

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIÓN DE

PLANTA INDUSTRIAL

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JORGE LUIS GIL SÁNCHEZ

Lima- Perú

2015

DEDICATORIA

Dedico la presente a Dios, por brindarme la salud tanto física como emocional, indispensables para llevar a cabo la presente investigación, así como para todas las actividades realizadas durante estos años.

A mí amada familia por su apoyo y paciencia incondicionales. No bastarían líneas para mencionar todos mis sentimientos hacia Ustedes.

A mis amigos, profesores, colegas, en suma, a todos mis compañeros de camino por su desprendimiento hacia mi persona. Por haberme enriquecido a través de sus sugerencias y experiencias compartidas.

ÍNDICE

RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	8
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I: CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	12
1.1 CONCEPTOS PREVIOS.....	12
1.1.1 Esfuerzo Efectivo.....	12
1.1.2 Compacidad Relativa.....	13
1.1.3 Incremento de Esfuerzo por Carga Rectangular.....	14
1.1.4 Falla por Corte en el Suelo	15
1.1.5 Modo de Falla en Arenas. Criterio de Vesic.....	16
1.1.6 Deducción de la expresión de Capacidad de Carga.....	17
1.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR CORTE.....	21
1.2.1 Método de Terzagui.....	21
1.2.2 Método de Meyerhof.....	22
1.2.3 Método de Hansen	23
1.2.4 Método de Vesic.....	24
1.2.5 Corrección de las Ecuaciones por Nivel Freático	25
1.2.6 Factor de Seguridad	26
1.3 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR ASENTAMIENTOS.....	26
1.3.1 Capacidad de carga admisible para un asentamiento de 1"	27
1.3.2 Método de Bowles	28
1.4 ASENTAMIENTOS ELASTICOS EN SUELOS GRANULARES	29
1.4.1 Método de Meyerhof.....	29
1.4.2 Método de Peck y Bazaraa.....	30
1.4.3 Método de Burland y Burbidge	30
1.4.4 Método de Bowles	31
1.4.5 Método de Mayne y Poulos	32
1.4.6 Método de Schmertmann y Hartman	34

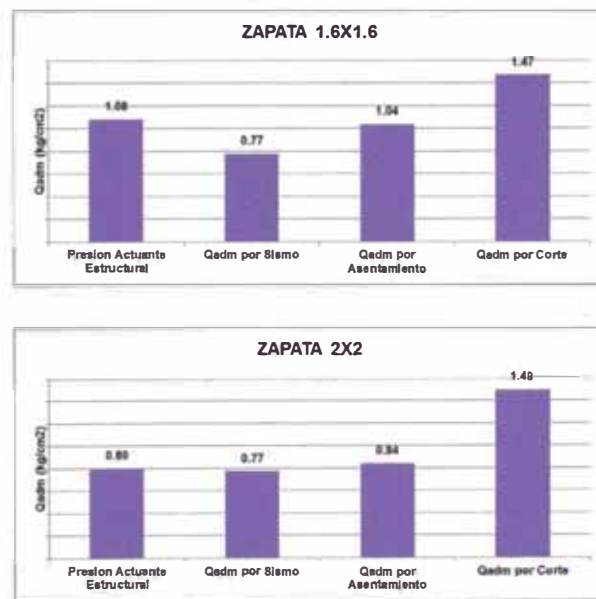
1.5	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR SISMO.....	34
1.5.1	Metodo de Richards y Elms.....	34
1.5.2	Metodo de Budhu y Al- Karni.....	36
1.6	CORRELACIONES CON LA RESISTENCIA DEL SPT.....	37
1.6.1	Corrección de los valores de Resistencia SPT	37
1.6.2	Correlación de Terzagui y Peck.....	38
1.6.3	Correlación con el Ángulo de Fricción Interna	38
1.6.4	Correlación con el Módulo de Elasticidad	39
1.6.5	Correlación con el Cono Peck	39
CAPÍTULO II: LICUACIÓN DE SUELOS		40
2.1	LICUACIÓN DE SUELOS	40
2.2	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN	40
2.2.1	Propiedades Índice y de Estado de los Suelos.....	40
2.2.2	Condiciones Iniciales de Esfuerzo y Deformación	40
2.2.3	Características de la Solicitación Sísmica	41
2.3	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN CON EL SPT.....	41
2.3.1	Método de Seed e Idriss.....	41
2.3.2	Método de Tokimatsu y Yoshimi.....	42
2.4	FACTOR DE SEGURIDAD DE LICUACIÓN	43
CAPÍTULO III: SECTOR DEL PROYECTO DEL CUAL SE VAN A ANALIZAR SUS CIMENTACIONES.....		44
3.1	INFORMACIÓN DEL PROYECTO	44
3.1.1	Descripción.....	44
3.1.2	Ubicación y Periodo de Construcción	44
3.2	SECTOR B.....	45
3.2.1	Cargas de Servicio Aplicadas.....	45
3.2.2	Dimensiones y Detalles de Zapatas en el Sector B	45
CAPÍTULO IV: PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS		47
4.1	INFORMACIÓN GENERAL DEL ESTUDIO DE SUELOS.....	47
4.1.1	Fecha de Elaboración del Estudio	47
4.1.2	Trabajos de Campo Realizados.....	47
4.1.3	Ensayos de Laboratorio Realizados	47
4.1.4	Sismicidad	47
4.2	PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS	47

4.2.1	Zonificación de Exploraciones Propuesta	47
4.2.2	Exploraciones realizadas en la Zona de Influencia del Sector B.....	48
4.2.3	Resistencia SPT considerada para el Análisis.....	48
4.2.4	Correlación entre resultados de Ensayos SPT y Cono Peck	50
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LAS CIMENTACIONES.....		51
5.1	CONSIDERACIONES PREVIAS	51
5.2	CÁLCULO DE PARÁMETROS CORTANTES Y ELÁSTICOS	52
5.2.1	Corrección de los valores de Resistencia SPT	52
5.2.3	Cálculo del Módulo de Elasticidad.....	52
5.2.2	Cálculo de la Resistencia SPT de Diseño.....	53
5.2.4	Cálculo del Ángulo de Fricción Interna	53
5.3	ANÁLISIS DE LICUACIÓN.....	54
5.4	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR CORTE.....	54
5.5	ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.....	55
5.6	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO	55
5.7	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR SISMO.....	56
5.8	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE CONSIDERADA.....	56
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		58
6.1	CONCLUSIONES.....	58
6.2	RECOMENDACIONES	59
BIBLIOGRAFÍA		60
ANEXOS.....		62

RESUMEN

La presente investigación fue realizada con el fin de analizar la capacidad de carga de una cimentación sobre suelo arenoso, así como de realizar el análisis de asentamientos elásticos y licuación del mismo. La cimentación en análisis corresponde a un Sector de una Planta Industrial que actualmente se encuentra en funcionamiento y cuya construcción fue entregada en el año 2013. Se han realizado Ensayos de Penetración Estándar y Cono Peck como parte de las Exploraciones Geotécnicas del Estudio de Suelos.

Para desarrollar este análisis se han establecido las correlaciones entre los resultados de los ensayos, antes mencionados, con los parámetros elásticos y cortantes del suelo. Posteriormente se ha calculado la capacidad de carga admisible por corte, por asentamientos y por sismo, así como los asentamientos elásticos. Los resultados del análisis de la capacidad de carga admisible de las cimentaciones estudiadas se muestran en las siguientes figuras:



Finalmente, a partir de los resultados obtenidos, se establecieron comparaciones que permitieron corroborar que la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales en este tipo de terreno arenoso es generalmente controlada por la capacidad de carga admisible por asentamientos, al ser estos valores menores a la capacidad de carga por corte.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1. Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.	13
Cuadro 1.2. Propiedades de suelos granulares típicos en estado natural.	14
Cuadro 1.3. Variación de E_m por forma de liberación y tipo de martillo.	38
Cuadro 1.4. Factores de corrección E_1 , E_s y E_d	38
Cuadro 1.5. Parámetros elásticos de suelos arenosos.	39
Cuadro 2.1. Factores de corrección según la magnitud del sismo.	42
Cuadro 2.2. ΔN_f en función del contenido de finos.	43
Cuadro 3.1. Cuadro de Áreas de los Sectores del Proyecto.	44
Cuadro 3.2. Tipos de zapatas en el Sector B.	45
Cuadro 4.1. Valores de Cono Peck para 0.30m de penetración ubicados en Zona de Influencia del Sector B.	49
Cuadro 4.2. Valores de SPT ubicados en Zona de Influencia del Sector B.	49
Cuadro 4.3. Resistencia SPT considerada para el análisis.	50

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Isóbaras de esfuerzos para cimentación cuadrada y corrida.....	15
Figura 1.2. Mecanismo de falla de una cimentación superficial y continua.....	15
Figura 1.3. Modos de falla en cimentaciones sobre arenas según Vesic.....	16
Figura 1.4. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_q	17
Figura 1.5. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_c	19
Figura 1.6. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_y	20
Figura 1.7. Carga H inclinada respecto a ejes de zapata.....	24
Figura 1.8. Corrección por Nivel Freático. Casos 1, 2 y 3.....	26
Figura 1.9. Corrección por Nivel Freático. Casos 4 y 5.....	26
Figura 1.10. Capacidad de carga admisible para asentamiento de 2.5cm.....	27
Figura 1.11. Capacidad de carga admisible para asentamiento de 1".....	28
Figura 1.12. Ancho de zapata para 1" de asentamiento.....	28
Figura 1.13. Parámetros generales del Método de Mayne y Poulos.....	33
Figura 1.14. Capacidad de carga de suelo arenoso en condiciones sísmicas...	35
Figura 1.15. Correlación de Terzagui y Peck.....	38
Figura 2.1. CRR para arenas limpias y limosas con sismo $M= 7.5$	42
Figura 2.2. Correlación entre CRR y N_c , en arenas limpias y limosas.....	43
Figura 3.1. Distribución de los Sectores del Proyecto.....	45
Figura 3.2. Corte típico de zapata. Sector B.....	46
Figura 4.1. Exploraciones ubicadas en Zona de Influencia del Sector B.....	48
Figura 4.2. Correlación de resultados SPT y Cono Peck.....	50

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1. Corrección de los valores de Resistencia SPT.....	52
Tabla 5.2. Módulo de elasticidad para cada estrato del terreno.	52
Tabla 5.3. Cálculo de Resistencia SPT de Diseño. Zapata 1.60x1.60	53
Tabla 5.4. Cálculo de Resistencia SPT de Diseño. Zapata 2.00x2.00	53
Tabla 5.5. Ángulo de fricción interna. Zapata 1.60x1.60.....	53
Tabla 5.6. Ángulo de fricción interna. Zapata 2.00x2.00.....	54
Tabla 5.7. Análisis de licuación. Método de Seed e Idriss.....	54
Tabla 5.8. Análisis de licuación. Método de Tokimatsu y Yoshimi.	54
Tabla 5.9. Capacidad de Carga Admisible por Corte. Zapata 1.60x1.60	55
Tabla 5.10. Capacidad de Carga Admisible por Corte. Zapata 2.00x2.00	55
Tabla 5.11. Asentamientos Elásticos. Zapata 1.60x1.60	55
Tabla 5.12. Asentamientos Elásticos. Zapata 2.00x2.00	55
Tabla 5.13. Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento. Zapata 1.60x1.60	56
Tabla 5.14. Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento. Zapata 2.00x2.00	56
Tabla 5.15. Capacidad de Carga Admisible por Sismo. Zapata 1.60x1.60	56
Tabla 5.16. Capacidad de Carga Admisible por Sismo. Zapata 2.00x2.00	56
Tabla 5.17. Capacidad de Carga Admisible y Presión Actuante. Zapata 1.60x1.60	57
Tabla 5.18. Capacidad de Carga Admisible y Presión Actuante. Zapata 2.00x2.00	57

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

γ	: Peso específico.
γ_{sat}	: Peso específico saturado.
μ	: Presión de poro en el suelo.
γ_w	: Peso específico del agua.
C_r	: Compacidad relativa.
e	: Relación de vacíos del suelo en sitio.
e_{max}	: Relación de vacíos del suelo en la condición más suelta.
e_{min}	: Relación de vacíos del suelo en la condición más densa.
$\gamma_{d\ min}$: Peso específico seco en la condición más suelta.
$\gamma_{d\ max}$: Peso específico seco en la condición más densa.
γ_d	: Peso específico seco en sitio.
$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo en el suelo.
q	: Sobrecarga del suelo sobre la cimentación.
I	: Factor de Influencia.
D_f	: Profundidad de desplante de la cimentación.
B	: Ancho de la cimentación.
L	: Longitud de la cimentación.
$q_u; Q_{ult}$: Capacidad de carga última de la cimentación.
$q_{adm}; Q_{adm}$: Capacidad de carga admisible de la cimentación.
q_q	: Aporte a la capacidad de carga última por sobrecarga.
q_c	: Aporte a la capacidad de carga última por cohesión.
q_γ	: Aporte a la capacidad de carga última por peso unitario.

c	: Cohesión del suelo.
ϕ'	: Ángulo de fricción interna del suelo.
N_c, N_q, N_γ	: Factores de capacidad de carga.
s_c, s_q, s_γ	: Factores de forma.
d_c, d_q, d_γ	: Factores de profundidad.
i_c, i_q, i_γ	: Factores de inclinación de carga.
b_c, b_q, b_γ	: Factores de inclinación de la base de la zapata.
g_c, g_q, g_γ	: Factores de inclinación del terreno.
r_c, r_q, r_γ	: Factores de rigidez del suelo.
γ'	: Peso específico saturado del suelo.
γ	: Peso específico del suelo.
FS	: Factor de Seguridad Global.
C_W	: Factor de corrección por nivel freático.
C_D	: Factor de corrección por profundidad de desplante.
$\sigma'; \sigma'_v$: Esfuerzo vertical efectivo.
$\sigma; \sigma_v$: Esfuerzo vertical total.
S_e	: Asentamiento bajo el centro de cimentación flexible.
E_s	: Módulo de elasticidad del suelo.
$\Delta\sigma_x; \Delta\sigma_y; \Delta\sigma_z$: Incremento del esfuerzo a la carga neta aplicada.
q_0	: Presión neta sobre la cimentación.
μ_s	: Relación de Poisson del suelo.
N_{qE}	: Equivalente al N_q en condiciones sísmicas.

$N_{\gamma E}$: Equivalente al N_{γ} en condiciones sísmicas.
α_{AE} y α_{PE}	: Ángulos de falla en las condiciones activa y pasiva.
δ	: Ángulo de fricción entre las superficies.
q_{uE}	: Capacidad de carga última en condiciones sísmicas.
$e_c; e_q; e_{\gamma}$: Factores de corrección por carga sísmica.
N_{60}	: Resistencia SPT corregido por condiciones de equipo.
$N_{1(60)}$: Resistencia SPT corregido por sobrecarga.
C_N	: Factor de corrección por sobrecarga.
C_n	: Número de golpes/pie con el Cono Dinámico Tipo Peck.
N	: Número de golpes/pie con SPT.
τ_d	: Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto.
a_{max}	: Aceleración máxima en la superficie del terreno.
r_d	: Factor de reducción del esfuerzo.
CSR	: Relación de Tensiones Cíclicas.
CRR	: Relación de Resistencias Cíclicas.
τ_l	: Esfuerzo de corte promedio resistentes por el terremoto.
r_m	: Factor de corrección por la magnitud.
FL	: Factor de Seguridad por Licuación.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación fue realizada con el fin de analizar la capacidad de carga de una cimentación sobre suelo arenoso, así como de realizar el análisis de asentamientos elásticos y licuación del mismo. La cimentación en análisis corresponde a un Sector de una Planta Industrial que actualmente se encuentra en funcionamiento y cuya construcción fue entregada en el año 2013. Dichos análisis se han desarrollado bajo distintos métodos para el cálculo de la capacidad de carga admisible por corte, por asentamientos y por sismo, así como para el cálculo de asentamientos elásticos.

En la presente investigación se busca conocer la variabilidad que presentan entre sí los métodos bajo las condiciones estructurales del proyecto y geotécnicas del terreno. A partir de esta variabilidad, establecer comparaciones que permitan corroborar, con nuevos datos, que la capacidad de carga admisible en este tipo de terreno es generalmente controlada por la capacidad de carga admisible por asentamientos.

En el Capítulo I, se indican los conceptos y métodos para el cálculo de la capacidad de carga admisible, así como de las correlaciones del ensayo de penetración estándar para la obtención de los parámetros elásticos y de corte del terreno. En el Capítulo II, se aborda el tema de licuación de suelos, por tratarse de un análisis indispensable teniendo en cuenta la ubicación del Proyecto sobre suelo arenoso y de alto nivel freático.

