



Revista de la Construcción

ISSN: 0717-7925

revistadelaconstruccion@uc.cl

Pontificia Universidad Católica de Chile
Chile

Sanhueza, C.; Villavicencio, G.

Estimación de Parámetros Resistentes a Partir del Ensayo de Penetración PANDA y su Aplicación en el Cálculo de la Capacidad de Soporte y Asentamientos del Suelo de Fundación (1ª parte)

Revista de la Construcción, vol. 9, núm. 1, agosto, 2010, pp. 120-131

Pontificia Universidad Católica de Chile

Santiago, Chile

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=127619214013>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

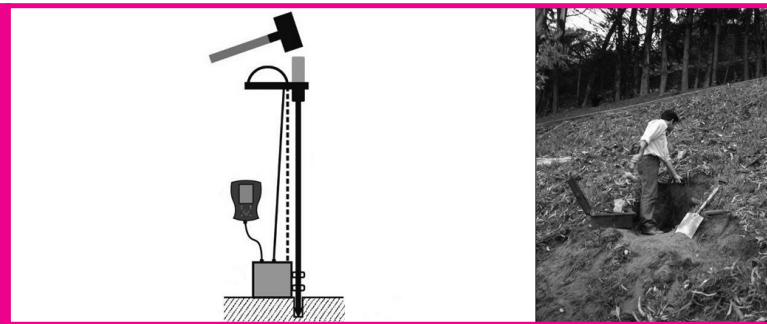
Sistema de Información Científica

Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal

Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

*Estimates of Strength
Parameters, from PANDA
Penetration Test and its
Application to the Calculation
of Bearing Capacity
and Settlements of the
Foundation Soil
(1st Part)*

Estimación de Parámetros Resistentes a Partir del Ensayo de Penetración PANDA y su Aplicación en el Cálculo de la Capacidad de Soporte y Asentamientos del Suelo de Fundación (1ª parte)



Autores

SANHUEZA, C.

Pontificia Universidad Católica de Chile
email: csanhuep@uc.cl

VILLAVICENCIO, G.

Pontificia Universidad Católica de Valparaíso

Fecha de recepción

11/05/2010

Fecha de aceptación

30/06/2010



Resumen

Uno de los ensayos más empleados en Francia para estimar la resistencia de un suelo en función de la profundidad, lo constituye el penetrómetro portátil PANDA ("Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté") [NF P 94-105].

Este equipo ha sido empleado para la estimación de las propiedades resistentes del suelo de fundación de una vivienda ubicada en Reñaca - Chile, los cuales han

sido utilizados para calcular la carga de hundimiento del terreno, determinar un nivel de seguridad y calcular los asentamientos que se pueden producir bajo las cargas de servicio de la estructura.

Los cálculos han sido efectuados bajo condiciones de carga estática y pseudo-estática, considerando antecedentes de los daños sufridos por la estructura a raíz del terremoto del año 1985, M_w 7.8.

Palabras clave: PANDA, capacidad de soporte, asentamientos.

Abstract

One of the most popular tests used in France to estimate the strength of a soil according to depth is the portable PANDA penetrometer ("Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté") [NF P 94-105].

This device has been used in the estimation of the strength parameters of the soil of a house located in Reñaca - Chile,

which were used to estimate the ground sinking load, the safety level, and the settlements that can be developed due to the structure's service loads.

Calculations have been performed for static and pseudo-static conditions, considering the damage in the structure after the 1985 Chile Earthquake, M_w 7.8.

Key words: PANDA, bearing capacity, settlements.

Introducción

El presente artículo nace como resultado de un análisis geotécnico y estructural llevado a cabo en una vivienda ubicada en la V Región del país, patrocinado por el Museo de la Moda.

El principal objetivo de esta investigación fue estimar los parámetros resistentes del suelo de fundación de la vivienda en función de la profundidad y, con ellos, calcular la capacidad de soporte del suelo y los asentamientos esperables, tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

En la bibliografía se pueden encontrar distintos métodos que permiten obtener los parámetros mecánicos del suelo, c' y ϕ' , ya sea de manera directa o a través de correlaciones con otros parámetros del suelo obtenidos mediante ensayos. Para los suelos del sector en estudio, donde el porcentaje de finos es bajo, el parámetro mecánico más importante corresponde al ángulo de fricción, el cual puede ser obtenido a través de ensayos de penetración tipo SPT ("Standard Penetration Test"), CPT ("Cone Penetration Test") u otro, como se presenta en este artículo.

En Francia, uno de los ensayos de penetración dinámica más empelados en la actualidad, corresponde al ensayo PANDA ("Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté") [NF P 94-105].

El principio básico de funcionamiento de este equipo consiste en hincar un tren de barras de 14 mm de diámetro, provisto en su extremo de una punta cónica metálica de 4 cm², en su modalidad reconocimiento del terreno. El proceso de hincado se realiza mediante la aplicación de golpes de un martillo estandarizado (2.0 kg), sobre una cabeza de golpeo que se encuentra conectada al extremo superior del tren de barras (Figura 1).

Para cada golpe de martillo se registra de manera continua la penetración (e) y resistencia dinámica de punta (q_d) del suelo. Un microprocesador recibe la señal generada, la cual registra la resistencia q_d (Mpa) y la penetración (mm) del tren de barras. Una vez que el ensayo finaliza, los datos son transferidos a un computador y, posteriormente, analizados por medio del software PANDAWin.

