\text{Ec. 46})$$

$$P_a = 100kPa = 1Tn/ft^2$$

q_c : resistencia al cono medida, kPa ó Tn/ft²

Kulhawy y Mayne (1990) (citado por ^[6], p.43) sugirieron una relación más simple:

$$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

Q_c : factor de compresibilidad; 0,9 (baja compresibilidad) a 1,1 (alta compresibilidad)

Q_{OCR} : factor de pre-consolidación; $Q_{OCR} = OCR^{0,18}$ (Ec. 48)

Q_A : factor de envejecimiento; $Q_A = 1,2 + 0,05 \log(t/100)$ (Ec. 49)

- **350** es una constante razonable para arenas de grano mediano, cuarcíticas limpias, no cementadas no envejecidas, de unos 1000 años de edad.
- **300** para arenas de grano fino.
- **400** para arenas de grano grueso.
- La constante aumenta con la edad y el incremento es drástico cuando se trata de arenas de más de 10.000 años de edad.

Para arenas silíceas jóvenes, la relación se simplifica:

$$D_r^2 = \frac{Q_{tn}}{350} \quad (\text{Ec. 50})$$

II.3 MÉTODO ICP-05 (*Imperial College Pile*) R. J. Jardine y otros ^[2]

Todo lo escrito a continuación, hasta el punto **II.2.16** (incluido) fue traducido de la referencia [2]: *Imperial College London (2005). ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays. Glasgow: Jardine, R. J. y otros.*

Desarrollado a través de los estudios consecutivos realizados por Jardine (1985), Bond (1989), Lehane (1992) y Chow (1997), el Método del *Imperial College* de Londres: ICP-“*Imperial College Pile*”, anteriormente conocido como **Método MTD** (*Marine Technology Directorate*), en su versión **ICP-05** (versión del año 2005, Jardine y otros ^[2]) tiene como objeto proveer a los Ingenieros de Costa Afuera de lo siguiente:

- Descripciones de los procedimientos de cálculo de capacidad axial que sean lo suficientemente detalladas y claras.
- Demostraciones de las ventajas teóricas y prácticas ofrecidas en comparación con los métodos de diseño convencionales.
- Evidencias de la alta confiabilidad y precisión del método.
- Ejemplos prácticos con base en casos históricos (EURIPIDES y Pentre).
- Comentarios en cuanto a cómo la forma del pilote, edad, efectos de grupo, cargas cíclicas y acción sísmica, pueden influenciar el desempeño del pilote.

La versión ICP-05 está basada en pruebas de campo con pilotes instrumentados en las localizaciones indicadas por la Tabla 9, la cual brinda una idea de los rangos de aplicabilidad del método inglés:

LOCALIZACIÓN	CONDICIONES DEL SUELO
Canons Park	Arcilla Londinense: dura a muy dura, alta plasticidad. arcilla marina del eoceno, alta <i>YSR</i>
Cowden	<i>Till</i> de Cowden: duro a muy duro de bajo contenido orgánico, de origen glacial, alta <i>YSR</i>
Bothkennar	Arcilla de Carse: blanda, alta plasticidad, moderadamente orgánica. Arcilla-Limo del Holoceno marina de poca profundidad y de estuarios. Ligeramente cementada. <i>YSR</i> moderada.
Labenne	Dunas de Arena: suelta a medianamente densa. Tamaño mediano. Holoceno: baja <i>YSR</i>
Pentre	Arcilla-Limo Glacial-Lacustre y Arcillas Laminadas: muy blandas a firmes, baja plasticidad y baja <i>YSR</i> .
Dunkirk	Arenas Marinas: densa a muy densa, arenas de tamaño mediano con conchas. Flandriense: baja <i>YSR</i> .

Tabla 9: Resumen de las Localizaciones de Pilotes Instrumentados por el ICP (Tabla 1 en [2], p.13)

II.3.1 MÉTODO ICP-05 EN ARENAS [2, pp. 15-27]

A continuación se presenta el método para evaluar la capacidad bajo carga axial a **corto plazo** de un pilote de desplazamiento cilíndrico, hincado en arena. Se basa en resultados de pruebas de carga conducidas diez días luego de la hincada de pilotes que no sufrieron falla.

II.3.1.1 FRICCIÓN SUPERFICIAL

Los experimentos del ICP conducidos en Labenne y Dunkirk muestran que durante la falla los esfuerzos de corte locales que actúan en el fuste del pilote, τ_f , se rigen bajo el criterio de Falla de Coulomb:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan(\delta_f) \quad (\text{Ec. 51})$$

El esfuerzo radial efectivo que actúa en el fuste al momento de la falla es σ'_{rf} y σ'_{rc} es el valor de esfuerzos presente pocos días después del hincado, una vez que la presión de poros y los esfuerzos radiales se han estabilizado (“esfuerzo ecualizado”). El término δ_f es el ángulo de fricción operacional en la interfase. En arenas, se emplea el valor último δ_{cv} , obtenido una vez que el suelo alrededor del pilote cesa su dilatación o contracción. La capacidad por fricción externa, Q_s , se obtiene integrando τ_f a lo largo de toda el fuste del pilote. La Figura 17 muestra los parámetros descritos anteriormente:

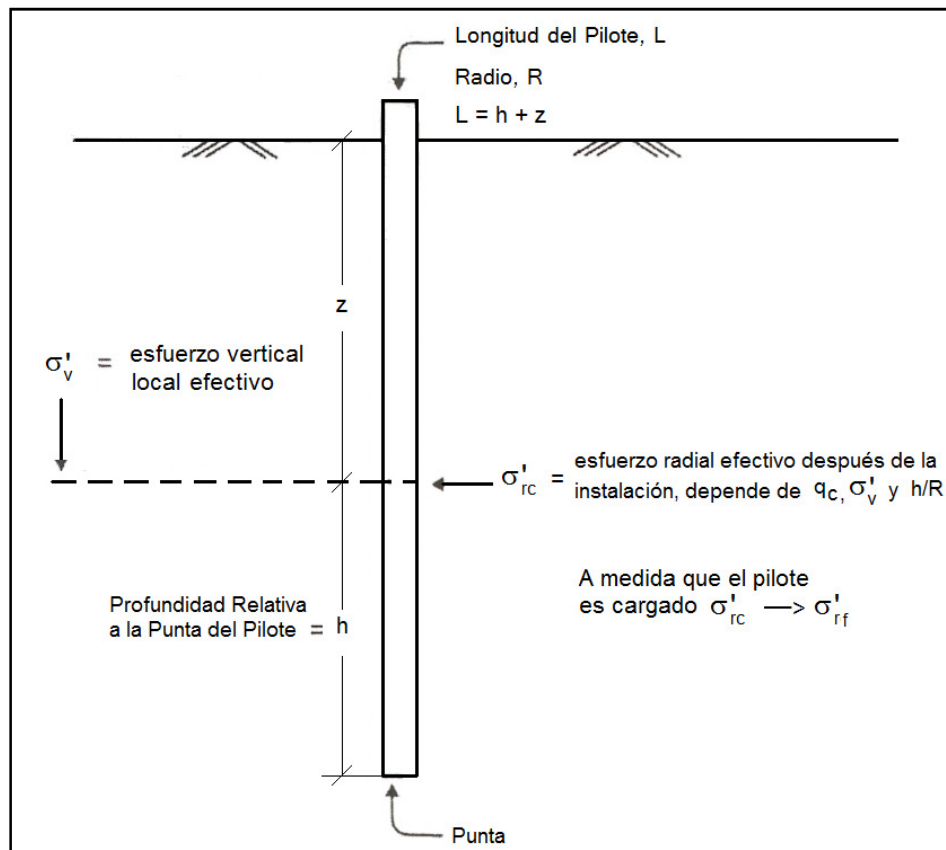


Figura 17: Parámetros del Método ICP-05 [2] (Figura 3 en [2], p.17)

La Tabla 10 muestra los procedimientos de cálculo de capacidad de pilotes hincados en arena.

A		FRICCIÓN SUPERFICIAL DE UN PILOTE CILÍNDRICO DE PUNTA CERRADA
A1	$Q_s = \pi D \int \tau_f dz$	Capacidad del Pilote: Integral de los esfuerzos locales de corte a lo largo de la longitud del pilote empotrada.
A2	$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan(\delta_{cv})$ $\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}$	Esfuerzo de Corte Local: Criterio de Falla de Coulomb.
A3	$\sigma'_{rc} = 0,029 q_c \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{0,13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0,38}$ <i>h</i> : distancia desde la punta del pilote a la profundidad en cuestión <i>R</i> : radio del pilote	Esfuerzo Efectivo Radial Local: Función de la resistencia a la penetración del cono (<i>q_c</i> , no corregida para OCR), el esfuerzo efectivo vertical de sobrecarga normalizado por la presión atmosférica (100 kPa) (σ'_v/P_a) y la relación $h/R \geq 8,0$
A4	$\Delta\sigma'_{rd} = 2G \left(\frac{\Delta r}{R}\right)$ $G = q_c[A + B\eta - C\eta^2]$ Donde: $\eta = q_c(P_a \sigma'_v)^{-0,5}$ $A = 0,0203$ $B = 0,00125$ $C = 1,216 \times 10^{-6}$	Incremento dilatante en el esfuerzo efectivo radial local durante la hinca: Relacionado con la dureza de la arena, la rugosidad del pilote (<i>R_{cla}</i>) y su radio. <i>G</i> se toma de la correlación con CPT, de Baldi y otros (1989). $\Delta r = 2R_{cla} \approx 0,02mm$ para pilotes de acero ligeramente oxidados.
A5	δ_{cv} : Medido directamente mediante ensayos. Si no se han de realizar los mismos, es obtenible de la Figura 18	Ángulo de fricción en la interface durante la falla: Depende de la rugosidad y otros factores.
A6	$\tau_f = (0,8 \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan(\delta_{cv})$	Si la carga es de tensión , la Ec. A6 se emplea en vez de A2; esto es 80% de σ'_{rc} para pilotes bajo esfuerzos de tensión.
B		FRICCIÓN SUPERFICIAL DE UN PILOTE CILÍNDRICO DE PUNTA ABIERTA
B3	$\sigma'_{rc} = 0,029 q_c \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{0,13} \left(\frac{h}{R^*}\right)^{-0,38}$ $R^* = \sqrt{R_{externo}^2 - R_{interno}^2}$ Bajo tensión: $\tau_f = 0,9(0,8 \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_r) \tan(\delta_{cv})$	Radio Modificado <i>R*</i> se sustituye en la Ec. A3 Se mantiene la restricción: $h/R^* \geq 8,0$ Los esfuerzos de corte bajo tensión se reducen en un 10%

Tabla 10: Método ICP-05 para el Cálculo de Fricción Superficial en Pilotes Hincados en Arena [2] (Tabla 2 en [2], p.21)

A continuación algunas notas importantes para el uso de la Tabla 10:

- Los diferenciales dz deben ser lo suficientemente pequeños como para detectar las diferentes capas de suelo y las variaciones de los parámetros clave σ'_v , q_c y δ_{cv} . Típicamente se requieren al menos 15 subdivisiones, aún cuando se trate de perfiles relativamente uniformes. Se recomiendan intervalos más pequeños cerca de la punta.

- Los valores locales de σ'_{rc} varían considerablemente con la densidad relativa de la arena. También son muy sensibles a la profundidad relativa de la punta (h) (Ver Figura 17). Los esfuerzos radiales efectivos a cualquier profundidad disminuyen rápidamente a medida que la punta es hincada por debajo de este nivel. Esta característica, que puede cambiar de acuerdo con el método de instalación, forma del pilote y propiedades de la arena, es la causa de la tendencia en arenas uniformes de alcanzar un valor cuasi-constante de fricción superficial una vez que se ha superado la profundidad *crítica* de $10D$.

- El efecto de la profundidad relativa de la punta (h) en pilotes de punta cerrada se considera en la Ec. A3 mediante el término h/R . Se recomienda un valor mínimo de 8,00 para evitar posibles valores infinitos de tender a cero h/R .

- Los pilotes de punta abierta pueden desarrollar componentes de fricción superficial en su interior. Los análisis del ICP muestran que la fricción interna se concentra cerca de la punta del pilote y por simplicidad sus componentes se consideran contribuyentes al soporte de punta y a la fricción externa.

- Ensayos en pilotes de punta abierta indican una reducción más rápida de σ'_{rc} con h que la estimada con la Ec. A3. El término R^* definido en Ec. B3 conlleva a obtener una tasa de declinación con h que es dependiente del espesor de pared del pilote. Al igual que en la Ec. A3, el mínimo de esta relación es $h/R^* \geq 8,00$.

- Las pruebas de campo conducidas por el ICP muestran que los esfuerzos radiales efectivos σ'_r experimentan decrementos $\Delta\sigma'_r$ en el período entre la carga y la falla. El principal componente de este cambio observado en ensayos de compresión está asociado a la dilatación de la interface durante la carga ($\Delta\sigma'_{rd}$).

- Para que ocurra deslizamiento debe desarrollarse un desplazamiento radial Δr en la interface de corte similar al doble de la rugosidad del pilote (R_{cla}). Este desplazamiento induce cambios en la masa de suelo de los alrededores alterando la variación del esfuerzo radial efectivo $\Delta\sigma'_r$, el cual aumenta con la dureza global de la arena pero es inversamente proporcional al radio. $\Delta\sigma'_r$ puede contribuir menos de un 5% a la capacidad de pilotes de diámetros mayores a 1,00 m, pero se vuelve importante con pilotes medianos y domina el comportamiento de pilotes pequeños. $\Delta\sigma'_r$ se estima mediante la ecuación de expansión de cavidad (Ec. A4). Otros procedimientos de cálculo (CNS, “Constant Normal Stiffness”) son válidos.

- La resistencia al corte en las arenas es una variable no lineal dependiente de la presión y anisotropía. Mediciones *in situ* de la velocidad de la onda de corte o ensayos de laboratorio *small-strain* pueden brindar información directa de los valores máximos de resistencia al corte en sitio. De no conocerse el valor del módulo de corte operacional G , puede emplearse $G = q_c[A + B\eta - C\eta^2]$ para su estimación, según Chow 1997.

- Durante pruebas bajo tensión, los valores de σ'_r y τ_f son más pequeños puesto que la transferencia de esfuerzos de corte reduce los esfuerzos compresivos alrededor del fuste. La Ec. B3 muestra una disminución de 10% recomendada para pilotes de punta abierta y Ec. A6 un 80% de σ'_{rc} para pilotes bajo esfuerzos de tensión.

- El ángulo de fricción último en la interface δ_{cv} depende del tamaño y forma de los granos de la arena y su mineralogía y de la dureza y rugosidad del pilote. Jardine y otros (1992) establecieron que δ_{cv} : (i) es independiente de la densidad relativa

inicial (ii) aumenta con la rugosidad relativa de la interface comparada con el tamaño del grano (R_{cta}/D_{50}). La Figura 18 puede emplearse para su estimación.

- La fricción superficial de pilotes hincados en arena aumenta y se vuelve frágil en el tiempo. Pruebas conducidas en pilotes “envejecidos” muestran que los mismos no pueden movilizar la misma resistencia.

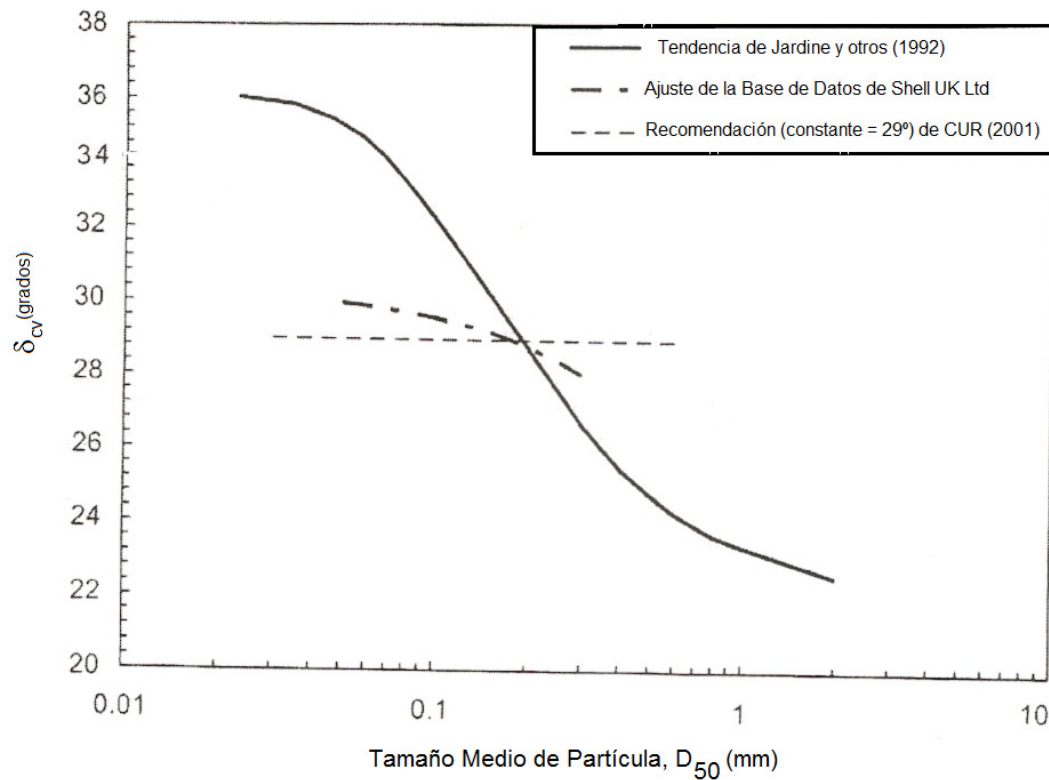


Figura 18: Ángulo de Fricción en la Interface. Tendencias de Jardine, Shell UK Ltd y Recomendación de CUR [2] (Figura 5 en [2], p.20)

II.3.1.2 SOPORTE DE PUNTA

El método ICP propuesto por Fiona Chow (Tabla 11) se basa en las soluciones de expansión de cavidad esférica, que consideran los efectos de la dilatación dependiente de la presión, el comportamiento no lineal de la rigidez y de la anisotropía de la resistencia al corte, sobre la capacidad axial por soporte de punta. Los cálculos se basan en mediciones de resistencia al cono CPT (q_c) e incorporan un factor de escala, logrando predecir el soporte de punta para asentamientos no mayores a $D/10$.

La relación del soporte de punta unitario a la resistencia al cono (q_b/q_c) es menor a la unidad para pilotes de punta cerrada y disminuye con el diámetro del pilote. Es poca la información que se posee hasta ahora para establecer una relación entre el tamaño del pilote (de punta cerrada) y la relación q_b/q_c . Para pilotes de diámetro $D = 570mm \Rightarrow q_b/q_c = 0,4$ según Randolph y otros (2004) (citado por ^[2], p.23). Chow sugiere para $D > 0,90m$ ($904mm$) $\Rightarrow q_b/q_c = 0,30$ (Ec. C1). Para pilotes de diámetro mayor a $1,20m$ no hay suficiente información de campo que permita estimar esta relación.

Los pilotes de punta abierta desarrollan la resistencia de punta mediante la combinación de:

- La fricción interna que transfiere la columna de suelo interna al pilote.
- La resistencia sobre el anular del pilote (área de acero).

SOPORTE DE PUNTA DE PILOTES DE PUNTA CERRADA	
C1	$Q_b = q_b \pi D^2 / 4$ $q_b = q_c [1 - 0,5 \log(D/D_{CPT})]$ <p>Donde: q_c: valor promedio de los medidos a $\pm 1,5 D$, por encima y por debajo de la profundidad de interés (Bustamante & Gianceselli, 1982) [*1]</p>
SOPORTE DE PUNTA DE PILOTES DE PUNTA ABIERTA	
D1	$D_{interno} < 0,02(D_r - 30)$ <p>y</p> $D_{interno}/D_{CPT} < 0,083 q_c/P_a$ <p>Donde: $D_r = 0,4 \ln \left(\frac{q_c}{22(\sigma'_v P_a)^{0,5}} \right)$ $P_a = 100 \text{ kPa}$</p>
D2	$Q_b = q_b \pi R_{externo}^2$ <p>Donde: $q_b = q_c [0,5 - 0,25 \log(D/D_{CPT})]$ q_c: valor promedio de los medidos a $\pm 1,5 D$, por encima y por debajo de la profundidad de interés (Bustamante & Gianceselli, 1982) [*1]</p>
D3	$Q_b = q_{ba} \pi (R_{externo}^2 - R_{interno}^2)$ <p>$q_{ba} = q_c$ (Asumiendo esta igualdad se logra incluir el aporte de la fricción del tapón interno que no se considera en Ec. B3. Es un criterio conservador que equivale a aplicar los esfuerzos de corte máximos que actúan en la punta, en una columna de longitud 30 a 40 veces el espesor del pilote, medida desde la base).</p>

Tabla 11: Método ICP-05 para el Cálculo de Soporte de Punta en Pilotes Hincados en Arena [2] (Tabla 3 en [2], p.25)

[*1]: Se emplea este criterio si: (i) las variaciones de q_c en este intervalo no son drásticas; (ii) los intervalos de profundidad entre valores medidos de q_c no son mayores a $D/2$. Se utilizará un valor de q_c menor al promedio si no se cumplen estas condiciones o si el soporte de punta está controlado por la falla localizada dentro de un estrato significativamente más débil.

II.3.2 MÉTODO ICP-05 EN ARCILLAS ^[2, pp. 15-37]

A continuación se presenta el método para evaluar la capacidad bajo carga axial a **largo plazo** de un pilote de desplazamiento cilíndrico, hincado en arcilla.

II.3.2.1 FRICCIÓN SUPERFICIAL

Los experimentos realizados en las localizaciones señaladas en la Tabla 9 muestran que la falla local por fricción no está gobernada por la resistencia al corte no drenada inicial (S_u), sino que se rige por el mecanismo de Falla de Coulomb, al igual que en caso de las arenas:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan(\delta_f) \quad (\text{Ec. 51})$$

El valor operacional del ángulo δ_f no sostiene relación alguna con S_u o S_u/σ'_v . Los perfiles de σ'_{rf} se ven afectados por parámetros distintos a S_u .

La instalación del pilote altera los perfiles S_u en los puntos cercanos al pilote y crea una zona de interface más débil. Recordando que $f = \alpha S_u$ (Ec. 5), valores de α mayores a la unidad sí son posibles según ICP-05 y varían considerablemente con el tipo de suelo y su posición a lo largo del fuste del pilote.

El diseño mediante el Método API RP2A ^[1], considerando los valores de la Tabla 2: Parámetros de Diseño para Suelos Silíceos No Cohesivos para establecer un α promedio, resulta erróneo de acuerdo a lo establecido por el ICP-05, dado que un amplio rango de valores de α pueden desarrollarse a lo largo del fuste de un solo pilote. Además, la selección de un S_u de diseño es un problema de cuidado, sabiendo que por lo general se emplean Ensayos Tx-UU cuyos resultados se ven altamente influenciados por la perturbación de las muestras, especialmente en arcillas de baja plasticidad, sensibles o cementadas. La Tabla 12 muestra los procedimientos de cálculo de capacidad de pilotes hincados en **arcilla** según ICP-05.

A continuación las notas más importantes para el uso de la Tabla 12:

- Los diferenciales dz deben ser lo suficientemente pequeños como para detectar las diferentes capas de suelo y las variaciones de los parámetros clave σ'_v , YSR , S_t , h/R (ó h/R^*) y δ_{cv} . Típicamente se requieren al menos 15 subdivisiones, aún cuando se trate de perfiles relativamente uniformes. Se recomiendan intervalos más pequeños cerca de la punta, donde K_c varía rápidamente con la profundidad.
- Las pruebas realizadas por el ICP en arcillas mostraron que las presiones de poro y los esfuerzos totales pueden variar durante las pruebas de carga. Usualmente se observan reducciones de σ'_r de hasta $0,2 \times \sigma'_{rc}$ (Ver Ec. E4).
- Se recomienda realizar ensayos de anillo de corte con muestras del sitio específico de estudio con la finalidad de obtener los valores de $\delta_{máximo}$ y $\delta_{último}$ (Ver Apéndice A de ^[2] para conocer la metodología estándar a seguir para ejecutar el ensayo apropiadamente). Esto se recomienda puesto que los estudios de Chow muestran que no existe una relación sistemática entre el índice de plasticidad y dichos ángulos, cuyo valor es determinante en el diseño.

E		FRICCIÓN SUPERFICIAL DE UN PILOTE CILÍNDRICO DE PUNTA CERRADA
E1	$Q_s = \pi D \int \tau_f dz$	Capacidad del Pilote: Integral de τ_f a lo largo de la longitud empotrada del pilote.
E2	$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan(\delta_f) = (K_f/K_c) \sigma'_{rc} \tan(\delta_f)$	Esfuerzo de Corte Local: Basado en el criterio de Falla de Coulomb. En términos del factor de carga K_f/K_c y el esfuerzo radial local efectivo (luego de la ecualización de esfuerzos).
E3	$\sigma'_{rc} = K_c \sigma'_v$ Con: $K_c = [2,2 + 0,016 YSR - 0,870 \Delta I_{vy}] YSR^{0,42} (h/R)^{-0,20}$ $\Delta I_{vy} = \log(S_t)$ ΔI_{vy} : índice relativo de vacíos en la fluencia. \dot{O} : $K_c = [2 - 0,625 \Delta I_{v0}] YSR^{0,42} (h/R)^{-0,20}$ ΔI_{v0} : índice relativo de vacíos $h = L - z$ L : penetración del pilote z : profundidad de interés.	Esfuerzo radial local efectivo luego de la ecualización: Dependiente de K_c que es función de (i) Relación de Límites de Elasticidad (YSR) también llamado OCR aparente, (ii) distancia normalizada desde la punta del pilote (h/R) y (iii) Sensibilidad de la arcilla (S_t) incluida a través del término ΔI_{v0} (un poco menos conservador). Sujeto a la restricción: $h/R > 8,00$.
E4	$K_f/K_c = 0,80$	Factor de carga: Valor constante e independiente de la dirección de aplicación de la carga y las condiciones de drenaje. Válido para tensión o compresión.
E5	δ_f entre $\delta_{máximo}$ y $\delta_{último}$	Ángulos de fricción máximo y último son medidos en pruebas con anillos de corte. Varían de 8° a 36° . El valor operacional (δ_f) dependerá del grado de la falla progresiva, la rugosidad del pilote, tipo de arcilla e historia de esfuerzos de corte.
F		FRICCIÓN SUPERFICIAL DE UN PILOTE CILÍNDRICO DE PUNTA ABIERTA
F3	$K_c = f(h/R^*)$ $R^* = \sqrt{R_{externo}^2 - R_{interno}^2}$	K_c puede ser tomado de las expresiones E3 sustituyendo R por R^* . $h/R^* > 8,00$.

