

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS Y PROPUESTA DE UNIFICACIÓN SOBRE EL CRITERIO DE  
PRESIONES ADMISIBLES DEL SUELO INDICADO EN LAS NORMAS TÉCNICAS  
PERUANAS E.060, E.030 Y E.050**

**Trabajo de investigación para obtener el grado académico de BACHILLERA EN  
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORA:**

Megan Freisy Márquez Cuevas

**Trabajo de investigación para obtener el grado académico de BACHILLER EN  
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORES:**

Suleiman Javier Morales Oré  
Paolo Cesar Huerta Quispe  
Edwin Andreé Luza Cahuana  
Hector Guillermo Gamero Motta

**ASESORA:**

Carmen Eleana Ortiz Salas

**Lima, diciembre, 2020**

## RESUMEN

El Reglamento Nacional de Construcción que rige en el Perú es un conjunto de normas que abordan principalmente las pautas a considerar dentro de las especialidades de la ingeniería civil. Por ello, es posible encontrar tópicos en común que son abordados desde el punto de vista de cada comité designado por norma técnica para preparar dichas directrices. De esta manera, luego de una observación y análisis de las normas E.030 Diseño sismorresistente, E.050 Suelos y cimentaciones, y E.060 Concreto Armado, se encontraron distintas formas de abordar lo correspondiente al parámetro de la presión admisible y las consideraciones que se hacen para poder emplear y determinar la magnitud de esta variable. En consecuencia, en el desarrollo de esta investigación se detallan los juicios que cada normativa nacional lleva a cabo acerca de la presión admisible. Asimismo, se realizó una revisión de normas internacionales (Chile, Costa Rica, México y EE.UU.) sobre este tema y las anotaciones que hacen en el desarrollo de cada una de estas. Luego, se formula una propuesta unificadora que logre homologar los conceptos de presión admisible en las normas peruanas mencionadas. Además, se brinda una serie de recomendaciones para que se mejore la interpretación de los artículos referentes a la presión admisible y evitar ambigüedades.

## TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE TABLAS .....	iii
LISTA DE FIGURAS .....	iv
DEFINICIONES .....	1
1. GENERALIDADES.....	2
1.1. Introducción.....	2
1.2. Justificación.....	3
1.3. Alcance .....	3
1.4. Objetivos .....	4
1.5. Metodología.....	4
2. ESTADO DEL ARTE.....	5
2.1. Capacidad de carga última .....	5
2.2. Parámetros geotécnicos de la presión admisible.....	5
2.3. Métodos de cálculo .....	7
2.4. Presión Admisible.....	12
2.5. Presión admisible en la normativa peruana.....	12
2.5.1. Norma Técnica E.030-2019: Diseño sismorresistente .....	12
2.5.2. Norma Técnica E.050 - 2018: Suelos y cimentaciones .....	14
2.5.3. Norma Técnica E.060-2009: Concreto armado.....	15
2.6. Presión admisible en normas internacionales.....	17
2.6.1. Norma de Chile.....	17
2.6.2. Norma de Costa Rica.....	17
2.6.3. Norma de México .....	20
2.6.4. Norma de Estados Unidos .....	24
3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	31
3.1. Análisis cualitativo de la presión admisible en la normativa peruana .....	31
3.1.2. Interpretación de los artículos referente a la presión admisible .....	31
3.1.3 Comparación entre las disposiciones planteadas por las normas peruanas.....	32
3.2. Análisis cualitativo de la presión admisible en la normativa internacional enfocados a las normas peruanas .....	33
3.3. Análisis cuantitativo de las normas .....	37
3.3. Propuesta unificadora de los artículos de la presión admisible en la normativa peruana .....	45
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	50
5. BIBLIOGRAFÍA .....	53
6. ANEXO .....	55