Con los resultados obtenidos se pueden identificar claramente los estratos constituyentes del terreno. Por otra parte, es posible correlacionar la resistencia dinámica de punta (q_d) con el estado de compacidad ($DR\%$) y con el ángulo de fricción efectivo (ϕ') en los suelos granulares. En relación a las limitaciones de este penetrómetro, se pueden mencionar la profundidad máxima que se puede alcanzar (7.0 m) y el tamaño máximo de las partículas del suelo ($\leq 2''$).

Antecedentes empleados y metodología de trabajo

Con el objeto de estimar los parámetros resistentes del suelo de fundación de la vivienda en función de la profundidad y con ellos, posteriormente, calcular la capacidad de soporte del suelo y los asentamientos esperables, se procedió con la metodología de trabajo que se explica a continuación.

En primer lugar, se llevaron a cabo una serie de visitas técnicas a la zona de emplazamiento de la vivienda, con el propósito de recopilar información tanto en poder del mandante como aquella disponible en los archivos municipales. A continuación, se realizó una inspección del sitio para definir *in situ* los trabajos de terreno a desarrollar.

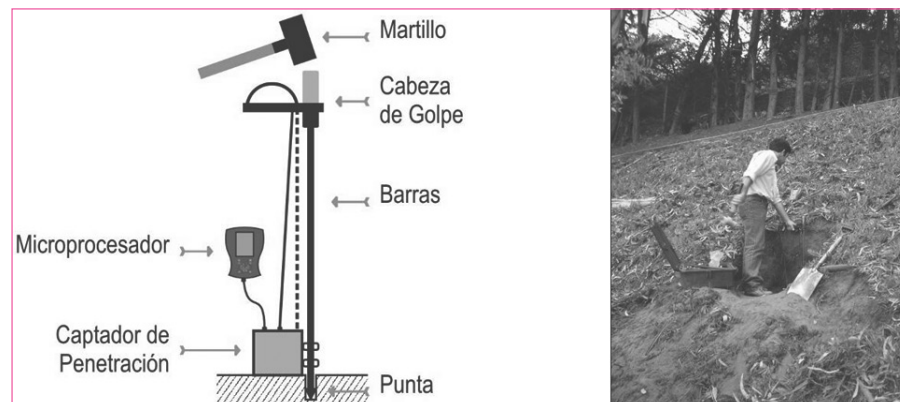


Figura 1
Trabajos de campo con el Penetrómetro Dinámico PANDA

Posteriormente, se definió la exploración del terreno en base a cuatro calicatas en las inmediaciones de la vivienda, a partir de las cuales se pudieron extraer muestras de suelo representativas para efectuar ensayos de caracterización física (granulometrías, límites de Atterberg, contenido de humedad, densidad *in situ* y densidad relativa) y mecánica (corte directo). Paralelamente, se definieron los puntos donde se realizaron los ensayos de penetración dinámica.

Con los resultados que se obtuvieron, tanto de los ensayos de laboratorio como de los efectuados *in situ*, se procedió a la caracterización geotécnica de los suelos presentes, a la obtención de su grado de densificación y a la estimación de los parámetros mecánicos requeridos para efectuar, posteriormente, la comprobación de la capacidad de soporte del suelo de fundación y la estimación del valor de los asentamientos.

Los asentamientos calculados fueron correlacionados con el estado de densificación que posee el suelo, concluido a partir de la caracterización física del terreno a través del valor de la densidad relativa.

Es importante mencionar que la información básica necesaria para el desarrollo del estudio, concerniente a las características generales de la zona de emplazamiento, fue generada a partir de varias fuentes, tales como: bibliografía técnica especializada y antecedentes obtenidos desde proyectos de edificación emplazados en sectores cercanos al sector en estudio (estratigrafía tipo, características físicas y valores de referencia de parámetros geotécnicos de los suelos existentes).

Características generales de la zona de emplazamiento

A nivel global, en la zona comprendida entre Las Salinas y Concón se extiende un depósito de sedimentos eólicos asignado al Cuaternario, correspondiente al campo de dunas que cubre el Gneiss de transición y la formación de Horcón. Estas dunas se encuentran interrumpidas parcialmente por el río Aconcagua, continuando hacia el norte, al oeste del camino a Quintero y extendiéndose hasta Ritoque. Las dunas entre Las Salinas y Concón se encuentran estabilizadas, aunque existen áreas en que se encuentran activas. Es posible distinguir algunos niveles de suelos antiguos en el perfil de las dunas; estas se encuentran constituidas por más del 80% de arena fina, con una porosidad y permeabilidad muy altas. Es importante señalar que en profundidad las dunas presentan cierta cementación (Grimme & Álvarez, 1964).

A nivel local, la zona de Reñaca se ubica en el borde erosionado de un acantilado costero de 100 a 120 m de altura sobre el nivel medio del mar. El borde inferior de este acantilado está constituido por un angosto remanente, que habría sido una antigua terraza fluvio-marina. La playa se desarrolla entre 0.0 y 6.0 m sobre el nivel medio del mar, aflorando promontorios rocosos solo en el extremo norte.

Considerando lo anterior, Musante & Ortigosa (1985) dedujeron que sobre el basamento rocoso yace un espesor de 120 m de sedimentos arenosos acuñados hacia el este. Los sedimentos ubicados entre 0.0, 80.0 y 100.0 m sobre el nivel medio del mar son fundamentalmente arenosos y limosos, de color pardo-amarillento, de estratificación fina y parcialmente cementados en profundidad.