Tabla 12: Método ICP-05 para el Cálculo de Fricción Superficial en Pilotes Hincados en Arcilla [2] (Tabla 5 en [2], p.33)

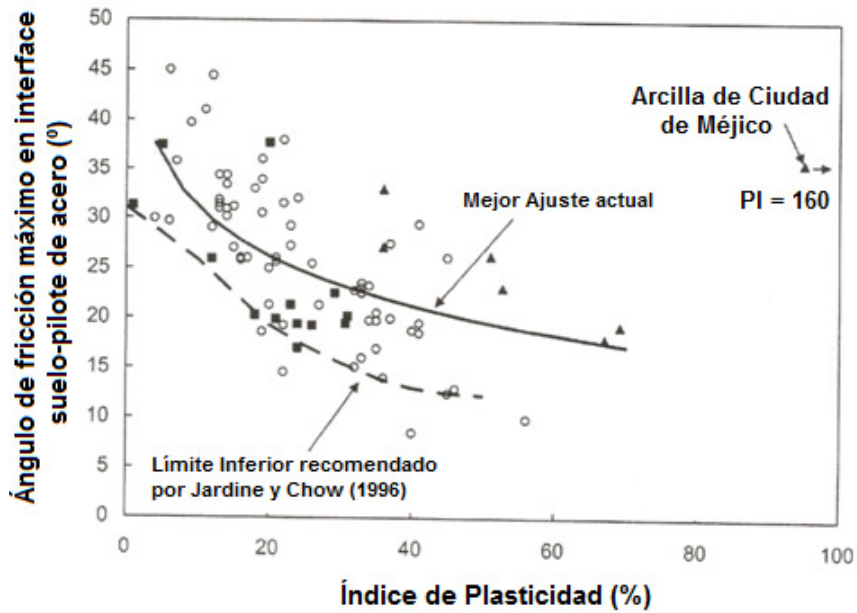


Figura 19: Resultados de Ensayos de Anillos de Corte para $\delta_{m\acute{a}ximo}$ en arcillas (Saldivar-Moguel (2002) [2] (Figura 8 en [2], p.34)

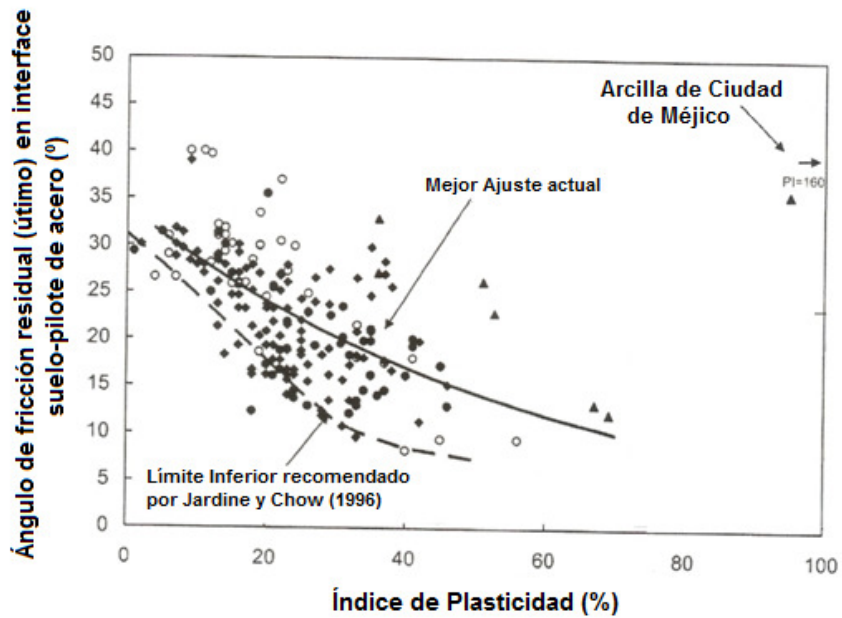


Figura 20: Resultados de Ensayos de Anillos de Corte para $\delta_{\acute{u}ltimo}$ en arcillas (Saldivar-Moguel (2002) [2] (Figura 9 en [2], p.34)

- En pilotes cortos rígidos, la capacidad está dominada por $\delta_{máximo}$ mientras que secciones superiores de pilotes largos compresibles posiblemente desarrollan suficiente deslizamiento como para alcanzar $\delta_{último}$ a lo largo de una porción considerable del fuste.
- Los principales factores que afectan el perfil de σ'_{rc} a lo largo del fuste de cualquier pilote son: **(i)** esfuerzos verticales efectivos iniciales σ'_v **(ii)** la relación de pre-consolidación aparente YSR . Debe revisarse cuidadosamente toda la información geológica, de laboratorio y de pruebas de campo, cuando se evalúe YSR . Los esfuerzos verticales admisibles σ'_{vy} pueden ser medidos con pruebas odométricas en muestras de alta calidad, empleando un número suficiente de etapas de carga e involucrando cargas de hasta $5 \times \sigma'_{vy}$. Pruebas a altas presiones serán requeridas para alcanzar este nivel de esfuerzos cuando se trate de arcillas duras.
- Arcillas no-consolidadas pueden ser encontradas si la consolidación (natural o hecha por el hombre) fue incompleta. En estos casos YSR debe ser tomado igual a la unidad y σ'_v evaluado a partir del esfuerzo total (calculado con los pesos unitarios totales) menos la presión de poro medida en sitio.
- Para la mayoría de los depósitos de baja YSR y algunas arcillas de alta YSR , YSR puede ser estimado con base a la relación de resistencia al corte no drenada que se desarrolla durante un ensayo de compresión CAU (bajo las mismas condiciones de esfuerzos del sitio):

$$S_u/\sigma'_v = [S_u/\sigma'_v]_{NC} \times YSR^{0,85} \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

$[S_u/\sigma'_v]_{NC}$: valor encontrado mediante un ensayo CAU en muestras normalmente consolidadas. $[S_u/\sigma'_v]_{NC} \in [0,25; 0,35]$

- Los ensayos de compresión Tx-UU son más comúnmente usados que los CAU en la práctica pero debe tenerse cuidado con el valor de S_u que arrojan, para calcular YSR . En los UU, S_u puede verse afectada por la perturbación de la muestra cuyo impacto dependerá del tipo y consistencia de la arcilla. Sin embargo, la forma de los perfiles S_u (UU) de arcillas uniformes de baja YSR proveen de información útil. Al extrapolar el perfil a la profundidad cero en la cual $S_u = 0$ se obtiene un indicativo de la diferencia $[\sigma'_{vy} - \sigma'_v]$ con la que se cotejarían los efectos de cualquier erosión previa y/o cementación. Esto no es posible si se trata de arcillas de alta YSR que desarrollan resistencias residuales. Perfiles de los Ensayos CPT y de Veleta de Campo también pueden ser usados para estimar YSR (Ver Lehane y otros, 2000) (citado por ^[2], p.31).

- La sensibilidad (S_t) de una arcilla refleja sus condiciones de deposición y la historia post-deposicional. Los valores de K_c en arcillas de alta sensibilidad y baja YSR , pueden ser la mitad de aquellos que se desarrollan en suelos insensibles. Depósitos marinos en aguas profundas muestran comúnmente S_t entre 4 y 8, mientras que arcillas depositadas en ambientes de mayor energía (estuarios) pueden ser menos sensibles. Tills glaciales poseen sensibilidades cercanas a la unidad, mientras que depósitos lacustres glaciales llegan a S_t de 10 hasta 100.

- En el paso E3 se ofrecen dos maneras de considerar S_t (considerando S_t máxima de 50). Generalmente es preferible emplear la primera expresión: $K_c = [2,2 + 0,016 YSR - 0,870 \Delta I_{vy}] YSR^{0,42} (h/R)^{-0,20}$ que incluye la propiedad edométrica ΔI_{vy} .

- Los parámetros edométricos de sensibilidad ΔI_{vy} y ΔI_{v0} están definidos en la Figura 21, en términos de las curvas de compresión edométrica: **(i)** muestras intactas no-perturbadas **(ii)** muestras reconstituidas bajo la compresión original. El gráfico muestra la Línea de Compresión Intrínseca (ICL, Burland 1990) (citado por ^[2], p.32)

y C_c^* es la pendiente de la ICL en un gráfico e vs. $\log(\sigma'_v)$ en un rango $100 \text{ kPa} < \sigma'_v < 1 \text{ MPa}$. La determinación de ΔI_{vy} y ΔI_{v0} es menos propensa al error que la medición directa de S_t .

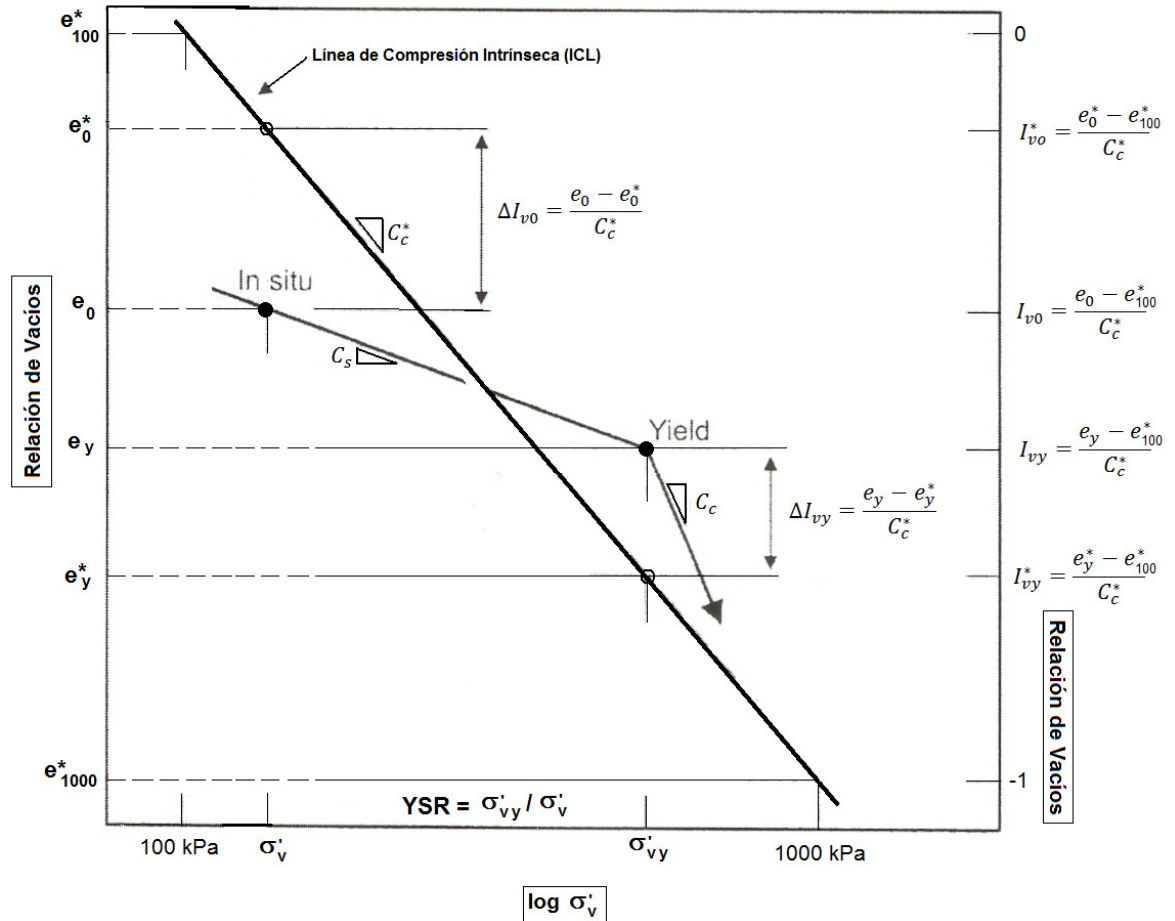


Figura 21: Definiciones de las Propiedades Intrínsecas de las Arcillas con relación a su comportamiento edométrico [2] (Figura 12 en [2], p.36).

- Burland (1990) (citado por [2], p.32) recomienda que la línea ICL debe ser determinada directamente de ensayos edométricos en muestras de mezclas de suelos reconstituidas con un contenido de agua 1,25 veces el límite líquido. Si el ensayo no puede realizarse pueden emplearse las siguientes correlaciones:

$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 e_L - 0,089 e_L^2 + 0,016 e_L^3 \quad (\text{Ec. 53})$$

$$C_c^* = 0,25 e_L - 0,04 \quad (\text{Ec. 54})$$

$$\Delta I_{v0} = \frac{e_0 - e_0^*}{C_c^*} \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

Para muestras saturadas $e_0 = w_o G_s$ (Ec. 56)

$$\Delta I_{vy} = \frac{e_y - e_y^*}{C_c^*} \quad (\text{Ec. 57})$$

O de manera alternativa:

$$\Delta I_{vy} = \log(S_t) \quad (\text{Ec. 58})$$

Recordando que:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u(Rem)}} \quad (\text{Ec. 30})$$

Para arcillas muy duras difíciles de remoldar. En arcillas de baja plasticidad es muy $S_{u(Rem)}$ puede estar afectada por la pérdida de humedad que ocurre durante el remoldeado. $S_{u(Rem)}$ puede verificarse con la siguiente correlación de Wroth (1979) (citado por ^[2], p.32) basada en el *índice de liquidez*:

$$Ll = \frac{w-LP}{LL-LP} \quad (\text{Ec.59})$$

$$S_{u(Rem)} = 1,7[10^{2 \times (1-Ll)}] \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde:

LI: índice de liquidez

w: contenido de humedad, %

LP: límite plástico, %

LL: límite líquido, %

$S_{u(Rem)}$: resistencia al corte no drenada de una muestra remoldeada obtenida mediante un ensayo UU, kPa.

II.3.2.2 SOPORTE DE PUNTA

Al igual que en las arenas, la resistencia de punta es movilizada en las arcillas a través de un mecanismo de falla contenida que depende de la geometría del pilote, los esfuerzos en sitio y el comportamiento del suelo a pequeñas y grandes deformaciones.

El soporte de punta tiene un aporte relativamente menor a la capacidad última de la mayoría de los pilotes hincados en arcilla (en promedio: $Q_b \sim 0,20Q_{total}$). En pilotes de punta cerrada Q_b es calculada asumiendo que la presión $q_b = N_c \times S_u$ (con $N_c = 9$) actúa sobre el área total de base (espesor de pared del pilote + tapón). Sin embargo, asumir un valor constante de $N_c = 9$ brinda resultados muy alejados de la realidad.

Por otra parte, estudios han comprobado que q_b está estrechamente relacionada con q_c (CPT). A continuación (Tabla 13) se muestran las correlaciones creadas en base a la resistencia a la penetración del cono, para calcular la presión en la punta (soporte unitario):

H		SOPORTE DE PUNTA DE PILOTES DE PUNTA CERRADA
H1	$Q_b = q_b \pi D^2/4$ Donde: $q_b = 0,8 q_c$ No Drenado $q_b = 1,3 q_c$ Drenado	Soporte de Punta Unitario: Controlado por la resistencia a la penetración del cono CPT a la profundidad dada y por la condición de drenaje durante la aplicación de la carga. q_c : valor promedio de los medidos a $\pm 1,5 D$, por encima y por debajo de la profundidad de interés (Bustamante & Gianceselli, 1982).
J		SOPORTE DE PUNTA DE PILOTES DE PUNTA ABIERTA
J1	Taponamiento bajo condición estática puede ocurrir si: $\left(\frac{D_{interno}}{D_{CPT}} + 0,45 \frac{q_c}{P_a}\right) < 36$ $D_{CPT} = 0,036m$ $P_a = 100 kPa = 0,1 MPa$	
J2	$Q_b = q_b \pi D^2/4$ Donde: $q_b = 0,4 q_c$ No Drenado $q_b = 0,65 q_c$ Drenado	Pilotes completamente taponeados: Logran desarrollar sólo 50% de la resistencia de punta (Ec. H1) de los pilotes de punta cerrada (de igual diámetro), después de alcanzar un desplazamiento de $D/10$.
J3	$Q_b = q_{ba} \pi (R_{externo}^2 - R_{interno}^2)$ Donde: $q_{ba} = q_c$ No Drenado $q_b = 1,6 q_c$ Drenado	Pilotes sin tapón: Estos aportan resistencia de punta sólo con el anular de la base del pilote. La resistencia en la base es igual q_c promedio del CPT a la profundidad de fundación. Puede incrementarse en un 60% si la carga se aplica permitiendo el drenaje.

Tabla 13: Método ICP-05 para el Cálculo de Soporte de Punta en Pilotes Hincados en Arena [2] (Tabla 5 en [2], p.33)

II.4 MÉTODO NGI-99 (2005) [3,4]

Todo lo escrito a continuación, hasta el punto **II.4.2.4.2** (incluido) fue traducido de las referencias [3]: *Norwegian Geotechnical Institute (2005). Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach.* Aas, P.M, Clausen, C.J.F y Karlsrud, K. [4]: *Norwegian Geotechnical Institute (2005). Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach.* Aas, P.M, Clausen, C.J.F y Karlsrud, K. [7]: Lunne, T.,

Robertson, P.K y Powell, J.J.M (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Londres, Gran Bretaña. Editorial Spon Press: Taylor & Francis Group. 305 p.

Los métodos de cálculo de capacidad de soporte de pilotes hincados propuestos por el Instituto Noruego de Geotecnia (NGI) provienen de resultados de pruebas de campo realizadas durante los últimos veinte años con los que se ha podido establecer una comparación entre las capacidades calculadas mediante el Método de la Norma API RP2A y las capacidades reales medidas durante estas pruebas.

Los autores K. Karlsrud, C.J.F Clausen y P.M. Aas desarrollaron estos dos métodos, para arcillas y arena, ampliamente conocidos como **NGI-99**, con los cuales se logra una mayor concordancia entre las capacidades estimadas y las observadas (reales). La base de datos empleada para establecer dicha comparación en pilotes hincados en arcillas, está compuesta por dos grandes grupos contentivos de resultados de pruebas de carga.

El primer grupo incluye resultados de aquellos pilotes instrumentados en donde las fuerzas axiales medidas a diferentes profundidades permiten la comprobación del valor de fricción superficial (local) entre dos puntos cualesquiera. El segundo grupo está conformado por ensayos segmentados que van desde el fondo de un hoyo perforado y revestido.

En el caso de pilotes hincados en arena, la base de datos estuvo conformada por 85 ensayos en 35 localizaciones diferentes; 56 de estos incluyen resultados de CPT. Los ensayos de escala completa (alta calidad) de Euripides y de Drammen E18, así como Fugro (2004) y Tvedt & Fredriksen (2003) (citado por ^[4], p.677) fueron incluidos en esta base de datos.

Los parámetros clave que considera el Método NGI-99 se citan en la Tabla 14:

MÉTODO NGI-99	
ARCILLAS K. Karlsrud y otros.	ARENAS (cualquier suelo No-Cohesivo y No-Carbonático) C.J.F Clausen y otros.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peso Unitario Total (γ_s) ▪ Presión de agua intersticial (u) ▪ Resistencia al corte no drenada (S_u) ▪ Índice de Plasticidad (I_p) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peso Unitario Total (γ_s) ▪ Presión de agua intersticial (u) ▪ Densidad Relativa (D_r)

Tabla 14: Parámetros clave del Método NGI-99 en Arcillas y Arenas

Un factor importante que considera el Método NGI-99 es la longitud de tiempo que transcurre entre el final de la etapa de hincado y la prueba de carga subsiguiente. Los valores de fricción superficial considerados en este estudio se corresponden con los estimados una vez que se ha disipado el 90% del exceso de presión de agua intersticial inducida por el hincado.

II.4.1 NGI-99 ARCILLAS, K. Karlsrud y otros ^[3, pp. 775-782]

Los autores presentan una comparación entre los valores de capacidad axial calculados y medidos durante pruebas de carga en pilotes instrumentados hincados en arcillas, demostrando que el método propuesto por la API RP2A sobreestima la capacidad de dichos pilotes en arcillas normalmente consolidadas de baja plasticidad.

El método incluye correcciones relacionadas con la resistencia al corte no drenada, el tiempo entre el final de la etapa de hincado y el inicio de la prueba de carga, y la condición de la punta del pilote durante el hincado.

Previo a la serie de ecuaciones que involucra la aplicación del método se explican a continuación las correcciones de la resistencia al corte no drenado y del tiempo:

II.4.1.1 CORRECCIONES DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

El valor de resistencia al corte no drenada obtenido de ensayar una muestra de arcilla en el laboratorio depende de varios factores, entre ellos:

- Método de Muestreo.
- Consolidación de la Muestra.
- Dirección de la carga de corte.
- Tipo de Ensayo.
- Tasa de Deformación.

Al igual que el método API RP2A, NGI-99 sugiere el uso de la resistencia al corte no drenado proveniente de un Ensayo UU (Triaxial de compresión no consolidado, no drenado). NGI-99 denota esta variable como S_u^{Ref} .

- Para **arcillas normalmente consolidadas** (NC) la Tabla 15 es empleada para obtener los valores de S_u^{Ref} .
- Para **arcillas pre-consolidadas** (OC) la resistencia al corte no drenada se expresa como:

$$S_u = \Psi_{NC} \sigma'_v (OCR)^{0,85} \quad (\text{Ec. 61})$$

Donde:

OCR: relación de pre-consolidación

$$OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 34})$$

Si $OCR > 1,00 \Rightarrow$ Arcilla Pre-consolidada (OC)

Si $OCR \leq 1,00 \Rightarrow$ Arcilla Normalmente Consolidada (NC)

Donde:

σ'_{vo} : esfuerzo efectivo de pre-consolidación, kPa

σ'_v : esfuerzo efectivo en sitio, kPa

Mediante ensayos de laboratorio, los valores de S_u , σ'_{vo} , I_p pueden ser obtenidos con lo que puede calcularse OCR .

Si la $S_u = \Psi_{NC} \sigma'_v (OCR)^{0,85}$ (Ec. 61 arroja valores de $OCR < 1,00$, entonces ha sido subestimado el valor de resistencia al corte no drenado o sobrestimado el esfuerzo vertical efectivo en sitio (σ'_v). En estos casos el Método NGI-99 asume que σ'_v es correcto y se recalcula S_u mediante la $S_u = \Psi_{NC} \sigma'_v (OCR)^{0,85}$ (Ec. 61 para $OCR = 1,00$).

$$S_u^{Ref} = \frac{\Psi_{NC}^{UU}}{\Psi_{NC}^{Ensayo}} S_u^{Ensayo} \quad (\text{Ec. 62})$$

TIPO DE ENSAYO	RELACIONES DE RESISTENCIA (Ψ_{NC}) DE ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS (NC)
Compresión No-Confinada (UCT)	$\Psi_{UCT} = 0,22$
Compresión Triaxial No-Consolidado No-Drenado (UU)	$\Psi_{UU} = 0,25$
CIU: Triaxial consolidado isotrópicamente, sin drenar CAU: Triaxial consolidado anisotrópicamente, sin drenar	$\Psi_{CMP} = 0,32$
Corte Directo Simple (DSS)	$\Psi_{DSS} = 0,22$
Veleta de Campo (FVT)	$\Psi_{FVT} = 0,18 + 0,24 \left(\frac{I_p}{100} \right)$ $\Psi_{FVT} < 0.3$

Tabla 15: Relaciones de Resistencia (Ψ) de Arcillas Normalmente Consolidadas (NC) para diferentes tipos de Ensayos de determinación de Resistencia al Corte ^[3] (Tabla 3 en [3], p 779)

II.4.1.2 EFECTOS DEL TIEMPO

El tiempo que transcurre entre el fin de la etapa de hincado y el inicio de la prueba de carga tiene gran influencia sobre el valor de capacidad que se mide en el pilote. Esto es debido a: **(i)** incremento en el esfuerzo horizontal efectivo entre el pilote y el suelo a medida que se disipa el exceso de presión de agua intersticial generada durante la hinca **(ii)** el envejecimiento del suelo, que incluso continúa después de la completa disipación del exceso de presión del agua intersticial. Es por ello que la capacidad medida durante la prueba puede incrementarse por los efectos del período de prueba de carga anterior.

La mayoría de las pruebas de carga usadas por el NGI-99 fueron hechas 100 días después del hincado. Sin embargo, no todas fueron hechas exactamente 100 días después. Por ello se debe aplicar la siguiente corrección a los valores de capacidad:

$$Q(t) = Q(100) \times [1 + \Delta 10 \times \log (t/100)] \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde:

t: tiempo de reposo (entre final de etapa de hinca e inicio de prueba de carga), días.

Q(t): capacidad del pilote luego de ***t*** días.

Q(100): capacidad del pilote a los 100 días, referencial.