En el Capítulo III y IV, se muestra la información más relevante acerca de la estructuración del proyecto y de la información geotécnica del terreno, respectivamente. En la sección 4.2 se realiza una selección de los datos que van a ser procesados en el análisis de las cimentaciones. Adicionalmente, se desarrolla la correlación entre los resultados de los ensayos de penetración estándar y Cono Peck realizados en campo.

En el Capítulo V, se muestran los resultados del análisis de la capacidad de carga, asentamientos y licuación de las cimentaciones, haciendo énfasis en la variabilidad entre los diversos métodos aplicados. En el Capítulo VI, se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente Informe.

CAPÍTULO I: CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

En este capítulo, se presentarán las expresiones propuestas para el cálculo de la capacidad de carga última por corte (tanto en el caso estático como por sismo) y de la capacidad de carga admisible por asentamientos.

1.1 CONCEPTOS PREVIOS

1.1.1 Esfuerzo Efectivo

En un volumen dado del suelo, las partículas de sólidos presentan espacios vacíos entre ellas. Estos vacíos están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos, capacidad de carga de cimentaciones, estabilidad de taludes y presión lateral sobre muros de retención, se debe conocer que fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cual es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo, lo que conocemos como concepto de esfuerzo efectivo.

Sea una columna de suelo de altura $H_1 + H_2$ y base $B \times L$. El esfuerzo vertical total en un punto P situado a una profundidad $H_1 + H_2$, es:

$$\sigma = H_1 \gamma + H_2 \gamma_{sat}$$

Donde:

γ : Peso específico del suelo en el estrato H_1 .

γ_{sat} : Peso específico saturado del suelo en el estrato H_2 .

Bajo la columna de suelo de ancho B y largo L , se asume que este esfuerzo total es soportado en una parte por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto, y la otra parte por el agua de poro contenida en los intersticios entre las partículas sólidas de la masa de suelo en ese plano.

Sea A' el área de todas las superficies de contacto de las partículas sólidas contenidas en el área $B \times L$. Esta área A' es muy pequeña en relación a $B \times L$, tal que $A'/BL \approx 0$.

Al estar conformada el área $B \times L$, tanto por partículas sólidas como por agua tenemos, por diferencia de áreas, que el área ocupada por el agua de poro sería $BL - A'$. Considerando a μ como la presión de agua de poro contenida en el suelo saturado de altura H_2 ($\mu = \gamma_w H_2$), la fuerza tomada por el agua de poro (F_w) es entonces igual a:

$$F_w = \mu (BL - A')$$

Sea F_s la fuerza tomada solamente por el área de todos los sólidos en contacto, y al asumir que el esfuerzo total sólo es tomado por el agua de poro y los sólidos en contacto, tenemos por la definición de esfuerzo:

$$\sigma = \frac{F_w + F_s}{BL}$$

Desarrollando la expresión, tenemos:

$$\sigma = \frac{\mu(BL-A) + F_s}{BL} = \frac{\mu(BL-A)}{BL} + \frac{F_s}{BL} = \mu \left(1 - \frac{A'}{BL}\right) + \frac{F_s}{BL}$$

Considerando $\frac{A'}{BL} \approx 0$, tenemos: $\sigma = \mu + \frac{F_s}{BL} = \mu + \sigma'$

O también:

$$\boxed{\sigma' = \sigma - \mu}$$

Donde $\sigma' = \frac{F_s}{BL}$ es el esfuerzo efectivo del suelo, definido como la parte del esfuerzo vertical total desarrollado únicamente por las partículas de sólidos en contacto respecto al área total. En suelos totalmente secos con ausencia de presión de poros ($\mu = 0$), el esfuerzo vertical total y el esfuerzo efectivo son iguales.

1.1.2 Compacidad Relativa

Es un indicador de la compacidad o flojedad en campo del suelo granular y varía de un mínimo de 0 para suelo muy suelto a un máximo de 1 para muy denso. Se define como:

$$\boxed{C_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}}$$

Donde:

C_r : Compacidad relativa.

e : Relación de vacíos del suelo en sitio.

e_{max} : Relación de vacíos del suelo en la condición más suelta.

e_{min} : Relación de vacíos del suelo en la condición más densa.

Cuadro 1.1. Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.

Compacidad Relativa (%)	Descripción del suelo
0-15	Muy suelto
15-50	Suelto
50-70	Medio
70-85	Denso
85-100	Muy denso

Fuente: Das, 2001.

En el cuadro 1.2 se presentan valores representativos para suelos granulares típicos considerando, según Das (2001), que la gravedad específica de sólidos de una arena ligeramente coloreada formada principalmente de cuarzo se estima aproximadamente igual a 2.65.

Cuadro 1.2. Propiedades de suelos granulares típicos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos (e)	Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	Contenido de agua natural en condición saturada (%)
Arena suelta uniforme	0.80	14.5	30
Arena densa uniforme	0.45	18.0	16
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	16.0	25
Arena limosa densa de grano angular	0.40	19.0	15

Fuente: Das, 2006.

Usando la definición del peso específico seco, se puede expresar la compacidad relativa en términos de los pesos específicos secos máximo y mínimo:

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{d \min}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{d \min}} - \frac{1}{\gamma_{d \max}}}$$

Donde:

$\gamma_{d \min}$: Peso específico seco en la condición más suelta.

$\gamma_{d \max}$: Peso específico seco en la condición más densa.

γ_d : Peso específico seco en sitio.

1.1.3 Incremento de Esfuerzo por Carga Rectangular

El proceso de integración de la ecuación de Boussinesq permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada. Así tenemos la expresión:

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I$$

Definiendo $m = \frac{B}{z}$ y $n = \frac{L}{z}$

$$\text{Si } m^2 + n^2 + 1 \geq m^2 n^2: I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2 n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2 n^2+1} \right)$$

$$\text{Si } m^2 + n^2 + 1 < m^2 n^2: I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2 n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \pi + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2 n^2+1} \right)$$

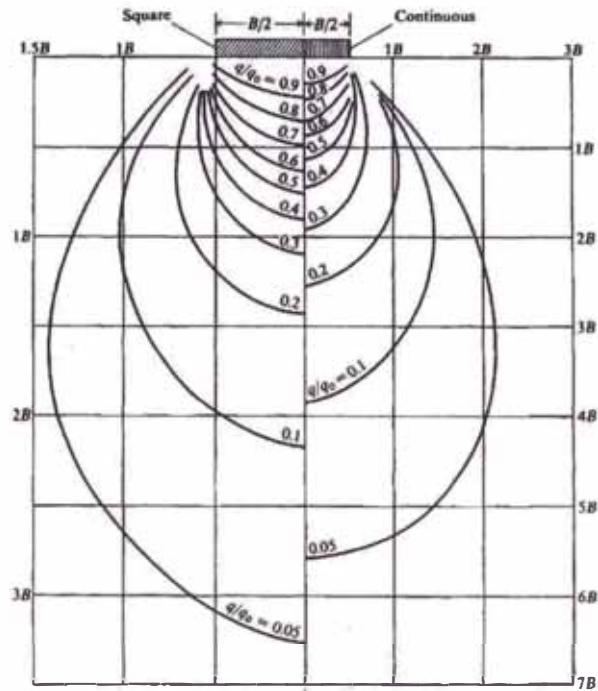


Figura 1.1. Isóbaras de esfuerzos para cimentación cuadrada y corrida.

Fuente: Bowles, 1997.

1.1.4 Falla por Corte en el Suelo

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. La teoría de Terzaghi (1943) es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del medio continuo y es posiblemente la más usada para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se propuso el mecanismo de falla que se muestra en la figura 1.2, para un cimiento poco profundo y de longitud infinita.

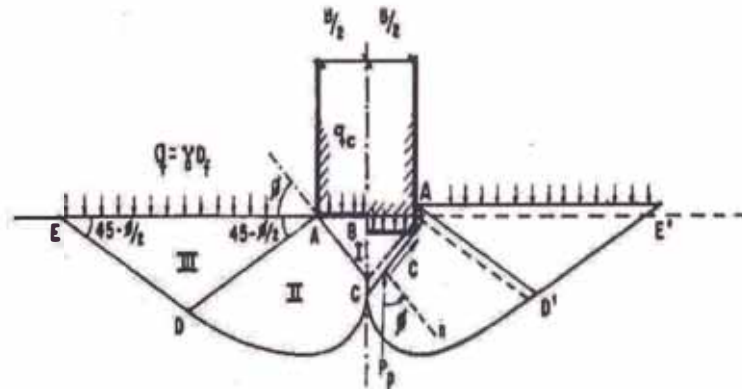


Figura 1.2. Mecanismo de falla de una cimentación superficial y continua.

Fuente: Terzagui, 1943.

La penetración del cimiento en el terreno solo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración. Éstas comprenden el efecto de la cohesión y fricción en la superficie AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado actuante en dichas superficies. Según esto, se presentan tres tipos de mecanismos de falla según la compacidad del suelo de cimentación. Así tenemos:

Falla por Corte General. Presenta un patrón de falla bien definido (cuña de suelo y dos superficies de deslizamiento) lo que genera un levantamiento de la superficie del terreno adyacente a la zapata, la cual también puede rotar inclinándose. Generalmente ocurre en suelos incompresibles, suelos granulares densos y cohesivos de consistencia dura a rígida.

Falla por Corte Local. Su patrón de falla sólo está bien definido debajo de la zapata, por lo cual no se producirá un colapso catastrófico de la zapata ni una rotación de la misma. El terreno se plastifica en los bordes y por debajo de la zapata sin que lleguen a formarse fallas en la superficie.

Falla por Punzonamiento. En este caso el patrón de falla no es fácil de observar porque a medida que se incrementa la carga se comprime el suelo. Este tipo de falla se produce en arenas muy sueltas o en suelos cohesivos blandos o muy blandos.

1.1.5 Modo de Falla en Arenas. Criterio de Vesic

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La figura 1.3 muestra esta relación, donde:

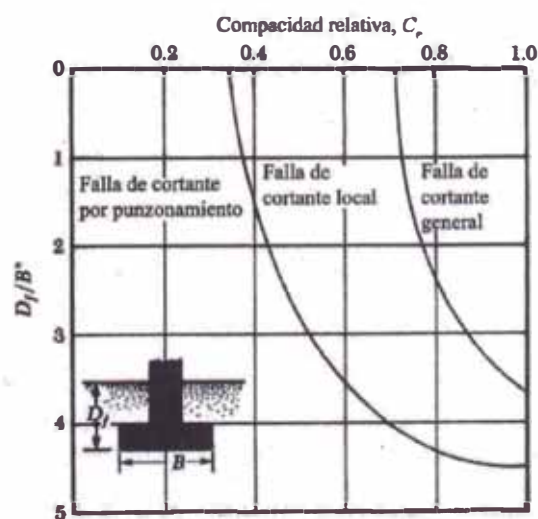


Figura 1.3. Modos de falla en cimentaciones sobre arenas según Vesic.

Fuente: Das, 2001.

C_r : Compacidad relativa de la arena.

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.

También se define B^* , tal que: $B^* = \frac{2BL}{B+L}$

En cimentaciones cuadradas y circulares $B^* = B$.

1.1.6 Deducción de la expresión de Capacidad de Carga

Se puede considerar la capacidad de carga última (q_u) de una cimentación superficial como la suma de los aportes por sobrecarga del terreno (q_q), por cohesión (q_c) y por peso unitario (q_γ). En ese sentido, podemos establecer la siguiente relación:

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (I)$$

Dichos aportes serán calculados mediante el principio de superposición, para los siguientes casos:

Para el cálculo de q_q : $q \neq 0$; $\gamma = 0$; $c = 0$

Para el cálculo de q_c : $c \neq 0$; $q = 0$; $\gamma = 0$

Para el cálculo de q_γ : $\gamma \neq 0$; $q = 0$; $c = 0$

Cálculo del aporte a la capacidad de carga última por sobrecarga q_q . En la figura 1.4, se muestran los diagramas de cuerpo libre de las fuerzas actuantes para el caso de $q \neq 0$; $c = 0$ y $\gamma = 0$.

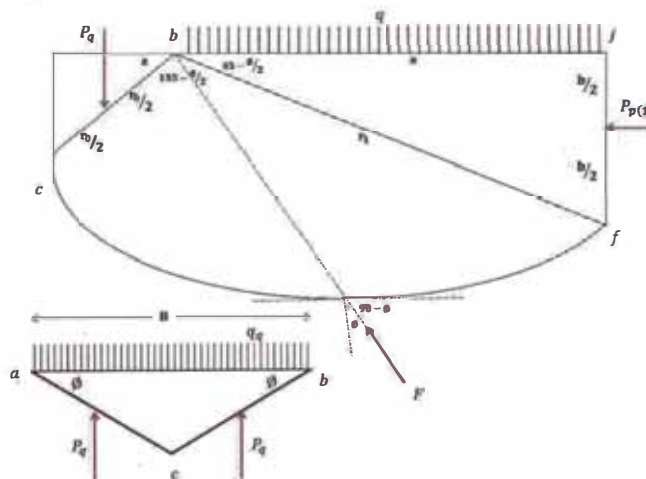


Figura 1.4. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_q .

Fuente: Adaptado de Das, 2009.

Para una cimentación con $L = 1$ y ancho igual a B , por equilibrio en el triángulo abc , tenemos: $q_q \times (B \times 1) = 2P_q$

$$q_q = \frac{2}{B} P_q \quad (II)$$

Debido a la propiedad geométrica de la espiral logarítmica: $r = r_0 e^{(\tan \phi)\theta}$, en la cual se cumple que el ángulo formado entre la línea radial y la tangente en cualquier punto es constante e igual a $90 - \phi$ (Propiedad cuya demostración se ilustra en el Anexo 10), y tomando en cuenta que las fuerzas de fricción forman un ángulo igual a ϕ respecto a la normal; se puede asegurar que todas las fuerzas de fricción aplicadas al arco de espiral cf se ubican sobre la línea radial e inciden sobre su centro b . Aplicando momentos respecto al centro b , tenemos:

$$P_q \cdot \frac{B}{4} = (q \cdot a) \cdot \frac{a}{2} + P_{p(1)} \cdot \frac{b}{2} \quad (III)$$

$$\text{Del triángulo } abc: r_0 = \frac{B}{2} \cdot \sec \phi$$

$$\text{Por la definición de espiral logarítmica: } r_1 = r_0 e^{(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}$$

$$\text{Del triángulo } bjf: a = r_1 \cos(45 - \phi/2) \text{ y } b = r_1 \sin(45 - \phi/2)$$

$$\text{La fuerza pasiva de Rankine: } P_{p(1)} = q K_p b = q b \cdot \tan^2(45 + \phi/2)$$

Reemplazando estas expresiones en (III), tenemos:

$$P_q \frac{B}{4} = \frac{1}{2} q \cdot r_1^2 \cdot \cos^2(45 - \phi/2) + \frac{1}{2} q \cdot \tan^2(45 + \phi/2) \cdot r_1^2 \cdot \sin^2(45 - \phi/2)$$

$$P_q B = q \cdot r_1^2 \left[\frac{\cos^2(45 - \phi/2) + \tan^2(45 + \phi/2) \cdot \sin^2(45 - \phi/2)}{2 \cos^2(45 - \phi/2)} \right]$$

$$P_q = \frac{1}{B} \cdot q \cdot r_1^2 \cdot 2 \cos^2(45 - \phi/2) \quad (IV)$$

$$\text{Reemplazando (IV) en (II): } q_q = \frac{2}{B} \cdot \frac{1}{B} \cdot q \cdot r_1^2 \cdot 2 \cos^2(45 - \phi/2)$$

Como $r_1^2 = \frac{B^2}{4} \sec^2 \phi e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}$, reemplazamos:

$$q_q = q e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi} \frac{\sec^2 \phi \cos^2(45 - \phi/2)}{\frac{1}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}} = q \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$\text{Definimos el factor de capacidad de carga por sobrecarga: } N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

Por lo tanto:

$$q_q = q N_q$$

Cálculo del aporte a la capacidad de carga última por cohesión q_c . En la

figura 1.5 se muestran los diagramas de cuerpo libre de las fuerzas actuantes para el caso de $c \neq 0$; $\gamma = 0$ y $q = 0$.

Al hacer $c \neq 0$, se debe de considerar en el análisis la fuerza de cohesión entre las superficies de la cara plana bc y el arco de espiral logarítmica cf .