En algunos sectores, en los cortes de los caminos, se observa que estos sedimentos se encuentran cubiertos por una delgada capa de material coluvial. Estos sedimentos corresponden a la formación Horcón del Plioceno, de carácter marina. Sobre ellos se disponen sedimentos del tipo arena fina en un 80%, siendo el 20% restante arena muy fina, limos y algo de arcilla. Estos sedimentos son de color pardo-amarillento, bastante oxidados por la meteorización, parcialmente cementados, con una porosidad y permeabilidad muy alta. Debido a su posición estratigráfica, por su naturaleza y características físicas asociadas, los sedimentos se pueden clasificar como depósitos eólicos; dunas antiguas estabilizadas en su mayor parte y dunas nuevas activas de colores más claros y apariencia suelta. En relación a la composición mineralógica, esta corresponde a cuarzo, feldespatos, fragmentos líticos, anfíbolos, magnetita y edipota. Los granos en su mayoría presentan una morfología entre subredondeada a redondeada.

Investigación geotécnica del terreno

Para evaluar geotécnicamente los suelos del sector de la vivienda, se realizó una campaña de trabajos de terreno consistente en ensayos de penetración dinámica, excavación de calicatas, toma de densidades *in situ* y extracción de muestras representativas, para la caracterización física de los materiales mediante ensayos de laboratorio. La Tabla 1 resume los ensayos *in situ* y de laboratorio realizados durante la investigación.

A partir de la inspección visual de las calicatas efectuadas en terreno, se pudo concluir la estratigrafía tipo del sector en estudio (Figura 2), identificándose 3 horizontes de origen eólico. Un primer estrato (H1) de 1 m de espesor, aproximadamente, clasificado como SP, con estructura homogénea y de baja compacidad. Un segundo estrato (H2)

Tabla 1
Ensayos *in situ* y de laboratorio

Ensayos	Tipo	Objetivos
<i>In situ</i>	Calicatas	- Identificar visualmente los suelos a nivel superficial, hasta 1.5 m de profundidad
	Penetrómetro dinámico ligero PANDA (Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté)	- Identificar en profundidad los estratos de suelo, hasta la profundidad máxima de penetración - Estimar en profundidad el estado de compactación (%DR) y los parámetros resistentes del suelo (ángulo de fricción)
	Toma de muestras	Caracterizar físicamente el material
	Cono de arena	Tomar Densidad <i>in situ</i> en el fondo de las calicatas
Laboratorio	Granulometría Densidad relativa Corte directo	- Caracterizar físicamente los suelos (distribución de tamaños, densidad máxima, densidad mínima y límites de Atterberg) - Obtener parámetros resistentes

de espesor indefinido, clasificado como SP, con estructura homogénea y de compactación baja a media que aumenta con la profundidad. Ambos estratos (H1 y H2) son conocidos como “duna nueva”. El estrato 3, denominado “duna vieja”, no se detectó en las calicatas realizadas.

La información generada a partir de la estratigrafía tipo pudo ser complementada con los perfiles de resistencia a la penetración obtenidos de las 5 prospecciones efectuadas con ensayos PANDA, lo que permitió estimar mejor los espesores de dichos estratos.

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de caracterización física y de resistencia al corte realizados en laboratorio, se pudo concluir en líneas generales que los suelos identificados, conocidos localmente como “dunas activas”, corresponden a arenas finas uniformemente graduadas, con escasa presencia de finos (1% a 4%) de plasticidad nula. Según el sistema de clasificación USCS este tipo de suelos es clasificado como SP.

En la Tabla 2 se presenta un resumen con las características físicas, estado de compactación en función de la densidad relativa y parámetros resistentes de los suelos analizados.

Para identificar el estrato correspondiente a la “duna vieja”, se correlacionó la resistencia de punta (q_d) con el índice de resistencia a la penetración N_{SPT} , según la relación (1):

$$(q_d/pa)/N_{SPT60} = 5,44 \cdot (D_{50})^{0,26} \quad (1)$$

Donde:

- q_d resistencia de punta
- pa presión atmosférica
- N_{SPT} índice de resistencia a la penetración corregido por eficiencia de energía
- D_{50} diámetro medio de las partículas de suelo

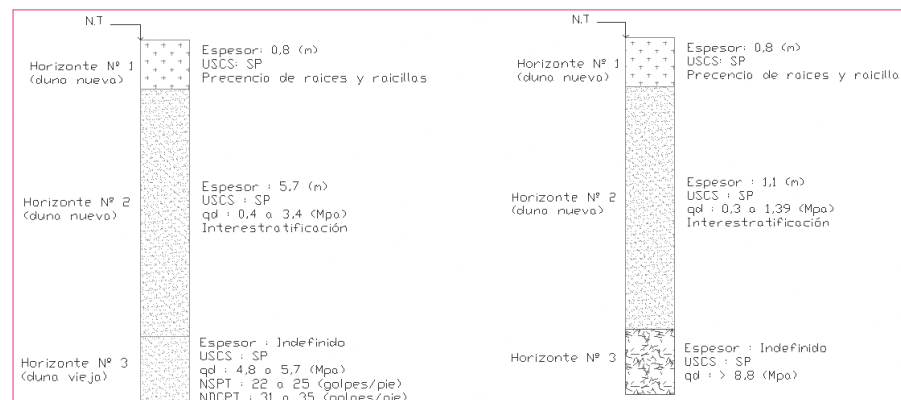


Figura 2
Perfiles estratigráficos tipo del sector en estudio

Tabla 2
Resumen de las características físicas, estado de compactad y parámetros resistentes