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1	<i>Parámetros de diseño</i> .....	18
Tabla 2	<i>Factores de resistencia en condiciones normales de terreno</i> .....	19
Tabla 3	<i>Factores de Seguridad en condiciones de carga excéntrica</i> .....	19
Tabla 4	<i>Factores de resistencia</i> .....	26
Tabla 5	<i>Factores de capacidad de carga</i> .....	28
Tabla 6	<i>Factores de forma</i> .....	28
Tabla 7	<i>Factores de inclinación de la carga</i> .....	29
Tabla 8	<i>Parámetros de diseño de la cimentación</i> .....	30
Tabla 9	<i>Términos usados para “Presión Admisible” en las normativas de Chile, Costa Rica, México y EE.UU.</i> .....	36
Tabla 10	<i>Perfil del suelo donde se apoya la zapata</i> .....	38
Tabla 11	<i>Cargas actuantes en la zapata</i> .....	38
Tabla 12	<i>Resultados de los esfuerzos sobre el suelo según los casos de las interpretaciones de los Artículos 43 y 44 de la NTE E.050 y el Artículo 15 de la NTE E.060</i> .....	39
Tabla 13	<i>Cálculo de la presión admisible según la Norma E.050 (sin considerar reducción de la cohesión y verificación por esfuerzos admisibles según la NTE.060 y NTE.030</i> .....	41
Tabla 14	<i>Cálculo de la presión admisible según la Norma E.050 (Considerando una reducción al 80% en la cohesión para condiciones sísmicas), y según la NTE.060 y NTE.030 para la verificación por esfuerzos admisibles.</i> .....	42
Tabla 15	<i>Variación entre la presión admisible sísmica del suelo para los casos analizados (con y sin reducción de la cohesión) y la presión admisible estática obtenida por la NTP E.050 para suelos cohesivos</i> .....	43
Tabla 16	<i>Variación entre la presión admisible del suelo con y sin reducción de la cohesión</i> .....	44
Tabla 17	<i>Resultados de Presión Admisibles según las normativas de cimentaciones de Perú, Chile, Costa Rica, México y EE.UU. y variación de las normas internacionales, con respecto a la peruana.</i> .....	44

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Dimensiones de la zapata.....	37
Figura 2 Resultados de la presión admisible según la normativa de Perú, Costa Rica, México y EE.UU.....	45



## DEFINICIONES

**Capacidad portante:** Es la máxima capacidad que puede soportar el suelo antes de fallar.

**Carga última:** Otro término para capacidad portante o de falla.

**Capacidad de carga:** Es la capacidad última o de falla según la NTE.050.

**Capacidad de carga admisible:** Es la capacidad de carga última o de falla afectada por un factor de seguridad, se define en el Artículo 32.3.4. inciso c) de la NTE.050.

**Capacidad soportante última:** Otro término para capacidad portante. Usado en la norma de Costa Rica (CCCR, 2009).

**Presión admisible:** Capacidad del suelo considerando un factor de seguridad.

**Esfuerzo máximo de trabajo o admisible:** Equivalente a la presión admisible. Usado en la norma de Costa Rica (CCCR, 2009).

**Método de resistencia última:** Método que usa factores de incremento y reducción para determinar la capacidad portante en base a los esfuerzos existentes mayorados.

**Allowable bearing capacity:** Capacidad de carga admisible.

**Service Load Design (SDL):** Diseño por esfuerzos admisibles, el cual comprende el diseño aplicando un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga del suelo que debe ser superior a la carga aplicada en la cimentación.

**Load and Resistance Factor Design (LRFD):** Diseño por factores de carga y estados límite. En base a modelos probabilísticos se determina el estado límite de una estructura, también conocido como el estado en la cual la estructura deja de cumplir con su función, tanto a nivel de resistencia como de servicio.

**Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):** Normas elaboradas por comités técnicos.

**Profundidad de cimentación:** Profundidad del fondo de zapata que transmite fuerzas al terreno

**Carga reducida de la cimentación (r):** Capacidad de carga reducida por el Factor de Resistencia (FR). Por otro lado, es el equivalente a la presión admisible, sin embargo, a diferencia de la NTE.050 no se reduce por un F.S.