Por equilibrio, en el triángulo abc :

$$q_c \times (B \times 1) = 2P_c + 2c \operatorname{sen} \phi \times \left(\frac{1}{2} B \sec \phi\right) = 2P_c + cB \operatorname{sen} \phi \sec \phi$$

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_c + cB \operatorname{sen} \phi \sec \phi) \quad (V)$$

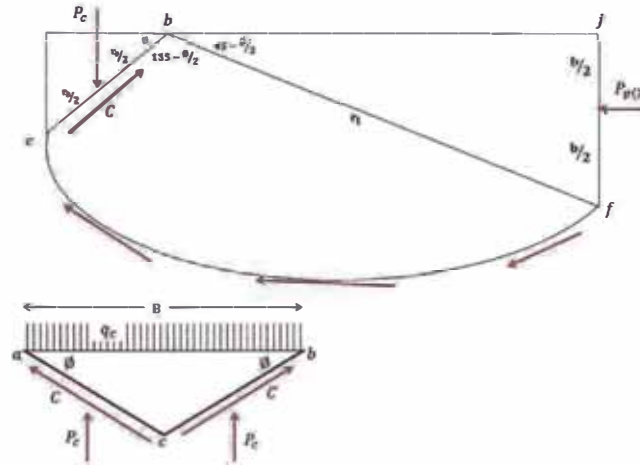


Figura 1.5. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_c .

Fuente: Adaptado de Das, 2009.

Aplicando momentos respecto a b : $P_c \times \frac{B}{4} = P_{p(2)} \times \frac{b}{2} + M_c$

Donde M_c es el momento de las fuerzas de cohesión alrededor del arco de espiral logarítmica cf , respecto a b .

$$M_c = \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2)$$

Reemplazando, tenemos: $P_c \times \frac{B}{4} = P_{p(2)} \times \frac{b}{2} + \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2)$ (VI)

De la figura y haciendo $m = e^{(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}$, tenemos:

$$b = \frac{1}{2} B m \sec \phi \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\phi}{2}\right); r_1 = \frac{B}{2} m \sec \phi \text{ y } r_0 = \frac{B}{2} \sec \phi$$

Fuerza pasiva de Rankine $P_{p(2)}$: $P_{p(2)} = 2c \sqrt{K_p} b = 2cb \tan(45 + \phi/2)$

Reemplazando estos valores en (VI):

$$P_c \times \frac{B}{4} = 2cb \tan(45 + \phi/2) \times \frac{b}{2} + \frac{c}{2 \tan \phi} \left(\frac{B^2}{4} m^2 \sec^2 \phi - \frac{B^2}{4} \sec^2 \phi\right)$$

$$P_c \times \frac{B}{4} = cb^2 \tan(45 + \phi/2) + \frac{cB^2 \sec^2 \phi}{8 \tan \phi} (m^2 - 1)$$

Como $b^2 = \frac{1}{4} B^2 m^2 \sec^2 \phi \operatorname{sen}^2(45 - \phi/2)$

$$P_c \times \frac{B}{4} = \frac{1}{4} c B^2 m^2 \underbrace{\sec^2 \phi \operatorname{sen}^2(45 - \phi/2) \tan(45 + \phi/2)}_{\frac{\sec \phi}{2}} + \frac{cB^2 \sec^2 \phi}{8 \tan \phi} (m^2 - 1)$$

Luego:

$$P_c = \frac{cB m^2 \sec \phi}{2} + \frac{cB \sec^2 \phi}{2 \tan \phi} (m^2 - 1) \quad (VII)$$

Reemplazando (VII) en (V):

$$q_c = \frac{1}{B} \left(cB m^2 \sec\phi + cB \frac{\sec^2\phi}{\tan\phi} (m^2 - 1) + cB \sin\phi \sec\phi \right)$$

$$q_c = c \left(m^2 \sec\phi + \frac{\sec^2\phi}{\tan\phi} m^2 - \frac{\sec^2\phi}{\tan\phi} + \sin\phi \sec\phi \right)$$

$$q_c = c \left[m^2 \left(\frac{\sec\phi + \frac{\sec^2\phi}{\tan\phi}}{\cot\phi} \right) - \left(\frac{\sec^2\phi}{\tan\phi} - \sin\phi \sec\phi \right) \right]$$

$$\text{Como: } m = e^{(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}, \text{ entonces: } q_c = c \left[\cot\phi \left(\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right) \right]$$

Definimos factor de capacidad de carga por cohesión:

$$N_c = \cot\phi \left(\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right)$$

$$\text{Notar que: } N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}, \text{ entonces } N_c = \cot\phi(N_q - 1)$$

Por lo tanto

$$q_c = c N_c$$

Cálculo del aporte a la capacidad de carga última por peso q_γ . En la figura

1.6, se muestran los diagramas de cuerpo libre de las fuerzas actuantes para el caso de $\gamma \neq 0$; $q = 0$ y $c = 0$.

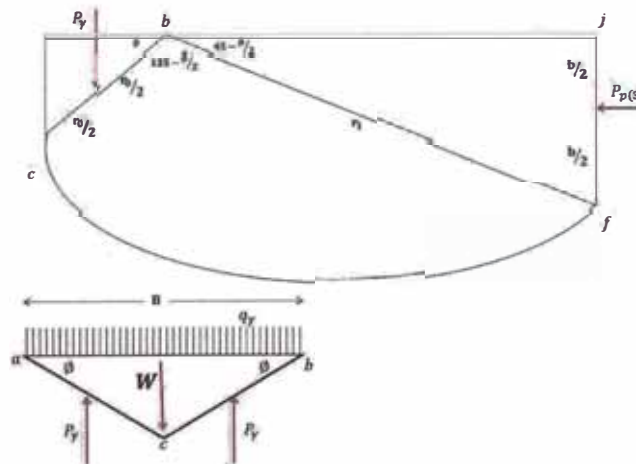


Figura 1.6. Fuerzas consideradas para el cálculo de q_γ .

Fuente: Adaptado de Das, 2009.

$$\text{En el triángulo } abc, \text{ por equilibrio: } q_\gamma \times (B \times 1) + W = 2P_\gamma$$

Donde $W = \frac{(Area)}{\frac{1}{4}B^2 \tan \phi} \times (1) \times \gamma = \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi$. Reemplazando tenemos:

$$q_\gamma = \frac{2}{B} P_\gamma - \frac{1}{4} \gamma B \tan \phi \quad (VIII)$$

Siendo la fuerza pasiva $P_\gamma = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{p\gamma}$. Del triángulo abc : $h = \frac{1}{2} B \tan \phi$,

reemplazando tenemos:

$$P_\gamma = \frac{1}{2} \gamma \times \frac{1}{4} B^2 \tan^2 \phi \times K_{p\gamma} \quad (IX)$$

Reemplazando (IX) en (VIII):

$$q_\gamma = 2 \left(\frac{1}{2} \gamma \times \frac{1}{4} B^2 \tan^2 \phi \times K_{p\gamma} \right) - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi = \frac{2}{B} \left(\frac{1}{2} \gamma \times \frac{1}{4} B^2 \tan^2 \phi \times K_{p\gamma} \right) - \frac{1}{4} \gamma B \tan \phi$$

$$q_\gamma = \gamma \frac{1}{4} B \tan^2 \phi K_{p\gamma} - \frac{1}{4} \gamma B \tan \phi = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{K_{p\gamma}}{2 \cot^2 \phi} - \frac{\tan \phi}{2} \right)$$

Donde $K_{p\gamma}$ es el coeficiente de empuje pasivo.

Kumbhojkar (1993), propone para el factor de capacidad de carga por peso

unitario lo siguiente: $N_\gamma = \frac{K_{p\gamma}}{2 \cot^2 \phi} - \frac{\tan \phi}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cot \phi} - 1 \right) \tan \phi$

Por lo tanto:
$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Finalmente, reemplazando las expresiones obtenidas para q_q ; q_c y q_γ en (I), se

obtiene:

$$q_u = q N_q + c N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

La cual es la expresión básica para el cálculo de la capacidad de carga última q_u en una cimentación corrida, donde N_q ; N_c y N_γ son los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción del suelo ϕ (Ver Anexo 11).

1.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR CORTE

1.2.1 Método de Terzagui

Terzagui (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales rugosas. Así tenemos la siguiente expresión:

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Para cimentaciones no corridas, tenemos:

Cimentaciones cuadradas : $q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$

Cimentaciones circulares : $q_u = 1.3 N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$

Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1) \quad N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi'}{2} \right) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cot \phi'} - 1 \right) \tan \phi'$$

Para cimentaciones que presentan el mecanismo de falla por corte local:

Cimentación corrida $q_u = 0.667 c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$

Cimentación cuadrada $q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$

Cimentación circular $q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma$

Donde los valores de N'_c ; N'_q ; N'_γ son los factores de capacidad de carga modificada calculables reemplazando ϕ' por $\bar{\phi}' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \phi'\right)$.

1.2.2 Método de Meyerhof

Meyerhof (1951, 1963), fue el primero en ampliar el estudio del problema a casos más generales considerando factores de corrección para zapatas de dimensiones finitas, carga aplicada inclinada y por profundidad. Así tenemos la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{c' N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma}{}$$

Factores de capacidad de carga

$$\left[\bar{N}_c = \cot \phi' (N_q - 1) \right] \quad \left[N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \right] \quad \left[N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi') \right]$$

Factores de forma

Para $\phi' = 0$: $s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B^*}{L^*} \right)$ $s_q = s_\gamma = 1$

Para $\phi' \geq 10$: $s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B^*}{L^*} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B^*}{L^*} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Las dimensiones efectivas de una zapata $B \times L$, se calculan así:

$$B^* = B - 2e_B$$

$$L^* = L - 2e_L$$

Donde:

B^* y L^* : Ancho y largo efectivo de las zapatas.

e_B y e_L : Excentricidades en la dirección de B y L respectivamente. Generadas cuando las cimentaciones están sometidas a momentos además de la carga vertical debido a los diferentes esfuerzos producidos sobre el suelo por la cimentación.

Factores de profundidad

Para $\phi' = 0$: $d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B^*}$ $d_q = d_\gamma = 1$

Para $\phi' \geq 10$: $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B^*} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B^*} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde D_f es la profundidad de desplante de la cimentación.

Factores de inclinación

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$$

Donde β es la inclinación de la carga respecto a la vertical.

1.2.3 Método de Hansen

Partiendo de la ecuación de Terzagui, Hansen propuso en 1961 una formulación alternativa multiplicando cada uno de sus términos por un conjunto de factores de forma, inclinación de carga y profundidad. Así tenemos:

$$q_u = c' N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Donde:

B^* : Ancho efectivo de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga.

Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1) \quad N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Factores de forma

$$s_c = 1 + (0.2 + \tan^6 \phi') \frac{B^*}{L^*} \quad s_\gamma = 1 - 0.5 (0.2 + \tan^6 \phi') \frac{B^*}{L^*} \quad s_q = s_c - \frac{s_c - 1}{N_q}$$

Factores de profundidad

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} \quad d_\gamma = 1$$

$$\text{Si } D_f \leq B^*: \quad d_c = 1 + 0.35 \frac{D_f}{B^*}$$

$$\text{Si } D_f > B^*: \quad d_c = 1 + \frac{0.35}{\frac{B^*}{D_f} + \frac{0.6}{1 + 7 \tan^2 \phi'}}$$

Factores de inclinación

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A^* \times c \times \cot \phi'} \right]^2 \quad i_\gamma = i_q^2$$

Donde:

H : Es la componente horizontal de la carga aplicada paralela al lado corto de B .

V : Es la componente vertical de la carga aplicada sobre la zapata.

B^* : Ancho efectivo de la zapata.

L^* : Largo efectivo de la zapata.

A^* : Área efectiva de la zapata ($A^* = B^* L^*$).

1.2.4 Método de Vesic

Vesic propuso en 1973 una formulación de la carga de hundimiento empleando las dimensiones reales de la zapata en la ecuación general de la capacidad de carga como en la obtención de los factores correctores. Además consideró el efecto de la compresibilidad del suelo mediante los factores de rigidez r_c, r_q, r_γ .

Así tenemos la siguiente expresión:

$$q_u = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c r_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q r_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma r_\gamma$$

Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1) \quad N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$$

Factores de forma

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad s_q = 1 + \tan \phi' \frac{B}{L} \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad

Para $D \leq B$: $d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$

Para $D > B$: $d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$

Para ambos casos $d_\gamma = 1$.

Factores de inclinación

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H_i}{V + A' c' \cot \phi'} \right)^m \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H_i}{V + A' c' \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

Donde:

$$H_i = H_B, \text{ cuando } H \text{ actúa en dirección paralela a } B \text{ y } m = m_B = \left(\frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \right)$$

$$H_i = H_L, \text{ cuando } H \text{ actúa en dirección paralela a } L \text{ y } m = m_L = \left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right)$$

En la figura 1.7 si H actúa no paralela a B y L : $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

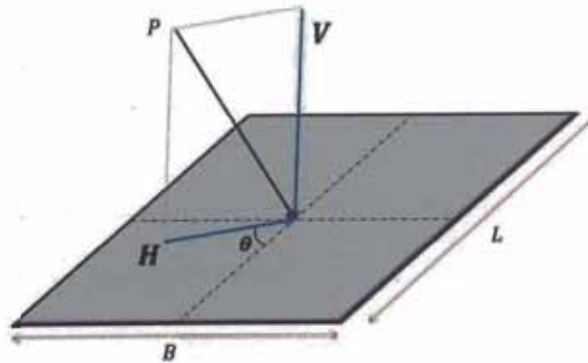


Figura 1.7. Carga H inclinada respecto a ejes de zapata.

Fuente: Elaboración propia.

Factores de inclinación de la base de la zapata

$$b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \tan\phi'} \quad b_q = b_\gamma = (1 - \nu \tan\phi')^2$$

Donde ν es el ángulo de inclinación de la base en sentido anti horario.

Factores de inclinación de la base del terreno

$$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan\phi'} \quad g_q = g_\gamma = (1 - \tan\beta)^2$$

Donde β es el ángulo de inclinación del terreno en sentido horario.

Factores de rigidez del suelo

Para el cálculo de estos factores, Vesic (1973) define los siguientes índices:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\mu)(C'+q'\tan\phi')} \quad I_{cr} = \frac{1}{2} \exp\left[\left(3.30 - 0.45\frac{B}{L}\right) \cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]$$

Donde:

I_r : Índice de rigidez del suelo a una profundidad $B/2$.

I_{cr} : Índice de rigidez crítico del suelo.

E : Módulo de elasticidad del suelo.

μ : Módulo de Poisson.

C' : Cohesión.

q' : Presión efectiva a $B/2$ por debajo de la cimentación.

ϕ' : Ángulo de fricción interna.

Para $I_r \geq I_{cr}$: $r_c = r_q = r_\gamma = 1$

Para $I_r < I_{cr}$: $r_\gamma = r_q = \exp\left[\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right) \tan\phi' + 3.07 \left(\frac{\tan\phi' \log 2I_r}{1 + \tan\phi'}\right)\right]$

$$\text{Si } \phi' = 0 : r_c = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.60 \log I_r$$

$$\text{Si } \phi' > 0 : r_c = r_q - \frac{1-r_q}{N_q \tan\phi'}$$

1.2.5 Corrección de las Ecuaciones por Nivel Freático

Se considera una corrección por nivel freático en las ecuaciones de capacidad de carga última por corte, según se cumpla algunos de los siguientes casos mostrados en las figuras 1.8 y 1.9. Definiendo a p como profundidad del nivel freático, D_f como profundidad de desplante de la cimentación y B como el ancho de la cimentación, tenemos:

Caso 1: $p = 0$. La ecuación resulta: $q_u = c' N_c + \gamma' D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

γ' : Peso específico saturado del suelo.