Sector	Nombre	Clasificación USCS	Densidades mínima y máxima		Densidad y humedad <i>in situ</i>		Densidad relativa	Ángulo de fricción (*)
			$\gamma_{d_{min'}}$ (grs/cm ³)	$\gamma_{d_{máx'}}$ (grs/cm ³)	γ_d , (grs/cm ³)	W (%)	DR%	ϕ'
Vivienda	Duna Activa	SP	1,45	1,71	1,60	5,9	62	32
Exterior Vivienda	Duna Activa	SP	1,45	1,71	1,65	4,3	80	(**)

(*) el ángulo de fricción ha sido determinado a partir de ensayos de resistencia al corte realizados sobre probetas compactadas a la densidad *in situ* correspondiente a cada punto de exploración.

(**) el valor será estimado a partir de correlaciones desarrolladas en función de la resistencia de punta normalizada a la presión atmosférica ($q_{d_{N1}}$)

Estudios anteriores realizados en sectores cercanos (Kort, 1985; Musante, & Ortigosa, 1985), identificaron el estrato “duna vieja” en función del índice de resistencia a la penetración de cono $N_{DCPT60'}$ obtenido a partir del ensayo de penetración dinámica D_{CPT} (“*Dynamic Cone Penetration Test*”).

Con el objetivo de validar los valores N_{SPT60} que se obtuvieron en función de q_d (mediante ensayo de penetración PANDA), estos fueron correlacionados con el índice N_{DCPT60} empleando la relación (2), con la cual se estimó la profundidad de la “duna vieja”:

$$\frac{N_{DCPT60}}{N_{SPT60}} = 1,443 \cdot (D_{50})^{0,0271} \tag{2}$$

En el Gráfico 1 se observan los perfiles de resistencia a la penetración en función de la profundidad, para los puntos de inspección P1 y P5.

En relación a la profundidad del estrato correspondiente a la “duna vieja”, constituido por arenas más compactas y en algunos casos con cierta cementación, en líneas generales los resultados concordaron con los obtenidos a partir de ensayos de penetración dinámica de cono (D_{CPT}) realizados en las dunas de los sectores aledaños al sitio en estudio (Kort, 1985; Musante & Ortigosa, 1985; Petrus Ingenieros LTDA, 2003).

A partir de análisis estadístico de las señales penetrométricas de los ensayos de penetración PANDA en cada uno de los 5 puntos, se determinó el rango de variación de

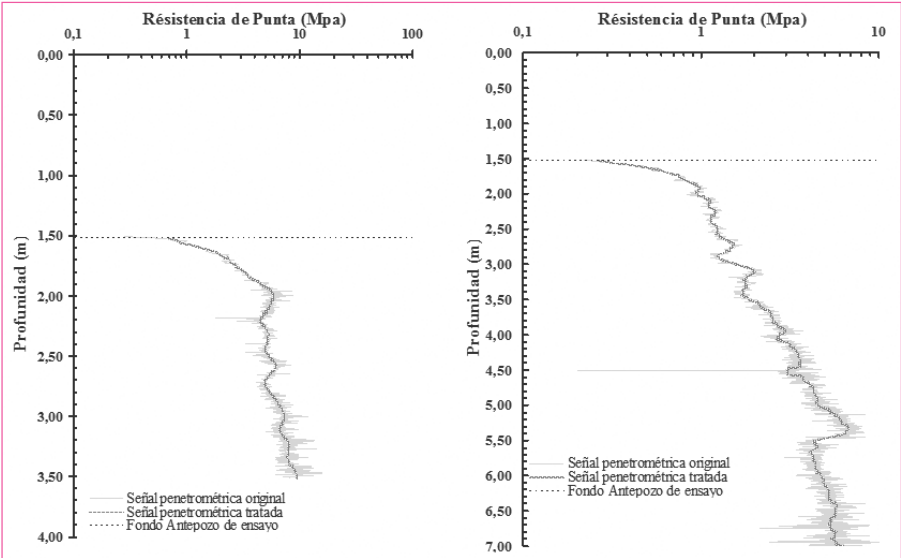


Gráfico 1
Perfiles de resistencia a la penetración en función de la profundidad.
a) Punto de prospección P1,
b) Punto de prospección P5

la resistencia de punta (q_d) obtenido para cada estrato identificado, lo cual permitió estimar en profundidad la variación del estado de compacidad (vía la densidad relativa, DR%) y el ángulo de fricción efectivo.

La Tabla 3 presenta un resumen con los valores de resistencia de punta (q_d), del índice de resistencia a la penetración estándar (N_{SPT}) y del índice de penetración de cono (N_{DCPT}), considerados como característicos del estrato “duna vieja”.

Estimación del estado de compacidad y de los parámetros resistentes en profundidad

Para estimar el estado de compacidad en profundidad de los suelos del sector, en función de la densidad relativa (DR%), se empleó la clasificación propuesta inicialmente por Terzaghi & Peck (1967) y modificada por Skempton (1986).