## **1. GENERALIDADES**

### 1.1. Introducción

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) vigente es el producto de una ardua labor llevada por profesionales afines al sector de la construcción. Esta documentación, al tener por objetivo normar los criterios y requisitos mínimos para el diseño y ejecución de proyectos de ingeniería y urbanismo, requiere de constantes modificaciones que incluyan alcances de diversas investigaciones que coadyuvan a componer un conjunto de pautas acordes con las diversas solicitudes a las que se plantea exhibir. De este modo, es importante que entre las normas que componen el reglamento exista una concordancia implícita acerca de las metodologías que se siguen para la obtención de parámetros comunes.

Las principales normas que rigen el diseño de edificaciones en el RNE son: E.030: Diseño sismorresistente, E.050: Suelos y Cimentaciones y E. 060: Concreto armado. De acuerdo a las últimas ediciones publicadas de cada una de estas normas se encontró que existen ciertas discordancias marcadas con respecto a la metodología que cada una sigue para determinar el valor de la presión admisible del suelo. Con respecto a esta problemática se plantea la presente investigación que busca formular una propuesta unificadora de criterio entre las mencionadas normas para el cálculo de la presión admisible, debido a que es necesario llevar a cabo una compatibilización de conceptos comunes y concernientes a la presión admisible.

La propuesta unificadora que se formulará será el resultado de identificar los criterios seguidos con respecto al cálculo de la presión admisible presente en las normas E.030, E.050 y E.060, asimismo, de analizar y comparar las posibles discordancias entre estas. En el mismo sentido, será necesario revisar la normativa internacional de países con semejantes características (Chile, Costa Rica, México y EE.UU.) y compararlas con el RNE del Perú.

## 1.2. Justificación

La falta de claridad y uniformidad en cuanto al parámetro de la presión admisible del suelo expuesto en las Normas Técnicas Peruanas E.030, E.050 y E.060 desliza la interrogante de por qué al momento de la redacción de las mismas no se precisa de manera clara y generalizada el cálculo de este parámetro o, lo que genera más suspicacia, el motivo por el cual se toman recomendaciones respecto al valor de la presión admisible que no se detallan o especifican en la norma de cimentaciones. Esta falta de claridad en cuanto al cálculo de la presión admisible invita a profundizar sobre el tema y a descubrir, desde la concepción de la presión admisible en la normativa peruana, por qué se ha generado esto. Para ello es fundamental acompañar el análisis con la revisión de otras normas internacionales a fin de encontrar respuestas y posibles soluciones a la carencia de unicidad de las normas peruanas. Finalmente, culminado el análisis, se tendrá una propuesta unificadora que estará mejor sustentada y permitirá que las evaluaciones estructurales sean mejor ejecutadas con una base normativa más sólida.

## 1.3. Alcance

El alcance de la presente investigación abarca el desarrollo de una propuesta unificadora de los artículos que comprende la estimación de la presión o carga admisible en las normas peruanas E.030, E.050 y E. 060. En este sentido, se realizará un análisis comparativo y profundo de los criterios considerados para la formulación de dichos artículos en base a información recolectada de referencias bibliográficas y entrevistas a profesionales competentes que formaron parte de la realización de cada una de las normas ya mencionadas. Asimismo, se analizarán cuatro normas internacionales, estas son la norma de Chile, Costa Rica, México y EE. UU., específicamente en el tema de la estimación de presión admisible; estas normas servirán como referencia en cuanto a los criterios tomados, así como la concordancia o no de los artículos según el diseño por cada especialidad.

Se busca que el trabajo investigativo sirva como una referencia a futuro para encontrar una solución unificadora en los artículos que comprende la estimación de la presión admisible según las normas peruanas E. 030, E. 050 y E.060.

#### 1.4. Objetivos

##### Generales:

- Analizar los criterios de la presión admisible del suelo, mediante un análisis correlacional expuesto en las normas E.030, E.050 y E.060, sustentado en las normas de edificaciones de Chile, Costa Rica, México y Estados Unidos.