Esta aproximación asume que a ambos tiempos, ***t*** y 100 días, la disipación total ha concluido.

$$\Delta 10 = 0,1 + 0,4(1 - I_p/50) \times (OCR)^{-0,8} \quad (\text{Ec. 64})$$

Con la restricción: 0,1 < $\Delta 10$ < 0,5

Donde:

$\Delta 10$: increment adimensional de capacidad en diez días.

I_p y ***OCR*** se toman como valores promedios a lo largo del pilote.

La metodología propuesta por K. Karlsrud y otros (citado por ^[3], pp. 778-779) emplea los siguientes parámetros adimensionales:

$$\alpha = \tau_{skin} / S_u^{DSS} \quad (\text{Ec. 65})$$

$$\beta = \tau_{skin} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 66})$$

$$\Psi = S_u^{DSS} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 67})$$

Donde:

τ_{skin} : fricción superficial medida o calculada, kPa.

S_u^{DSS} : resistencia al corte no drenada proveniente de un ensayo de Corte Directo Simple (DSS) de una muestra de arcilla consolidada al esfuerzo vertical en sitio, kPa.

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo *in situ*, kPa.

II.4.1.3 CÁLCULO DE FRICCIÓN SUPERFICIAL

II.4.1.2.1 Arcillas normalmente consolidadas (NC) con $\Psi < 0,25$

$$\text{Si } \Psi < 0,25 \Rightarrow \tau_{skin} = \alpha_{NC} S_u^{Ref} \quad (\text{Ec. 68})$$

Sustituyendo que:

$$S_u^{Ref} = \Psi \sigma'_v \quad \Psi = S_u^{DSS} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 67})$$

$$\Rightarrow \tau_{skin} = \alpha_{NC} \Psi_{NC} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 69})$$

Con:

$$\beta = \tau_{skin} / \sigma'_v \quad (\text{Ec. 66})$$

$$\Rightarrow \tau_{skin} = \beta_{NC} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 70})$$

$$\text{Dividiendo} \Rightarrow \tau_{skin} = \alpha_{NC} \Psi_{NC} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 69 entre} \Rightarrow \tau_{skin} = \beta_{NC} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 70:}$$

$$\Rightarrow \frac{\tau_{skin}}{\tau_{skin}} = \frac{\alpha_{NC} \Psi_{NC} \sigma'_v}{\beta_{NC} \sigma'_v}$$

$$\alpha_{NC} = \frac{\beta_{NC}}{\Psi_{NC}} \quad (\text{Ec. 71})$$

Donde:

$$S_u^{Ref} = S_u^{UU} \quad (\text{UU: Ensayo Triaxial No-Consolidado, No-Drenado})$$

$$S_u^{Ref} = \frac{\Psi_{NC}^{UU}}{\Psi_{NC}^{DSS}} S_u^{DSS} = \frac{0,25}{0,22} S_u^{DSS} \Rightarrow S_u^{Ref} = 1,14 S_u^{DSS}$$

Consideraciones de la $\alpha_{NC} = \frac{\beta_{NC}}{\Psi_{NC}}$ (Ec. 71:

$$\text{Para } 10\% < I_p < 55\% \Rightarrow \beta_{NC} = 0,08(I_p - 10)^{0,3} \quad (\text{Ec. 72})$$

$$\text{Sujeto a la restricción: } \beta_{Min} = 0,06(I_p - 12)^{0,33} \quad (\text{Ec. 73})$$

$$0,05 < \beta_{Min} < 0,20$$

Además: $\Psi_{NC}^{UU} = 0,25$ (Tabla 15)

Sustituyendo lo anterior en la $\alpha_{NC} = \frac{\beta_{NC}}{\Psi_{NC}}$ (Ec. 71:

$$\alpha_{NC} = \frac{\beta_{NC}}{\Psi_{NC}} = \frac{0,08}{0,25} (I_p - 10)^{0,3}$$

$$\alpha_{NC} = 0,32(I_p - 10)^{0,3} \quad (\text{Ec. 74})$$

Con la restricción: $0,20 < \alpha_{NC} < 1,00$

Finalmente se calcula la fricción superficial (τ_{skin}):

$$\tau_{skin} = \alpha_{NC} S_u^{Ref} \quad (\text{Ec. 75})$$

II.4.1.2.2 Arcillas pre-consolidadas (OC) con $\Psi > 1,00$

Si $\Psi > 1,00 \Rightarrow \tau_{skin} = \alpha S_u^{Ref} F_{tip}$ (Ec. 76)

Con:

$$\alpha = 0,5 \Psi^{-0,3} \quad (\text{Ec. 77})$$

$F_{tip,open} = 1,0$ Pilote de Punta Abierta o de Tapón Removido.
 $F_{tip,closed} = 0,8 + 0,2 \Psi^{0,5}$ (Ec. 78) Pilote de Punta Cerrada o con Tapón.
 $1,00 < F_{tip,closed} < 1,25$

II.4.1.2.3 Arcillas con $0,25 < \Psi < 1,0$

El valor de fricción superficial se obtiene mediante una interpolación lineal entre $\Psi = \Psi_{NC}$ y $\Psi = 1,0$:

$$\tau_{skin} = \alpha_{NC} S_u^{Ref} + \frac{\Psi - 0,25}{1 + 0,25} \times (\alpha S_u^{Ref} F_{tip} - \alpha_{NC} S_u^{Ref}) \quad (\text{Ec. 79})$$

Sujeto a la restricción: $\tau_{skin} \geq \beta_{Min} \times \sigma'_v$

Con:

Sujeto a la restricción: $\beta_{Min} = 0,06(I_p - 12)^{0,33}$ (Ec. 73)

Y debe estar en el rango: $0,05 < \beta_{Min} < 0,20$

Donde:

S_u^{Ref} : resistencia al corte no drenada a la profundidad estudiada, kPa.

I_p : índice de plasticidad, %.

F_{tip} : factor de condición de punta, adimensional.

II.4.1.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA DE PUNTA

Para pilotes de punta abierta o cerrada el soporte de punta unitario es 9 veces la resistencia al corte de referencia:

$$q = 9 S_u^{Ref} \quad (\text{Ec. 80})$$

Donde:

q : soporte de punta unitario, kPa

S_u^{Ref} : resistencia al corte no drenada a la profundidad estudiada, kPa.

Recordando:

$$S_u^{Ref} = S_u^{UU} \quad (\text{UU: Ensayo Triaxial No-Consolidado, No-Drenado})$$

$$S_u^{Ref} = \frac{\Psi_{NC}^{UU}}{\Psi_{NC}^{Ensayo}} S_u^{Ensayo} \quad (\text{Ec. 62}) \quad (\text{Ver Valores de } \Psi_{NC}^{Ensayo} \text{ en la Tabla 15})$$

II.4.1.5 CONCLUSIONES RESALTADAS POR KARLSRUD Y OTROS

“Una comparación entre las capacidades axiales de los pilotes calculadas mediante API RP2A (1993) y las capacidades medidas en los pilotes instrumentados, muestra que los valores calculados mediante la Norma del Instituto Americano de Petróleo pueden ser de 3 a 4 veces mayores que los obtenidos en la realidad. Esta gran diferencia sólo se encontró en pilotes hincados en arcillas normalmente consolidadas

(NC) de baja plasticidad. Por esta razón los autores proponen una modificación de los factores α usados por la API RP2A, con lo que se obtienen resultados de mayor concordancia con los valores de capacidad encontrados en la realidad”.

“El Método NGI-99 (Arcillas) utiliza los mismos valores de resistencia al corte (S_u^{UU}) es decir, provenientes de un Ensayo Triaxial No-Consolidado, No-Drenado y provee al usuario con factores de conversión en caso de que se empleen ensayos alternativos al UU (Ver Tabla 15)”.

“La capacidad calculada se corresponde a un tiempo de 100 días, luego del hincado. El Método NGI-99 incluye correcciones de tiempo que se aplican a la capacidad medida”.

“Los resultados de las pruebas de carga indican que los pilotes hincados con punta cerrada en arcillas duras desarrollan mayor fricción superficial que aquellos de punta abierta. El Método NGI-99 incluye un factor ($F_{tip,closed} = 0,8 + 0,2 \Psi^{0,5}$ (Ec. 78) que refleja esta observación”.

“El Método NGI-99 presenta buena concordancia entre los valores medidos y calculados de capacidades para la mayoría de los casos publicados y bien documentados de pruebas de carga de gran escala. Sin embargo, existe una considerable imprecisión e incertidumbre cuando se trata del efecto de la plasticidad sobre la fricción superficial, en arcillas blandas. Se requiere realizar más pruebas de carga en pilotes hincados en arcillas blandas de media y baja plasticidad para conocer más a fondo este efecto”.

II.4.2 NGI-99 ARENAS, C.J.F. Clausen y otros ^[4, pp. 677-681]

Varios autores como Toolan y otros (1990), Randolph y otros (1994) y Jardine & Chow (1996) han demostrado en sus estudios que el método API RP2A no predice de manera correcta la capacidad bajo carga axial de pilotes hincados en arenas.

C.J.F. Clausen y otros, desarrollaron el Método NGI-99 para arenas, cuya formulación es dependiente de los valores de ensayos CPT. Este método calibrado con información de pruebas de campo, incluyendo ensayos CPT realizados en pilotes hincados en arenas, presenta una metodología de cálculo que según los autores se brinda resultados de mayor concordancia con los valores de capacidad de soporte axial obtenidos en la realidad.

Adicionalmente presenta una conversión de mejor ajuste entre los valores de SPT y CPT, cuya formulación $q_c = 2,80 N_{corr}^{SPT} \sigma_{atm}$ (Ec. 82) fue posible dado a la gran cantidad de data CPT contenida en la base de datos con la que se desarrolló el método.

II.4.2.1 CONVERSIÓN DE NÚMERO DE GOLPES (SPT) A RESISTENCIA DEL CONO (CPT)

Actualmente, para la mayoría de los proyectos costa afuera, los estudios de suelo incluyen ensayos CPT. Sin embargo, esta es una tecnología relativamente nueva por lo que cierta cantidad de la data con la que se desarrolló el método presenta resultados de ensayos SPT.

Los autores emplean la siguiente correlación para corregir el número de golpes (SPT), Peck y otros (1974) (citado por ^[4], p.678):

$$N_{corr}^{SPT} = N_{meas}^{SPT} 0,77 \log \left(1915 / \sigma'_v \right) \quad (\text{Ec. 81})$$

Donde:

N_{corr}^{SPT} : número de golpes medidos durante el ensayo SPT

N_{meas}^{SPT} : número de golpes corregidos según Peck y otros (1974) [4]

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo, kPa

La resistencia del cono calculada en base al número de golpes de un ensayo SPT propuesta por C.J.F. Clausen y otros (citado por [4], p.678):

$$q_c = 2,80 N_{corr}^{SPT} \sigma_{atm} \quad (\text{Ec. 82})$$

Donde:

q_c : resistencia calculada del cono (CPT) en la punta, kPa

σ_{atm} : presión atmosférica de referencia, 100 kPa

II.4.2.2 DENSIDAD RELATIVA

El Método NGI-99 para suelos no-cohesivos emplea la siguiente correlación entre densidad relativa y resistencia medida en la punta del cono basada en la Figura 5.47 de Lunne y otros (1997) (citado por [7], p.84):

$$D_r = 0,4 \ln \left[\frac{q_c}{22 (\sigma'_v \sigma_{atm})^{0,5}} \right] \quad (\text{Ec. 83})$$

Donde:

D_r : densidad relativa de la arena, fracción

q_c : resistencia calculada del cono (CPT) en la punta, kPa

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo, kPa

σ_{atm} : presión atmosférica de referencia, 100 kPa

Para arenas someras muy densas, la $D_r = 0,4 \ln \left[\frac{q_c}{22 (\sigma'_v \sigma_{atm})^{0,5}} \right]$ (Ec. 83 puede resultar en $D_r > 1,00$. En estos casos dicho resultado **no debe ser considerado irreal** y debe ser empleado en el resto de los cálculos.

II.4.2.3 CÁLCULO DE FRICCIÓN SUPERFICIAL

La fricción unitaria local (τ_{skin}) de un pilote hincado en arena está dado por:

$$\tau_{skin}(z) = (z/z_{tip}) \sigma_{atm} F_{Dr} F_{sig} F_{tip} F_{load} F_{mat} \quad (\text{Ec. 84})$$

Con la restricción: $\tau_{skin}(z) > 0,1 \sigma'_v$

Donde:

τ_{skin} : factor fricción unitaria local, kPa

z : profundidad de interés medida desde superficie, m

z_{tip} : profundidad de la punta del pilote, m. Es un valor estimado de la profundidad máxima del pilote.

σ_{atm} : presión atmosférica de referencia, 100 kPa

Los factores de la $\tau_{skin}(z) = (z/z_{tip}) \sigma_{atm} F_{Dr} F_{sig} F_{tip} F_{load} F_{mat}$ (Ec. 84 se calculan según lo siguiente:

Factor de Densidad Relativa

$$F_{Dr} = 2,1(D_r - 0,1)^{1,7} \quad (\text{Ec. 85})$$

Factor de Relación de Esfuerzos

$$F_{sig} = \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_{atm}} \right)^{0,25} \quad (\text{Ec. 86})$$

Factor de Condición de Punta

$F_{tip} = 1,0$ Pilote de punta abierta (durante el hincado)

$F_{tip} = 1,6$ Pilote de punta cerrada (durante el hincado)

Factor de Carga

$F_{load} = 1,0$ Tensión

$F_{load} = 1,3$ Compresión

Factor de Material del Pilote

$F_{mat} = 1,0$ Acero

$F_{mat} = 1,2$ Concreto

II.4.2.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA DE PUNTA

II.4.2.4.1 Pilote de Punta Cerrada

$$\sigma_{tip} = \frac{0,8q_c}{1+D_r^2} \quad (\text{Ec. 87})$$

Donde:

σ_{tip} : soporte de punta unitario, kPa

q_c : resistencia calculada del cono (CPT) en la punta, kPa

D_r : densidad relativa de la arena, adimensional

II.4.2.4.2 Pilote de Punta Abierta

La resistencia de punta que actúa sobre un pilote hincado de punta abierta o removida será la **menor resistencia entre el *Coring* y $\sigma_{tip,open}$** , definidos a continuación.

- ***Coring***

Proviene de la resistencia de punta actuando sobre todo el diámetro externo más la fricción interna que es tres veces la externa

$$Coring = q_c + 3 \tau_{skin} \quad (\text{Ec. 88})$$

Donde:

q_c : resistencia calculada del cono (CPT) en la punta, kPa

τ_{skin} : factor fricción unitaria local, kPa

- ***Plugged-Tip Resistance ($\sigma_{tip,open}$)***

La resistencia de punta actuando sólo en el espesor del pilote

$$\sigma_{tip,open} = \frac{0,7q_c}{1+3 D_r^2} \quad (\text{Ec. 89})$$

D_r : densidad relativa de la arena, adimensional

CAPÍTULO III

MÉTODO

La presente investigación evaluó la diferencia entre los valores de las estimaciones de capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes tubulares de acero hincados, obtenidas mediante los métodos propuestos por el Instituto Americano de Petróleo (API) y el Instituto Noruego de Geotecnia (NGI), y *Imperial College London* (ICP), empleando la información disponible de caracterización geotécnica de suelos en las costas venezolanas del Estado Falcón.

Se espera poder identificar a través de la comparación y análisis de resultados de ejemplos reales, un rango de valores de capacidad de carga de acuerdo con las características de dos escenarios, los sondeos geotécnicos: PXXXa_C y PXXXa_D.

Para el cumplimiento de los objetivos de la investigación se plantearon las siguientes etapas de desarrollo:

III.1 ELABORACIÓN DE UNA HERRAMIENTA EN CASTELLANO

Con el fin de facilitar el entendimiento y uso de los distintos métodos comúnmente empleados para estimar la capacidad de carga de pilotes de acero hincados se traducirán los aspectos más importantes y se presentará la formulación de forma esquematizada de los tres métodos:

- MÉTODO API RP 2A (2002) (Arenas, Arcillas)
- ICP-05 (Arenas, Arcillas)
- MÉTODO NGI (2005) (Arenas, Arcillas)

En esta etapa se elaborarán algoritmos o diagramas que simplifiquen el procedimiento de cálculo, señalando apropiadamente el uso de gráficos, tablas y correlaciones auxiliares.

Adicionalmente se hará un listado de aquellos parámetros que deban investigarse en la siguiente etapa a fin de poder aplicar los métodos a perfiles de suelos reales y representativos de las costas venezolanas en donde se plantea la explotación de hidrocarburos.

En esta etapa se considera implícito el proceso de aprendizaje que deberá completar la autora para entender a plenitud los métodos y el significado de los parámetros geotécnicos involucrados en su formulación.

III.2 OBTENCIÓN DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COSTA AFUERA DISPONIBLE EN VENEZUELA.

Con el apoyo de la empresa nacional consultora de proyectos de ingeniería, **GEOHIDRA CONSULTORES, C.A.**, se logrará completar esta etapa que consistirá en:

III.2.1 Solicitar la información necesaria para la aplicación de los métodos manejada por la empresa, entiéndase resultados de sondeos CPTU y de pruebas de laboratorio.

III.2.2 Establecer las condiciones de presentación de la información, de tal manera de respetar el contrato de confidencialidad que la empresa posee con su cliente. De acuerdo con esto no se podrá mencionar la ubicación precisa de los sondeos utilizados, el cliente que contrató estos servicios, ni el nombre o código del proyecto al cual están vinculados.

III.3 ELABORACIÓN DE LA HOJA DE CÁLCULO

La hoja de cálculo que se elaboró en Microsoft Excel 2007, cumplirá dos funciones: (i) analizar la información CPTU para obtener los parámetros geotécnicos correlacionables a partir de ella, incluyendo la clasificación de suelos SBT_N propuesta por Robertson (2010); (ii) estimar simultáneamente la capacidad de soporte bajo carga axial de un pilote hincado en los perfiles de suelo suministrados por GEOHIDRA CONSULTORES, C.A. Para ello se establecieron las siguientes actividades:

III.3.1 Estudiar el manual: Robertson, P. K. y Cabal, K.L. (2010). **Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering**. 4ta ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc. 124 p. ^[6]

III.3.2 Elaborar una hoja de cálculo que permita aplicar las ecuaciones investigadas en el manual estudiado, para analizar la data CPTU de los sondeos PXXXa_C y PXXXa_D.

III.3.3 Verificar la salida “inicial” de la hoja de cálculo mediante el uso del paquete CPeT-IT v.1.6.5.31 (GeoLogismiki, Geotechnical Software).

III.3.4 Integrar a la hoja de cálculo los resultados de ensayos de laboratorio básicos y especiales disponibles de PXXXa_C y PXXXa_D.

III.3.5 Programar los algoritmos de cada método (API, ICP y NGI) en la hoja de cálculo.

III.3.6 Estimar la capacidad de carga de un pilote hincado en los perfiles identificados como PXXXa_C y PXXXa_D, utilizando como datos de entrada para

cada método la información correlacionada del CPTU y de ensayos de laboratorio básicos y especiales.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS

IV.1) TRADUCCIÓN DE LOS MÉTODOS Y OTRAS REFERENCIAS AL CASTELLANO.

Para dar cumplimiento al primer objetivo específico planteado, se realizaron las traducciones respectivas de los métodos API RP2A (2002)^[1, pp. 55-60], ICP (2005)^[2, pp. 13-37], NGI (2005)^[3, pp. 775-780; 4, pp. 677-679], y de los aspectos de la Referencia ^[6, pp. 22-43]. Robertson, P. K. y Cabal, K.L. (2010). “*Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering*”, 4ta ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc. 124 p, necesarios para el entendimiento y uso de las correlaciones existentes para hallar parámetros del suelo, a partir de la información del cono (CPTU). Se explicó la formulación de cada método y de cada correlación CPTU y toda esta información se encuentra en el MARCO TEÓRICO del trabajo presentado.

IV. 2) DATOS REALES DE SONDEOS COSTA AFUERA EN VENEZUELA

La segunda parte de esta investigación se completó a través de la obtención de información de Pruebas de Campo y Ensayos de Laboratorio en dos (02) sondeos costa afuera (PXXXa_C y PXXXa_D), ubicados al Nor-Oeste de la Península de Paraguaná, en la localización señalada en el mapa de la Figura 22.

Las coordenadas N,E de los sondeos, su nombre o el del proyecto y cliente al cual pertenece esta información no podrán ser revelados dado a los estrictos contratos de confidencialidad que mantiene la empresa que realizó el estudio geotécnico y geofísico, GEOHIDRA CONSULTORES, C.A., con el cliente.

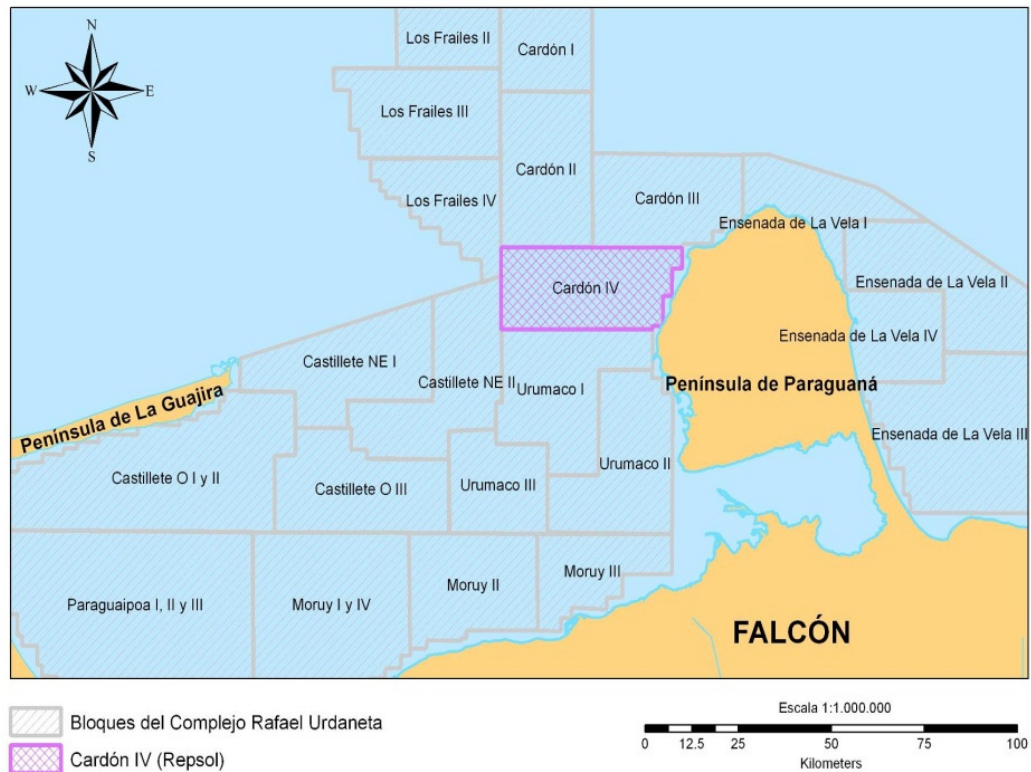


Figura 22: Ubicación geográfica de los sondeos costa afuera (PXXXa_C y PXXXa_D)

La información de campo y laboratorio empleada se enumera a continuación:

IV.2.1) ENSAYOS ESPECIALES:

IV.2.1.1) Resistencia al Corte (S_u) Inalterada:

- Veleta Motorizada Minivane (*en Laboratorio ubicado en las Oficinas de GEOHIDRA CONSULTORES, C.A en Los Chaguaramos, Caracas y en Laboratorio a bordo del barco de perforación*).
- Ensayo Triaxial de Compresión No-Consolidado, No-Drenado (UU).
- Ensayo Triaxial de Compresión Consolidado Isotrópicamente, No-Drenado (UU).

IV.2.1.2) Resistencia al Corte (S_u) Remoldeada:

- Veleta Motorizada Minivane (*en Laboratorio* ubicado en las Oficinas de GEOHIDRA CONSULTORES, C.A en Los Chaguaramos, Caracas y *en Laboratorio a bordo del barco de perforación*).
- Ensayo Triaxial de Compresión No-Consolidado, No-Drenado (UU).

IV.2.2) ENSAYOS BÁSICOS:

IV.2.2.1) Limite Líquido

- Ensayo en Aparato de Casagrande para determinar el Límite Líquido.

IV.2.2.2) Limite Plástico

- Amasado de Rodillos de muestra de suelo de 3mm.

IV.2.2.3) Peso Unitario Sumergido

- Método del Picnómetro (*en Laboratorio* ubicado en las Oficinas de GEOHIDRA CONSULTORES, C.A en Los Chaguaramos, Caracas y *en Laboratorio a bordo del barco de perforación*).

IV.2.2.4) Curva Granulométrica.

- Análisis por Tamizado.
- Análisis por Sedimentación (Método del Hidrómetro).

IV.2.3) ENSAYO CPTU:

Los valores a continuación se obtuvieron mediante ensayos CPTU *borehole*, con un cono de 10cm² y están dados cada 20cm en intervalos de 3,00m. Los valores que se encontraron en la data *cruda* del CPTU que superaban los 3,00 m corresponden al retorno (subida) del instrumento y fueron eliminados, así como aquellas mediciones negativas.

IV.2.3.1) Resistencia a la penetración del cono, q_c .

IV.2.3.2) Fricción unitaria sobre el manguito, f .

IV.2.3.3) Presión de poro por encima del cono, u_2 .

Estos valores (q_c , f y u_2) fueron analizados en una hoja de cálculo desarrollada en esta investigación para obtener los siguientes parámetros del suelo:

R_f : relación de fricción, %

γ : peso unitario total del suelo, kN/m^3

F_r : relación de fricción normalizada, %

B_q : presión de poro normalizada, adimensional.

I_c : índice de tipo de comportamiento del suelo, adimensional.