γ : Peso específico del suelo

Caso 2: $p = D_f$. La ecuación resulta: $q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

Caso 3: $p = D_f + B$. La ecuación resulta: $q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Caso 4: $0 < p < D_f$. La ecuación resulta: $q_u = c' N_c + R_w \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

Donde $R_w = 1 - 0.5 \left(\frac{D_f - p}{D_f} \right)$

Caso 5: $D_f < p < D_f + B$. Se tiene: $q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + R'_w \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

Donde $R'_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{p - D_f}{B} \right)$

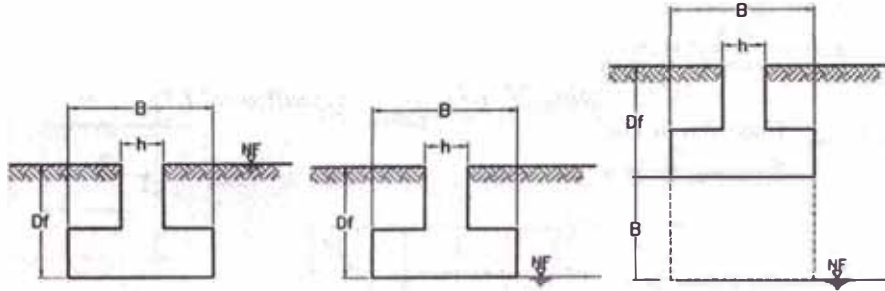


Figura 1.8. Corrección por Nivel Freático. Casos 1, 2 y 3.

Fuente: Atala, 2000.

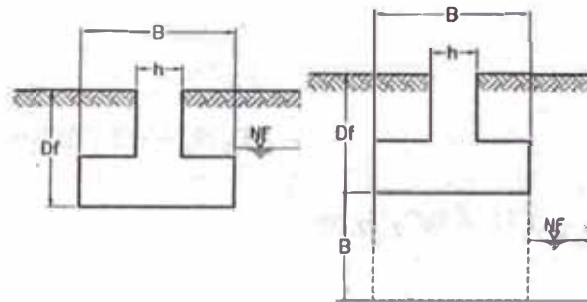


Figura 1.9. Corrección por Nivel Freático. Casos 4 y 5.

Fuente: Atala, 2000.

1.2.6 Factor de Seguridad

La capacidad de carga admisible por corte para cimentaciones superficiales es igual a la capacidad de carga última entre el factor de seguridad global. Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, en su Artículo 16.a, el Factor de Seguridad mínimo frente a una falla por corte es igual a 3.0 para cargas estáticas.

1.3 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR ASENTAMIENTOS

El asentamiento admisible de una cimentación superficial puede controlar la capacidad de carga admisible, de tal forma que la capacidad de carga admisible será el menor valor que resulte al calcular la carga admisible por corte y la capacidad de carga admisible por asentamiento.

1.3.1 Capacidad de carga admisible para un asentamiento de 1"

Se basan en determinar la Capacidad de Carga Admisible para un asentamiento máximo de 1" en una estructura dada. Mencionaremos los siguientes métodos:

Método de Peck, Hanson y Thornburn. Se propone una relación entre la capacidad de carga admisible en función de la resistencia del SPT corregida para un asentamiento de 2.5 cm sin corrección por nivel freático. Estos valores corresponden a las líneas horizontales de la parte derecha de los diagramas mostrados en la figura 1.10.

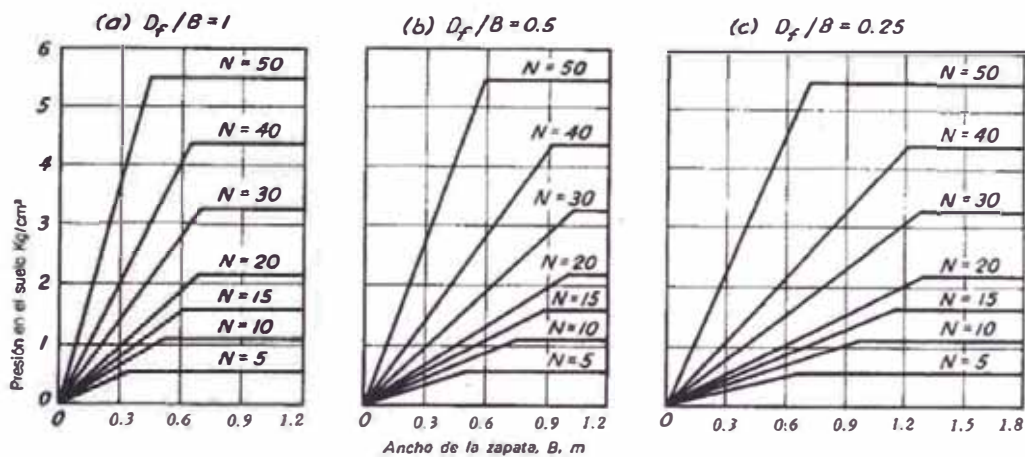


Figura 1.10. Capacidad de carga admisible para asentamiento de 2.5cm.

Fuente: Peck, Hanson y Thornburn, 1983.

Para el cálculo del factor de corrección por nivel freático se presentan tres casos:

$$\text{Si } D_w \geq D_f + B \quad , \quad C_w = 1.0$$

$$\text{Si } D_w \leq D_f \quad , \quad C_w = 0.5$$

$$\text{Si } D_f < D_w < D_f + B \quad , \quad C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B}$$

Donde:

B : Ancho de cimentación.

D_w : Profundidad de nivel freático, medido desde el nivel de terreno.

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.

Método de Terzagui y Peck. Según la figura 1.11, se propone una relación entre la capacidad de carga admisible y la resistencia del SPT para un asentamiento de 1".

Método de Collopy. Según la figura 1.12, se propone una relación entre la carga aplicada a la zapata, la resistencia del SPT y del ancho de zapata, para un asentamiento de 1".

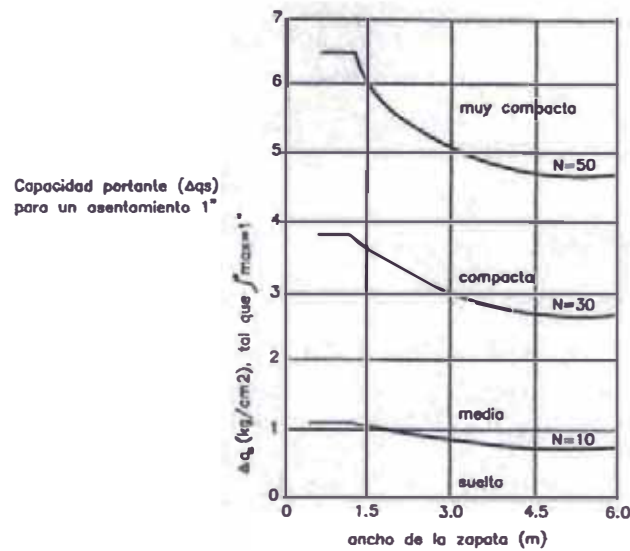


Figura 1.11. Capacidad de carga admisible para asentamiento de 1".

Fuente: Terzagui y Peck, 1948.

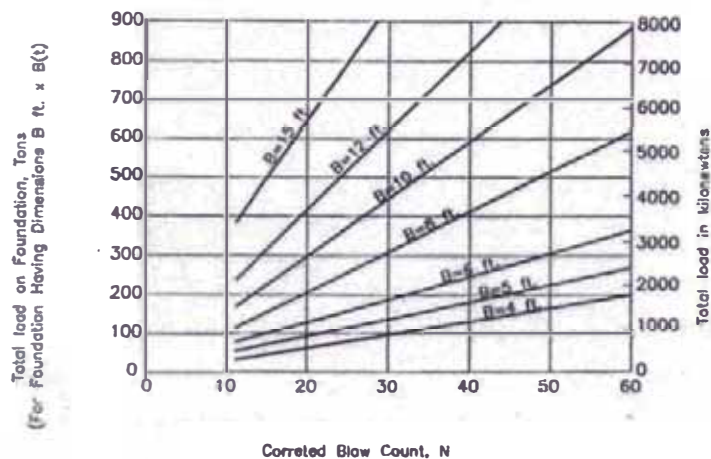


Figura 1.12. Ancho de zapata para 1" de asentamiento.

Fuente: Atala, 2000.

1.3.2 Método de Bowles

Bowles (1977) propuso una forma modificada de las ecuaciones para la capacidad de carga neta admisible planteadas por Meyerhof, en función del asentamiento tolerable y la profundidad de desplante de la cimentación.

$$\text{Para } B \leq 1.22m \quad : \quad q_{neta (adm)} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 19.16 (N_1)_{60} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

$$\text{Para } B > 1.22m \quad : \quad q_{neta (adm)} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 11.98 (N_1)_{60} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

Donde:

S_e : Asentamiento tolerable (mm)

$(N_1)_{60}$: Resistencia SPT corregida por equipo y por sobrecarga.

F_d : Factor de profundidad $F_d = 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$

$q_{neta (adm)}$: Presión neta admisible, definida como:

$$q_{neta (adm)} = q_{adm} - \gamma D_f$$

El valor de diseño de la resistencia de $(N_1)_{60}$ debe determinarse tomando en cuenta los valores de $(N_1)_{60}$ hasta una profundidad de $2B$ a $3B$ medida desde el fondo de la cimentación. Muchos ingenieros son también de la opinión de que el valor de $(N_1)_{60}$ debe reducirse algo si el nivel del agua freática está cercano a la cimentación, sin embargo Braja Das (1999) cree que esta reducción no es requerida porque la resistencia SPT refleja la localización del nivel de agua freática.

1.4 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN SUELOS GRANULARES

El asentamiento inmediato o elástico de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. En suelos granulares la expulsión del agua de poro de los espacios vacíos se da inmediatamente, por lo cual el asentamiento por consolidación no es considerado y es una buena aproximación considerar el asentamiento total igual al asentamiento elástico. Para el cálculo de estos asentamientos inmediatos consideraremos tres grupos de expresiones:

Métodos basados en la correlación con el SPT: Meyerhof, Peck- Bazaraa y Burland-Burbidge.

Métodos basados en la teoría de la elasticidad: Bowles y Mayne-Poulos.

Métodos basados en el factor de influencia: Schmertmann-Hartmann.

1.4.1 Método de Meyerhof

Al realizar la comparación entre los asentamientos diseñados y observados para algunas estructuras, Meyerhof (1965) propone revisar las expresiones anteriores propuestas por otros investigadores. Así tenemos:

Para $B \leq 1.22 \text{ m}$:
$$S_e = C_w C_D \frac{1.25 q}{N_{60}}$$

Para $B > 1.22 \text{ m}$:
$$S_e = C_w C_D \frac{2q}{N_{60}} \left(\frac{B}{B+0.30} \right)^2$$

Donde:

S_e : Asentamiento elástico en mm.

q : Presión neta aplicada en kN/m².

N_{60} : Resistencia SPT corregida por equipo.

Factor de corrección por profundidad de desplante: $C_D = 1 - \frac{D_f}{4B}$

Factor de corrección por nivel freático. Definiendo a x como la profundidad de nivel freático bajo la base de la cimentación, tenemos:

$$C_w = 1 \quad , \text{ si } x \geq 2B$$

$$C_w = 2 \quad , \text{ si } x \leq B$$

$$C_w = 3 - \frac{x}{B} \quad , \text{ si } B < x < 2B$$

El valor de N_{60} se toma como el promedio de N_{60} hasta una profundidad de $3B$ a $4B$ bajo la cimentación.

1.4.2 Método de Peck y Bazaraa

La expresión original de Terzagui y Peck al ser comparada con mediciones de campo, resultó ser bastante conservadora. Reconociendo este hecho, Peck y Bazaraa (1969) propusieron la siguiente expresión:

$$S_e = C_w C_D \frac{2q_0}{(N_1)_{60}} \left(\frac{B}{B + 0.30} \right)^2$$

Donde:

S_e : Asentamiento elástico en mm

q_0 : Presión neta aplicada en kN/m²

$(N_1)_{60}$: Resistencia SPT corregida por equipo y sobrecarga.

Factor de corrección por nivel freático: $C_w = \frac{\sigma_{0.5B}}{\sigma'_{0.5B}}$

Factor de corrección por profundidad: $C_D = 1 - 0.40 \left(\gamma \frac{D_f}{q} \right)^{0.5}$

Donde:

$\sigma'_{0.5B}$: Esfuerzo vertical efectivo a $0.5B$ bajo la cimentación.

$\sigma_{0.5B}$: Esfuerzo vertical total a $0.5B$ bajo la cimentación.

γ : Peso unitario del suelo en kN/m³.

Resistencia del SPT corregida por sobrecarga del terreno:

$$\text{Si } \sigma' \leq 75 \text{ kN/m}^2; \quad (N_1)_{60} = \frac{4 N_{60}}{1 + 0.04\sigma'}$$

$$\text{Si } \sigma' > 75 \text{ kN/m}^2; \quad (N_1)_{60} = \frac{4 N_{60}}{3.25 + 0.01\sigma'}$$

1.4.3 Método de Burland y Burbidge

En 1985, Burland y Burbidge presentaron un método para calcular el asentamiento elástico en suelos granulares usando N_{60} (Resistencia del SPT corregida por equipo).

Ajuste de la resistencia de penetración estándar de campo $N_{60(\alpha)}$. En el caso que se presente un terreno de arena fina o limosa con una resistencia SPT corregida por equipo $N_{60} > 15$ y bajo el nivel freático, entonces ajustar N_{60} mediante la siguiente expresión: $N_{60(\alpha)} \approx 15 + 0.5(N_{60} - 15)$

Profundidad de influencia del esfuerzo (z'):

Caso 1. Si N_{60} (o $N_{60(\alpha)}$) es aproximadamente constante o se incrementa con la profundidad: $\frac{z'}{B_R} = 1.4 \left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75}$

Donde:

B_R : Ancho de cimentación patrón de 0.30m.

B : Ancho de la cimentación analizada en m.

z' : Profundidad de influencia del esfuerzo bajo el nivel de cimentación.

Caso 2. Si N_{60} (o $N_{60(\alpha)}$) decrece con la profundidad: $z' = \text{Mínimo} \{2B; z''\}$

Donde z'' es la distancia entre la base de la cimentación al suelo rígido.

Factor de corrección por profundidad (α): $\alpha = \frac{D_f}{z'} \left(2 - \frac{D_f}{z'}\right) \leq 1.0$

Asentamiento elástico para suelo normalmente consolidado

$$\frac{S_e}{B_R} = 0.14\alpha \left[\frac{1.71}{(\overline{N_{60}} \text{ o } \overline{N_{60(\alpha)}})^{1.4}} \right] \left[\frac{1.25 \frac{L}{B}}{0.25 + \frac{L}{B}} \right]^2 \left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7} \left(\frac{q_0}{p_a}\right)$$

Donde:

L : Longitud de la cimentación.

$\overline{N_{60}}$: Promedio de valores N_{60} dentro de la profundidad de influencia.

q_0 : Carga neta aplicada al nivel de la cimentación en $\frac{kN}{m^2}$.

p_a : Presión atmosférica igual a $100 \frac{kN}{m^2}$.

1.4.4 Método de Bowles

Basándose en la Teoría de la Elasticidad, Bowles (1987) propuso una expresión para estimar el asentamiento elástico en una cimentación flexible. Resolviendo dicha expresión, tenemos:

$$S_e = q_0 (\alpha B) \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

En cimentación rígida: $S_e(\text{rígida}) = 0.93 S_e$

Donde:

q_0 : Presión neta sobre la cimentación.

μ_s : Relación de Poisson del suelo.

E_s : Módulo de elasticidad promedio de $z = 0$ a $z = 4B$.

En el centro de la cimentación : $B' = \frac{B}{2}$; $\alpha = 4$; $m = \frac{L}{B}$; $n = \frac{H}{B/2}$

En la esquina de la cimentación : $B' = B$; $\alpha = 1$; $m = \frac{L}{B}$; $n = \frac{H}{B}$

Factor de Forma (Steinbrenner, 1934): $I_s = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} \frac{n}{2\pi} \arctan A_2$

$$A_0 = m \operatorname{Ln} \left[\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right] \quad A_1 = \operatorname{Ln} \left[\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{1 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right]$$

$$A_2 = \frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}$$

Factor de Profundidad (Fox, 1948): $I_f = \frac{\sum_{i=1}^5 \beta_i Y_i}{(\beta_1 + \beta_2) Y_1}$

Factores β_i :

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 3 - 4\mu & \beta_2 &= 5 - 12\mu + 8\mu^2 & \beta_3 &= -4\mu (1 - 2\mu) \\ \beta_4 &= -1 + 4\mu - 8\mu^2 & \beta_5 &= -4 (1 - 2\mu)^2 \end{aligned}$$

Factores Y_i :

$$Y_1 = L \ln \left(\frac{R_4 + B}{L} \right) + B \ln \left(\frac{R_4 + L}{B} \right) - \left(\frac{R_4^3 - L^3 - B^3}{3LB} \right)$$

$$Y_2 = L \ln \left(\frac{R_3 + B}{R_1} \right) + B \ln \left(\frac{R_3 + L}{R_2} \right) - \left(\frac{R_3^3 - R_2^3 - R_1^3 + R^3}{3LB} \right)$$

$$Y_3 = \frac{R^2}{L} \ln \left[\frac{(B + R_2) R_1}{(B + R_3) R} \right] + \frac{R^2}{B} \ln \left[\frac{(L + R_1) R_2}{(L + R_3) R} \right]$$

$$Y_4 = \frac{R^2 (R_1 + R_2 - R_3 - R)}{LB} \quad Y_5 = R \arctan \left(\frac{LB}{R R_3} \right)$$

Donde:

$$\begin{aligned} R &= 2D_f & R_1 &= \sqrt{L^2 + R^2} & R_2 &= \sqrt{B^2 + R^2} \\ R_3 &= \sqrt{L^2 + B^2 + R^2} & R_4 &= \sqrt{L^2 + B^2} \end{aligned}$$

En el caso de suelos no homogéneos, el módulo de elasticidad se determina mediante el promedio ponderado de los módulos de elasticidad por cada estrato del suelo desde la base de cimentación hasta la profundidad de influencia. Para relacionar el módulo de elasticidad con la Resistencia SPT, Bowles recomienda asumir $E_s = 500 (N_{60} + 15) \text{ kN/m}^2$.