##### Específicos:

- Identificar los criterios considerados con respecto a la magnitud de la presión admisible determinadas de acuerdo a las normas E.030, E.050 y E.060.
- Comparar las discordancias entre las normas E.030, E.050 y E.060 en lo referido a la presión admisible
- Analizar la normativa internacional (Chile, Costa Rica, México y Estados Unidos) y comparar sus consideraciones en el cálculo del diseño geotécnico con las normas peruanas, así como la unicidad de los conceptos
- Formular una propuesta unificadora con respecto al valor de la presión admisible que indican las Normas Técnicas Peruanas

#### 1.5. Metodología

En el presente trabajo de investigación se analizará la información referente a la presión admisible del suelo encontrada en las Normas Técnicas E.030, E.050 y E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Luego, en caso de corroborarse discordancias, se buscarán las justificaciones de los artículos referentes revisando publicaciones complementarias y recopilando la información necesaria mediante entrevistas a miembros del comité que participaron en la elaboración de dichas normas.

Para buscar posibles soluciones, se revisarán normas internacionales para estudiar cómo estas unifican su información para que no haya incompatibilidades y además, se comparará el método empleado para el cálculo de la presión admisible entre los países estudiados para así hacer una valoración respecto a los resultados obtenidos. Finalmente, se propondrán modificaciones en las normas nacionales con el fin de compatibilizar los artículos referidos al tema de investigación.

## 2. ESTADO DEL ARTE

En el presente capítulo se procederá a exponer los conceptos principales a los cuales se harán referencia en el transcurso de la investigación.

### 2.1. Capacidad de carga última

Alva, J. (2012) define la capacidad de carga última o presión última como una variable geotécnica que evidencia lo que comúnmente se conoce como la capacidad portante última del suelo. A la cual es posible llegar mediante una serie de consideraciones geotécnicas que están en relación con el tipo de suelo, características geológicas-mecánicas del terreno, condiciones de carga, forma del cimiento, profundidad de cimentación, entre otros.

### 2.2. Parámetros geotécnicos de la presión admisible

Dentro de la distinción entre suelos cohesivos y granulares se mencionan los siguientes parámetros como cualidades intrínsecas de cada tipo los mismos que son necesarios para determinar la presión admisible de un suelo.

Para el caso de un suelo granular, se tienen en cuenta los siguientes:

- *Compacidad del terreno:*

Es una cualidad asociada al suelo que representa el nivel de compactación que tiene. Por lo general, se trata de medir la resistencia que opone el terreno a ser penetrado por una barra o elemento con punta mediante golpes sucesivos al cual está asociado una energía de aplicación y su correlación respectiva con un determinado número de golpes aplicado (Juares, E., Rico, A., 2005).

- *Módulo de elasticidad del suelo:*

De acuerdo a Braja M. Das (2001), la presente variable trata de demostrar mediante el principio de Hooke la relación entre esfuerzos y deformaciones que ocurre en el suelo por acción de los cimientos. Dicha relación depende también del tipo de suelo al cual describe, pues en caso de tipos granulares su valor se incrementa a mayor profundidad.

- *Ángulo de rozamiento interno*

El ángulo de fricción es uno de los parámetros que mejor define a suelos granulares y que considera la forma, tamaño y disposición de los granos. Denominado también ángulo de reposo, este representa la pendiente o el ángulo que forma el material cuando se encuentra en reposo sobre una superficie horizontal. En semejanza a la correspondencia de la cohesión al suelo cohesivo, el ángulo de fricción es al suelo granular debido a que representa el nivel de cohesión que existe entre partículas componentes de este material en un estado inerte o reposo (Juarez, E., Rico, A., 2005).

- *Coefficientes de capacidad de carga ( $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ )*

Este conjunto de ecuaciones muestra el efecto que se produce sobre el terreno por las cargas aplicadas y los factores que definen a estos (ángulo de rozamiento interno). La presencia de estas variables da a conocer el accionar sobre el suelo de la sobrecarga mediante  $N_q$ , correspondiente a la cohesión  $N_c$  y en relación a la fricción con  $N_\gamma$  (Braja M. Das, 2001).