Zona **STB_N** y Tipo de Comportamiento del Suelo (basado en **I_c**).

D_r : densidad relativa

ϕ' : ángulo de fricción interna efectivo

S_u : resistencia al corte no drenada

S_t : sensibilidad

OCR: relación de pre-consolidación

Ψ : parámetro de estado o relación de resistencia

Las ecuaciones empleadas para la obtención de los parámetros señalados anteriormente se encuentran desde las Secciones II.2.3 hasta II.2.16 del MARCO TEÓRICO.

En base a la información de Laboratorios Básicos, Especiales y CPTU se definieron los perfiles geotécnicos de ambos sondeos, PXXXa_C y PXXXa_D, mostrados a continuación (Figuras 23 a 30).

Los perfiles geotécnicos definidos son de Resistencia al Corte Inalterada (No-Drenada) Resistencia al Corte Remoldeada (No-Drenada), Índice de Plasticidad y Peso Unitario Sumergido. En todos los casos el criterio de interpretación utilizado fue el cálculo de la mediana de estos valores, primero graficando primero la serie de valores de Resistencia al Corte Inalterada para identificar tendencias (pendientes)

similares o grupos de valores cercanos con lo que se definieron los estratos de igual comportamiento mecánico. También se empleó como guía la planilla de perforación (elaborada a bordo del barco perforador) y la planilla de descripción visual (elaborada en el Laboratorio en Caracas) como guía para identificar los diferentes estratos, ARCILLA o ARENA.

Luego de esto se aplicó la mediana a la serie de valores de Resistencia al Corte Inalterada (No-Drenada) Resistencia al Corte Remoldeada (No-Drenada), Índice de Plasticidad y Peso Unitario Sumergido, dentro de los rangos pre-establecidos con el gráfico de Resistencia al Corte Inalterada.

En las Figuras 23 y 27 se observa que el Ensayo CPTU brinda resultados que al ser interpretados correctamente constituyen una herramienta poderosa para la caracterización geomecánica de los suelos por lo cual representa una alternativa económica para complementar la información brindada por ensayos de laboratorio, cuando se tiene suficiente información de este tipo de experiencias pasadas en zonas de características geológicas y geotécnicas similares para calibrar el instrumento.

Perfil de Resistencia al Corte, Su (Muestras Inalteradas)

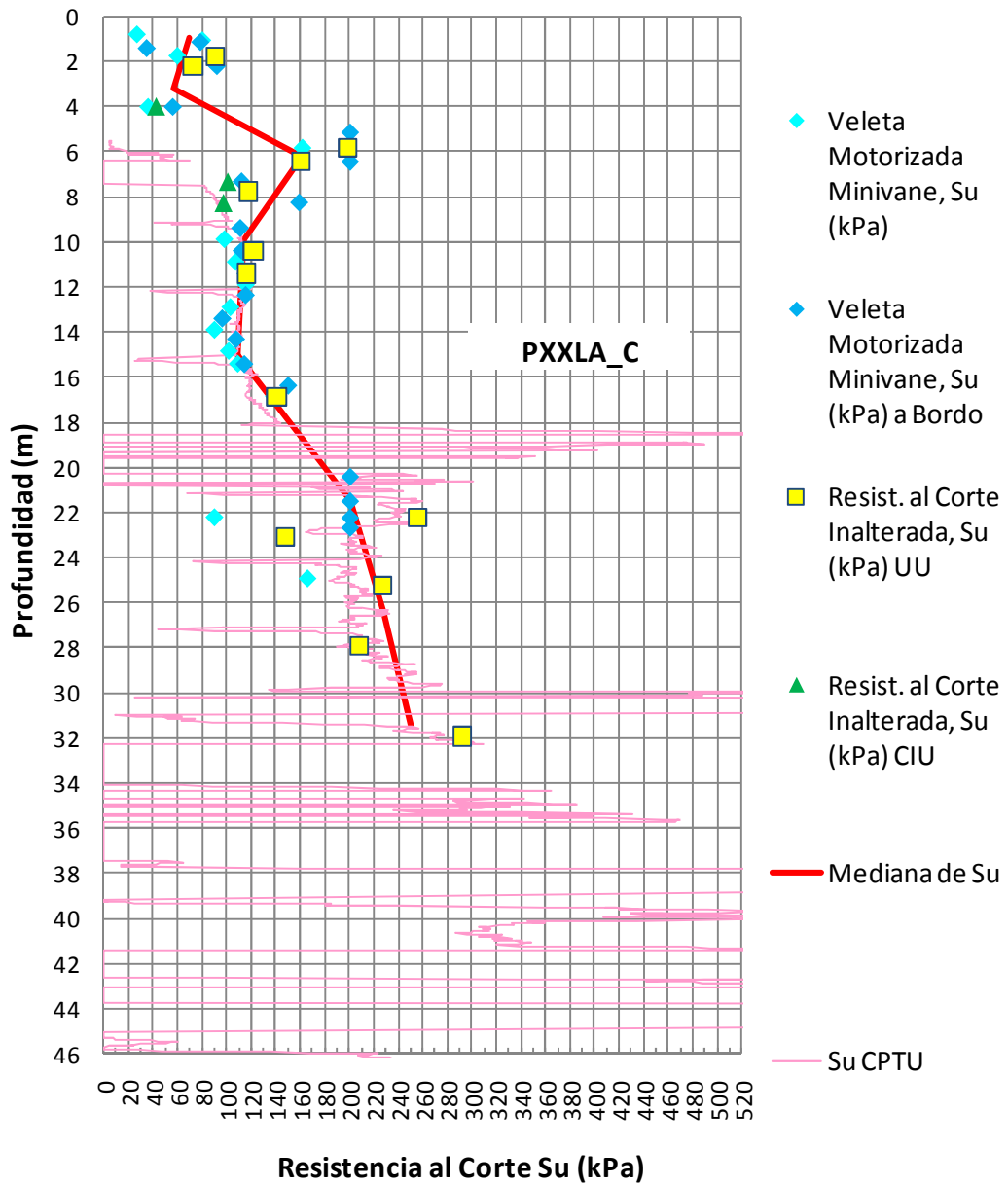


Figura 23: Perfil de Resistencia al Corte, Su de las muestras inalteradas del sondeo PXXXa_C.

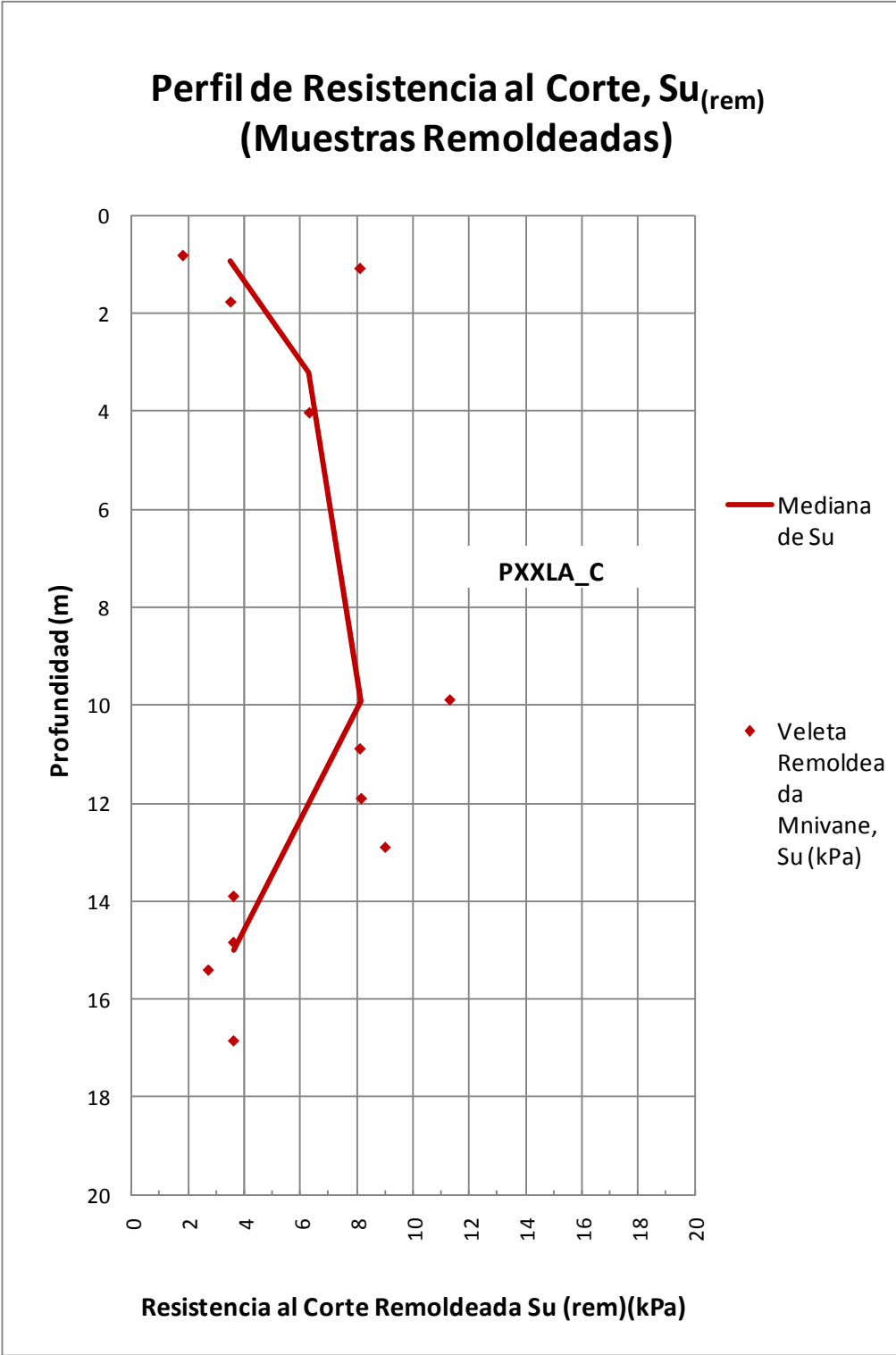


Figura 24: Perfil de Resistencia al Corte, $Su_{(rem)}$ de las muestras remoldeadas del sondeo PXXXa_C.

Perfil de Índice de Plasticidad

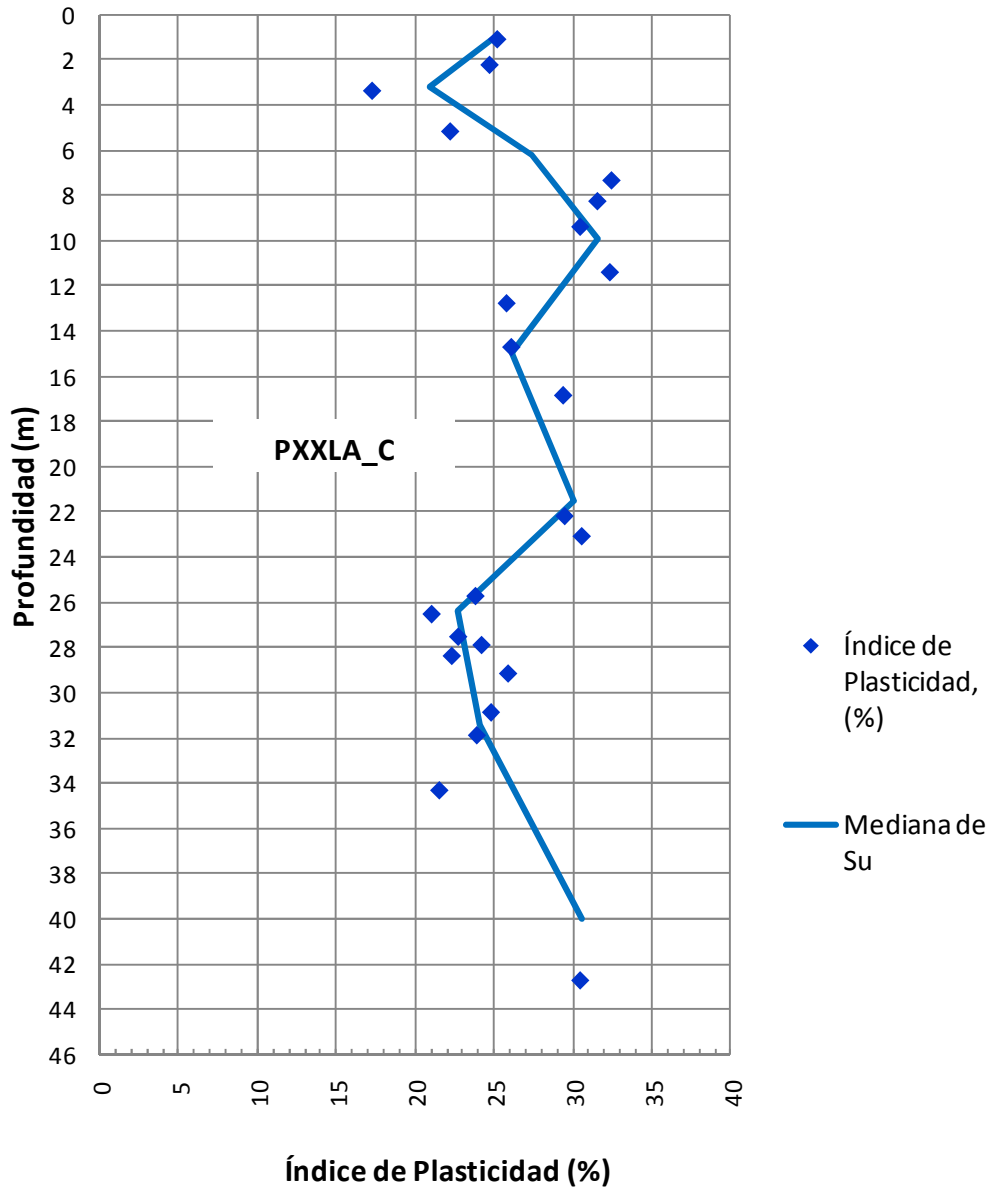


Figura 25: Perfil de Índice de Plasticidad del sondeo PXXLa_C.

Perfil de Peso Unitario Sumergido

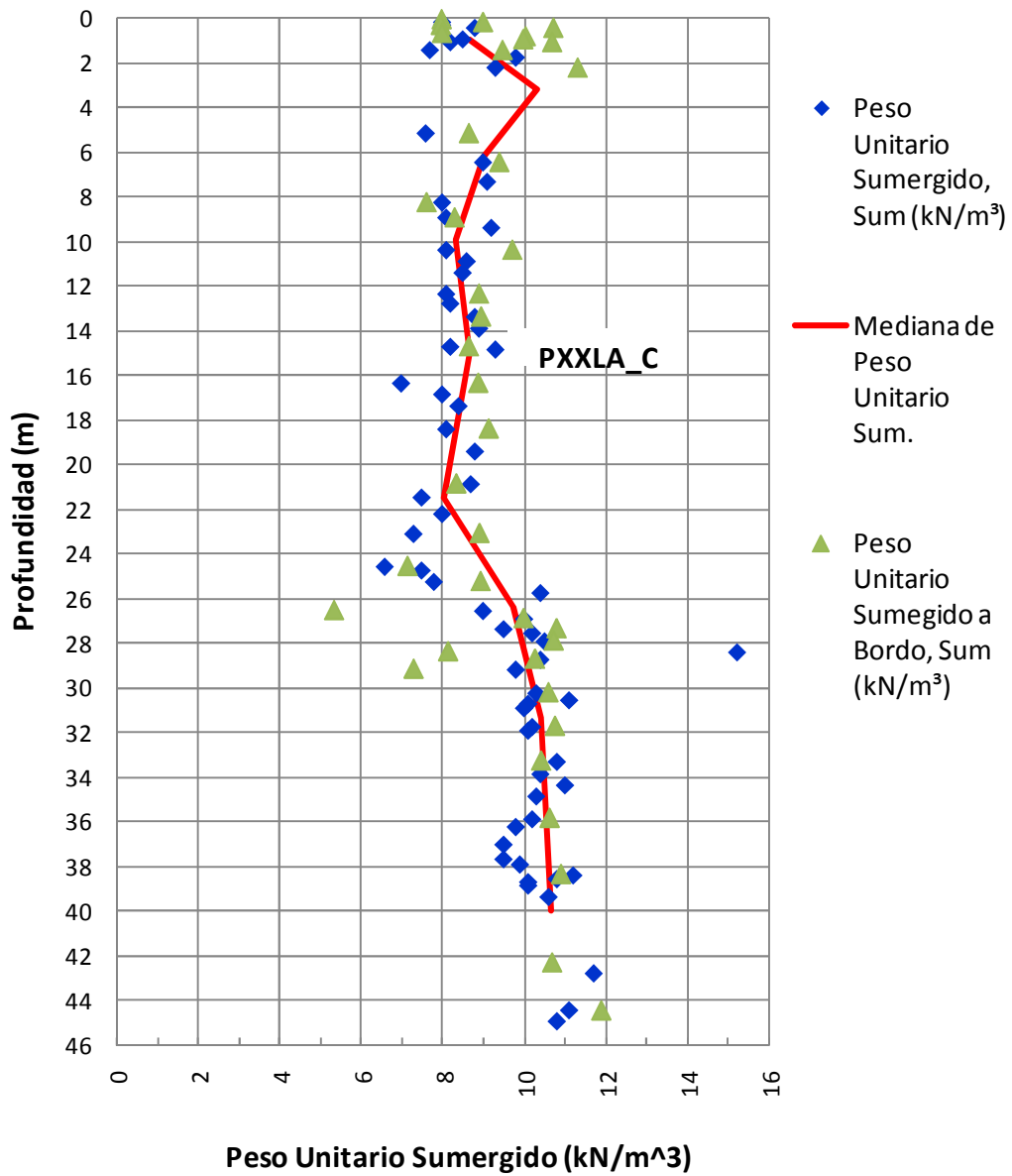


Figura 26: Perfil de Peso Unitario Sumergido del sondeo PXXXa_C.

Perfil de Resistencia al Corte, Su (Muestras Inalteradas)

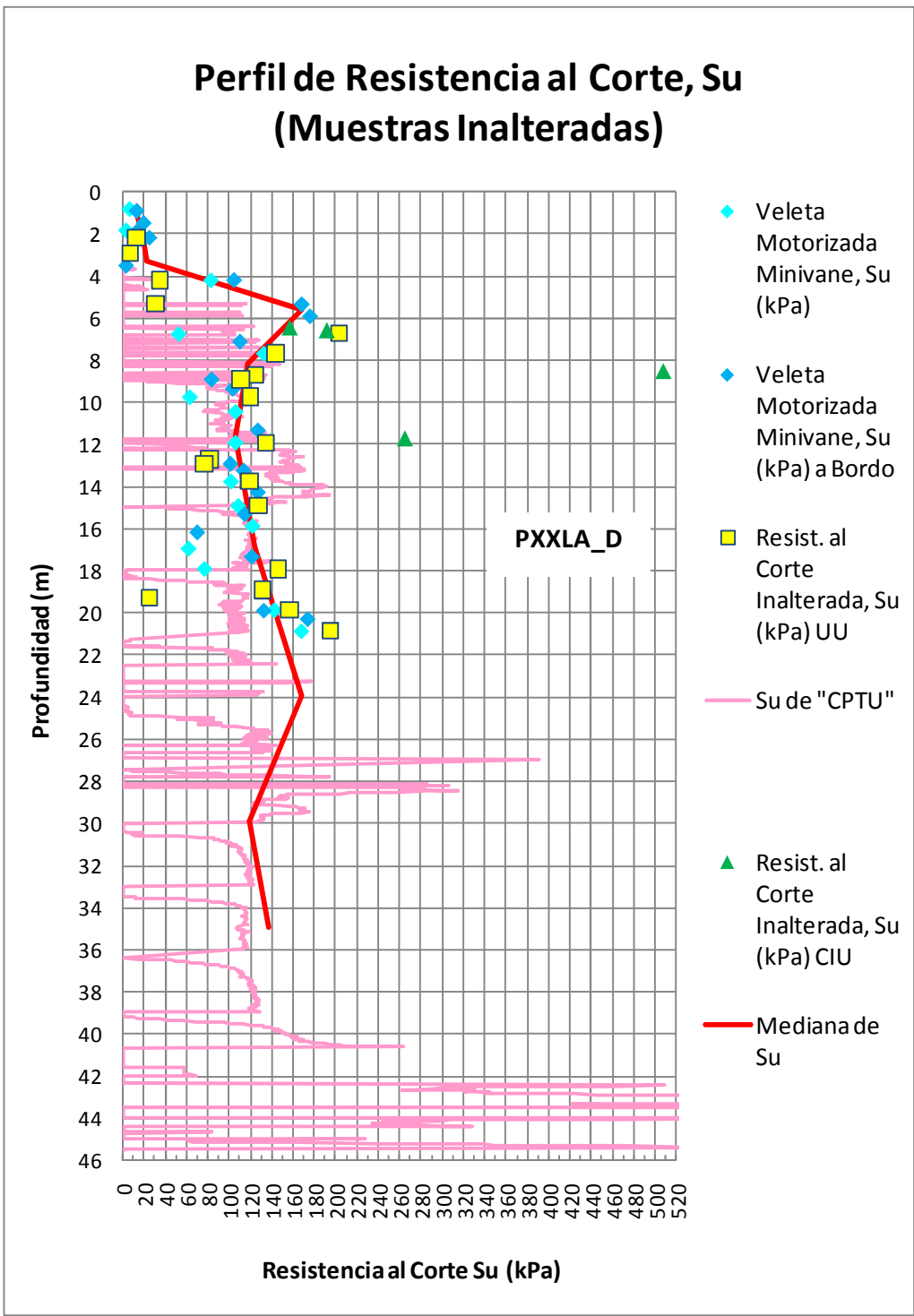


Figura 27: Perfil de Resistencia al Corte, Su de las muestras inalteradas del sondeo PXXXa_D.

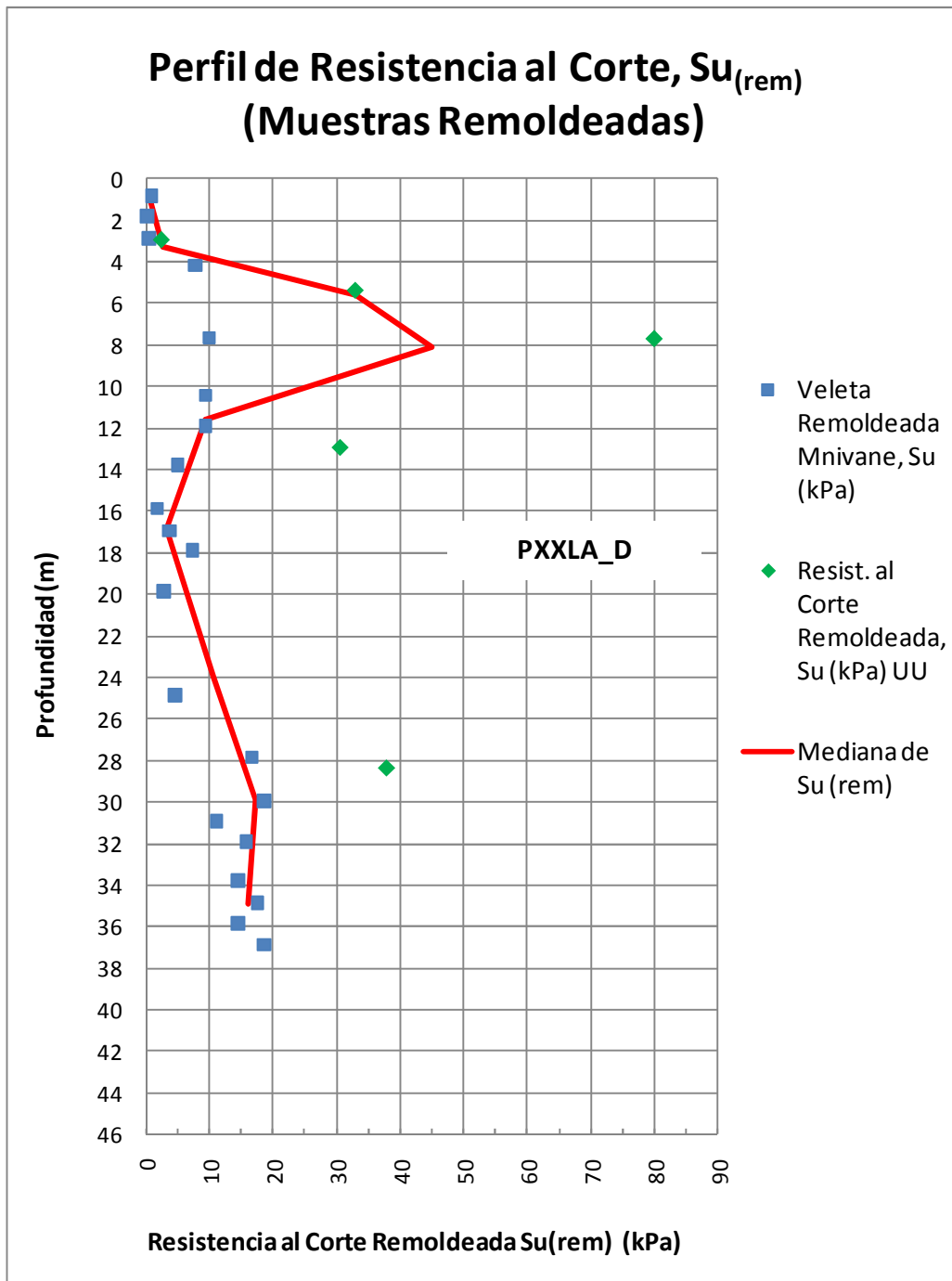


Figura 28: Perfil de Resistencia al Corte, $Su_{(rem)}$ de las muestras remoldeadas del sondeo PXXXa_D.