La relación seleccionada para obtener la densidad relativa DR(%) en función de la resistencia de punta normalizada a la presión atmosférica (q_{dN1}), correspondió a la desarrollada por Villavicencio (2009), para arenas de similares características físicas en relación a aquellas existentes en los sectores en estudio.

Para estimar el comportamiento asociado al estado de compacidad de los suelos en profundidad, el valor límite que define el límite entre la contracción (densificación) y la dilatancia del material, corresponde a un 60% de la densidad relativa (DR%). La Tabla 4 presenta un resumen con los valores de referencia adoptados.

El Gráfico 2 muestra un ejemplo del perfil obtenido para estimar la densidad relativa en función de la profundidad.

Tabla 3
Variación de la resistencia de punta (q_d), del índice de resistencia a la penetración estándar (N_{SPT}) y del índice de resistencia a la penetración de cono (N_{DCPT})

Punto de prospección	q_d (MPa)		N_{SPT} (golpes/pie)		N_{DCPT} (golpes/pie)	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
1	7,0	8,3	30	37	42	51
2	4,8	5,7	22	25	31	35
4 y 5	5,7	7,4	25	32	35	44

Gráfico 2
Perfiles de densidad relativa (DR%). Punto de prospección P1

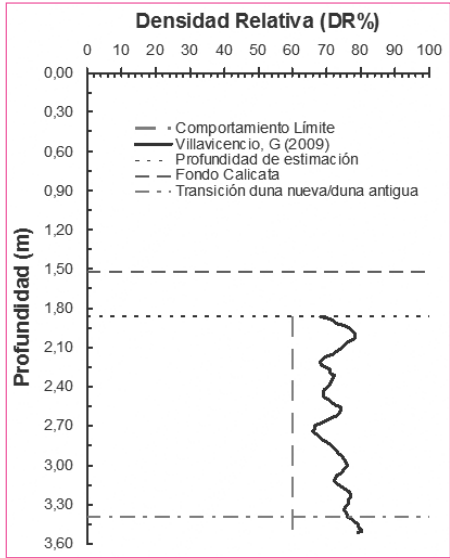


Tabla 4
Rango de valores de DR%, en función de la resistencia de punta normalizada (q_{dN1}). Estado de compacidad y comportamiento asociado

Resistencia de punta normalizada, (q_{dN1})	Densidad relativa (DR%)	Estado de compacidad	Comportamiento asociado
0 – 15,5	0 – 15	Muy suelto	Contractivo
15,5 – 30,5	15 – 35	Suelto	Contractivo
30,5 – 85	35 – 65	Medianamente denso	Contractivo-dilatante
85 – 168,5	65 – 85	Denso	Dilatante
168,5 – 280,5	85 – 100	Muy denso	Dilatante

En el terreno de emplazamiento de la vivienda se efectuaron ensayos que han permitido estimar el grado de compacidad de los materiales encontrados, en 4 puntos previamente seleccionados, cuyos resultados se muestran en la Tabla 5.

Con el objetivo de estimar el ángulo de fricción efectivo (ϕ') en profundidad, a partir de la resistencia de punta normalizada ($q_{d_{N1}}$), se empleó la relación experimental propuesta por Díaz & Rodríguez-Roa (2007). En el Gráfico 6 se presenta un ejemplo del perfil de estimación de los valores de ϕ' obtenidos en función de la profundidad.

La Tabla 6 presenta los resultados obtenidos en cada uno de los puntos de prospección PANDA. Mientras que la Tabla 7 muestra la variación del ángulo efectivo, con la cual se estimó la capacidad de soporte del suelo en estudio.

Gráfico 3
Perfil de valores del ángulo de fricción (ϕ') en función de la profundidad. Punto de prospección P1

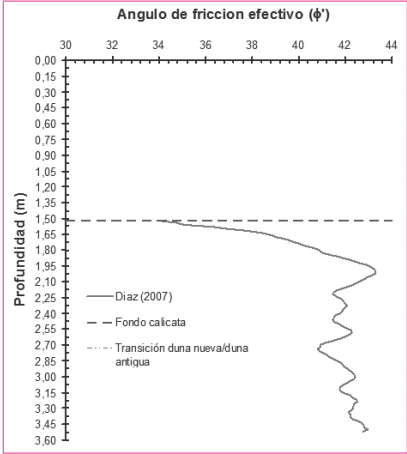


Tabla 5
Grado de compacidad y comportamiento asociado

Punto	Espesor (m)	DR%	Condición	Comportamiento asociado
Terraza	0.8 – 5.0	< 43	Muy suelta a medianamente densa	Contractivo
Entrada vivienda	N.T – 1.0	< 15	Muy suelta	Contractivo
Entrada vivienda	> 1.0	78	Muy suelto a denso	Contractivo-dilatante
Vértice vivienda (asentado en 1985)	1.5 – 4.0	< 60	Muy suelto a medianamente denso	Contractivo-dilatante
Vértice vivienda (asentado en 1985)	> 4.0	---	Medianamente denso	Contractivo-dilatante