- *Factor de corrección por forma ( $s_q$ ,  $s_c$ ,  $s_\gamma$ )*

Las variables de corrección por forma son un conjunto de expresiones que incluyen aspectos relacionados con la forma de los cimientos. Estas ecuaciones son el producto, al igual que los coeficientes de carga, de múltiples ensayos experimentales e investigaciones (Braja M. Das, 2001).

- *Factor de corrección por inclinación ( $i_q$ ,  $i_c$ ,  $i_\gamma$ )*

Estos factores intentan corregir los efectos de la inclinación de las cargas mediante expresiones matemáticas en función del ángulo entre la carga horizontal, vertical y el ángulo de rozamiento interno (Braja M., 2001).

- *Cohesión*

La cohesión es una propiedad que describe a los suelos cohesivos. Esta es interpretada como la capacidad de atracción que existe a nivel molecular en este

tipo de suelos, además de tener el comportamiento físico similar a masas cementantes (Juares, E., Rico, A., 2005).

### 2.3. Métodos de cálculo

- *Método de Terzaghi y Peck* - Braja M. Das, 2001.

La capacidad de carga última propuesta por Terzagui se calcula para cimentaciones continuas como:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde:

$c'$ : cohesión del suelo

$\gamma$ : peso específico del suelo

$q$ :  $\gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$ : factores de capacidad de carga

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\Phi'}{2}\right)\tan\Phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right)}$$

$$N_c = \cot \cot \Phi' (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \Phi'} - 1 \right)$$

Donde:

$K_{p\gamma}$  : coeficiente de presión pasiva

Para cimentaciones cuadradas:

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Para cimentaciones circulares:

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

Donde:

B: El diámetro de la cimentación

- *Método de Meyerhof*

Considerando los efectos de la inclinación, la resistencia cortante y para que sea válida para cimentaciones rectangulares, Meyerhof (1963) formuló la siguiente ecuación de carga general:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$c'$ : cohesión

$q$ : esfuerzo efectivo en el fondo de cimentación

$\gamma$ : peso específico del suelo

B: ancho de la cimentación o diámetro

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  : factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  : factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  : factores de inclinación de la carga

$N_c, N_q, N_\gamma$  : factores de capacidad de carga

Donde:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi'}$$

$$N_c = \cot \cot \Phi' (N_q - 1)$$

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

Factor de forma de Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \tan \Phi'$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right)$$

Factor de profundidad Hansen (1970)

Si;

$$\frac{D_f}{B} \leq 1$$

Para  $\phi = 0$ :

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para  $\phi > 0$ :

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \tan \Phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \tan \Phi' (1 - \Phi')^2 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Si;

$$\frac{D_f}{B} > 1$$

Para  $\phi = 0$ :

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para  $\phi > 0$ :

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \tan \Phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \tan \Phi' (1 - \Phi')^2 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factor de inclinación Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\Phi'} \right)$$

Donde:

B: Inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical

- Método según la NTP E-050 (2018)

Se aceptan las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos mediante los parámetros determinados in situ o ensayos de laboratorio según indica la norma en la Tabla 3 y Tabla 5 respectivamente.

En suelos cohesivos se emplea  $\phi=0$

$$q_d = s_c i_c c N_c$$

En suelos friccionantes se emplea  $c=0$

$$q_d = i_q \gamma_1 D_f N_q + 0.5 s_\gamma i_\gamma \gamma_2 B' N_\gamma$$

Donde:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi'}$$

$$N_c = \cot \cot \Phi' (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan \tan (1.4 \Phi')$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$i_q = i_c = \left( 1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$s_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha^\circ}{\Phi^\circ} \right)^2$$

Donde:

$c$  = cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.