Perfil de Índice de Plasticidad

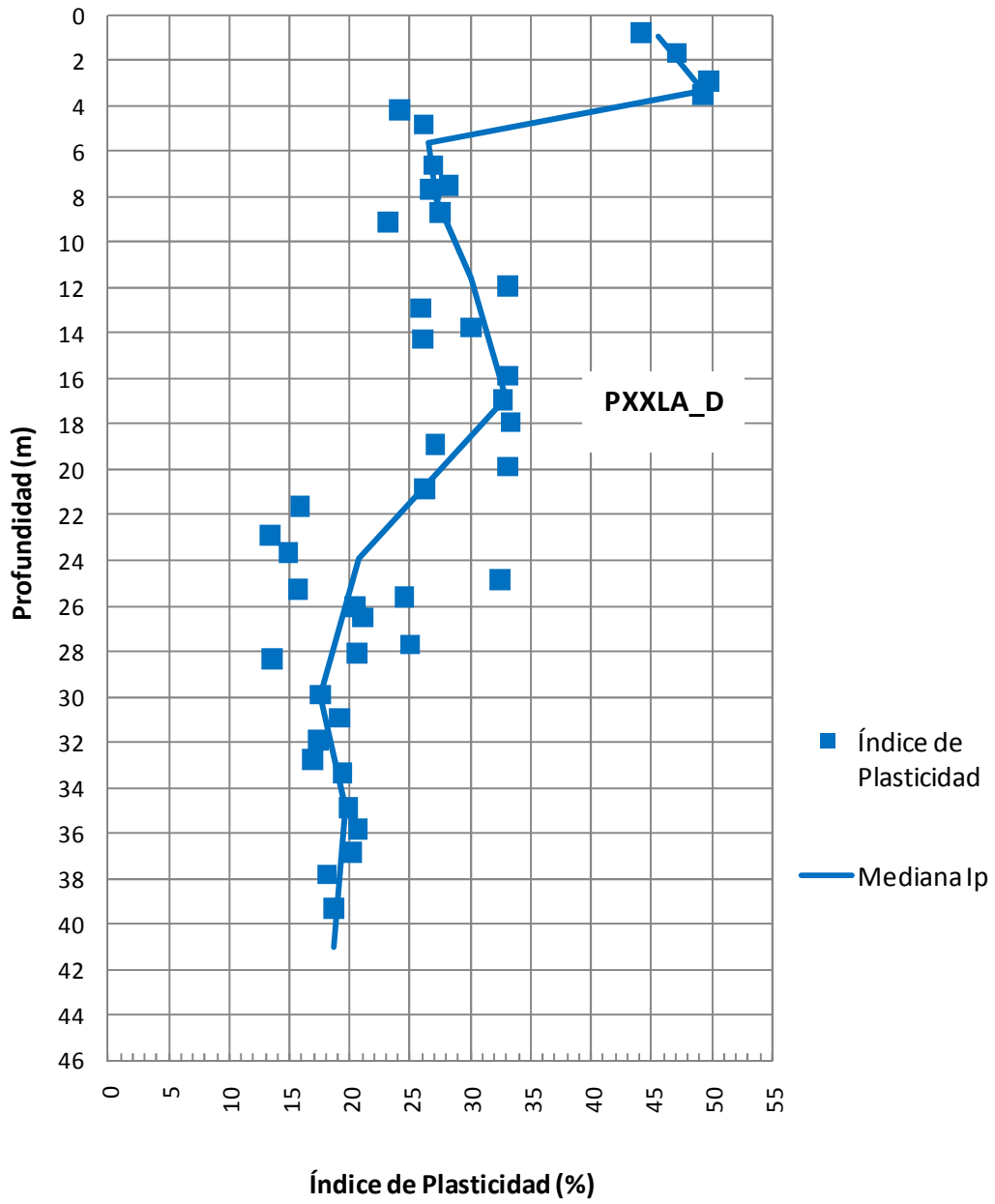


Figura 29: Perfil de Índice de Plasticidad del sondeo PXXLa_D.

Perfil de Peso Unitario Sumergido

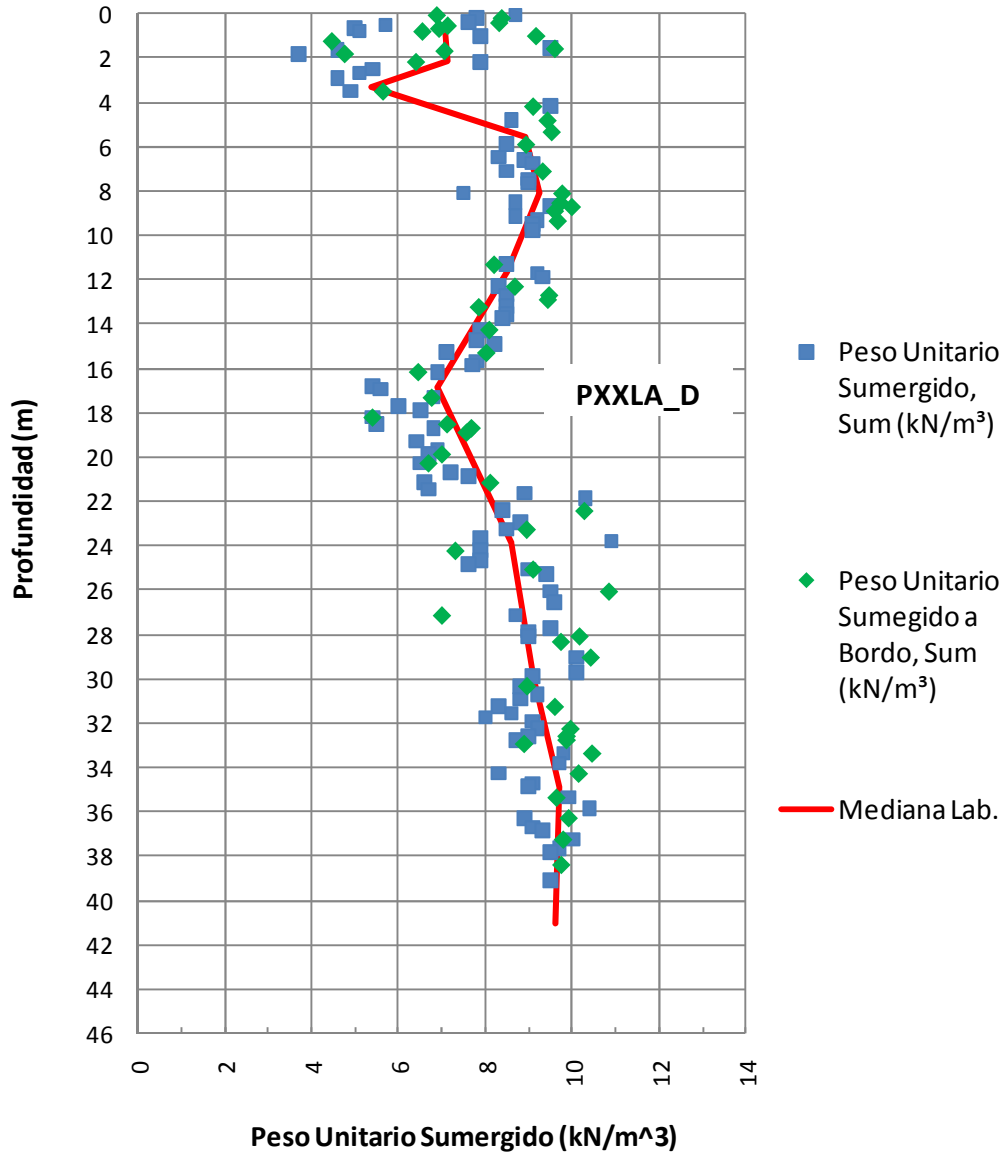


Figura 30: Perfil de Peso Unitario Sumergido del sondeo PXXLa_D.

Los parámetros correlacionados a partir de la información del CPTU se encuentran en los Archivos de Microsoft Excel 2007, denominados: Análisis CPTU PXXXa_C y Análisis CPTU PXXXa_D, archivadas en el formato digital anexo a este documento físico. No fueron impresas dado que este tipo de sondeos se realiza cada 20 cm siendo cada uno 45m.

VI.3) HOJAS DE ANÁLISIS DE DATA CPTU Y DE ESTIMACIÓN SIMULTÁNEA DE q_u MEDIANTE LOS MÉTODOS API RP2A, ICP 2005 Y NGI 2005.

La elaboración de dichas hojas de cálculo constituye el tercer objetivo de esta investigación. Se confeccionó una Hoja de Cálculo en *Microsoft Excel 2007*, incluyendo funciones externas elaboradas en el Lenguaje de Macros de Office: *Visual Basic para Aplicaciones (VBA)* como *user defined functions (UDF)*.

En principio se analiza la data del CPTU en la hoja “Análisis CPTU”, de la cual se obtienen los resultados mencionados anteriormente. Las ecuaciones empleadas para calcular los parámetros mostrados se encuentran en las Secciones II.2.3 hasta II.2.16 del MARCO TEÓRICO.

Los resultados más importantes obtenidos de esta hoja “Análisis CPTU” para PXXXa_C y PXXXa_D, son el Ángulo de Fricción Interna (ϕ), la Resistencia al Corte (S_u), Densidad Relativa (D_r), Resistencia a la Penetración del Cono Corregida (q_c y q_t).

Aunque la Resistencia al Corte (S_u) obtenida de correlaciones con CPTU no se empleó como dato de entrada para los métodos de cálculo de capacidad de soporte bajo carga axial estudiados, ya que se emplearon valores de Laboratorio (Ensayos CIU, UU y Veleta Motorizada Minivane), el Perfil de S_u obtenido con el CPTU, se graficó junto con el Perfil de S_u de Laboratorio de tal manera de ir modificando el

valor de Nkt hasta hacer coincidir la tendencia del gráfico de los valores de Su (CPTU) con el Perfil de Su (Laboratorio) interpretado. Logrado esto, se considera calibrado el Cono.

El Ángulo de Fricción sí se tomó de las correlaciones con data CPTU, puesto que no se realizaron ensayos de laboratorio que permitieran su determinación, al igual que la Densidad Relativa de las Arenas.

La Resistencia a la Penetración del Cono (q_c) corregida por efectos de presión de poro en el hoyo mediante la expresión: $q_c = q_c^* + d \times a \times \gamma_w$. Donde, q_c^* es la resistencia medida durante el ensayo, d la profundidad a la cual se realizó la medición de q_c^* , a la relación de área de cono y γ_w el peso específico del agua que entra al hoyo. Esta resistencia q_c es parámetro de entrada de los métodos NGI e ICP razón por la cual su selección es de vital importancia para la obtención de resultados correctos. En este caso se siguió la recomendación de Bustamante y Gianceselli (1982) (citado por ^[2, pp. 22-23]) de tomar q_c como el promedio de los valores de q_c 1,5 veces el diámetro externo del pilote, por encima y por debajo de la profundidad donde se encuentra el mismo situado en ese instante de la hinca.

Además de analizar la data del CPTU, la Hoja de Cálculo estima simultáneamente la capacidad de carga de un pilote hincado en Unidades del Sistema Internacional, con 3 diámetros distintos mediante los métodos API, ICP y NGI y elabora los gráficos correspondientes de profundidad vs. capacidad última y capacidad admisible.

A continuación se muestran Figuras 31 y 32 demostrativas del uso de la Hoja de Cálculo. Deberá revisar la versión digital anexa a este documento para verificar la forma en la que se ingresan los datos y la simultaneidad del cálculo. Se adjuntaron hojas de ayuda rápida al archivo de Excel para usuarios con dudas puntuales sobre los métodos y las Tablas y Gráficos necesarios para la correcta selección de los parámetros de entrada.

ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE SOPORTE BAJO CARGA AXIAL DE PILOTES TUBULARES HINCADOS EN SUELOS COSTA AFUERA, MEDIANTE EL MÉTODO API RP2A (2002).

1) INTRODUZCA EL DIÁMETRO EXTERNO (OD) Y ESPESOR (e) DEL PILOTE EN "mm" EN LAS CELDAS COLOR VERDE. NO DEBERÁ ALTERAR EL CONTENIDO DE LAS CELDAS COLOR ROSADO. ADICIONALMENTE, ESPECIFIQUE LO SIGUIENTE:

1.1) PILOTE PUNTA CERRADA (1) O PUNTA ABIERTA (2).
 1.2) SI EL MATERIAL ES ACERO (1) O CONCRETO (2).
 1.3) CONDICIÓN DE CARGA: COMPRESIÓN (1) O TENSION (2).
 1.4) FACTOR DE SEGURIDAD A EMPLEAR EN EL CÁLCULO DE $Q_{ADMISIBLE}$

NOTA : PODRÁ INTRODUCIR HASTA 3 PILOTES DE DISTINTAS DIMENSIONES "OD" y "e", QUE DEFINIRÁN LOS CASOS 1, 2 y 3. LAS CAPACIDADES BAJO CARGA AXIAL DE LOS 3 PILOTES SE ESTIMARÁN PARA EL MISMO MATERIAL, CON LA MISMA CONDICIÓN DE PUNTA (ABIERTA O CERRADA) Y BAJO LA MISMA CONDICIÓN DE CARGA (COMPRESIÓN O TENSION).

	CASO 1	CASO 2	CASO 3
OD (mm)	1829	2134	2438
e (mm)	25	28	31
ID (mm)	1779	2078	2376
$A_{full\ tip\ (OD)}\ (m^2)$	2,627	3,577	4,668
$A_{plug\ (ID)}\ (m^2)$	2,486	3,391	4,434
$A_{pile\ wall}\ (m^2)$	0,142	0,185	0,234

1.1)
CONDICIÓN DE PUNTA
ABIERTA
2

1.2)
TIPO DE MATERIAL
ACERO
1

1.3)
CONDICIÓN DE CARGA
COMPRESIÓN
1

1.4)
FS 2,00

2) INGRESE EN LAS CELDAS COLOR VERDE PARA CADA ESTRATO: TIPO DE SUELO (ESCRIBA: ARCILLA Ó ARENA), LAS PROFUNDIDADES DE TOPE Y BASE DEL ESTRATO (m) Y SU PESO UNITARIO SUMERGIDO (kN/m^3).

2.1) SI SE TRATA DE UN SUELO FINO (ARCILLA) INGRESE: Su^{UU} y $Su_{(rem)}^{UU}$ (kPa)
 2.2) PARA SUELOS SUELOS GRANULARES (ARENA) INGRESE: ϕ (°). SI SE DESCONOCE ϕ , ESTIME EL VALOR DE δ (°) HACIENDO USO DE LA "TABLA 1". TAMBIÉN DEBERÁ OBTENER DE ESTA TABLA LOS VALORES DE N_q , $f_{máximo}$ Y $q_{máximo}$.

NUEVAMENTE NO DEBE ALTERAR EL CONTENIDO DE LAS CELDAS COLOR ROSADO, YA QUE SE CALCULAN DE FORMA AUTOMÁTICA.

Figura 31: Formato de la hoja de cálculo diseñada para estimar la capacidad de soporte bajo carga axial de pilotes tubulares hincados en suelos costa afuera, mediante el método API RP2A.

		SUELOS FINOS (ARCILLA)																			
TIPO DE SUELO	INTERVALO		γ'	σ'_v	Su^{UU}	$Su_{(rem)}^{UU}$	ψ	α	α	$f_{externo}$	$f_{interno}$	q	$A_{s,externo}$	$A_{s,interno}$	$\Sigma Q_{q,externo}$	$\Sigma Q_{q,interno}$	$Q_{p,pile\ wall}$	$Q_{p,plug}$	$Q_{p,tip}$		
	TOPE (m)	BASE (m)																		kN/m^3	kPa
CASO 1	ARCILLA	0,00	4	10,00	40,00	8,40	2,10	0,21	1,09	1,00	8,40	-	75,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	ARCILLA	4,00	8	10,00	80,00	16,80	4,20	0,21	1,09	1,00	16,80	-	151,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	ARCILLA	8,00	12	10,00	120,00	25,20	6,30	0,21	1,09	1,00	25,20	-	226,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	ARCILLA	12,00	16	10,00	160,00	33,60	8,40	0,21	1,09	1,00	33,60	-	302,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	ARCILLA	16,00	20	10,00	200,00	42,00	10,50	0,21	1,09	1,00	42,00	-	378	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	ARCILLA	20,00	24	10,00	240,00	50,40	12,60	0,21	1,09	1,00	50,40	-	453,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ARCILLA	24,00	28	10,00	280,00	58,80	14,70	0,21	1,09	1,00	58,80	-	529,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ARCILLA	28,00	32	10,00	320,00	67,20	16,80	0,21	1,09	1,00	67,20	-	604,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ARCILLA	32,00	36	10,00	360,00	75,60	18,90	0,21	1,09	1,00	75,60	-	680,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ARCILLA	36,00	40	10,00	400,00	84,00	21,00	0,21	1,09	1,00	84,00	-	756	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ARCILLA	40,00	44	10,00	440,00	92,40	23,10	0,21	1,09	1,00	92,40	-	831,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Figura 32: Ejemplo de introducción de datos (celdas verdes) y salida inicial del programa (celdas rosadas). Método API RP2A.

Una vez programadas las hojas de cálculo se procedió a probarlas con 4 escenarios hipotéticos y 2 escenarios reales (PXXXa_C y PXXXa_D). La corrida de los 6 escenarios se hizo para (i) PUNTA ABIERTA (ii) PUNTA CERRADA.

Los escenarios hipotéticos 1, 2, 3, 4 se definieron como casos probables de perfiles homogéneos de arcilla (blanda y dura) y de arena (suelta y densa). Esto para evaluar la variación de resultados de capacidad de carga obtenidos mediante los distintos métodos. Estos casos se describen a continuación:

CASO HIPOTÉTICO 1: ARCILLA BLANDA DE ALTA PLASTICIDAD Y BAJA RESISTENCIA

$$\gamma_{sum} = 10kN/m^3$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,21$$

$$S_t = 4$$

$$IP = 40\%$$

$$\delta_f = 12^\circ$$

Para hallar el valor de q_t a distintas profundidades se empleó:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (\text{Ec. 90}), \text{ Despejando de allí } q_t.$$

$N_{kt} = 14$ por recomendación expresa del Prof. Peter Robertson.

CASO HIPOTÉTICO 2: ARCILLA DURA DE BAJA PLASTICIDAD Y ALTA RESISTENCIA

$$\gamma_{sum} = 12kN/m^3$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,24$$

$$S_t = 2$$

$$IP = 12\%$$

$$\delta_f = 25^\circ$$

Para hallar el valor de q_t a distintas profundidades se empleó:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (\text{Ec. 91}), \text{ Despejando de allí } q_t.$$

$N_{kt} = 14$ por recomendación expresa del Prof. Peter Robertson.

CASO HIPOTÉTICO 3: ARENA SUELTA

$$\gamma_{sum} = 8,9 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$D_r = 35\%$$

$$\delta = 30^\circ$$

Para hallar el valor de q_c a distintas profundidades se empleó la correlación de Lunne [7, p. 84].

$$D_r = 0,4 \ln \left[\frac{q_c}{22 (\sigma'_v \sigma_{atm})^{0,5}} \right] \quad (\text{Ec. 92})$$

D_r : densidad relativa en fracción.

$$\sigma_{atm} = 100 \text{kPa}$$

Los valores de q_c se obtienen en kPa.

CASO HIPOTÉTICO 3: ARENA DENSA

$$\gamma_{sum} = 9,75 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$D_r = 70\%$$

$$\delta = 33^\circ$$

Para hallar el valor de q_c a distintas profundidades se empleó la correlación de Lunne [7, p. 84].

$$D_r = 0,4 \ln \left[\frac{q_c}{22 (\sigma'_v \sigma_{atm})^{0,5}} \right] \quad (\text{Ec. 93})$$

D_r : densidad relativa en fracción.

$$\sigma_{atm} = 100 \text{kPa}$$

A continuación se muestran los resultados (Tablas y Gráficos) y análisis respectivo de los 4 casos hipotéticos, PXXXa_C y PXXXa_D:

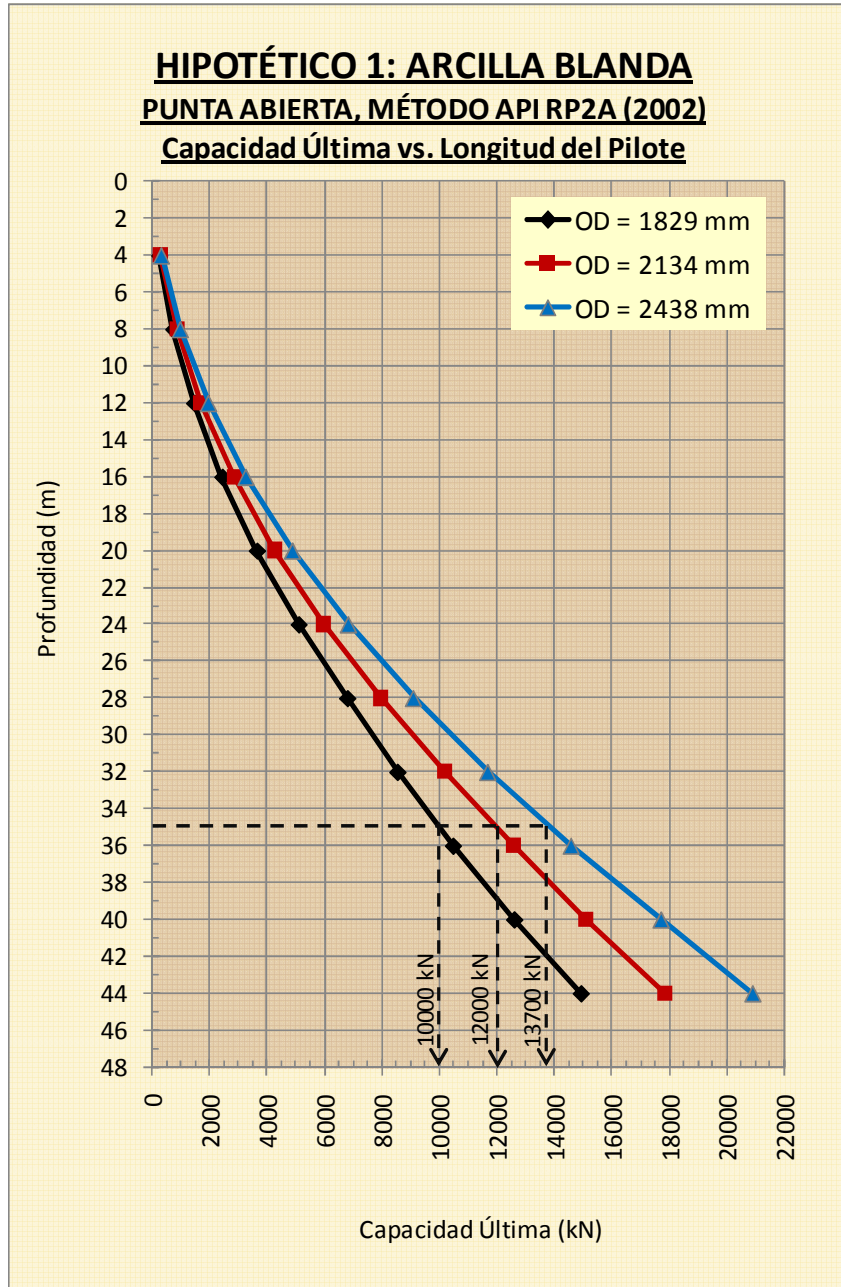


Figura 33: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método API RP2A (2002).

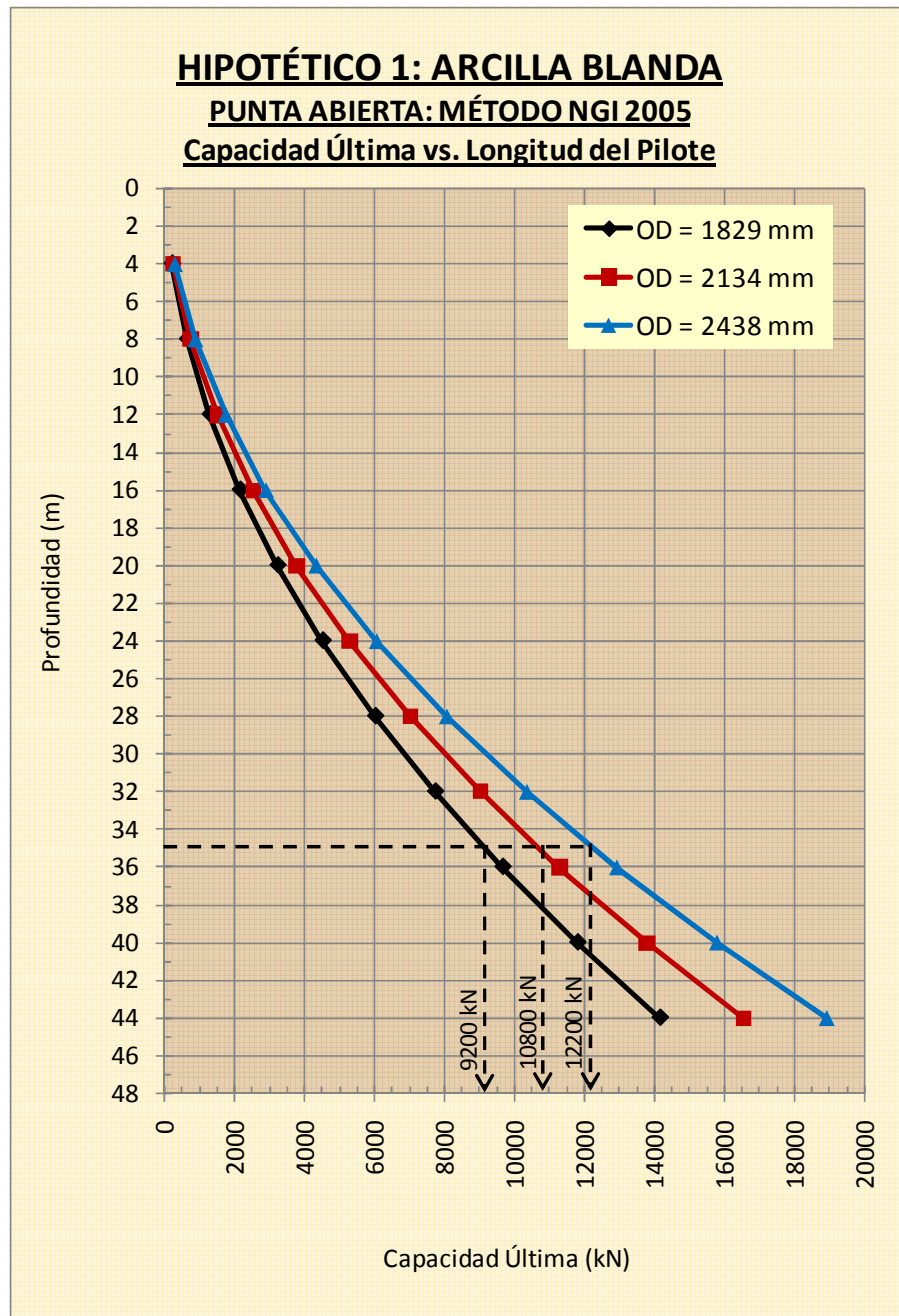


Figura 34: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método NGI 2005.