1.4.5 Método de Mayne y Poulos

Maye y Poulos (1999), presentaron una fórmula mejorada que considera la rigidez de la cimentación, la profundidad de desplante y la variación del módulo de elasticidad del suelo con la profundidad. Para la aplicación de estas expresiones, se define el diámetro equivalente B_e :

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$$

Donde:

B : Ancho de la cimentación.

L : Largo de la cimentación.

El asentamiento elástico se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_e = \frac{q_0 B_e I_G I_R I_E (1 - \mu_s^2)}{E_0}$$

Factor de corrección por rigidez del cimient: $I_R = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_0 + \frac{B_e k}{2}} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3}$

Donde:

t : Espesor de la cimentación.

E_f : Módulo de elasticidad del material (Concreto $E = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$).

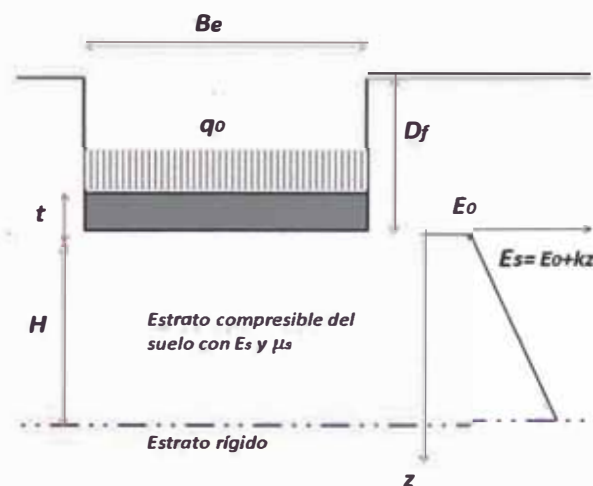


Figura 1.13. Parámetros generales del Método de Mayne y Poulos.

Fuente: Adaptado de Das, 2004.

La variación de la elasticidad respecto a la profundidad es controlada por medio

del factor k , en la expresión $k = \frac{E_s - E_0}{z}$

Donde:

E_0 : Módulo de elasticidad del suelo a una profundidad $z = 0$.

E_s : Módulo de elasticidad del suelo a una profundidad $z = H$.

Según Braja Das (2009), H se considera a una profundidad entre $3B - 4B$ bajo la cimentación.

Factor de corrección por desplante: $I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) \left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)}$

Factor de influencia por variación del Módulo de Elasticidad: La National Cooperative Highway Research Program (2007), propone la siguiente expresión:

$$I_G = \frac{1}{\frac{0.56}{\beta_G^{0.8}} + \left(1 + \frac{0.235}{H/B_e}\right)^2}$$

1.4.6 Método de Schmertmann y Hartman

Schmertmann y Hartman propusieron en 1978 la siguiente expresión:

$$S_e = c_1 c_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

Donde:

Factor de corrección por profundidad: $c_1 = 1 - 0.5 \frac{q}{\bar{q} - q}$

Factor de corrección por flujo plástico: $c_2 = 1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{t}{0.1}\right)$

t : Tiempo en años

\bar{q} : Presión aplicada al nivel de la cimentación.

q : Sobrecarga ($q = \gamma D_f$).

I_z : Factor de Influencia de la deformación unitaria.

E_s : Módulo de elasticidad en kg/cm².

Para cimentaciones cuadradas Si $0 \leq z \leq 0.5B$: $I_z = 0.1 + 0.8 \left(\frac{z}{B}\right)$

$$\text{Si } 0.5B \leq z \leq 2B : I_z = 0.667 - 0.333 \left(\frac{z}{B}\right)$$

Debe evaluarse la variación del módulo de elasticidad respecto a la profundidad la cual puede realizarse con la resistencia SPT a diferentes estratos. La suma de los asentamientos de cada uno de los estratos es igual a S_e .

1.5 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR SISMO

1.5.1 Metodo de Richards y Elms

Las cimentaciones superficiales pueden fallar durante los eventos sísmicos. Richards, Elms y otros (1993) desarrollaron una teoría de capacidad de carga por efectos sísmicos en suelos granulares, mediante la siguiente expresión:

$$q_{uE} = q N_{qE} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma E}$$

Donde:

q_{uE} : Capacidad de carga última en condiciones sísmicas.

N_{qE} : Equivalente al N_q en condiciones sísmicas.

$N_{\gamma E}$: Equivalente al N_{γ} en condiciones sísmicas.

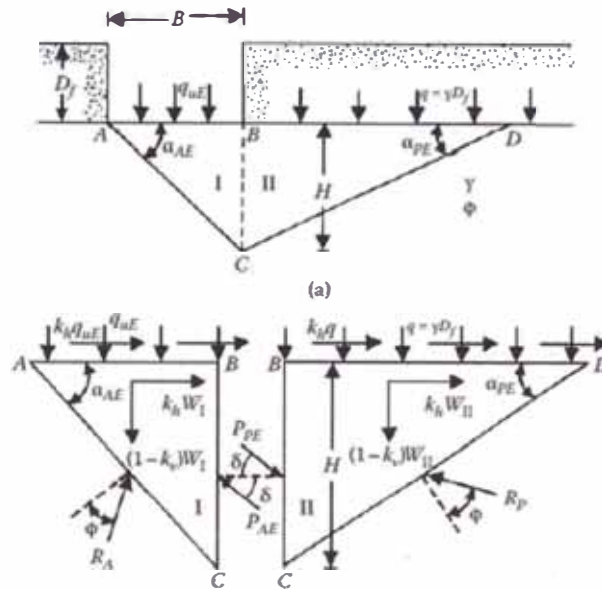


Figura 1.14. Capacidad de carga de suelo arenoso en condiciones sísmicas.

Fuente: Das, 2009

Siendo α_{AE} y α_{PE} los ángulos de falla en las condiciones activa y pasiva en condiciones sísmicas respectivamente, tenemos:

$$\alpha_{AE} = \alpha + \text{atan} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2 \alpha)[1 + \tan(\delta + \theta) \cot \alpha]} - \tan \alpha}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan \alpha + \cot \alpha)} \right\}$$

$$\alpha_{PE} = -\alpha + \text{atan} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2 \alpha)[1 + \tan(\delta - \theta) \cot \alpha]} + \tan \alpha}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan \alpha + \cot \alpha)} \right\}$$

Donde:

δ : Angulo de fricción entre las superficies en BC . Se asume $\delta = \phi/2$.

ϕ : Angulo de fricción interna.

Además se definen: $\theta = \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$ y $\alpha = \phi - \theta$

Coefficientes de aceleración sísmicos horizontal y vertical. En este método se incluyen fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales debidas al evento sísmico. Estas fuerzas se asumen que son proporcionales a la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , expresada en terminos de veces la aceleración g producida por el sismo. Según Suarez Diaz (1998), generalmente se recomienda analizar con carga sísmica la superficie mas crítica identificada, por lo cual la mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero. La magnitud

del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento, lo cual depende de la aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. De la figura 1.14:

k_h : Coeficiente horizontal de aceleración debido al sismo. Considerar un valor de 0.44 la cual es la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años para el Departamento de Lima según Alva y Castillo, 1993 (Ver Anexo 12).

k_v : Coeficiente vertical de aceleración debido al sismo. Considerar $k_v = 0$.

Factores de capacidad de carga en condiciones de sismo:

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad N_{\gamma E} = \tan \alpha_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right)$$

Donde K_{PE} ; K_{AE} son los coeficientes horizontales de empuje pasivo y activo respectivamente.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

1.5.2 Metodo de Budhu y Al- Karni

En 1993, Budhu y Al- Karni propusieron unos factores de capacidad de carga sísmica, los cuales se pueden utilizar para modificar las ecuaciones de capacidad de carga estática ya estudiadas. Por ejemplo, la ecuación de Meyerhof (1963) puede ser modificada para convertirse en una ecuación general que incluya los efectos sísmicos. Para arenas con $C = 0$, tenemos:

$$q_{uE} = q N_q s_q d_q e_q + 0.5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma e_\gamma$$

Donde:

q_{uE} : Capacidad de carga última en condiciones sísmicas.

N_q ; N_γ : Factores de capacidad de carga en condición estática.

s_q ; s_γ : Factores de forma de Meyerhof.

d_q ; d_γ : Factores de profundidad de Meyerhof.

B' : Ancho efectivo de la cimentación.

e_q ; e_γ : Factores de corrección por carga sísmica.

Los factores de corrección por carga sísmica:

$$e_q = (1 - k_v) \exp \left[- \left(\frac{5.3 k_h^{1.2}}{1 - k_v} \right) \right] \quad e_\gamma = \left(1 - \frac{2}{3} k_v \right) \exp \left[- \left(\frac{9 k_h^{1.1}}{1 - k_v} \right) \right]$$

Para ambos métodos la capacidad de carga admisible en condiciones sísmicas resulta del cociente de la capacidad de carga última entre un factor de seguridad global frente a una falla por corte igual a 2.5, según se establece en la Norma E050 Suelos y Cimentaciones, en su Artículo 16.b.

1.6 CORRELACIONES CON LA RESISTENCIA DEL SPT

1.6.1 Corrección de los valores de Resistencia SPT

Con base a las observaciones de campo, se ha estandarizado el número de penetración de campo como una función de la energía entrante de hincado y de su disipación alrededor de la saca muestra hacia el suelo circundante, mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{N E_m E_l E_d E_s}{60}$$

Donde:

N_{60} : Número SPT corregido por condiciones de equipo.

N : Número SPT medido en campo sin corregir.

E_m : Corrección por eficiencia del martillo

E_l : Corrección por longitud de perforación.

E_d : Corrección por diámetro de la perforación.

E_s : Corrección por diámetro interno de la saca muestra.

Para la corrección por eficiencia del martillo consideraremos un estimado de $E_m = 50\%$ por el lado de la seguridad de la cimentación. La variación de los valores de E_m se muestran en el cuadro 1.3. Los valores de E_l , E_s y E_d se muestran en el cuadro 1.4. Para considerar el efecto por sobrecarga del suelo, el valor de N_{60} se afecta por un factor de corrección por sobrecarga mediante la siguiente expresión:

$$N_{1(60)} = N_{60} \cdot C_N$$

Donde:

$N_{1(60)}$: Número SPT corregido por condiciones de equipo y sobrecarga.

C_N : Factor de corrección por sobrecarga tal que $C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \leq 1.7$.

σ_v : Sobrecarga efectiva en kg/cm²

Cuadro 1.3. Variación de E_m por forma de liberación y tipo de martillo.

País	Tipo de Martillo	Liberación del Martillo	E_m
Japón	Donut	Caída libre	0.78
Japón	Donut	Cuerda y polea	0.67
EEUU	Seguridad	Cuerda y polea	0.60
EEUU	Donut	Cuerda y polea	0.45
Argentina	Donut	Cuerda y polea	0.45
China	Donut	Caída libre	0.60
China	Donut	Cuerda y polea	0.50

Fuente: Das, 2004.

Cuadro 1.4. Factores de corrección E_b , E_s y E_d

Longitud	E_l	Diámetro	E_d	Condición	E_s
< 4 m	0.75	60- 120 mm	1.00	Sin tubo saca muestra	1.2
4 m-6 m	0.85	150 mm	1.05	Con tubo saca muestra. Arena suelta	1.0
6 m- 10 m	0.95	200 mm	1.15	Con tubo saca muestra. Arena densa, arcilla	1.0
>10 m	1.00				

Fuente: Skempton, 1986.

1.6.2 Correlación de Terzagui y Peck.

Terzaghi y Peck (1960-1970) correlacionan los valores de SPT con el ángulo de fricción interna y la compacidad relativa en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo (figura 1.15). Si el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel freático y con $N > 15$, se realiza una corrección al número de golpes mediante la expresión $N = 0.5 (N + 15)$.

1.6.3 Correlación con el Ángulo de Fricción Interna

Para calcular el ángulo de fricción interna (en grados), tenemos:

Peck, 1974 : $\phi = 26.7 + 0.36 N_{1(60)} - 0.0014 [N_{1(60)}]^2$

Shioi- Fukui, 1982 : $\phi = 27 + 0.30 N_{1(60)}$

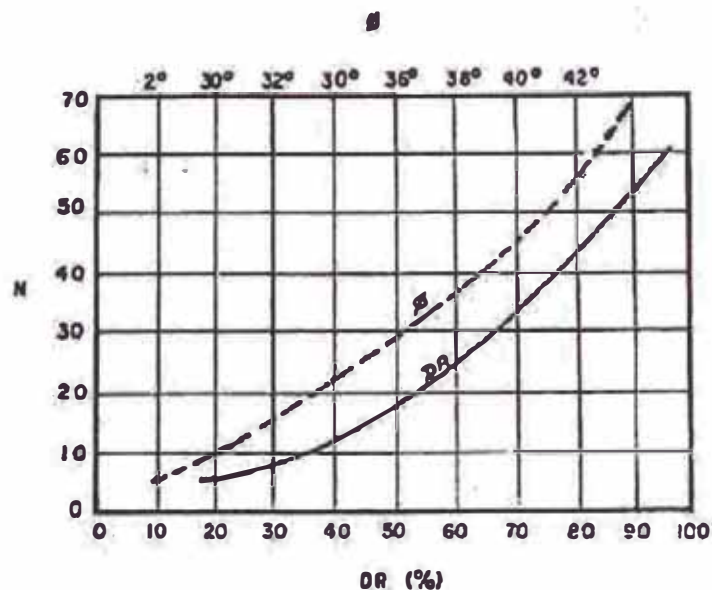


Figura 1.15. Correlación de Terzagui y Peck.

Fuente: Atala, 2011.

1.6.4 Correlación con el Módulo de Elasticidad

Para calcular el módulo de elasticidad (en kg/cm²), tenemos:

Schmertmann, 1978 : $E = 8N$

Schultze- Menzebach, 1961 : $E = 5.27N + 76$

Cuadro 1.5. Parámetros elásticos de suelos arenosos.

Módulo de Elasticidad			
Tipo de Suelo	MN/m ²	Kg/cm ²	Relación de Poisson
Arena Suelta	10.50- 24.00	105.46- 246.07	0.20- 0.40
Arena densa media	17.25- 27.60	175.76- 281.22	0.25- 0.40
Arena densa	34.50- 55.20	351.53- 562.45	0.30- 0.45
Arena limosa	10.35- 17.25	105.46- 175.76	0.20- 0.40
Arena y grava	69.00- 172.50	703.06- 1,757.6	0.15- 0.35

Fuente: Das, 2006.

1.6.5 Correlación con el Cono Peck

Como parte de los trabajos de campo del Estudio de Suelos del Proyecto, se realizaron siete (7) auscultaciones con el Cono Dinámico Tipo Peck. El ensayo consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica metálica de dimensiones específicas en reemplazo de la cuchara estándar, empleando la misma energía que el SPT. El registro se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm y el resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm. de penetración.

Las auscultaciones dinámicas son ensayos de investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al SPT, recomendando su uso hasta los 8 metros de profundidad, no superando en ningún caso los 10 metros.

Según Atala (2011), todavía no se establece una correlación entre la prueba de resistencia dinámica y características tales como la densidad en sitio, la capacidad de carga y asentamiento, como en la prueba de penetración estándar. La primera correlación del Cono Peck a valores del SPT en el Perú fue investigada en el año 1971, obteniéndose la siguiente correlación:

$$\frac{C_n}{2} = N$$

Donde:

C_n : Número de golpes/pie con el Cono Dinámico Tipo Peck.