Tabla 6
Variación del ángulo de fricción efectivo en función de la profundidad

Punto	Estrato	Descriptor estadístico para ϕ'					
		Mínimo	Máximo	Rango	Media	Desv. Estándar	Coef. Variación, C.V (%)
P1	1	34	43	9	41	2,53	6,25
	2	41	43	2	42	0,49	2,20
	3	33	35	4	33	0,66	2,01
P2	1	31	37	6	34	0,46	1,36
	2	35	37	2	36	0,90	2,49
P3	1	-	-	-	30	-	-
	2	31	43	12	36	3,48	9,53
P4	1	-	-	-	30	-	-
	2	31	42	11	37	3,63	9,82
P5	1	31	39	8	36	1,57	4,41
	2	36	38	2	37	0,39	1,05

Tabla 7
Variación del ángulo de fricción efectivo (ϕ')

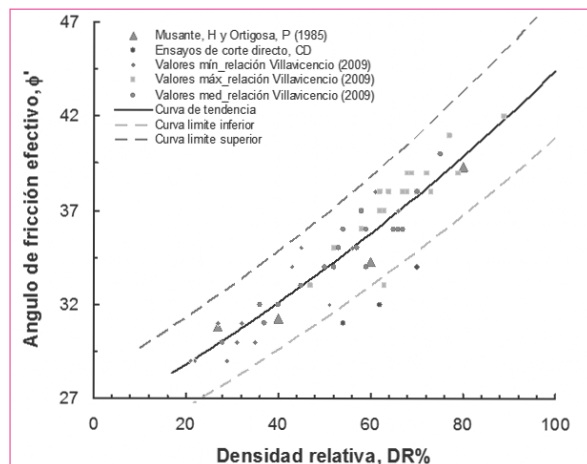
Sector	Perfil	Estrato	Espesor medio (m)	Angulo de fricción efectivo, ϕ'		
				Mínimo	Máximo	Promedio
Vértice vivienda	-	1	3 a 3,7	31	39	36
		2	> 3,7	36	38	34
Terraza	-	1	$\approx 4,90$	31	39	36
		2	> 0,50	33	37	36

Para estimar una relación general entre la densidad relativa (DR%) y el ángulo de fricción efectivo (ϕ'), considerando la condición de homogeneidad desde el punto de vista físico de los estratos identificados, se realizó un análisis de regresión simple empleando los siguientes datos:

- Resultados obtenidos de análisis estadísticos realizados sobre valores de DR% y de ϕ' , estimados a partir de la resistencia de punta normalizada (q_{dN1}).
- Resultados obtenidos de ensayos de corte directo realizados sobre probetas remoldeadas a los valores obtenidos de la densidad *in situ*.
- Datos obtenidos por Musante & Ortigosa (1985) de ensayos triaxiales realizados sobre muestras de arenas extraídas de la “duna activa”.

A partir de los resultados obtenidos, se pudo concluir que el ángulo de fricción efectivo (ϕ') aumenta en función de la densidad relativa (DR%), como fue inicialmente propuesto por Musante & Ortigosa (1985).

Gráfico 4
Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción efectivo



Lo anterior confirma los resultados obtenidos desde las correlaciones empleadas para estimar los valores de DR% y de ϕ' , a partir de la resistencia de punta normalizada (q_{dN1}). En el Gráfico 4 se presenta la banda de valores propuesta, la que fue obtenida desde el análisis de regresión simple realizado.

Capacidad de soporte y asentamientos del suelo de fundación

Considerando los problemas de asentamientos que se han presentado en la vivienda como consecuencia del terremoto del año 85, se determinó la capacidad de soporte del suelo de fundación y los asentamientos elásticos posibles de desarrollarse para las condiciones geotécnicas actuales que presenta el subsuelo, tanto para condiciones estáticas como pseudoestáticas.

En terreno, con el objeto de verificar una posible densificación del terreno en un sector crítico de la vivienda, definido en función de la tipología estructural, es que se ejecutó una calicata en uno de los vértices de esta. La prospección permitió observar que bajo los muros estructurales, que cumplen además la función de fundación en contacto con el terreno, se encontró una cavidad, con lo cual el muro, en su vértice al menos, no se encontraría en contacto con el terreno.

El vértice de la casa no se asentó debido a la elevada rigidez de los muros de fundación. En estos casos se produce una redistribución de esfuerzos, las cargas gravitacionales, y sísmicas si procede, que deben ser transmitidas al terreno en el sector donde no existe contacto entre el muro y el suelo de fundación, son conducidas a otros puntos, provocando un sobreesfuerzo local, que podría ocasionar asentamientos, que en este caso no ha ocurrido.

Los asentamientos inducidos por movimientos sísmicos en este tipo de suelos provocan un reacomodo de las partículas, y como resultado de ello un aumento

de la compacidad del material. Esta condición puede provocar un aumento de la capacidad de soporte del suelo de fundación y una reducción de los asentamientos elásticos ante futuros eventos, sin que ellos afecten de forma importante a la estructura de la vivienda.

Para la determinación de la capacidad de soporte y asentamientos elásticos, se definieron una serie de parámetros geotécnicos que han sido obtenidos de los ensayos de laboratorio y terreno, teorías clásicas relacionadas con la Mecánica de Suelos, tales como las de Terzaghi y Boussinesq, y correlaciones empíricas.

Las principales hipótesis o consideraciones de cálculo planteadas, fueron las siguientes:

- El tipo de fundación empleado en algunos sectores de la vivienda corresponde a muros perimetrales que se apoyan directamente en el suelo de fundación, con espesor de 0,40 m y profundidad de 2,5 m.
- Parte de la estructura estaría apoyada sobre una losa de fundación, eventualmente, fundada a nivel de terreno o a muy poca profundidad.
- La vivienda se encuentra fundada en su totalidad en el estrato denominado "duna nueva".