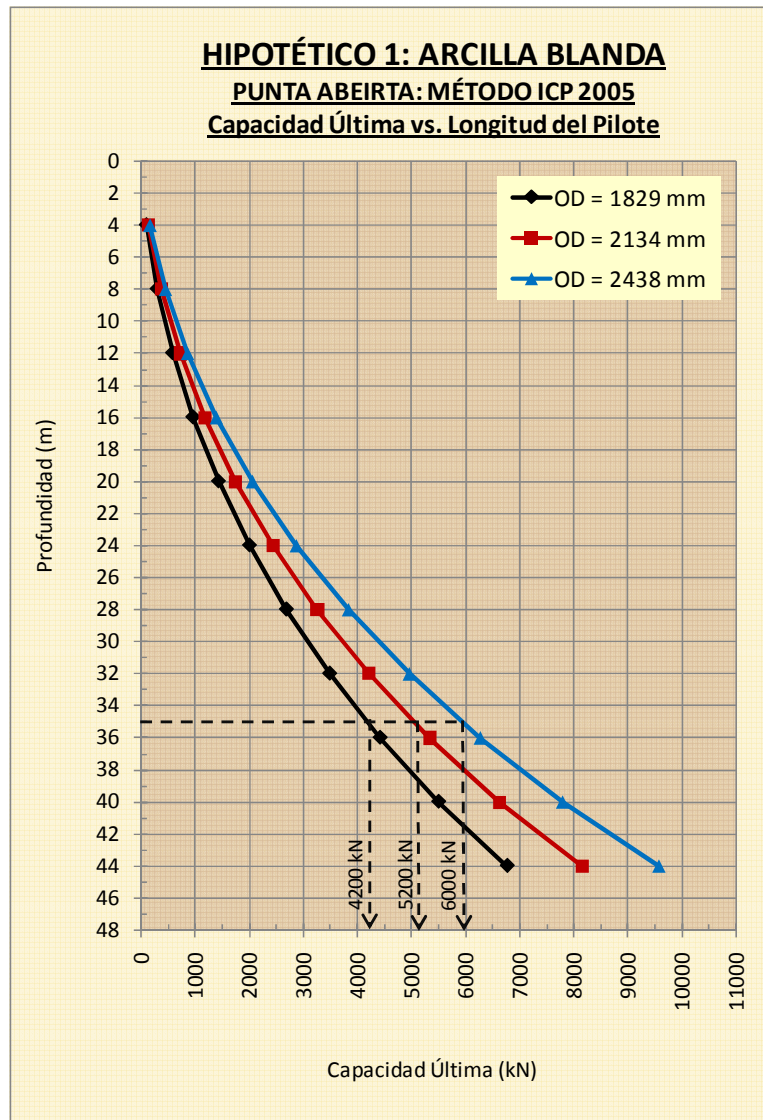


Figura 35: Variación de la capacidad en función al diámetro del pilote de punta abierta. Hipotético 1: Arcilla blanda. Método ICP 2005.

Se observa para todos los casos que al aumentar el diámetro externo y el espesor del pilote, las curvas de capacidad obtenida se desplazan gradualmente hacia la derecha en la medida que aumenta la profundidad. A mayor diámetro, mayor capacidad dado que las áreas superficiales y transversales se hacen mayores, aumentando la capacidad por fuste y por punta.

Este patrón se verificó para todos los escenarios, dando el mismo resultado reflejado por los gráficos anteriores. Por esta razón, para los casos siguientes se mostrarán las curvas de capacidad para el diámetro intermedio entre los seleccionados (OD = 2134mm), y en un mismo gráfico se presentarán las curvas obtenidas mediante los 3 métodos lo cual a su vez facilitará la comparación de los mismos.

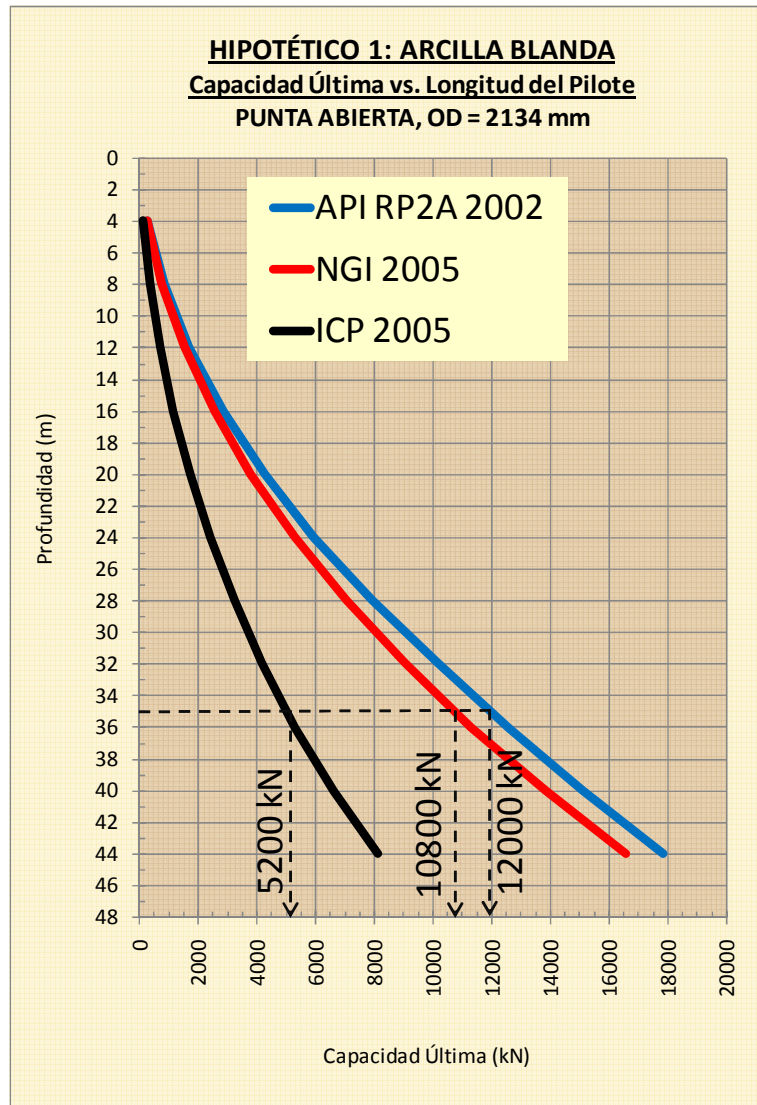


Figura 36: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 1: Arcilla blanda.

El Método API RP2A resulta el menos conservador de los tres en el caso de **Arcillas Blandas**. El Método NGI y API se distancian a razón de Q_{API}/Q_{NGI} promedio de 1,12. El Método ICP y API se distancian a razón de Q_{API}/Q_{ICP} promedio de **2,34**. El Método ICP y NGI se distancian a razón de Q_{NGI}/Q_{ICP} promedio de 2,10.

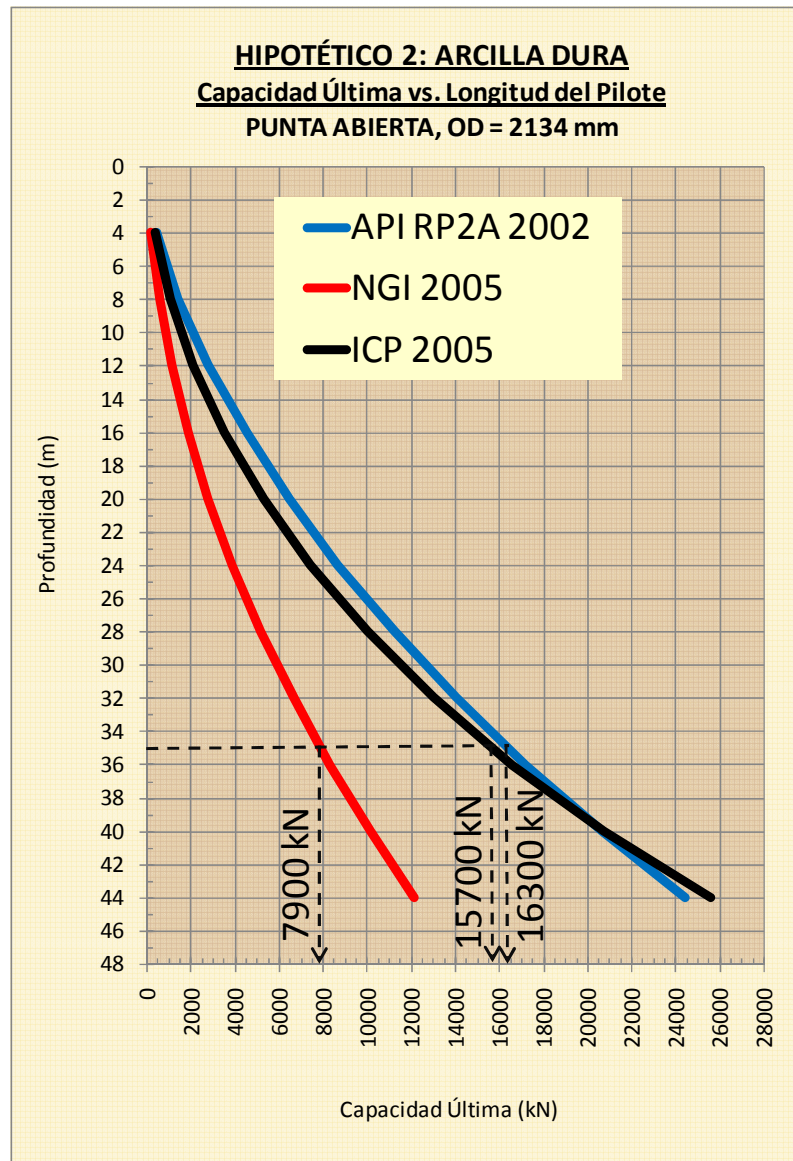


Figura 37: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 2: Arcilla dura.

El Método API RP2A resulta nuevamente, el menos conservador de los tres en los primeros 40 metros de **Arcillas Duras**. Se observa a diferencia del caso anterior, que el método más conservador es el NGI. El Método ICP arroja valores de capacidad muy similares al API, siendo los mayores en los últimos 5 metros. Esto debido a los valores elevados de resistencia a la penetración del cono que son datos de entrada del ICP, más no del API, en donde Q_u (API-ARCILLAS) depende principalmente de la resistencia al corte no drenada.

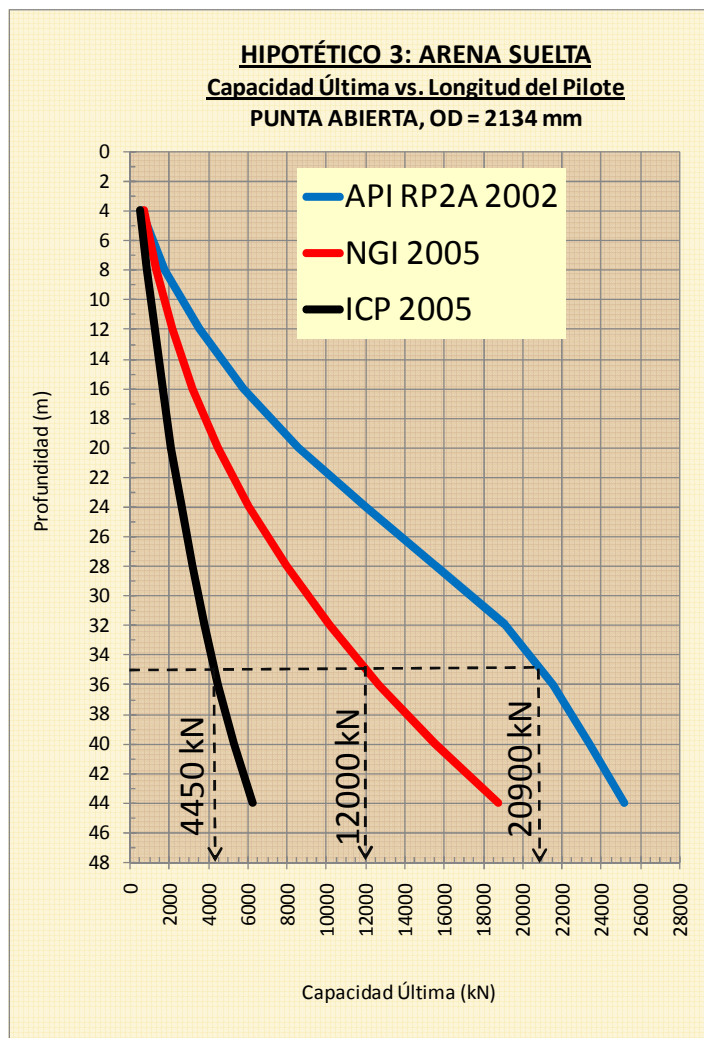


Figura 38: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 3: Arena suelta.

El Método API RP2A resulta nuevamente, el menos conservador de los tres en el caso de **Arenas Seltas**. Una observación interesante es ver como la curva NGI es prácticamente el promedio de capacidades entre ICP (el más conservador en este caso) y el API. El Método API RP2A estima en este caso la capacidad de arenas sueltas 5 veces mayor que el método ICP. Este resultado no debe ser considerado confiable ya que la base de datos con la cual se estandarizó el API está basada mayoritariamente en suelos arcillosos.

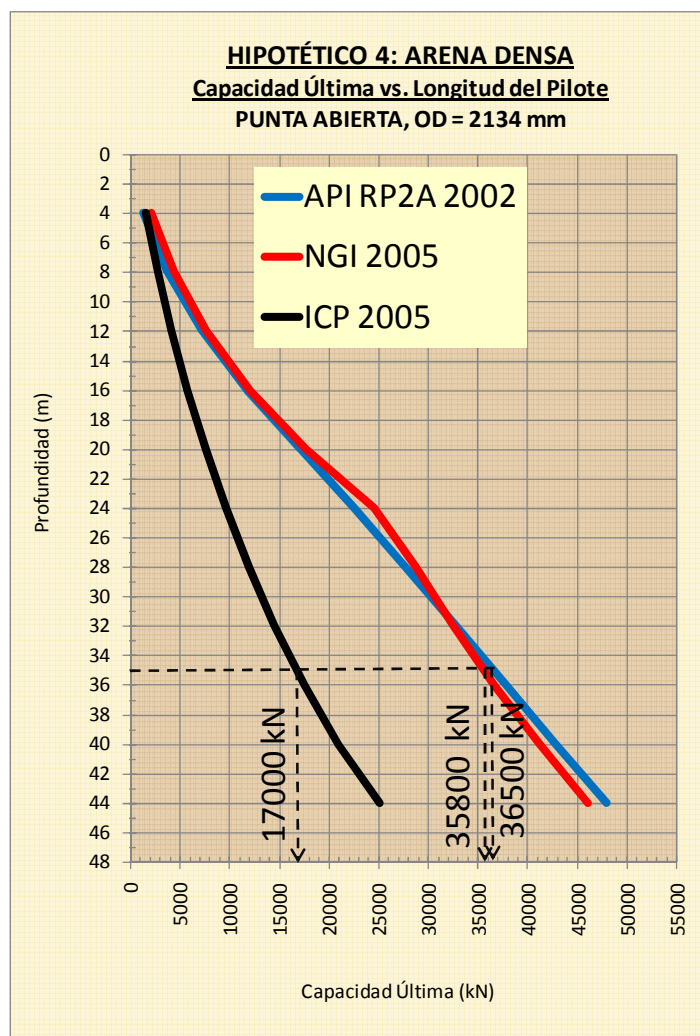


Figura 39: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 4: Arena muy densa.

El Método API RP2A y el Método NGI resultan en aproximaciones muy parecidas, mientras que el ICP muestra capacidades de la mitad de estos valores. Esto refleja que los valores máximos de fricción unitaria, punta unitaria, N_q (Tabla 2) y la expresión utilizada para determinar δ ($\delta = \phi - 5^\circ$), indicados en el Método API para suelos granulares, correlacionan bien con los valores de resistencia a la penetración del cono medidos en arenas densas, parámetro del cual depende el método NGI 2005 (Arenas).

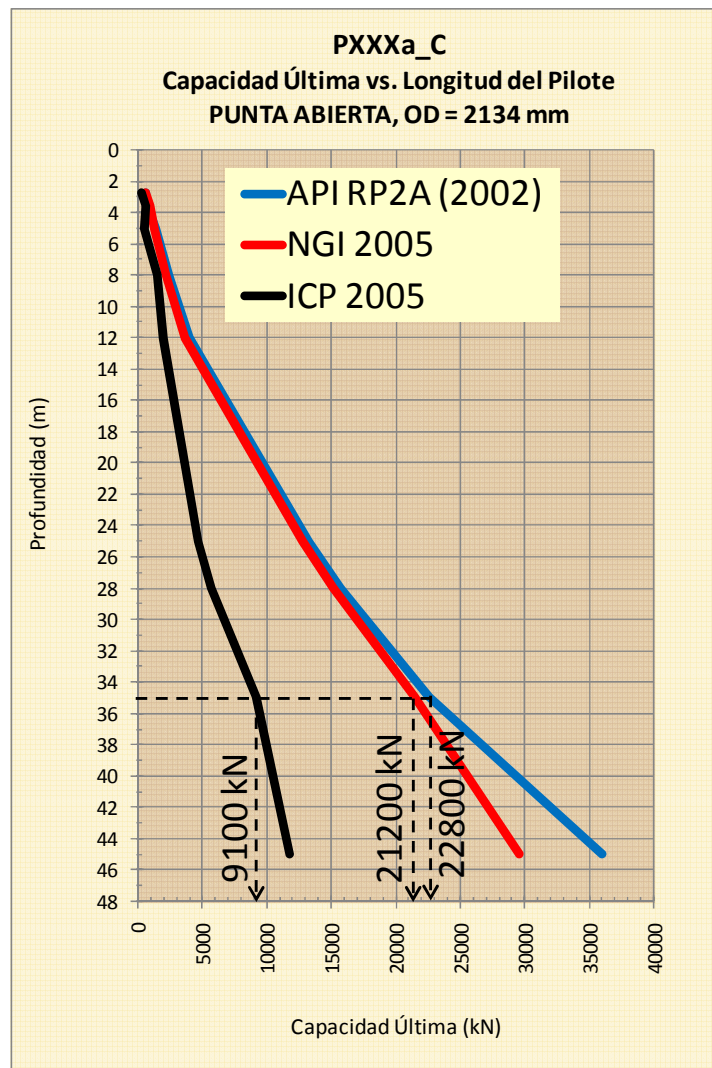


Figura 40: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Sondeo PXXXa_C.

Tal y como se esperaba luego de analizar el gráfico del CASO HIPOTÉTICO 1, los perfiles de PXXXa_C y PXXXa_D, conformados en su mayoría por arcillas blandas, presentan capacidades estimadas por el Método API RP2A y NGI muy similares.

En los últimos 10 m la diferencia entre Q_{API} y Q_{NGI} crece debido a la presencia de un estrato arenoso. El Método ICP se mantiene como el más conservador, debido a la presencia de arcillas blandas.

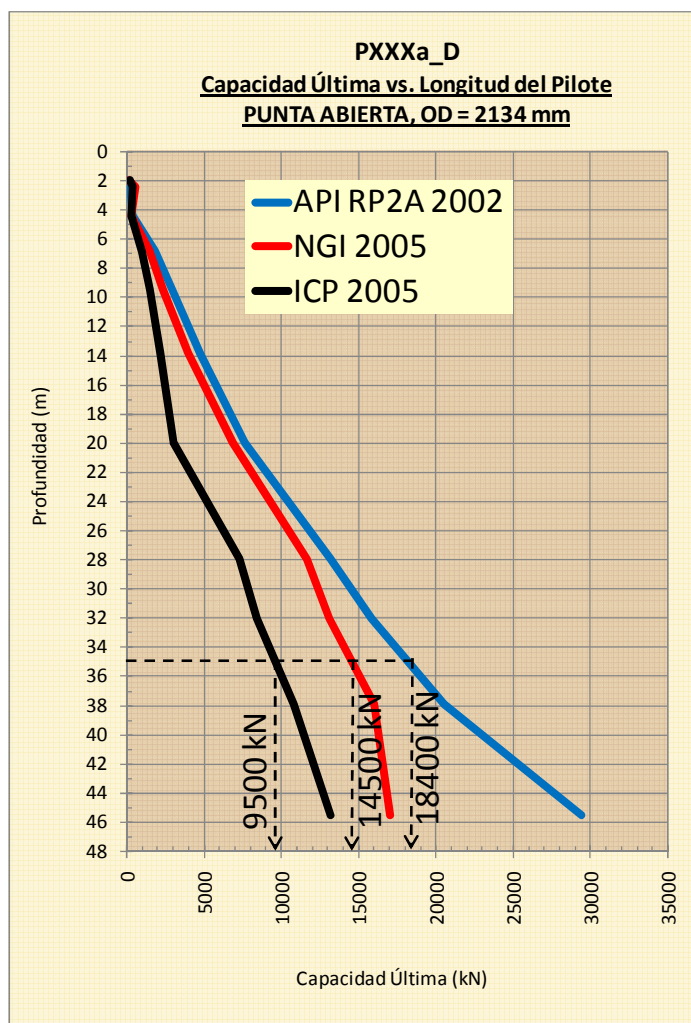


Figura 41: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta abierta (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Sondeo PXXXa_D.

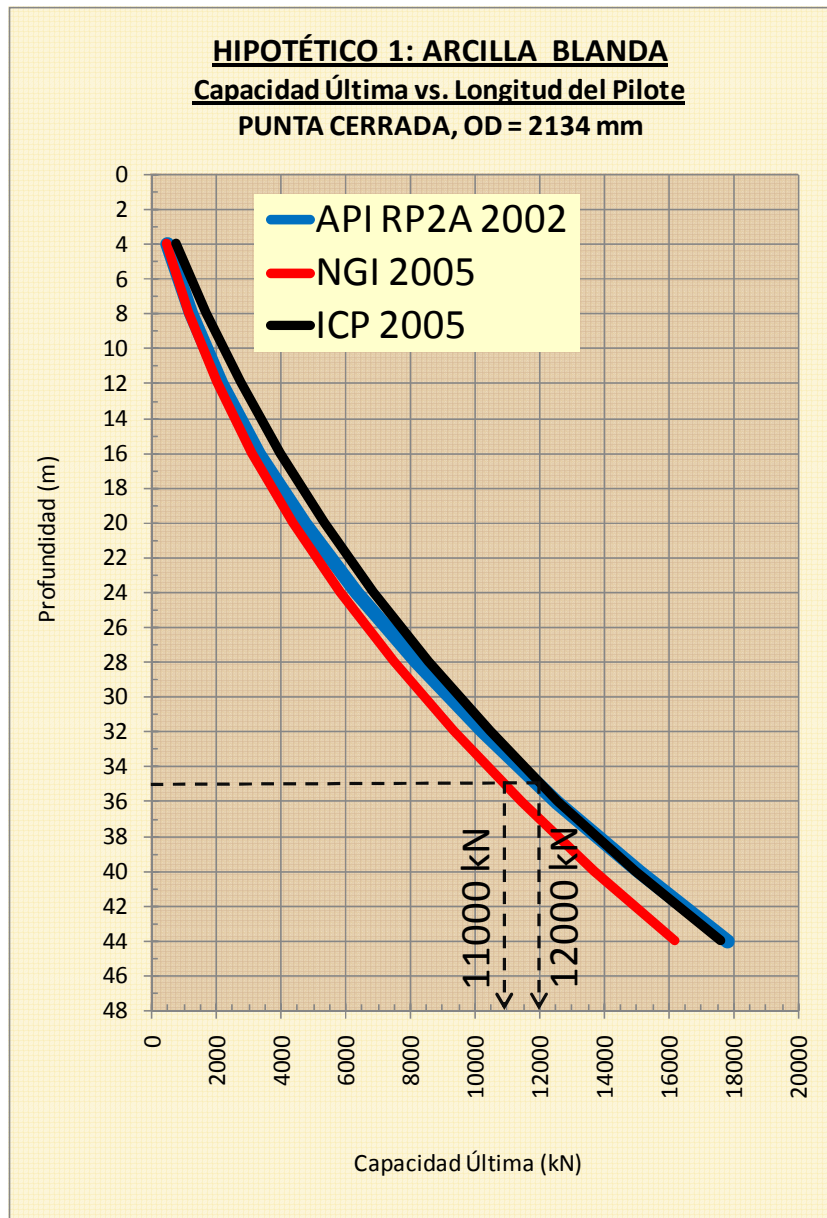


Figura 42: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 1: Arcilla blanda.