N : Número de golpes/pie con SPT.

CAPÍTULO II: LICUACIÓN DE SUELOS

En este capítulo se estudia el comportamiento dinámico de los suelos granulares finos saturados. Se describe el fenómeno de licuación de suelos, se evalúan los factores principales de su ocurrencia y se muestran algunos de los métodos para la determinación del potencial de licuación basados en el SPT.

2.1 LICUACIÓN DE SUELOS

La licuación es un fenómeno en el cual la resistencia de ciertos suelos es reducida por la acción sísmica u otro tipo de carga rápida. La aplicación de una carga cíclica a una muestra de arena, seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona un reacomodo de los granos de suelo que da como resultado una contracción o densificación volumétrica. Esta contracción explica el incremento de la presión de poro en suelos saturados en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo que reduce el esfuerzo efectivo a valores tales que hacen que el suelo tenga fallas parciales o fluir con resistencias prácticamente nulas, produciéndose el fenómeno de licuación.

2.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN

2.2.1 Propiedades Índice y de Estado de los Suelos

Tipo de suelo. Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de licuarse que los bien graduados. En suelos bien graduados, bajo condiciones drenadas, al reacomodarse las partículas más pequeñas se produce un menor cambio de volumen y un menor incremento de la presión de poros.

Compacidad Relativa. Una arena suelta es más susceptible de licuarse que una arena densa. En sismos previos, se han licuado suelos cuya compacidad relativa o densidad relativa era del orden del 50% o menor. Por el contrario en arenas con una densidad relativa del orden del 70% o mayor, no se produjo este fenómeno.

2.2.2 Condiciones Iniciales de Esfuerzo y Deformación

Esfuerzo confinante inicial. La susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Para una misma relación de vacíos, el esfuerzo requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento. Se puede decir que difícilmente se presenta el fenómeno de licuación a profundidades mayores a los 20 metros.

Lapso de esfuerzo sostenido. Experiencias de laboratorio indican que muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por periodos que variaron de

0.1 a 100 días antes del ensayo, sufrieron aumentos en la relación de esfuerzos cíclicos que producen licuación. Lo anterior se debe a que para un mismo volumen, con el tiempo se hace más fuerte el contacto entre las partículas.

Historia previa de deformaciones. De acuerdo a la evidencia experimental con que se cuenta, se puede afirmar que las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos y deformaciones de bajo nivel, requieren de una relación de esfuerzos cíclicos mayor para licuarse.

2.2.3 Características de la Sollicitación Sísmica

Magnitud del esfuerzo repetido. Cualquier suelo granular con una relación de vacíos mayor que la mínima es susceptible de sufrir parcial o total reducción de resistencia si la excitación es de intensidad suficiente.

Número de ciclos de esfuerzo. El inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número de ciclos de esfuerzos adecuado a cada caso.

2.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN CON EL SPT

2.3.1 Método de Seed e Idriss

A partir del estudio del comportamiento de los suelos arenosos saturados durante varios terremotos en distintas partes del mundo, Seed y otros lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes del ensayo de penetración estándar.

Relación de Tensiones Cíclicas (CSR):
$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

Donde:

τ_d : Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto.

a_{max} : Aceleración máxima en la superficie del terreno.

σ_v : Esfuerzo total vertical a la profundidad considerada.

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada.

r_d : Factor de reducción por profundidad $r_d = 1 - 0.0093 z$

Relación de Resistencia Cíclica (CRR):
$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_v}$$

Donde:

τ_l : Esfuerzo de corte promedio resistente.

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada.

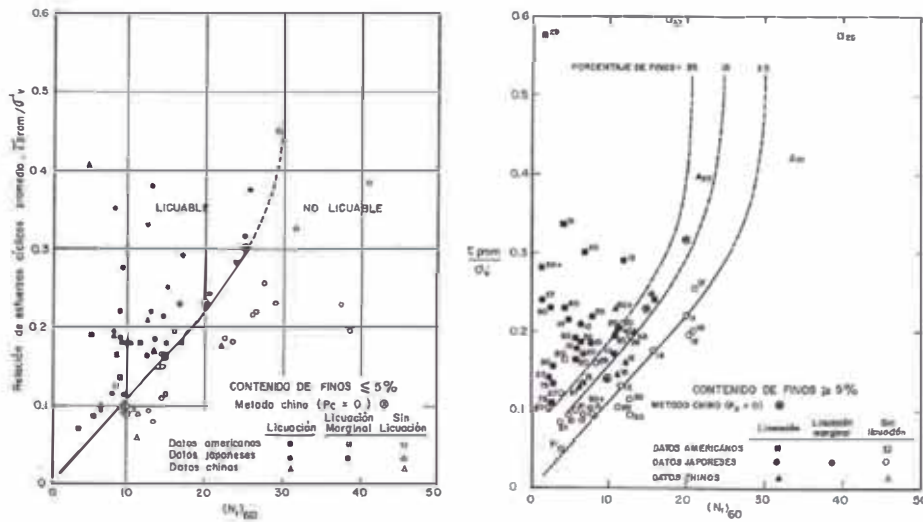


Figura 2.1. CRR para arenas limpias y limosas con sismo M= 7.5.

Fuente: Seed y otros, 1985.

Cuadro 2.1. Factores de corrección según la magnitud del sismo

Magnitud del sismo	Factor de Corrección
8.50	0.89
7.50	1.00
6.75	1.13
6.00	1.32
5.25	1.50

Fuente: Seed y otros, 1983.

El CRR se determina en la figura 2.1 en base al contenido de finos y a la resistencia del SPT corregido. Para sismos de magnitud distinta a 7.5 deben multiplicarse las ordenadas de dicha curva por los factores del cuadro 2.1.

2.3.2 Método de Tokimatsu y Yoshimi

Tokimatsu y Yoshimi (1983), realizaron una revisión exhaustiva del comportamiento observado en los depósitos de suelos arenosos durante terremotos previos, con especial énfasis en la resistencia del SPT y el contenido de finos.

Relación de Tensiones Cíclicas (CSR):
$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d r_m$$

Donde:

τ_d : Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto.

r_d : Factor de corrección por profundidad $r_d = 1 - 0.015z$

r_m : Factor de corrección por magnitud $r_m = 0.1 (M - 1)$

Relación de Resistencia Cíclica (CRR):
$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_v}$$

Donde:

τ_l : Esfuerzo de corte promedio resistente.

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada.

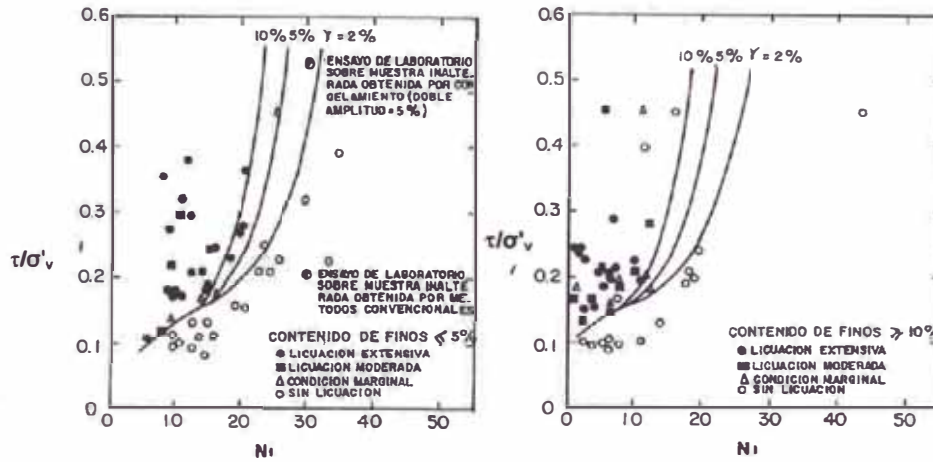


Figura 2.2. Correlación entre CRR y N_c , en arenas limpias y limosas.

Fuente: Tokimatsu y Yoshimi, 1983.

En la figura 2.2 el valor de γ es igual a $\gamma = 5\%$ para la condición de licuación, $\gamma = 2\%$ en no licuación, y de $\gamma = 10\%$ para el caso de licuación extensiva.

Cuadro 2.2. ΔN_f en función del contenido de finos

Contenido de finos (%)	ΔN_f
0 a 5	0
5 a 10	CF-5
10	$0.1CF + 4$

Fuente: Tokimatsu y Yoshimi, 1983.

El valor corregido N_c se calcula como $N_c = (N_1)_{60} + \Delta N_f$

Del cuadro 2.2 se obtienen los valores de ΔN_f .

2.4 FACTOR DE SEGURIDAD DE LICUACIÓN

La resistencia a la licuación de suelos, es función de la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR), y de la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad por licuación se define como el cociente entre CRR y CSR.

$$FL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\tau_l / \sigma'_v}{\tau_d / \sigma'_v}$$

Si $FL > 1$, no se producirá licuación.

Si $FL \leq 1$, se producirá licuación.

CAPÍTULO III: SECTOR DEL PROYECTO DEL CUAL SE VAN A ANALIZAR SUS CIMENTACIONES

En el presente capítulo, se mostrará la información más relevante respecto a la arquitectura y estructuración del Proyecto, con énfasis en el Sector B, sector del cual se va a analizar la capacidad de carga de sus cimentaciones.

3.1 INFORMACIÓN DEL PROYECTO

3.1.1 Descripción

Las edificaciones comprendidas en este estudio están constituidas por estructuras del tipo convencional de concreto armado y metálica de hasta tres pisos y sin sótano. La obra transmite sus cargas al terreno mediante cimientos corridos y zapatas aisladas de concreto armado. El área del terreno es de 56,505.80 m² y el área techada del primer piso es de 7,465.19 m² aproximadamente. De acuerdo a la estructura y el número de pisos, las estructuras se clasifican desde el punto de vista de la investigación de suelo como tipo C.

Estructuralmente, el sistema empleado es mediante pórticos metálicos formados por columnas tubulares de 300x300mm y vigas conformadas por perfiles laminados. La estructura de techo está conformada por viguetas simplemente apoyadas sobre dichas vigas que soportan la losa colaborante o cobertura ligera, según sea el caso. Arquitectónicamente, el proyecto se divide en 3 edificios principales y bloques pequeños donde se encuentran las subestaciones y otros ambientes de respaldo técnico. Los edificios a pesar de estar separados físicamente se encuentran integrados por el diseño exterior. A su vez el proyecto se subdivide en 7 sectores para un mejor uso de estas áreas.

Cuadro 3.1. Cuadro de Áreas de los Sectores del Proyecto.

SECTORES	A	B	C	D	E	F	G	VIGIL.	TOTAL (M ²)
1er nivel	2877.53	1462.49	1546.88	1750.63	1331.65	290.43	91.96	35.50	9387.07
2do nivel	1954.18	0.00	0.00	0.00	349.54	0.00	0.00	30.90	2337.62
									11,724.69

Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

3.1.2 Ubicación y Periodo de Construcción

El terreno materia de este estudio se encuentra ubicado entre el Km 23.5 de la Autopista Panamericana Sur y el Océano Pacífico, en el Distrito de Lurín, Provincia y Departamento de Lima. La construcción del Proyecto de ejecutivo entre Julio del 2011 y Agosto del 2012.

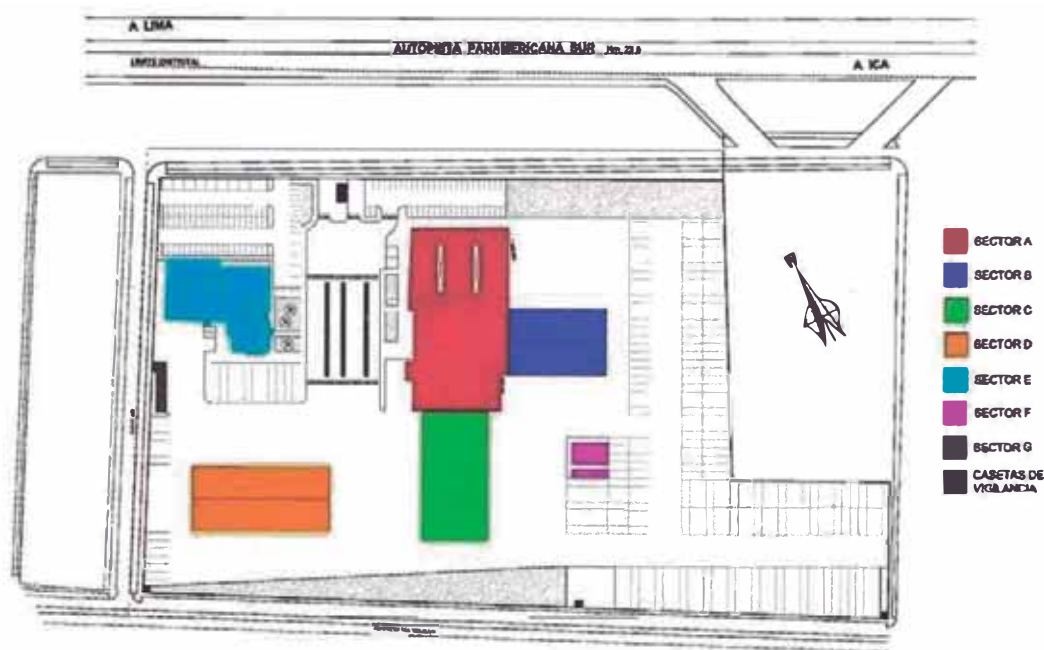


Figura 3.1. Distribución de los Sectores del Proyecto.

Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

3.2 SECTOR B

Los Sectores B, C y D son talleres donde se realizarán reparaciones de camiones. Se usaran paneles metálicos en las paredes y las columnas serán metálicas con una base de concreto.

3.2.1 Cargas de Servicio Aplicadas

Para el diseño de zapatas se verificaron que los esfuerzos producidos debido a las cargas axiales y momentos flectores por efectos de gravedad y sismo, no deben sobrepasar la resistencia del suelo de cimentación. Para la combinación crítica de esfuerzos en el Sector B, las Cargas de Servicio aplicadas son:

Zapata 1.60x1.60 P total: 17.48 Ton M total: 2.71 Ton.m

Zapata 2.00x2.00 P total: 19.61 Ton M total: 4.13 Ton.m

3.2.2 Dimensiones y Detalles de Zapatas en el Sector B

En el Sector B todas las zapatas son cuadradas. En el cuadro 3.2 se resumen sus características y en la figura 3.2 se muestra el corte típico de una de ellas. Para mayor información, en el Anexo 14 se adjuntan los planos referidos a este Sector.

Cuadro 3.2. Tipos de zapatas en el Sector B

Zapata	NFZ	h	B	L	Cantidad
Z1B	1.50	0.60	1.60	1.60	15
Z2B	1.50	0.60	2.00	2.00	13

Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

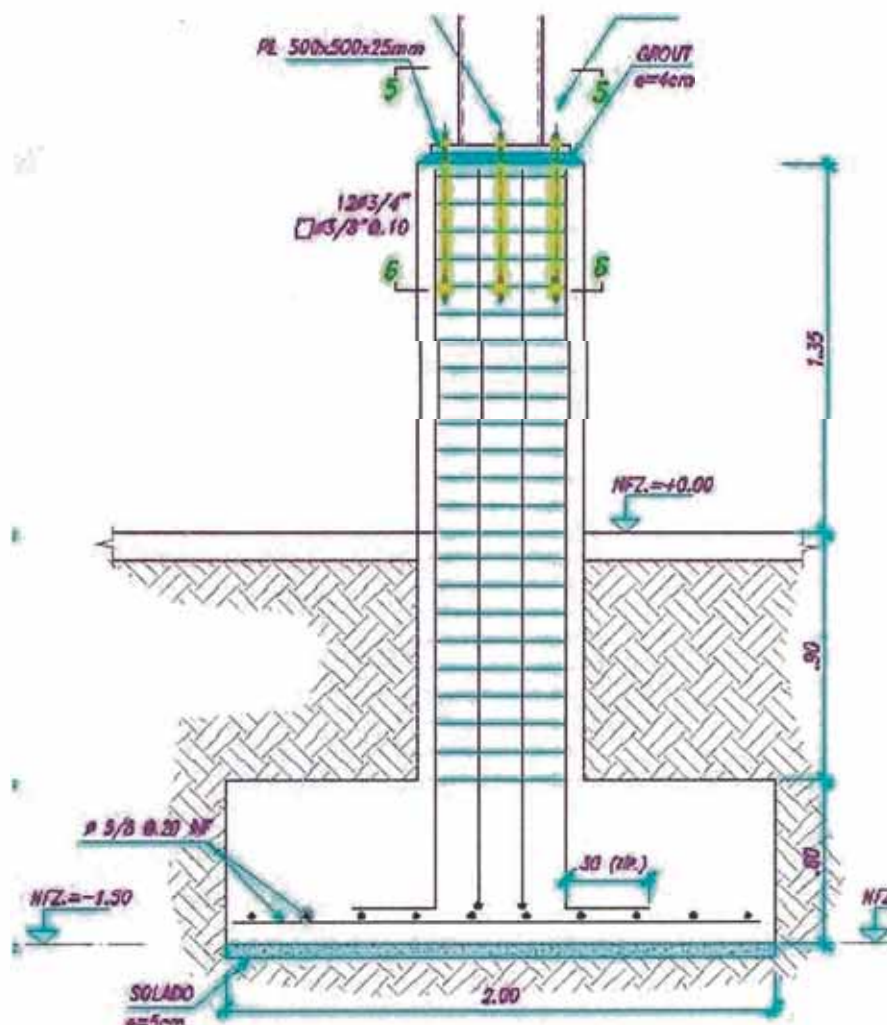


Figura 3.2. Corte típico de zapata. Sector B
Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

CAPÍTULO IV: PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

En el presente capítulo se presenta los resultados de las exploraciones realizadas en el Estudio de Suelos. Se selecciona la información necesaria que se utilizará para los análisis de licuación y de las capacidades de carga por corte, por asentamientos y por sismo de las cimentaciones del Sector B del Proyecto bajo los métodos explicados en los Capítulos I y II. Para más información sobre las características de este Sector, ver la sección 3.2 del presente Informe.