Los parámetros geotécnicos necesarios para la determinación de la capacidad de soporte y asentamientos elásticos del suelo de fundación corresponden a: densidad natural (γ), ángulo de fricción interna (ϕ') y módulo de elasticidad (E).

En general, la adecuada definición de estos parámetros depende de múltiples factores, como son: estado de humedad del suelo, cementación natural, angularidad de las partículas de arena y densidad natural del suelo. Estas consideraciones fueron tomadas en cuenta a la hora de definir los parámetros geotécnicos y, para ello, se utilizaron correlaciones empíricas para la obtención del ángulo de fricción interna (ϕ') del suelo de fundación a partir de ensayos de penetración tipo PANDA, los que fueron comparados con el valor de ϕ' obtenido de ensayos de Corte Directo.

Las correlaciones empíricas empleadas relacionan, en general, el valor de NSPT con el valor de %DR y ϕ' . Estas correlaciones son muy empleadas para suelos de tipo arenosos y permiten definir los parámetros resistentes en profundidad. Los valores de NSPT han sido definidos a partir de los valores de q_d obtenidos por el penetrometro PANDA.

A partir de las prospecciones efectuadas y resultados de ensayos, se obtuvieron los siguientes valores: $\gamma_d = 1,60 \text{ grs/cm}^3$; %W = 5,9; $\gamma_t = 1,69 \text{ grs/cm}^3$; DR = 62%; $\phi' = 32^\circ$ y $c' = 0 \text{ t/m}^2$.

Según se presenta en el Gráfico 4, la resistencia por punta aumenta de forma aproximadamente lineal con la profundidad. Para una profundidad entre 2,4 y 2,7 m el valor de q_d varía entre 1,2 y 1,4 MPa. El valor de q_d obtenido del ensayo PANDA puede ser directamente correlacionado con el valor de N_{SPT} y el valor de %DR, a partir del cual se puede estimar el ángulo de fricción interna de suelos granulares. Según conclusiones preliminares, el valor promedio de %DR del suelo correspondiente a la duna nueva es de 38%.

Meyerhof (1956) estableció correlaciones empíricas para la obtención de ϕ' en función de %DR y del contenido de finos que presente el material. Para arenas con un contenido de finos menor a 5%, el valor de ϕ' es obtenido a partir de la siguiente formulación (3):

$$\phi' = 30 + 0,15DR \quad (3)$$

Considerando la formulación (3), el valor de ϕ' que se obtiene es de 35° , bastante más elevado que aquel obtenido del ensayo de Corte Directo.

Por otro lado, el Gráfico 4 presenta una relación entre el valor de ϕ' con %DR, en base a múltiples investigaciones desarrolladas para materiales arenosos del sector de Reñaca. Para una DR = 38%, el valor de ϕ' obtenido de esta gráfica es de 32° .

Finalmente, De Mello (1971) obtuvo una relación entre el valor de N_{SPT} , la presión de confinamiento vertical, σ'_{v0} , y ϕ' . Considerando un valor de N_{SPT} de 6 a nivel de sello de fundación y un valor de σ'_{v0} promedio de $4,5 \text{ t/m}^2$, el valor de ϕ' que se alcanza es de 30° .

Considerando estos análisis, los parámetros geotécnicos empleados para la determinación de la capacidad de soporte y asentamientos esperados a nivel de sello de fundación, corresponden a: $\gamma_t = 1,70 \text{ grs/cm}^3$; $\phi' = 30^\circ$; $c' = 0 \text{ t/m}^2$ y $E = 150 \text{ kg/cm}^2$.

La determinación de la capacidad de soporte del suelo de fundación ha sido obtenida aplicando la metodología propuesta por Meyerhof, la cual incluye factores de corrección por forma, inclinación de la carga y profundidad (4):

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (4)$$

Donde N_q , N_c y N_γ corresponden a factores de capacidad de carga.

La capacidad de soporte última del suelo de fundación (q_{ult}), considerando los parámetros geotécnicos mostrados en la Tabla 7, es de $12,96 \text{ kg/cm}^2$. Si se define la capacidad de soporte admisible del suelo de fundación como: $q_{adm} = q_{ult}/FS$; donde FS corresponde al factor de

seguridad, que en la práctica de ingeniería geotécnica para el diseño de fundaciones para obras de edificación, se puede considerar igual a 3,0, permite obtener una capacidad admisible bajo condiciones estáticas de 4,32 kg/cm².

En cuanto a la capacidad de carga admisible bajo condiciones dinámicas, la práctica en ingeniería geotécnica permite estimarla como: $q_{din} = 1,3q_{est}$, con lo cual se obtiene una tensión admisible dinámica de 5,62 kg/cm².

La metodología propuesta para el análisis de asentamientos elásticos instantáneos considera su cálculo mediante la teoría de elasticidad en un espacio semi-infinito, a partir de expresión (5):

$$\rho = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} \cdot \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} \cdot I_2 \right) \cdot I_F \quad (5)$$

Donde, ρ = asentamiento producido por la carga q ; q = tensión de trabajo; B = ancho de la fundación; ν = coeficiente de Poisson; y E = módulo de deformación del suelo.