Los tres métodos mantienen curvas totalmente paralelas y con rango de valores máximo de 1668 kN en 44 m, donde la influencia de la arena es la que define ese valor. El Método ICP en pilotes **punta cerrada** hincados en **arcillas blandas** resulta

el menos conservador mientras que el NGI resulta en las estimaciones de capacidad menores. La capacidad por fuste estimada por el ICP es menor que la estimada por el API, mientras que la capacidad por punta estimada por el API es mucho menor que la estimada por el ICP.

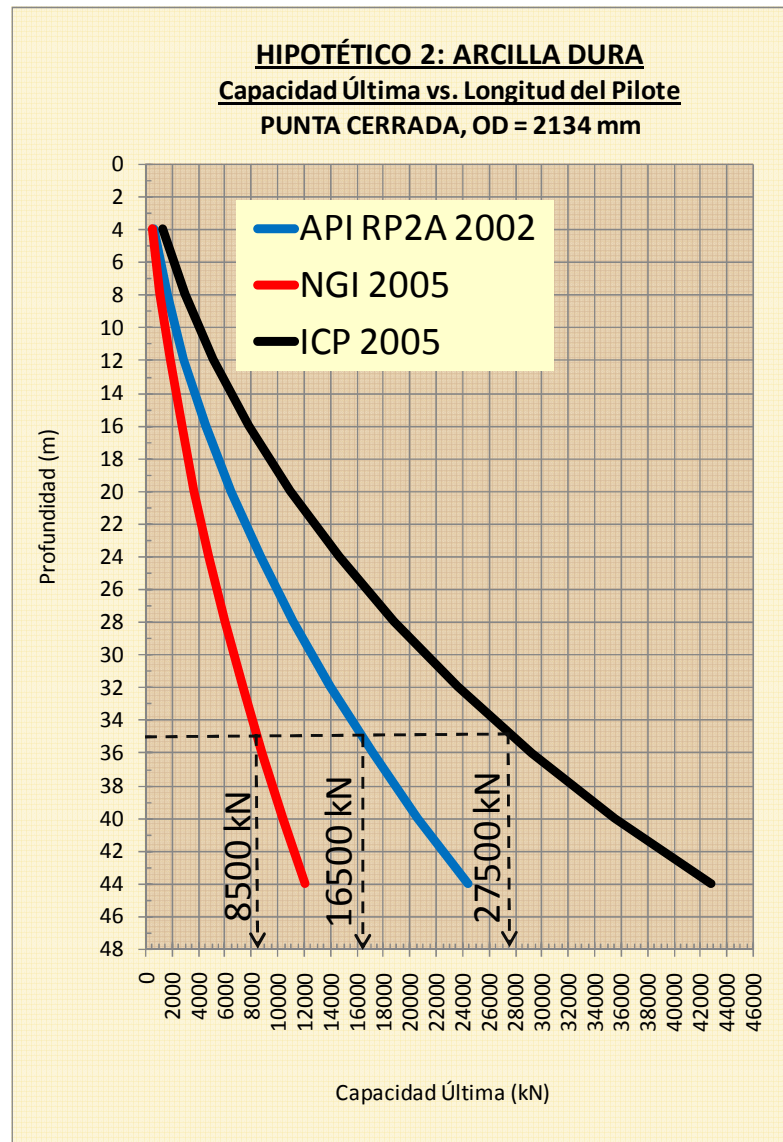


Figura 43: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 2: Arcilla dura.

El Método ICP continúa siendo el menos conservador **arcillas duras**. Llega a triplicar los valores de capacidad señalados por el NGI, en este caso el más conservador. API muestra una curva que promedia los resultados de ambos métodos.

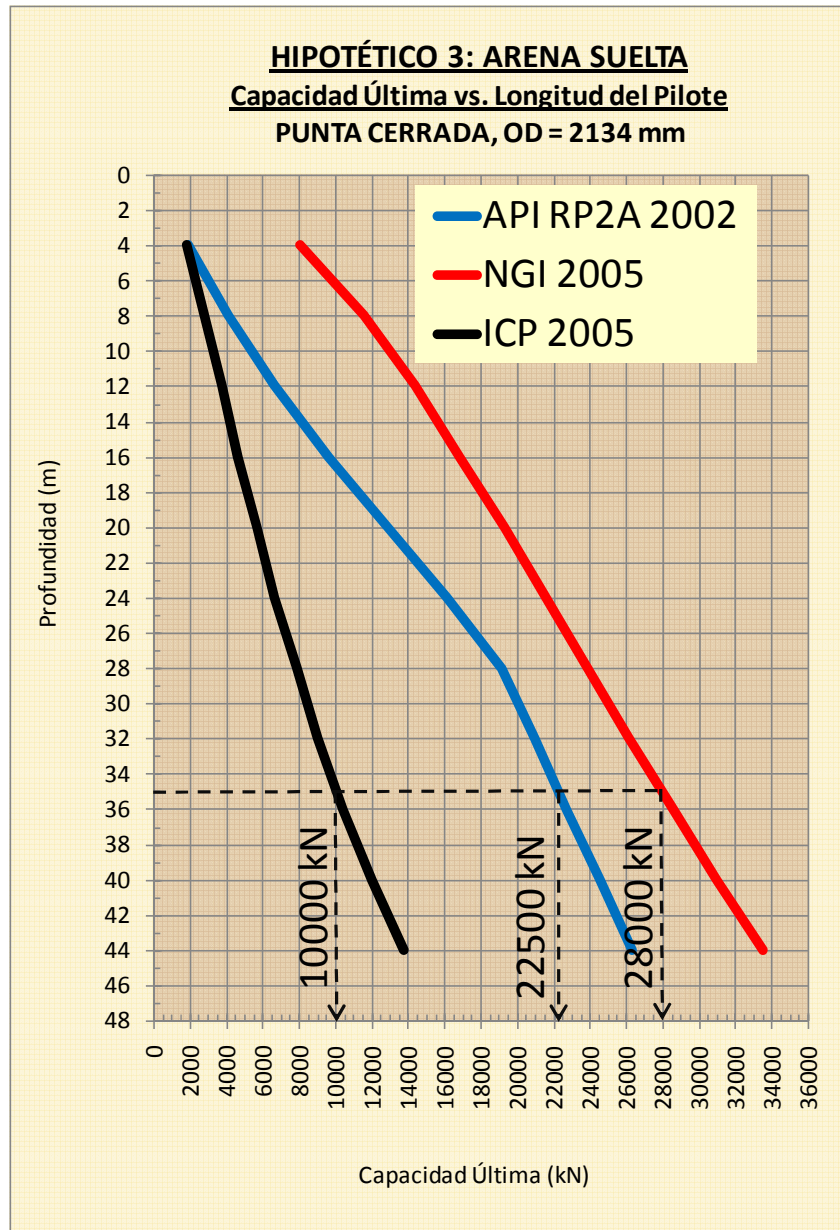


Figura 44: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 3: Arena suelta.

El Método NGI muestra los valores más grandes de Capacidad Última en Pilotes de punta cerrada hincados en arenas sueltas. Esto puede estar relacionado al factor F_{tip} que aplica el método al cálculo de la fricción unitaria, siendo 1,0 cuando el pilote es de punta abierta y 1,6 en pilotes de punta cerrada. Es decir, el método asume que la fricción se incrementa en un 60% cuando el pilote es punta cerrada. Además, los valores de punta unitaria estimados por el Método NGI en arenas son casi el 71% de la resistencia a la penetración del cono en arenas sueltas, siendo los mayores entre los tres métodos.

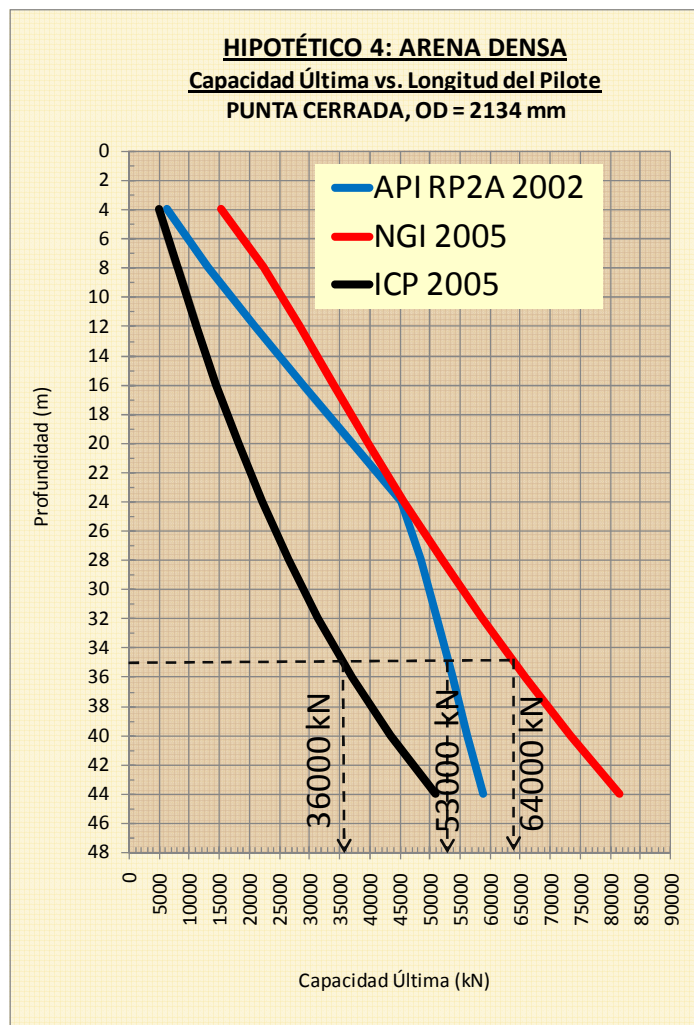


Figura 45: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Hipotético 4: Arena densa.

El Método API RP2A muestra una curva con un quiebre debido a que después de los 24 m gobiernan los parámetros de resistencia máximos impuestos por el método, de tal manera que el incremento del fuste disminuye, cayendo la pendiente del gráfico.

El Método NGI es el menos conservador y el ICP el de menores resultados.

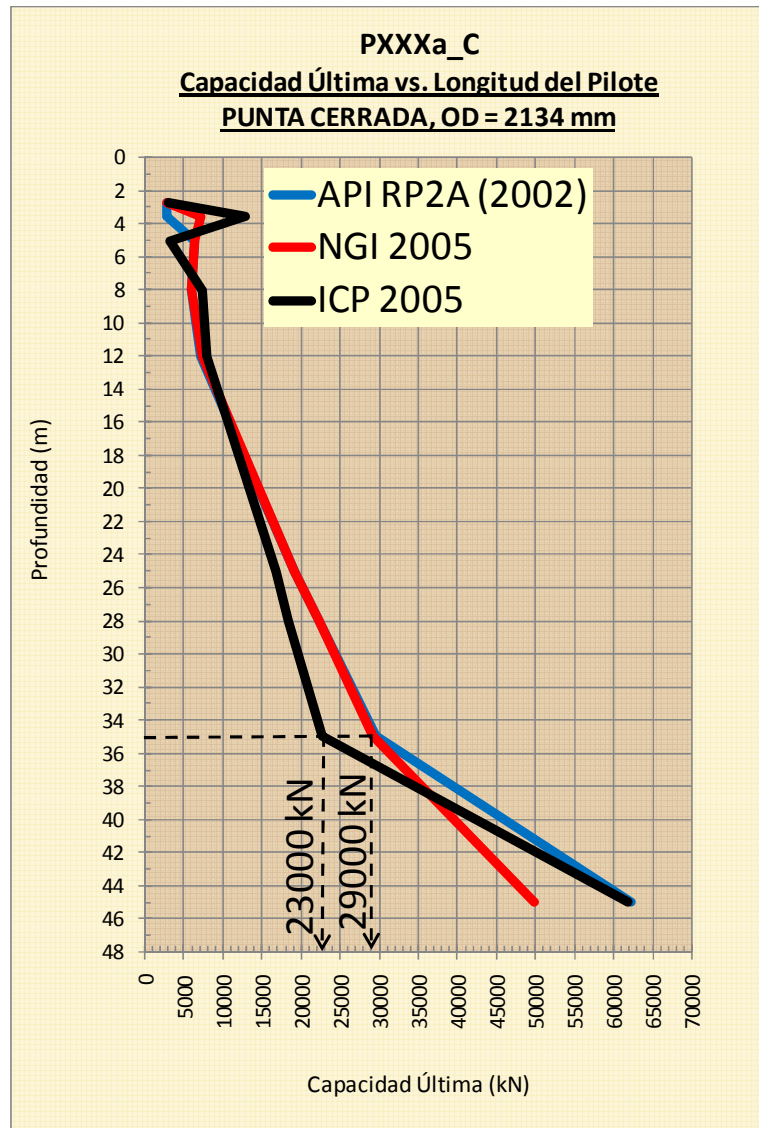


Figura 46: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Sondeo PXXXa_C.

Los tres métodos mantienen curvas similares. API y NGI se solapan hasta llegar al estrato arenoso a 35m, profundidad a partir de la cual API se convierte en el menos conservador. ICP, siendo el más conservador hasta alcanzar los 38 m, muestra una curva de valores más pequeños de capacidad entre 20 y 38 m.

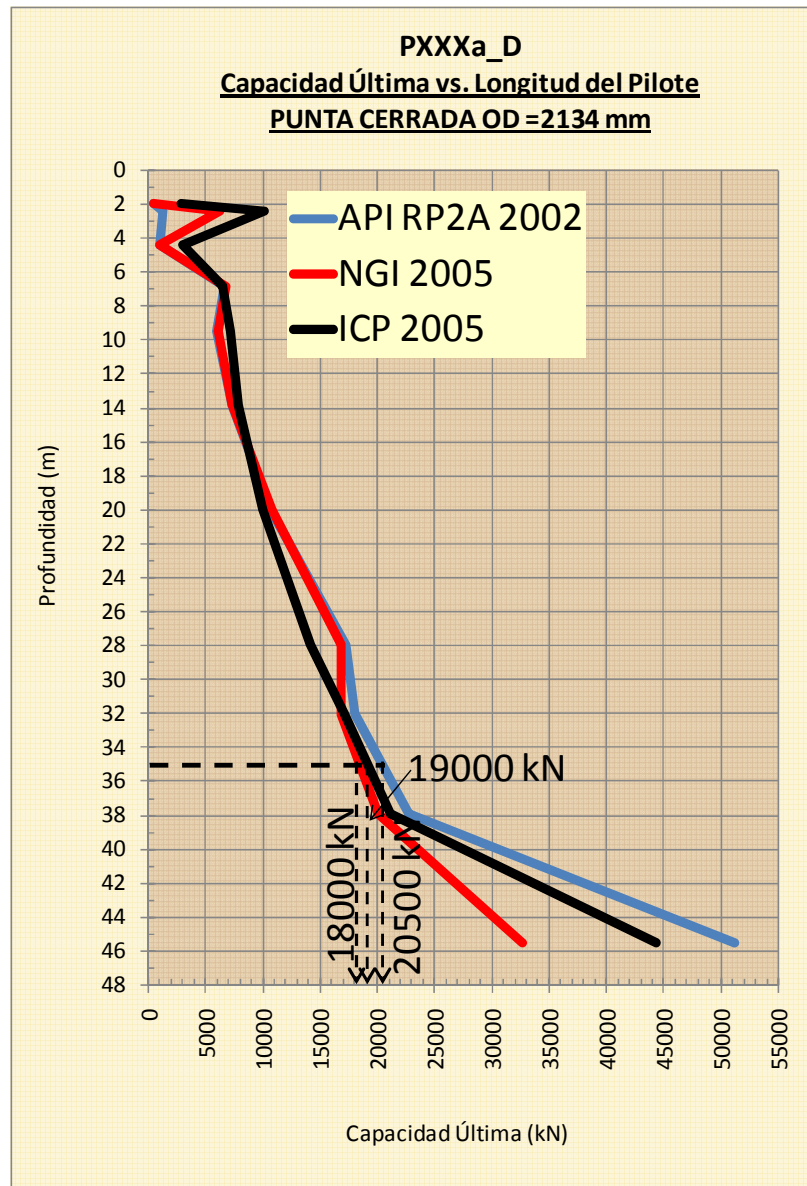


Figura 47: Curvas de capacidad última en función al diámetro del pilote de punta cerrada (OD=2134 mm) para los métodos: API RP2A 2002, NGI 2005 e ICP 2005.

Sondeo PXXXa_D.

La **segunda parte** del análisis de los resultados consistió en realizar la normalización de la variable R (Tamaño del Rango de valores de capacidad última entre los tres métodos a una profundidad dada) utilizando el Tamaño del Rango a los 35m de profundidad. Se empleó este valor de manera conveniente, debido a que la profundidad de los sondeos PXXXa_C y PXXXa_D sólo alcanzan 45m.

A continuación se presentan las tablas empleadas para graficar el Rango Adimensional (R/R_{35}) contra profundidad. Se muestra el tamaño de rango (R) y el tamaño de rango normalizado (R/R_{35}).

PUNTA ABIERTA, CASO 1, OD = 500 mm					
				R ₃₅ (kN)	1400
ARCILLA MUY BLANDA, ALTA PLASTICIDAD, BAJA RESISTENCIA, St = 4					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	67,08	59,78	36,94	30,14	0,02
8	188,02	177,29	93,36	94,67	0,07
12	361,20	352,53	169,99	191,22	0,14
16	587,16	585,48	267,70	319,46	0,23
20	865,90	876,16	387,56	488,60	0,35
24	1197,42	1224,57	530,87	693,69	0,50
28	1581,71	1630,70	699,29	931,40	0,67
32	2018,79	2094,55	895,02	1199,53	0,86
35	2490,00	2380,00	1090,00	1400,00	1,00
36	2508,64	2616,12	1121,14	1494,99	1,07
40	3051,27	3195,42	1382,28	1813,14	1,30
44	3646,68	3832,45	1686,34	2146,11	1,53

Tabla 16: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 1: Arcilla muy blanda.

PUNTA ABIERTA, CASO 2, OD = 3500 mm					
				R ₃₅ (kN)	10400
ARCILLA MUY BLANDA, ALTA PLASTICIDAD, BAJA RESISTENCIA, St = 4					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	500,14	448,60	302,74	197,41	0,02
8	1459,46	1304,83	789,31	670,16	0,06
12	2877,96	2568,68	1466,68	1411,28	0,14
16	4755,63	4240,17	2343,12	2412,51	0,23
20	7092,48	6319,28	3428,58	3663,90	0,35
24	9888,50	8806,02	4735,37	5153,13	0,50
28	13143,69	11700,39	6279,18	6864,51	0,66
32	16858,06	15002,39	8080,79	8777,27	0,84
35	20000,00	17700,00	9600,00	10400,00	1,00
36	21031,61	18712,02	10169,24	10862,37	1,04
40	25664,33	22829,27	12588,33	13076,00	1,26
44	30756,23	27354,16	15412,51	15343,72	1,48

Tabla 17: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 1: Arcilla muy blanda.

PUNTA ABIERTA, CASO 1, OD = 500 mm					
				R ₃₅ (kN)	2140,00
ARCILLA MUY RÍGIDA, BAJA PLASTICIDAD, ALTA RESISTENCIA, St = 2					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	92,74	44,57	84,41	48,17	0,02
8	257,86	130,89	232,14	126,97	0,06
12	495,37	258,96	445,61	236,40	0,11
16	805,25	428,78	727,65	376,47	0,18
20	1187,52	640,35	1081,70	547,18	0,26
24	1642,17	893,66	1512,00	748,52	0,35
28	2169,21	1188,72	2023,95	980,49	0,46
32	2768,62	1525,52	2624,70	1243,10	0,58
35	3220,00	3120,00	1080,00	2140,00	1,00
36	3440,42	1904,08	3324,27	1536,34	0,72
40	4184,60	2324,38	4137,75	1860,22	0,87
44	5001,164177	2786,43	5090,77	2304,34	1,08

Tabla 18: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 2: Arcilla muy rígida.

PUNTA ABIERTA, CASO 2, OD = 3500 mm					
				R ₃₅ (kN)	17400
ARCILLA MUY RÍGIDA, BAJA PLASTICIDAD, ALTA RESISTENCIA, St = 2					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	808,96	352,76	738,00	456,21	0,03
8	2370,70	1002,08	2073,79	1368,62	0,08
12	4685,22	1947,97	4030,05	2737,25	0,16
16	7752,51	3190,43	6633,60	4562,08	0,26
20	11572,57	4729,46	9916,86	6843,11	0,39
24	16145,41	6565,05	13919,84	9580,36	0,55
28	21169,56	8697,22	18693,57	12472,34	0,72
32	26220,49	11125,95	24305,61	15094,53	0,87
35	30500,00	24000,00	13100,00	17400,00	1,00
36	31778,09	13851,25	30850,39	17926,84	1,03
40	37842,37	16873,12	38470,33	21597,21	1,24
44	44413,32366	20191,56	47407,54	27215,99	1,56

Tabla 19: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 2: Arcilla muy rígida.

PUNTA ABIERTA, CASO 1, OD = 500 mm					
				R ₃₅ (kN)	2220
ARENA SUELTA, $\phi = 25^\circ$, Dr = 35%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	137,22	121,04	109,57	27,65	0,01
8	363,15	240,15	181,58	181,58	0,08
12	642,43	406,31	256,61	385,81	0,17
16	986,83	628,50	338,24	648,59	0,29
20	1396,36	898,81	427,77	968,59	0,44
24	1871,03	1052,46	525,67	1345,36	0,61
28	2358,13	1222,64	634,88	1723,25	0,78
32	2779,11	1403,02	754,30	2024,80	0,91
35	3100,00	1560,00	880,00	2220,00	1,00
36	3200,08	1603,23	888,80	2311,28	1,04
40	3621,05	1819,83	1040,65	2580,40	1,16
44	4042,03	2055,33	1217,06	2824,97	1,27

Tabla 20: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.

PUNTA ABIERTA, CASO 2, OD = 3500 mm					
				R ₃₅ (kN)	29800
ARENA SUELTA, $\phi = 25^\circ$, Dr = 35%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	1130,31	1961,82	299,88	1661,93	0,06
8	3159,43	3272,23	675,56	2596,66	0,09
12	6087,35	4819,97	1156,43	4930,92	0,17
16	9914,08	6721,71	1743,95	8170,13	0,27
20	14639,61	9032,88	2441,41	12198,19	0,41
24	20263,94	11782,81	3253,26	17010,68	0,57
28	26255,89	15030,28	4195,42	22060,47	0,74
32	32065,32	18755,87	5277,41	26787,91	0,90
35	36000,00	22000,00	6200,00	29800,00	1,00
36	37874,76	23025,14	6531,97	31342,79	1,05
40	43684,19	27831,75	8000,54	35683,65	1,20
44	49493,62	33200,71	9766,44	39727,19	1,33

Tabla 21: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.

PUNTA ABIERTA, CASO 1, OD = 500 mm					
				R ₃₅ (kN)	2520
ARENA MUY DENSA, $\phi = 38^\circ$, Dr = 70%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	287,97	374,76	424,59	136,62	0,05
8	821,38	765,58	707,96	113,42	0,05
12	1600,25	1071,04	1003,50	596,74	0,24
16	2498,29	1426,25	1326,08	1172,21	0,47
20	3405,90	1847,00	1685,04	1720,85	0,68
24	4313,50	2337,25	2082,02	2231,48	0,89
28	4961,93	2906,03	2525,45	2436,48	0,97
32	5563,23	3548,03	3012,54	2550,69	1,01
35	6000,00	4100,00	3480,00	2520,00	1,00
36	6164,53	4282,74	3567,79	2596,74	1,03
40	6765,83	5101,55	4197,26	2568,57	1,02
44	7367,13	6015,17	4938,62	2428,51	0,96

Tabla 22: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 500 mm). Hipotético 4: Arena muy densa.

PUNTA ABIERTA, CASO 2, OD = 3500 mm					
				R ₃₅ (kN)	54200
ARENA MUY DENSA, $\phi = 38^\circ$, Dr = 70%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	2602,24	5435,68	1169,20	4266,48	0,08
8	6961,31	9969,83	2783,60	7186,23	0,13
12	13077,22	15882,75	4884,01	10998,74	0,20
16	20949,96	23551,46	7466,16	16085,30	0,30
20	30093,31	33212,79	10552,70	22660,09	0,42
24	39236,67	44975,12	14168,00	30807,12	0,57
28	47664,68	58987,04	18370,00	40617,04	0,75
32	55962,63	75251,27	23201,44	52049,83	0,96
35	82200,00	62000,00	28000,00	54200,00	1,00
36	64260,58	85485,68	28818,39	56667,28	1,05
40	72558,53	94138,78	35396,59	58742,20	1,08
44	80856,49	103455,49	43328,38	60127,11	1,11

Tabla 23: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 3500 mm). Hipotético 4: Arena muy densa.

				R ₃₅ (kN)	13569,20
PUNTA ABIERTA PXXXa_C, OD = 2134 mm					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
2,70	619,76	592,97	353,95	265,81	0,02
3,50	710,78	932,43	651,42	281,01	0,02
5,00	1443,76	1282,02	563,84	879,92	0,06
8,00	2452,35	2195,37	1550,01	902,34	0,07
12,00	3945,78	3638,84	2040,42	1905,36	0,14
25,00	13174,33	12762,27	4640,90	8533,44	0,63
28,00	15666,15	15130,32	5627,16	10038,99	0,74
35,00	22532,06	21482,68	8962,86	13569,20	1,00
45,00	35928,27	29200,03	11197,57	24730,70	1,82

Tabla 24: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_C.