$i_c$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la cohesión

$i_q$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la sobrecarga ( $\gamma D_f$ )

$s_c$  = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la cohesión

$s_\gamma$  = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la fricción

$i_\gamma$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la fricción

$\gamma_1$  = peso unitario volumétrico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación.

$\gamma_2$  = peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación.

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión = 5.14

$N_q$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobrecarga ( $\gamma D_f$ )

$N_\gamma$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción

$B'$  = ancho del “área efectiva”

$\alpha^\circ$  = ángulo en grados que hace la carga con la vertical

*Referencia:* Bowles, Joseph E. (1996) Foundation Analysis and Design. New York: Mc Graw – Hill Book Co.

#### 2.4. Presión Admisible

La presión admisible es uno de los parámetros geotécnicos que se requieren para poder llevar a cabo el diseño estructural de cimentaciones siguiendo la norma E.060: Concreto Armado en Perú. La obtención de su magnitud se puede alcanzar mediante el empleo de las diversas metodologías entre ellas es posible diferenciar lo enunciado por Meyerhof (1957), Terzaghi (1943) y otros autores clásicos de la bibliografía. Los cuales son referentes de algunas normas de diseño estructural y geotécnico entre ellas, la Norma Técnica Peruana E.050. Asimismo, es importante mencionar que su determinación se consigue a partir de la presión última o capacidad de carga al cual se le incorpora un factor de seguridad que permite obtener un parámetro dentro de consideraciones permisibles o aceptables.

De este modo, es necesario distinguir las consideraciones de campo que se deben tomar en cuenta para el cálculo de la presión permisible, pues se hace necesario distinguir que existe un enfoque para suelos granulares como cohesivos, que abarcan aspectos específicos como el ángulo de fricción y cohesión, respectivamente. En este mismo sentido, dicho parámetro se interpreta como aquella magnitud que no puede ser sobrepasada por la presión transmitida de los cimientos de manera que conserve los efectos dentro de rangos permisibles (por ejemplo, asentamientos permisibles).

#### 2.5. Presión admisible en la normativa peruana

##### 2.5.1. Norma Técnica E.030-2019: Diseño sismorresistente

La NTE.030 (2019) hace referencia al esfuerzo admisible en el artículo 44.2 que menciona que “la determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0.8” (p.12).

En el artículo se menciona el concepto “esfuerzo admisible” el cual se puede interpretar como “presión admisible”, eje central de la presente investigación. Asimismo, se señala que esta variable es la que se emplea dentro de la verificación de presiones admisibles con el fin de cumplir con un factor de seguridad adecuado para el diseño. En esta validación se menciona que solo es necesario considerar el 80% de las fuerzas obtenidas del análisis sísmico. Finalmente, se nota que el reglamento de diseño sismorresistente no menciona un procedimiento para obtener un valor de presión admisible o no hace referencia a la norma de E.050.

Por otro lado, en el Artículo 45 de la NTE.030 (2019) se hace referencia a la “capacidad portante” la cual se cita a continuación:

En todo Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se consideran los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, se efectúa una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada. (p.12).

En la cita se menciona que se deben considerar los efectos del sismo para la determinación de la “capacidad de portante” (capacidad de carga). Debido a que el término se usa haciendo referencia a una característica del suelo, debería estar definido en la NTE.050 y/o referenciado a esta. Sin embargo, no se encuentra definido en esta norma, del mismo modo, en la NTE.030 tampoco se encuentra definida.

En el Artículo 47 de la norma, menciona las consideraciones a tener en cuenta cuando un suelo es de baja “capacidad portante” (capacidad de carga). Este parámetro es necesario para hallar la presión admisible del suelo. El artículo en mención es el siguiente:

## Artículo 47.- Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja “capacidad portante”

En el inciso 47.1. se especifica lo siguiente:

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las Zonas 4 y 3 se provee elementos de conexión, los que soportan en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata. (p.12).

En el inciso 47.2. se especifica que “para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se provee vigas de conexión en ambas direcciones” (p.12).