4.1 INFORMACIÓN GENERAL DEL ESTUDIO DE SUELOS

4.1.1 Fecha de Elaboración del Estudio

Lima, 26 de agosto del 2010.

4.1.2 Trabajos de Campo Realizados

De acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E-050, se requieren veintiséis (26) sondajes de los cuales Cuatro (4) fueron perforaciones por lavado y barreno hasta 15.45 m de profundidad, en la que se realizaron Ensayos de Penetración Estándar SPT cada metro denominadas del P-1 al P-4, Siete (7) fueron auscultaciones con Cono Dinámico Tipo Peck CTP hasta 10 m de profundidad y denominadas del A-1 al A-7, y Quince (15) fueron excavaciones realizadas con herramientas manuales mediante el sistema de calicata hasta una profundidad 1.50 m las que fueron denominadas del C-1 al C-15. Los resultados de estos trabajos se adjuntan en el Anexo 2.

4.1.3 Ensayos de Laboratorio Realizados

Se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio: Límites de Atterberg, Peso Específico de sólidos, Determinación de Sales; Cloruros y Sulfatos solubles y Análisis Granulométrico. Los resultados de estos ensayos se adjuntan en el Anexo 3.

4.1.4 Sismicidad

Se ha considerado emplear una aceleración de 0.3g para la aceleración máxima del terreno en el presente proyecto. En el Anexo 4 se muestran los resultados del análisis de los registros del sismo del 15 de agosto del 2007 en Pisco.

4.2 PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS

4.2.1 Zonificación de Exploraciones Propuesta

Considerando que el área del terreno es mayor a las 5 hectáreas se propone una zonificación de las exploraciones realizadas, mostradas en el Anexo 1, a fin

Cuadro 4.1. Valores de Cono Peck para 0.30m de penetración ubicados en Zona de Influencia del Sector B.

Prof. (m)	A-1	A-7	A-2
0.15	5	6	3
0.45	6	10	6
0.75	8	10	8
1.05	10	18	8
1.35	11	29	10
1.65	14	29	16
1.95	17	29	21
2.25	28	30	30
2.55	36	40	35
2.85	52	45	43
3.15	60	52	50
3.45	62	53	57
3.75	62	55	60
4.05	64	57	61
4.35	64	57	67
4.65	65	61	67
4.95	70	63	67
5.25	73	63	70
5.55	73	67	70
5.85	75	66	70
6.15	77	66	74
6.45	82	73	73
6.75	88	67	75
7.05	89	62	78
7.35	86	65	79
7.65	89	66	82
7.95	89	70	84
8.25	94	72	91
8.55	92	73	94
8.85	92	73	94
9.15	90	76	96
9.45	95	78	96
9.75	95	80	98

Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

Cuadro 4.2. Valores de SPT ubicados en Zona de Influencia del Sector B

NF (m)	2.80	2.90	2.10
Prof. (m)	P-2	P-3	P-4
1	26	12	12
2	28	32	29
3	89	32	29
4	89	61	57
5	50	64	66
6	50	64	92
7	50	50	123
8	106	85	50
9	160	50	50
10	188	50	50
11	50	50	112
12	50	50	103
13	50	50	50
14	50	50	50
15	50	50	50

Fuente: Expediente Técnico del Proyecto, 2011.

Cuadro 4.3. Resistencia SPT considerada para el análisis.

Prof. (m)	N
1	12
2	28
3	29
4	57
5	50
6	50
7	50
8	50
9	50
10	50
11	50
12	50
13	50
14	50
15	50

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4 Correlación entre resultados de Ensayos SPT y Cono Peck

De igual forma a lo visto en la sección 1.6.5, se ha procedido a establecer una correlación de la forma $Y = b X$ con los resultados de los ensayos de Cono Peck y SPT mostrados en los cuadros 4.1 y 4.2, obteniéndose una relación N/C_n igual a 1.05, lo cual se muestra en la figura 4.2. El procedimiento de cálculo se da con detalles en el Anexo 13.

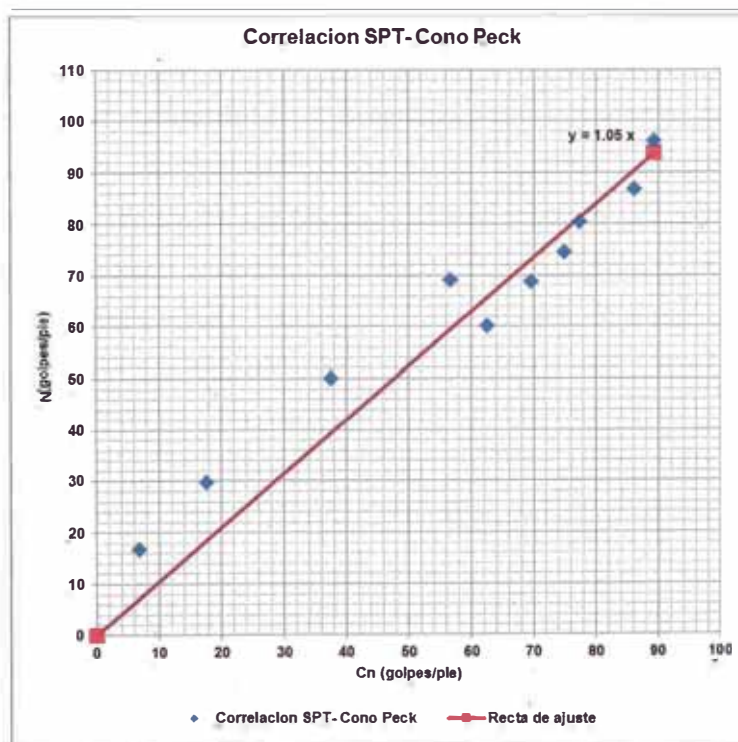


Figura 4.2. Correlación de resultados SPT y Cono Peck.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LAS CIMENTACIONES

5.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

5.1.1 Tal como se indica en el capítulo 3, el análisis de la capacidad de carga corresponden a las cimentaciones del Sector B del Proyecto en estudio. Estas cimentaciones se tratan de dos zapatas cuadradas aisladas de dimensiones 1.60 x 1.60m y 2.00x2.00m.

5.1.2 Para la obtención de las capacidades de carga y asentamientos elásticos del presente análisis, se han considerado los valores de resistencia SPT mostrados en el cuadro 4.3.

5.1.3 Se ha considerado una profundidad de desplante de 1.50m y un nivel freático de 2.80m. Para ambos casos, las zapatas han sido cimentadas sobre el terreno natural.

5.1.4 Se ha considerado, de acuerdo a los resultados del Estudio de Suelos, que el terreno de fundación se trata de un suelo arenoso mal graduado tipo SP, con porcentaje de grava menor al 15%.

5.1.5 Según los valores de resistencia corregidos del SPT, para la profundidad de desplante, se considera una compacidad relativa del 60% del terreno natural, tratándose de una arena medianamente densa y de falla por corte local.

5.1.6 Para la obtención de la resistencia SPT de diseño, ángulo de fricción interna y módulo de elasticidad en lo referente a la capacidad de carga por corte, se ha considerado una profundidad activa de 1.5 veces el ancho de la zapata debajo de la profundidad de desplante de la cimentación. Para la capacidad de carga por asentamiento y cálculo de asentamientos elásticos, cada uno de los métodos presentan sus propias profundidades activas a considerar.

5.1.7 Se considera un coeficiente de aceleración horizontal igual a 0.44 para el cálculo de la capacidad de carga admisible por sismo (ver sección 1.5.1).

5.1.8 De acuerdo a la Norma E.050, los factores de seguridad considerados para el cálculo de la capacidad de carga admisible son de 3.0 para el caso estático y de 2.5 para el caso dinámico.

5.1.9 De acuerdo a la Norma E.050, para suelos granulares el asentamiento diferencial será igual al 75% del asentamiento total. Por lo tanto, el asentamiento máximo admisible considerado será de 16mm para una distorsión angular de 1/500 y una distancia de 6m entre ejes de la estructura.

5.1.10 Según el Análisis de Sismicidad del Estudio de Suelos, se considerarán una aceleración máxima de $a_{max} = 0.30g$ usado para el Análisis de Licuación.

5.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS CORTANTES Y ELÁSTICOS

5.2.1 Corrección de los valores de Resistencia SPT

En la tabla 5.1 se muestran los valores de la resistencia SPT corregida por equipo N_{60} y por sobrecarga $(N_1)_{60}$. Los cálculos se detallan en el Anexo 5.

Tabla 5.1. Corrección de los valores de Resistencia SPT

N en Zona de Influencia				N considerada		SPT corregido por equipo: N60					SPT corregido por sobrecarga: (N1)60			
Prof. (m)	P-2	P-3	P-4	N (Cuadro 4.3)	N. F (m)	B	Es	Ed	Em	N60	σ (kg/cm ²)	σ' (kg/cm ²)	CN	(N1)60
1.00	26	12	12	12	2.80	0.75	1.00	1.00	0.50	7.5	0.17	0.17	1.70	12.8
2.00	28	32	29	28	2.80	0.75	1.00	1.00	0.50	17.5	0.35	0.35	1.70	29.7
3.00	89	32	29	29	2.80	0.75	1.00	1.00	0.50	18.1	0.53	0.51	1.40	25.4
4.00	89	61	57	57	2.80	0.85	1.00	1.00	0.50	40.4	0.73	0.61	1.28	51.8
5.00	50	64	66	50	2.80	0.85	1.00	1.00	0.50	35.4	0.93	0.71	1.19	42.1
6.00	50	64	92	50	2.80	0.95	1.00	1.00	0.50	39.6	1.13	0.81	1.11	44.1
7.00	50	50	123	50	2.80	0.95	1.00	1.00	0.50	39.6	1.33	0.91	1.05	41.5
8.00	106	85	50	50	2.80	0.95	1.00	1.00	0.50	39.6	1.53	1.01	0.99	39.3
9.00	160	50	50	50	2.80	0.95	1.00	1.00	0.50	39.6	1.73	1.11	0.95	37.5
10.00	188	50	50	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	1.94	1.22	0.91	37.8
11.00	50	50	112	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	2.14	1.32	0.87	36.2
12.00	50	50	103	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	2.35	1.43	0.84	34.8
13.00	50	50	50	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	2.56	1.54	0.81	33.6
14.00	50	50	50	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	2.76	1.64	0.78	32.5
15.00	50	50	50	50	2.80	1.00	1.00	1.00	0.50	41.7	2.97	1.75	0.76	31.5

Fuente: Elaboración propia.

5.2.3 Cálculo del Módulo de Elasticidad

En la tabla 5.2 se muestra el módulo de elasticidad resultante para cada estrato del terreno. Se calculó como el promedio de las correlaciones presentadas en la sección 1.6.4 aplicadas al valor de $(N_1)_{60}$.

Tabla 5.2. Módulo de elasticidad para cada estrato del terreno.

Prof. (m)	E (kg/cm ²) por estrato		
	Schmertmann (1978)	Schultze-Mesembach (1961)	E (kg/cm ²)
1.00	102.0	143.2	122.6
2.00	237.9	232.7	235.3
3.00	203.5	210.1	206.8
4.00	414.4	349.0	381.7
5.00	336.8	297.9	317.4
6.00	352.4	308.1	330.3
7.00	332.0	294.7	313.4
8.00	314.8	283.4	299.1
9.00	300.0	273.6	286.8
10.00	302.2	275.1	288.6
11.00	289.7	266.9	278.3
12.00	278.7	259.6	269.1
13.00	268.8	253.1	260.9
14.00	259.9	247.2	253.6
15.00	251.8	241.9	246.9

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2 Cálculo de la Resistencia SPT de Diseño

En las tablas 5.3 y 5.4 se muestra el procedimiento de cálculo de la Resistencia SPT de Diseño dentro de la profundidad activa a cada zapata, igual a 1.5 veces el ancho de zapata bajo la profundidad de desplante, para efectos de obtener la Capacidad de Carga por Corte.

Tabla 5.3. Cálculo de Resistencia SPT de Diseño. Zapata 1.60x1.60

Prof. (m)	(N1)60 de diseño					
	(N1)60	(N1)60 Acumulado	(N1)60 Promedio	En Zona Activa	(N1)60 Promedio	(N1)60 de diseño
1	12.8	12.8	12.8			21.2
2	29.7	42.5	21.2	SI	21.2	
3	25.4	67.9	22.6	SI	22.6	
4	51.8	119.7	29.9			
5	42.1	161.8	32.4			
6	44.1	205.9	34.3			
7	41.5	247.4	35.3			
8	39.3	286.7	35.8			
9	37.5	324.2	36.0			
10	37.8	362.0	36.2			
11	36.2	398.2	36.2			
12	34.8	433.0	36.1			
13	33.6	466.6	35.9			
14	32.5	499.1	35.7			
15	31.5	530.6	35.4			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.4. Cálculo de Resistencia SPT de Diseño. Zapata 2.00x2.00

Prof. (m)	(N1)60 de diseño					
	(N1)60	(N1)60 Acumulado	(N1)60 Promedio	En Zona Activa	(N1)60 Promedio	(N1)60 de diseño
1	12.8	12.8	12.8			21.2
2	29.7	42.5	21.2	SI	21.2	
3	25.4	67.9	22.6	SI	22.6	
4	51.8	119.7	29.9	SI	29.9	
5	42.1	161.8	32.4			
6	44.1	205.9	34.3			
7	41.5	247.4	35.3			
8	39.3	286.7	35.8			
9	37.5	324.2	36.0			
10	37.8	362.0	36.2			
11	36.2	398.2	36.2			
12	34.8	433.0	36.1			
13	33.6	466.6	35.9			
14	32.5	499.1	35.7			
15	31.5	530.6	35.4			

Fuente: Elaboración propia.

5.2.4 Cálculo del Ángulo de Fricción Interna

En las tablas 5.5 y 5.6 se muestran el procedimiento de cálculo de los Ángulos de Fricción Interna, obtenidos como el promedio de las correlaciones presentadas en la sección 1.6.3 aplicadas a la Resistencia SPT de Diseño.

Tabla 5.5. Ángulo de fricción interna. Zapata 1.60x1.60

Angulo de Fricción Interna (°)		
Peck (1974)	Shiol-Fukul (1982)	Ø (°)
33.7	33.4	34

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.6. Ángulo de fricción interna. Zapata 2.00x2.00

Angulo de Fricción Interna (°)		
Peck (1974)	Shioi-Fukui (1982)	ϕ (°)
33.7	33.4	34

Fuente: Elaboración propia.

5.3 ANÁLISIS DE LICUACIÓN

En las tablas 5.7 y 5.8 se muestran los resultados de la evaluación del Potencial de Licuación con el SPT.