				R ₃₅ (kN)	9200,00
PUNTA ABIERTA PXXXa_D, OD = 2134 mm					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
1,95	111,75	96,43	205,66	109,23	0,01
2,40	187,16	441,57	210,36	254,42	0,03
4,37	328,63	258,84	255,80	72,82	0,01
6,82	1785,71	1266,72	938,11	847,60	0,09
9,43	2957,84	1969,04	1483,20	1474,64	0,16
13,85	4692,70	3344,63	2153,88	2538,82	0,28
19,96	7629,66	5832,23	2962,50	4667,16	0,51
27,95	13202,29	9957,71	5803,83	7398,46	0,80
32,00	15836,09	11225,56	7661,41	8174,69	0,89
35,00	18200,00	14500	9000,00	9200,00	1,00
37,97	20507,32	13648,46	10527,78	9979,55	1,08
45,54	29427,53	14471,04	12727,06	16700,48	1,82

Tabla 25: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta abierta (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_D.

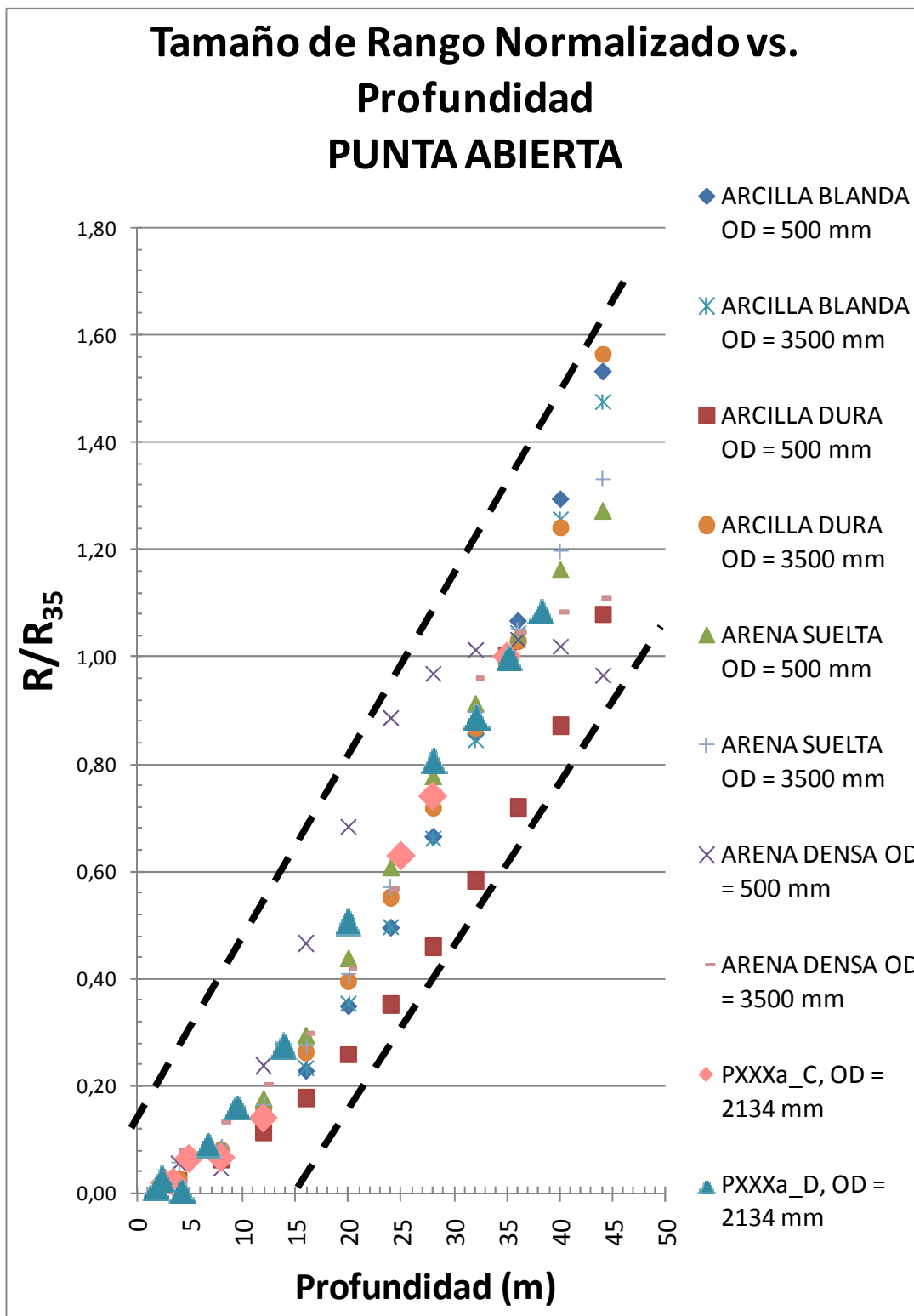


Figura 48: Nube de Puntos y Límites Superior e Inferior de Tamaño de Rango Normalizado para Pilotes de Punta Abierta

El gráfico muestra los límites inferior e inferior del Tamaño de Rango Normalizado al Tamaño de Rango a 35 m. Se incluyen todos los casos, hipotéticos primero para definir dichos límites y posteriormente las series de PXXXa_C y PXXXa_D para comparar estos casos reales con los límites que fueron definidos por un diámetro mínimo de 500 mm y máximo 3500 mm.

Los valores de tamaño de rango normalizado de las perforaciones PXXXa_C y PXXXa_D encajan perfectamente en el rango establecido en la nube de puntos generada para pilotes de punta abierta a partir de los escenarios hipotéticos. Siguen la misma tendencia que las arcillas blandas, lo cual era de esperarse ya que son perfiles donde predomina este tipo de material.

Las curvas de Arcillas muestran un comportamiento parabólico (potencial) mientras que las curvas de Arenas toman un ajuste de coeficiente de correlación (r^2) mayor a 0,998 cuando se considera polinómico de grado mayor o igual a 3.

A partir de los 32 m de profundidad las curvas de arenas comienzan a caer, disminuyendo el valor de R/R_{35} con la profundidad. Las curvas de arcillas siempre muestran R/R_{35} creciente con la profundidad (comportamiento potencial).

Los materiales rígidos (arcillas) y densos (arenas) poseen mayor R/R_{35} . Sin embargo esta no es la condición más desfavorable, ya que estos tipos de materiales ofrecen una mayor capacidad de carga. La condición menos deseable sería que las arcillas blandas y las arenas sueltas brindaran rangos de variaciones mayores, puesto que estos últimos son los materiales más problemáticos en cuanto a resistencia.

PUNTA CERRADA CASO 1, 500 mm - 18 mm					
				R ₃₅ (kN)	915
ARCILLA MUY BLANDA, ALTA PLASTICIDAD, BAJA RESISTENCIA, St = 4					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	67,62	61,70	58,80	8,82	0,01
8	188,02	170,25	140,91	47,12	0,05
12	361,20	325,66	247,13	114,08	0,12
16	587,16	527,91	378,40	208,76	0,23
20	865,90	777,03	535,85	330,05	0,36
24	1197,42	1073,00	720,82	476,60	0,52
28	1581,71	1415,82	934,99	646,73	0,71
32	2018,79	1805,49	1180,48	838,30	0,92
35	2320,00	2110,00	1405,00	915,00	1,00
36	2508,64	2242,02	1460,14	1048,50	1,15
40	3051,27	2725,40	1777,93	1273,35	1,39
44	3646,68	3255,64	2139,84	1506,85	1,65

Tabla 26: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 1: Arcilla muy blanda.

PUNTA CERRADA CASO 2, 3500 mm - 50 mm					
				R ₃₅ (kN)	6100
ARCILLA MUY BLANDA, ALTA PLASTICIDAD, BAJA RESISTENCIA, St = 4					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	1096,81	1055,33	2007,19	951,85	0,16
8	2563,07	2438,65	4255,13	1816,48	0,30
12	4398,78	4149,93	6752,16	2602,23	0,43
16	6603,94	6189,20	9508,03	3318,83	0,54
20	9178,56	8556,44	12534,27	3977,82	0,65
24	12122,62	11251,66	15844,83	4593,17	0,75
28	15436,14	14274,86	19456,99	5182,13	0,85
32	19119,10	17626,03	23392,79	5766,76	0,95
35	26500,00	22000,00	20400,00	6100,00	1,00
36	23171,52	21305,19	27681,51	6376,32	1,05
40	27593,39	25312,31	32364,10	7051,79	1,16
44	32384,72	29647,42	37502,53	7855,11	1,29

Tabla 27: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 1: Arcilla muy blanda.

PUNTA CERRADA CASO 1, 500 mm - 18 mm					
				R ₃₅ (kN)	2500
ARCILLA MUY RÍGIDA, BAJA PLASTICIDAD, ALTA RESISTENCIA, St = 2					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	92,74	48,87	119,78	70,91	0,03
8	257,86	126,26	315,34	189,08	0,08
12	495,37	232,17	589,32	357,15	0,14
16	805,25	366,59	944,77	578,18	0,23
20	1187,52	529,53	1385,33	855,80	0,34
24	1642,17	720,98	1915,38	1194,40	0,48
28	2169,21	940,96	2540,37	1599,42	0,64
32	2768,62	1189,44	3267,24	2077,80	0,83
35	3900,00	3280,00	1400,00	2500,00	1,00
36	3440,42	1466,45	4105,20	2638,75	1,06
40	4184,60	1771,97	5067,14	3295,18	1,32
44	5001,16	2106,00	6172,57	4066,57	1,63

Tabla 28: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 2: Arcilla muy rígida.

PUNTA CERRADA CASO 2, 3500 mm - 50 mm					
				R ₃₅ (kN)	39200
ARCILLA MUY RÍGIDA, BAJA PLASTICIDAD, ALTA RESISTENCIA, St = 2					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	1504,19	1197,13	3026,84	1829,71	0,05
8	3515,07	2593,88	6836,57	4242,69	0,11
12	6032,61	4190,23	11456,30	7266,07	0,19
16	9056,83	5986,21	16917,70	10931,49	0,28
20	12587,73	7981,79	23258,29	15276,50	0,39
24	16625,31	10176,99	30523,45	20346,46	0,52
28	21169,56	12571,80	38769,34	26197,54	0,67
32	26220,49	15166,22	48067,66	32901,43	0,84
35	56000,00	30000,00	16800,00	39200,00	1,00
36	31778,09	17960,26	58513,56	40553,30	1,03
40	37842,37	20953,91	70240,29	49286,38	1,26
44	44413,32366	24147,18	83449,31	59302,13	1,51

Tabla 29: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 2: Arcilla muy rígida.

PUNTA CERRADA CASO 1, 500 mm - 18 mm					
				R ₃₅ (kN)	1720
ARENA SUELTA, $\phi = 25^\circ$, Dr = 35%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	165,29	455,68	295,77	290,38	0,17
8	412,00	672,98	452,73	260,98	0,15
12	740,12	871,65	599,18	272,47	0,16
16	1149,66	1074,75	747,05	402,61	0,23
20	1640,60	1290,93	900,41	740,19	0,43
24	2145,46	1522,98	1060,25	1085,21	0,63
28	2632,56	1781,92	1233,63	1398,94	0,81
32	3053,53	2059,03	1415,36	1638,18	0,95
35	3320,00	2300,00	1600,00	1720,00	1,00
36	3474,51	2367,89	1615,52	1858,98	1,08
40	3895,48	2703,80	1833,82	2061,66	1,20
44	4316,45	3070,38	2077,40	2239,06	1,30

Tabla 30: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.

PUNTA CERRADA CASO 2, 3500 mm - 50 mm					
				R ₃₅ (kN)	23000
ARENA SUELTA, $\phi = 25^\circ$, Dr = 35%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	4680,04	21703,46	13345,71	17023,42	0,74
8	9929,97	30865,13	19270,00	20935,16	0,91
12	15749,80	38133,20	24143,10	22383,40	0,97
16	22139,52	44550,65	28577,91	22411,14	0,97
20	29099,13	50471,92	32781,92	21372,79	0,93
24	36156,09	55975,36	36800,44	19819,26	0,86
28	42343,30	61549,45	40940,98	20608,47	0,90
32	45290,12	66721,80	44926,77	21795,03	0,95
35	70500,00	48500,00	47500,00	23000,00	1,00
36	48236,93	72116,38	49166,47	23879,45	1,04
40	51183,74	77465,18	53541,09	26281,44	1,14
44	54130,56	82911,14	58213,80	28780,59	1,25

Tabla 31: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 3: Arena suelta.

PUNTA CERRADA CASO 1, 500 mm - 18 mm					
				R ₃₅ (kN)	1900,00
ARENA MUY DENSA, $\phi = 38^\circ$, Dr = 70%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	465,44	900,25	788,42	434,81	0,23
8	1090,01	1408,49	1260,49	318,47	0,17
12	1873,72	1938,21	1727,07	211,14	0,11
16	2781,32	2540,95	2218,92	562,41	0,30
20	3688,93	3245,29	2753,72	935,21	0,49
24	4596,54	4057,56	3332,98	1263,56	0,67
28	5244,96	4993,82	3969,74	1275,22	0,67
32	5846,26	6043,16	4654,23	1388,93	0,73
35	7000,00	6180,00	5100,00	1900,00	1,00
36	6447,56	7241,63	5424,35	1817,28	0,96
40	7048,86	8572,23	6276,03	2296,19	1,21
44	7650,16	10054,50	7248,15	2806,35	1,48

Tabla 32: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 500 mm). Hipotético 4: Arena muy densa.

PUNTA CERRADA CASO 2, 3500 mm - 50 mm					
				R ₃₅ (kN)	29000
ARENA MUY DENSA, $\phi = 38^\circ$, Dr = 70%					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
4	16122,89	41280,98	34170,73	25158,08	0,87
8	33359,72	59450,18	50316,35	26090,46	0,90
12	51710,49	74227,61	63999,23	22517,13	0,78
16	70928,55	87745,07	76837,14	16816,51	0,58
20	90146,62	101088,18	89674,38	11413,80	0,39
24	109364,68	114301,26	102538,18	11763,09	0,41
28	115882,86	127939,47	115912,23	12056,61	0,42
32	120091,96	141262,27	129223,81	21170,31	0,73
35	151500,00	140000,00	122500,00	29000,00	1,00
36	124301,07	155850,46	143897,22	31549,39	1,09
40	128510,18	170699,29	159297,33	42189,12	1,45
44	132719,28	186609,89	164506,47	53890,60	1,86

Tabla 33: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 3500 mm). Hipotético 4: Arena muy densa.

				R ₃₅ (kN)	7006,17
PUNTA CERRADA, OD = 2134 mm, PXXXa_C					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
2,7	2724,34	2764,95	3088,16	363,81	0,05
3,5	2812,97	7154,84	12899,85	10086,89	1,44
5	6346,27	6383,43	3377,52	3005,91	0,43
8	5839,31	5906,97	7315,71	1476,40	0,21
12	7148,64	7219,90	7975,08	826,44	0,12
25	19015,46	19089,76	16696,02	2393,74	0,34
28	22207,06	22253,58	15409,83	6843,75	0,98
35	29513,21	29223,22	22507,04	7006,17	1,00
45	62196,68	49673,43	66802,48	17129,05	2,44

Tabla 34: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_C.

				R ₃₅ (kN)	2900,00
PUNTA CERRADA, OD = 2134 mm, PXXXa_D					
PROFUNDIDAD (m)	Qu (kN)			TAMAÑO DE RANGO (kN)	TAMAÑO DE RANGO/R ₃₅
	API	NGI	ICP		
1,95	496,0	498,3	2888,8	2392,82	0,83
2,4	1325,4	2921,8	5091,1	3765,75	1,30
4,37	988,5	977,4	2957,7	1980,31	0,68
6,82	6717,7	6808,1	6487,4	320,72	0,11
9,43	5999,8	6116,3	7220,3	1220,45	0,42
13,85	7261,6	7378,5	7860,8	599,19	0,21
19,96	10677,4	10795,6	9992,9	802,70	0,28
27,95	17258,4	16859,8	14074,4	3184,03	1,10
32	18041,6	16778,8	16833,2	1262,87	0,44
35	21100,0	21100,0	18200,0	2900,00	1,00
37,97	22784,6	20098,3	20164,7	2686,28	0,93
45,54	51117,9	32645,7	46531,8	18472,18	6,37

Tabla 35: Tamaño de Rango y Rango Normalizado para pilotes de punta cerrada (OD = 2134 mm). Sondeo PXXXa_D.

Tamaño de Rango Normalizado vs. Profundidad PUNTA CERRADA

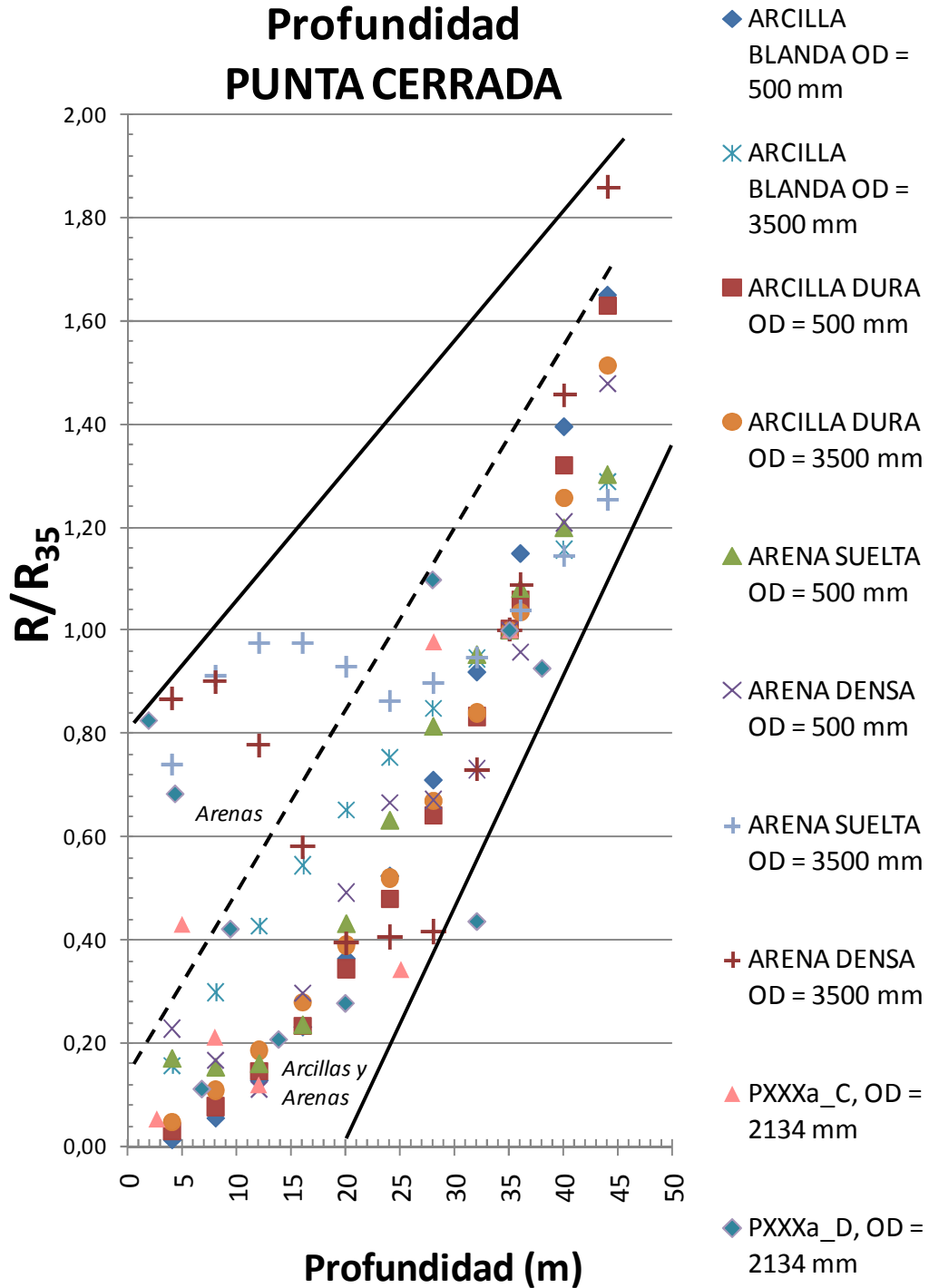


Figura 49: Nube de Puntos y Límites Superior e Inferior de Tamaño de Rango Normalizado para Pilotes de Punta Cerrada

Para el gráfico normalizado con punta cerrada se decidió separar en dos zonas la nube de puntos. La superior es una zona donde difícilmente se encuentra una arcilla. Quizás a profundidades mucho mayores y con resistencias de penetración al cono mayores a las estudiadas en este trabajo.

Las arenas se ubican hasta más o menos los 15 metros en esta zona dado que por la resistencia que ofrecen a la penetración del cono, los pilotes hincados en ellas desarrollan valores elevados de capacidad por punta muy rápidamente. Esto pasa con PXXXa_C y PXXXa_D sondeos en los que se encontró arena de 2 a 3 m de profundidad.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

1. Se ha logrado elaborar una herramienta de formato físico y digital que facilita el entendimiento de los Métodos de estimación de capacidad de soporte bajo carga axial en pilotes hincados costa afuera: API RP2A (2002), NGI 2005 e ICP 2005. El formato físico permite acceder a información acerca de estos métodos traducida al idioma castellano. El formato digital permite analizar escenarios muy variados, suelos homogéneos o estratificados, perfiles arenosos o arcillosos de altas o bajas resistencias o con diversos grados de compacidad o de consistencia, pilotes de punta abierta o cerrada, distintas dimensiones (diámetro, profundidad), diversas condiciones de aplicación de carga (carga rápida o carga lenta) y adicionalmente las potenciales condiciones de cargas a tensión o compresión en el pilote (extracción o compresión).

2. Los resultados presentados en este trabajo permiten constatar que existe una variación significativa en los valores estimados de capacidad de soporte mediante los distintos métodos. A este respecto, se encontró que esta variación es para pilotes de punta abierta o cerrada, mínima en arcillas blandas y máxima en arenas densas.

3. La formulación y suposiciones empíricas de cada uno de estos métodos son resultado de una serie de criterios derivados de experiencias en hinca de pilotes y de la comparación de valores estimados con valores obtenidos mediante pruebas de carga sobre de perfiles de suelos de comportamiento geomecánico diversos. Por esta razón era de esperarse la existencia de variaciones considerables en los resultados que arrojan estos métodos entre sí.

4. De acuerdo con los casos hipotéticos analizados, el Método ICP arroja valores de capacidad más conservadores para pilotes de **punta abierta** en arcillas blandas y arenas muy densas, y para pilotes de **punta cerrada** hincados en arenas sueltas y arenas muy densas.

5. Para pilotes de punta abierta, hincados en arena o arcilla el Método API RP2A (2002) es el menos conservador de todos, mientras que para pilotes de punta cerrada sus estimaciones siempre están entre las del ICP 2005 y del NGI 2005, las primeras menos conservadoras en arcillas y las segundas menos conservadoras en arenas.

RECOMENDACIONES

1. Incentivar la realización de la segunda parte de este trabajo, una vez que se disponga de información de Pruebas de Carga en pilotes hincados en costa afuera en Venezuela, de tal manera que se logren evaluar estos métodos. En función de los resultados que se obtengan podrían establecerse parámetros de calibración a las ecuaciones empíricas o semianalíticas que constituyen estos métodos, si llegare a ser necesario para lograr adaptarlos a la realidad de los suelos venezolanos.
2. Verificar la calibración hecha del cono CPTU con información de nuevos sondeos geotécnicos que se realicen en la zona.
3. Estudiar a fondo la aplicabilidad de los métodos en presencia de arenas carbonáticas y conchíferas, dado que se pueden encontrar con alta probabilidad en los perfiles costa afuera en Venezuela.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Instituto Americano del Petróleo, API (2002). API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (API RP2A-WSD). Washington, D.C. 242 p.
2. Imperial College London (2005). ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays. Glasgow: Jardine, R. J. y otros.
3. Norwegian Geotechnical Institute (2005). Bearing Capacity of driven piles in clay, the NGI approach. Karlsrud, K. Clausen, C.J.F y Aas, P.M.
4. Norwegian Geotechnical Institute (2005). Bearing Capacity of driven piles in sand, the NGI approach. Karlsrud, K. Clausen, C.J.F y Aas, P.M.
5. Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 5ta Edición. Editorial Thomson.
6. Robertson, P. K. y Cabal, K.L. (2010). Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering. 4ta ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc. 124 p.
7. Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice. E & FN Spon Routledge. ISBN 0-7514-0393-8. 352 p.
8. Parra, José (Conferencia 50 Aniversario Sociedad Venezolana de Geotecnia “Estado de la Práctica” en Honor a Gustavo Luís Pérez Guerra). Experiencias en Exploración Geotécnica Costa Afuera en Venezuela. GEOHIDRA Consultores C.A. Caracas, Venezuela.

9. Imperial College London (2005). An updated assessment of the ICP pile capacity procedures. R.J. Jardine y otros. pp.691-696.

CONSULTAS WEB

GeoLogismiki (2007). CPeT-IT User's Manual v.1.3. Documento en línea.
Disponible: <http://www.geologismiki.gr/Documents/CPeT-IT/HTML/index.html>
[Consulta: 2010, septiembre 03].

Cathie Associates (s.f). OPILE Single Pile Axial and Lateral Analysis. Documento en línea.
Disponible: <http://www.cathie-associates.com/OPILE/Help%20File/index.html?SANDAPI> [Consulta: 2010, agosto 20].

Catálogo de Tipos de Pilotes Franki (2009). Disponible:
<http://www.pilotesfranki.com> [Consulta: 2010, septiembre 10]