En el inciso 47.3. se especifica lo siguiente:

Para el caso de pilotes y cajones de cimentación se debe proveer vigas de conexión tomando en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tienen una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan” (p.13).

### 2.5.2. Norma Técnica E.050 - 2018: Suelos y cimentaciones

En la norma E.050 peruana, que es exclusivamente para cuestiones geotécnicas, se menciona en diversos artículos a la presión admisible. Asimismo, emplea como sinónimos de esta expresión los siguientes: carga admisible, carga de trabajo y presión de trabajo. Así mismo, es importante señalar que en ningún caso se habla de “capacidad portante” como en las NTE.060 y NTE.030.

Por otro lado, en la NTE.050 Artículo 5.47. se define a la presión admisible de la siguiente manera:

La máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de

seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el artículo 21. (p.26).

A partir del texto, se considera a la presión admisible como la máxima capacidad tolerable sin que el factor de seguridad sea menor que los estipulados en la NTE.050 Artículo 21 o que el asentamiento sea mayor que el tolerable NTE.050 Artículo 19.

Con respecto al factor de seguridad que se emplea para el caso dinámico y estático, la norma indica en el Artículo 21.2. especifica que “Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5” (p.39). De la norma se puede extraer que en caso dinámico (sismo o viento), deberá usarse un factor de seguridad igual a 2.5 (FS=2.5). Sin embargo, no hace mención si es para el juego de cargas o solo para las acciones dinámicas, por lo que no queda claro la aplicación de esta.

Además, la NTE.050 en el artículo 22, plantea los parámetros y consideraciones tomados en cuenta para la determinación de la presión admisible. Entre las variables que se indican son: profundidad de cimentación, dimensiones de la cimentación, características físico-mecánicas de los suelos presentes en la zona activa de cimentación, nivel freático, contenido de humedad, asentamiento tolerable, entre otros.

### 2.5.3. Norma Técnica E.060-2009: Concreto armado

En la NTE.060 (2009) se hace mención al uso de la presión admisible en el Capítulo 15, numeral 15.2.4 que “se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento” (p.126).

Se señala que, para procedimientos de diseño de cimientos superficiales, en específico zapatas, es posible acoger un aumento del 30% de la presión admisible para cargas temporales como lo son de sismo o viento. Es necesario mencionar que el profesional responsable del EMS entrega solo un valor de presión admisible según se indica en la NTE.050 Artículo 22.2, el cual es el menor obtenido para cargas estáticas o dinámicas (sismo o viento) o el que cause el asentamiento admisible según los artículos 22.2.1 y 22.2.2. Sin embargo, se puede deducir que no siempre la presión admisible que

entregará el ingeniero de suelos será la que proviene del análisis sísmico, sino también del caso estático. Además, también se hace mención de la presión admisible en el artículo 15.2.5. en el que se permite una reducción de las cargas sísmicas provenientes del análisis sísmico al 80% de la siguiente manera:

Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis estructural, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura. (p.126).

Se entiende que las cargas debido a acciones sísmicas pueden ser reducidas para determinar los esfuerzos máximos que transmitirán los elementos estructurales al suelo. Estos valores serán comparados con la presión admisible en el diseño por esfuerzos admisibles. Asimismo, especifica que las acciones sísmicas son las únicas que serán reducidas al 80% las cuales provienen del análisis estructural. Es decir, no se considerará el combo de fuerzas.

Asimismo, en el artículo 15, inciso 15.2.6, menciona las consideraciones a tener en cuenta cuando un suelo es de baja “capacidad portante” (capacidad de carga). Este parámetro es necesario para hallar la presión admisible del suelo. El inciso en mención es el siguiente:

En terrenos de baja capacidad portante o cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación. En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados. (p.126).

En la cita se menciona nuevamente el término “capacidad portante” que como mencionamos anteriormente, no se encuentra referenciada y tampoco definida en las Normas Técnicas E.060 y E.050.