Tabla 5.7. Análisis de licuación. Método de Seed e Idriss

MÉTODO SEED E IDRIS							
Prof. (m)	(N1)60	τ nat (t/m3)	Tl/ σ' (CRR)	Td/ σ' (CSR)	FL= CRR/CSR	Observación	
1.0	12.8	1.68	0.13	0.19	0.68	LICUABLE	
2.0	29.7	1.78	0.47	0.19	2.47	NO LICUABLE	
3.0	25.4	1.82	0.28	0.20	1.44	NO LICUABLE	
4.0	51.8	2.00	0.57	0.22	2.52	NO LICUABLE	
5.0	42.1	2.00	0.57	0.24	2.33	NO LICUABLE	
6.0	44.1	2.00	0.57	0.26	2.21	NO LICUABLE	
7.0	41.5	2.02	0.57	0.27	2.13	NO LICUABLE	
8.0	39.3	2.02	0.57	0.27	2.08	NO LICUABLE	
9.0	37.5	2.02	0.57	0.28	2.04	NO LICUABLE	
10.0	37.8	2.02	0.57	0.28	2.01	NO LICUABLE	
11.0	36.2	2.07	0.57	0.28	2.00	NO LICUABLE	
12.0	34.8	2.07	0.57	0.28	1.99	NO LICUABLE	
13.0	33.6	2.07	0.57	0.29	1.99	NO LICUABLE	
14.0	32.5	2.07	0.57	0.29	1.99	NO LICUABLE	
15.0	31.5	2.07	0.47	0.28	1.66	NO LICUABLE	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.8. Análisis de licuación. Método de Tokimatsu y Yoshimi.

MÉTODO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI								
Prof. (m)	(N1)60	ΔN_f	N_c	τ nat (t/m3)	Tl/ σ' (CRR)	Td/ σ' (CSR)	FL= CRR/CSR	Observación
1	12.8	0.0	12.8	1.68	0.15	0.21	0.73	LICUABLE
2	29.7	0.0	29.7	1.78	0.60	0.20	2.95	NO LICUABLE
3	25.4	0.0	25.4	1.82	0.45	0.21	2.16	NO LICUABLE
4	51.8	0.0	51.8	2.00	0.60	0.24	2.54	NO LICUABLE
5	42.1	0.0	42.1	2.00	0.60	0.25	2.36	NO LICUABLE
6	44.1	0.0	44.1	2.00	0.60	0.27	2.25	NO LICUABLE
7	41.5	2.5	44.0	2.02	0.60	0.27	2.18	NO LICUABLE
8	39.3	2.0	41.3	2.02	0.60	0.28	2.14	NO LICUABLE
9	37.5	0.0	37.5	2.02	0.60	0.28	2.12	NO LICUABLE
10	37.8	0.0	37.8	2.02	0.60	0.28	2.11	NO LICUABLE
11	36.2	0.0	36.2	2.07	0.60	0.28	2.11	NO LICUABLE
12	34.8	0.0	34.8	2.07	0.60	0.28	2.12	NO LICUABLE
13	33.6	0.0	33.6	2.07	0.60	0.28	2.13	NO LICUABLE
14	32.5	0.0	32.5	2.07	0.60	0.28	2.15	NO LICUABLE
15	31.5	0.0	31.5	2.07	0.60	0.28	2.17	NO LICUABLE

Fuente: Elaboración propia.

5.4 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR CORTE

En las tablas 5.9 y 5.10 se muestran los resultados parciales y el resultado considerado de la Capacidad de Carga Admisible por Corte de las cimentaciones analizadas. Los cálculos se detallan en el Anexo 6. La Capacidad de Carga Admisible por Corte de la cimentación será el promedio de dichos resultados parciales.

Tabla 5.9. Capacidad de Carga Admisible por Corte. Zapata 1.60x1.60

ZAPATA 1.6X1.6			
MÉTODO	Qult (kg/cm²)	Qadm (kg/cm²)	Qadm por Corte (kg/cm²)
Hansen (1961)	3.79	1.26	1.47
Terzagui (1943)	3.81	1.27	
Meyerhof (1963)	4.64	1.55	
Vesic (1973)	5.45	1.82	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.10. Capacidad de Carga Admisible por Corte. Zapata 2.00x2.00

ZAPATA 2X2			
MÉTODO	Qult (kg/cm²)	Qadm (kg/cm²)	Qadm por Corte (kg/cm²)
Hansen (1961)	4.07	1.36	1.49
Terzagui (1943)	3.91	1.30	
Meyerhof (1963)	4.61	1.54	
Vesic (1973)	5.33	1.78	

Fuente: Elaboración propia.

5.5 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

En las tablas 5.11 y 5.12 se muestran los resultados de Asentamientos Elásticos obtenidos para cada cimentación por la aplicación de los diversos métodos vistos en la sección 1.4. Los cálculos se detallan en el Anexo 7.

Tabla 5.11. Asentamientos Elásticos. Zapata 1.60x1.60

ZAPATA 1.6X1.6	
MÉTODO	Asentamientos Elásticos (mm)
Bowles (1987)	2.94
Burland y Burbidge (1985)	3.03
Peck y Bazaraa (1969)	3.32
Mayne- Poulos (1999)	4.06
Meyerhof (1956)	4.91
Schmertann- Hartman (1978)	6.09

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.12. Asentamientos Elásticos. Zapata 2.00x2.00

ZAPATA 2X2	
MÉTODO	Asentamientos Elásticos (mm)
Peck y Bazaraa (1969)	2.45
Burland y Burbidge (1985)	2.70
Bowles (1987)	2.74
Meyerhof (1956)	3.84
Mayne- Poulos (1999)	3.87
Schmertann- Hartman (1978)	4.86

Fuente: Elaboración propia.

5.6 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO

En las tablas 5.13 y 5.14 se muestran los resultados parciales y el resultado considerado de la Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento de las cimentaciones analizadas. Los cálculos se detallan en el Anexo 8. La Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento de la cimentación será el promedio de dichos resultados.

Tabla 5.13. Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento. Zapata 1.60x1.60

ZAPATA 1.6X1.6		
Asentamiento por el Método de	Qadm (kg/cm ²)	Qadm por Asentamiento (kg/cm ²)
Bowles (1987)	0.82	1.04
Burland y Burbidge (1985)	0.84	
Peck y Bazaraa (1969)	0.90	
Mayne- Poulos (1999)	1.04	
Meyerhof (1956)	1.20	
Schmertann- Hartman (1978)	1.43	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.14. Capacidad de Carga Admisible por Asentamiento. Zapata 2.00x2.00

ZAPATA 2X2		
Asentamiento por el Método de	Qadm (kg/cm ²)	Qadm por Asentamiento (kg/cm ²)
Peck y Bazaraa (1969)	0.68	0.84
Burland y Burbidge (1985)	0.72	
Bowles (1987)	0.73	
Meyerhof (1956)	0.92	
Mayne- Poulos (1999)	0.92	
Schmertann- Hartman (1978)	1.09	

Fuente: Elaboración propia.

5.7 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR SISMO

En las tablas 5.15 y 5.16 se muestran los resultados parciales y el resultado considerado de la Capacidad de Carga Admisible por Sismo de las cimentaciones analizadas. Los cálculos se detallan en el Anexo 9. La Capacidad de Carga Admisible por Sismo de la cimentación será el promedio de dichos resultados

Tabla 5.15. Capacidad de Carga Admisible por Sismo. Zapata 1.60x1.60

ZAPATA 1.6X1.6			
METODO	Qult (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Qadm por Sismo (kg/cm ²)
Richard y Elms (1993)	1.96	0.78	0.77
Budhu y Al-Karni (1993)	1.92	0.77	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.16. Capacidad de Carga Admisible por Sismo. Zapata 2.00x2.00

ZAPATA 2X2			
METODO	Qult (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Qadm por Sismo (kg/cm ²)
Richard y Elms (1993)	2.00	0.80	0.77
Budhu y Al-Karni (1993)	1.87	0.75	

Fuente: Elaboración propia

5.8 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE CONSIDERADA

Las tablas 5.17 y 5.18 muestran los resultados correspondientes a la Capacidad de Carga Admisible bajo las consideraciones de Corte, Asentamiento y Sismo para cada cimentación analizada. También se muestra el valor de la Presión Actuante por parte de la estructura de la edificación.

Tabla 5.17. Capacidad de Carga Admisible y Presión Actuante. Zapata 1.60x1.60

ZAPATA 1.6X1.6		
METODO	Q (kg/cm²)	Presión Actuante : Qadm
Presión Actuante Estructural	1.08	
Qadm por Sismo	0.77	1 : 0.72
Qadm por Asentamiento	1.04	1 : 0.96
Qadm por Corte	1.47	1 : 1.36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.18. Capacidad de Carga Admisible y Presión Actuante. Zapata 2.00x2.00

ZAPATA 2X2		
METODO	Q (kg/cm²)	Presión Actuante : Qadm
Presión Actuante Estructural	0.80	
Qadm por Sismo	0.77	1 : 0.97
Qadm por Asentamiento	0.84	1 : 1.05
Qadm por Corte	1.49	1 : 1.87

Fuente: Elaboración propia

La capacidad de carga admisible de las cimentaciones sobre suelo arenoso son en su mayoría controladas por asentamientos, debido a que estos valores son menores a los obtenidos por corte en falla local lo cual se corrobora en los resultados presentados. La Presión Actuante Estructural se calculó considerando las excentricidades en cada zapata, generadas por las cargas de servicio indicadas en la sección 3.2.1.

Por ello, la capacidad de carga admisible considerada para la zapata de 1.60x1.60, cimentada sobre el terreno natural a una profundidad de desplante de 1.50m, es de 1.04 kg/cm². La Capacidad de Carga Admisible es para fines prácticos igual a la Presión Actuante Estructural de 1.08 kg/cm² por lo cual el dimensionamiento de la Zapata de 1.60x1.60 es conforme.

De igual forma, la capacidad de carga admisible considerada para la zapata de 2.00x2.00, cimentada sobre el terreno natural a una profundidad de desplante de 1.50m, es de 0.84 kg/cm². La Capacidad de Carga Admisible es mayor a la Presión Actuante Estructural de 0.80 kg/cm² por lo cual el dimensionamiento de la Zapata de 2.00x2.00 es conforme.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- De acuerdo a los resultados del Estudio de Suelos, el terreno natural de fundación se trata de un suelo arenoso mal graduado tipo SP, con porcentaje de grava menor al 15%.
- De acuerdo a los valores de resistencia del SPT se presenta una compacidad relativa del 60% del terreno natural de fundación, tratándose de una arena medianamente densa y de falla por corte local.
- Sobre el análisis de licuación realizado, los métodos aplicados concluyen que el suelo es licuable solamente a 1m de profundidad.
- Los factores de seguridad considerados para el cálculo de la capacidad de carga admisible son de 3.0 para el caso estático, y de 2.5 para el caso dinámico.
- La capacidad de carga admisible considerada para la zapata de 1.60x1.60, cimentada sobre el terreno natural a una profundidad de desplante de 1.50m, es de 1.04 kg/cm². La Capacidad de Carga Admisible para fines prácticos es igual a la Presión Actante Estructural de 1.08 kg/cm² por lo cual el dimensionamiento de la Zapata de 1.60x1.60 es conforme.
- La capacidad de carga admisible considerada para la zapata de 2.00x2.00, cimentada sobre el terreno natural a una profundidad de desplante de 1.50m, es de 0.84 kg/cm². La Capacidad de Carga Admisible es mayor a la Presión Actante Estructural de 0.80 kg/cm² por lo cual el dimensionamiento de la Zapata de 2.00x2.00 es conforme.
- Los valores de asentamientos elásticos obtenidos para la zapata de 1.60x1.60m fueron de 2.94, 3.03, 3.32, 4.06, 4.91, 6.09 mm; y para la zapata de 2.00x2.00m fueron de 2.45, 2.70, 2.74, 3.84, 3.87 y 4.86 mm, siendo todos estos valores menores al máximo asentamiento tolerable igual a 16mm, por lo cual es conforme el dimensionamiento de dichas cimentaciones por asentamientos elásticos.

6.2 RECOMENDACIONES

- Dependiendo de la envergadura del Proyecto referidas a la cantidad, dimensiones y profundidad de sus cimentaciones, es conveniente respaldar los valores obtenidos de capacidad de carga con otras pruebas, a fin de evitar sobre o sub-dimensionar las mismas.
- Realizar un análisis masivo de cimentaciones de diversos proyectos ya construidos a nivel nacional podría llevar a determinar en qué medida, se está sobre-dimensionando o sub-dimensionando dichas cimentaciones. Sería un dato importante cuantificar la incidencia de esta situación en los volúmenes de trabajo y presupuestos de las obras civiles asociadas a la construcción de las cimentaciones (concreto armado, movimiento de tierras, entre otros), y traducir en términos económicos la importancia de realizar un adecuado Estudio de Suelos.
- Las cimentaciones analizadas en el presente trabajo son cuadradas, sin carga inclinada y teóricamente sobre terreno perfectamente plano. Sería recomendable analizar la variación de los factores de forma, inclinación y profundidad; así como su incidencia en la capacidad de carga, para cimentaciones rectangulares y corridas.
- Para incrementar la Capacidad de Carga Admisible del suelo para fines de diseño estructural de cimentaciones, la Norma E.060 recomienda en su Artículo 16.1.5: “A menos que el Estudio de Mecánica de Suelos no lo permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento”, condiciones que se dan en el presente Proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- Atala Abad, Cesar.** Tesis de Maestría: “*Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración*”. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. 2011.
- Berry, Peter L. & Reid, David.** “*An introduction to Soil Mechanics*”. 1ra Edición. McGraw- Hill International. New York, USA. 1987.
- Bowles, Joseph.** “*Foundation Analysis and Design*”. 5ta Edición. McGraw- Hill International. New York, USA. 1997.
- Budhu, M. & Al-Karni, A. A.** “*An experimental study for Seismic Bearing Capacity of Shallow Footings*”. Four International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, California. 2001
- Castillo, Jorge & Alva, Jorge.** “*Peligro Sísmico en el Perú*”. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Perú. 1993.
- Coduto, Donald P.** “*Geotechnical engineering: principles and practices*”. 1ra Edición. Prentice- Hall Inc. New Jersey. 1999.
- Das, Braja M. & Ramana, G. V.** “*Principles of Soil Dynamics*”. 2da Edición. Cengage Learning. Stamford, Connecticut, USA. 2011.
- Das, Braja M.** “*Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*”. 2da Edición. CRC Press Taylor & Francis Group. Florida, USA. 2009
- Das, Braja M.** “*Principles of Foundation Engineering*”. 5ta Edición. Thomson Learning. Stamford, Connecticut, USA. 2004.
- Das, Braja M.** “*Fundamentals of Geotechnical Engineering*”. 1ra Edición. Thomson Learning. Stamford, Connecticut, USA. 1999.
- Hansen, J. B.** “*A General Formula for Bearing Capacity*”. Instituto Geotécnico Danés. Copenhagen, Dinamarca. 1961.
- Henríquez Pantaleón, Carlos.** Tesis Doctoral: “*Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*”. Escuela Técnica de Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España. 2007.
- Gonzales de Vallejo, Luis.** “*Ingeniería Geológica*”. 1ra Edición. Pearson Educación. Madrid, España. 2002.
- López Martínez, Juan.** Tesis de Maestría: “*Estudio comparativo en el Dimensionamiento de Cimentaciones*”. Escuela Técnica de Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España. 2013.

- Mayne, Paul W.** "Cone Penetration Testing. A Synthesis of Highway Practice". National Cooperative Highway Research Program. Washington D. C. 2007.
- Mayne, Paul W. & Poulos, Harry G.** "Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. American Society of Civil Engineers. Virginia, USA. 1999.
- Murthy, V. N. S.** "Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering". 1ra Edición. Marcel Dekker Inc. New York, USA. 2003.
- Peck, Ralph; Hanson, Walter & Thornburn, Thomas.** "Ingeniería de Cimentaciones". 2da Edición. Editorial Limusa. Mexico D. F, Mexico. 1983.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.** "Norma E.030 Diseño Sismo Resistente". Lima, Perú. 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.** "Norma E.050 Suelos y Cimentaciones". Lima, Perú. 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.** "Norma E.060 Concreto Armado". Lima, Perú. 2006.
- Son, N. N. & Das, S. C.** "Theory and Practice of Foundation Design". 1ra Edición. Prentice- Hall of India. New Delhi, India. 2003.
- Suarez Díaz, Jaime.** "Deslizamientos y Estabilización de Taludes en zonas tropicales". 1ra Edición. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga, Colombia. 1998.
- Vesic, A. S.** "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. American Society of Civil Engineers. Virginia, USA. 1973.