Los factores I_1 , I_2 e I_3 se estiman a partir de formulaciones que se encuentran en la bibliografía.

El asentamiento elástico en condiciones estáticas del suelo de fundación, para las condiciones actuales que presenta, es de: $\rho = 0,96$ (cm).

Conclusiones

Los valores de resistencia, estimados a partir de las correlaciones empleadas, concordaron con los resultados de los ensayos de penetración D_{cpt} , realizados por Kort en 1985 en sectores cercanos al sitio en estudio. Ello, permitió validar la profundidad del estrato denominado como "duna vieja".

Con respecto a la capacidad de carga del suelo de fundación y posibles asentamientos, se concluye que presenta una capacidad de carga admisible en condiciones estáticas de 4,32kg/cm² y dinámica de 5,62kg/cm². De acuerdo a las solicitaciones a las que se encuentra sometido el terreno de fundación, se alcanza un valor de $FS = 1.1$, aceptable desde el punto de vista ingenieril. Los asentamientos elásticos que se podrían producir, bajo condiciones estáticas, corresponden a valores cercanos a 1 cm.

Agradecimientos

Para el desarrollo del presente artículo se agradece la colaboración en el análisis de la información estructural y geotécnica de los ingenieros Dr. Gonzalo Jara Mori y MsC. Gabriel Candia Agusti.

Esta investigación ha sido desarrollada con el auspicio del Museo de la Moda, a quienes también se agradece su apoyo por la información y el acceso a una de sus propiedades.

Referencias Bibliográficas

1. Abe, K. & Ziemer, R. (1991) "Effect of Tree Roots on Shallow-Steated Landslides". USDA Forest Service Gen. Tech. Rep. PSW-GTR-130.
2. Bishop, D.M. & Stevens, M.E. (1964) "Landslide on Logged Areas in Southeast Alaska". U.S Dep. Agric. For Serv. Res. Paper Nor-1, Juneau. AK. USA.
3. Bransby, M.F.; Davies, M.C.R.; Mickovski, S.B.; Sonnenberg, R.; Bengough, A.G. & Hallett, P.D. (2006) "Stabilisation of Slopes by Vegetation Reinforcement".
4. Departamento de Administración de Recursos Hídricos. MOP. DGA. (2005) "Evaluación de los Recursos Subterráneos de las Cuencas Costeras de la V Región". Santiago.
5. Díaz, E. & Rodríguez-Roa, F. (2007) "Ensayos in-situ en Arenas". VI Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Sociedad Chilena de Geotecnia (SOCHIGE). Octubre 2007.
6. Dismuke, J. (2002) "Seismic Slope Stability and Analysis of the Upper San Fernando Dam".
7. Gray, D.H. & Lesier A.T. (1982) "Biotechnical Slope Protection and Erosional Control". Van Nostrand Reinhold. New York, pp. 271.
8. Grimme, K. & Álvarez, L. (1964) "El Suelo de Fundación de Valparaíso y Viña del Mar. Provincia de Valparaíso". Instituto de Investigaciones Geológicas. Boletín N° 16.
9. Hallin, W.E. (1967) "Soil-moisture and temperature trends in cutover and adjacent old-growth Douglasfir timber". USDA Forest Service Research Note PNW-56, pp. 11.
10. Hansen, B. (1961) "Una fórmula general para capacidad de carga". Instituto geotécnico danés. Copenhagen.
11. Inmobiliaria Greco y Cía. LTDA. Elaborado por Petrus Ingenieros LTDA. (2003) "Informe de Mecánica de Suelos: Edificio Greco III y Greco IV. Reñaca, comuna de Viña del Mar".
12. Kort, I. (1985) Informe de Mecánica de Suelos. "Estabilidad Definitiva de las Calles y Normativas de Contención Adyacentes. Reñaca Norte. SERVIU V Norte". Santiago.
13. Mesri, G.; Feng, T. W. & Benak, J. M. (1990) "Postdensification Penetration Resistance of Clean Sands". Geotech. Eng. Volume 116, Issue 7, pp. 1095 - 1115.
14. Musante, H. & Ortigosa de Pablo, P. (1985) "Compartimiento Sísmico de Taludes Arenosos en el Sector de Reñaca. Viña del Mar". "El Sismo del 3 de Marzo de 1985-Chile". Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
15. Norma Chilena NCh 433 Of. 96. "Diseño Sísmico de Edificios". Instituto Nacional de Normalización (INN).
16. O'Loughlin, C. & Ziemer, R. (1999) "The Importance of Root Strength and Deterioration Rates Upon Edaphic Stability in Steepland Forests".
17. Ruiz, S. & Saragoni, R.G. (2005) "Fórmulas de Atenuación para la Subducción de Chile Considerando los dos Mecanismos de Sismogénesis y los Efectos del Suelo". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, 16-19 de Noviembre de 2005, Concepción. Chile.
18. Schmidt, K.M.; Roering, J.J.; Stock, J.; Dietrich, W.E.; Montgomery, D.R. & Schaub, T. (2001) "The variability of root cohesion as an influence on shallow landslide susceptibility in the Oregon Coast Range". Canadian Geotechnical Journal N° 38. pp 995 - 1024.
19. Wu T.H.; McKinnel, W.P. & Swanston, D.N. (1979) "Strength of Tree Roots and Landslides on Prince of Wales Island Alaska". Canadian Geotechnical Journal N° 16. pp 19 - 33.