## 2.6. Presión admisible en normas internacionales

### 2.6.1. Norma de Chile

De acuerdo a la normativa de Chile se recopiló una serie de consideraciones respecto al valor de presión admisible del suelo. A continuación, se detallarán los artículos de las normativas en los que se refieran a la presión admisible, factores de seguridad o los similares de estos conceptos.

En las normas chilenas de diseño estructural (NCh3171T), diseño sísmico de edificios (Nch 433) y estudio de mecánica de suelos (Nch1508) no se menciona cómo se realiza el cálculo de la presión admisible del suelo; sin embargo, existe una “práctica tradicional chilena” la cual da buenos resultados (Paillao, 2018). En el medio chileno una forma de obtener los valores de presión admisible en caso sísmico es incrementar la del caso estático en 33% (Paillao, 2018). Además, esta norma da consideraciones como incrementar la presión del suelo en 33% en casos donde intervengan cargas sísmicas, similar a lo que se encuentra en la norma E.060 donde se incrementa en 30% en casos de sismo y viento.

### 2.6.2. Norma de Costa Rica

De acuerdo a la normativa de Costa Rica se recopiló una serie de consideraciones respecto al valor de presión admisible del suelo. A continuación, se detallarán los artículos de la normativa en los que se refieran a la presión admisible, factores de seguridad o los similares de estos conceptos.

En el artículo 3.4.1 del Código Costarricense de Cimentaciones (2009) se menciona dos métodos para determinar la presión admisible del suelo y la capacidad de carga. A continuación, se describen ambos métodos:

#### **Método de resistencia última**

En el artículo 3.4.1.2 del Código Costarricense de Cimentaciones se indica esta metodología que se usa para verificar la capacidad soportante última del suelo. Este método incluye la aplicación de factores de amplificación y reducción de carga tal como se indica a continuación:

$$q_{max} \leq \Phi q_{ult}$$

Se usan combinatorias de cargas, que incluyen factores de amplificación, donde se incluyen las fuerzas actuantes tales como carga muerta, carga de sismo, etc., con las cuales se obtiene el esfuerzo máximo que transmite la cimentación al suelo ( $q_{umax}$ ). Estos factores están indicados en el artículo 6.2 del Código Sísmico Costarricense (2002). También se hace uso de un factor de reducción  $\Phi$  en la capacidad portante del suelo. Este factor  $\Phi$  se obtiene según las combinaciones de cargas usadas para calcular el  $q_{umax}$  y de la relación entre el esfuerzo máximo y mínimo transmitido al suelo por la cimentación tal como se indica en la *Tabla 1*.

Donde:

- $q_{umax}$ : es el esfuerzo máximo transmitido por la cimentación al suelo.
- $q_{ult}$ : es la capacidad portante última del suelo.
- $\Phi$ : es el factor de reducción que se determina según la relación  $q_{umax}/q_{umin}$  y la combinación de cargas realizadas a partir de lo indicado en . Los valores se indican en la tabla 1.

Tabla 1  
*Parámetros de diseño*

Combinación de carga	Relación $q_{u\ min} / q_{u\ máx}$	Factor $\Phi$
<b>CU = 1.4 CP</b> y	Mayor o igual que 0.25	0.5
<b>CU = 1.2 CP + 1.6 CT + 1.6 CE</b>	Menor que 0.25	0.6
<b>CU = 1.05 CP + f1 CT ± CS + CE</b> y	Mayor o igual que 0.25	0.66
<b>CU = 0.95 CP ± CS + CE</b>	Menor que 0.25	0.85

*Nota.* Adaptado del Código de cimentaciones de Costa Rica. (segunda edición, p. 17), Asociación Costarricense de Geotécnica, 2009, Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica. Derechos reservados 2009 por Editorial Tecnológica de Costa Rica.

## Método de esfuerzos de trabajo

El código de cimentaciones de Costa Rica menciona, en el artículo 3.4.1.2, el método de esfuerzos de trabajo. Para esta metodología se hace uso de factores de seguridad mínimos para poder determinar una presión admisible del terreno usando la siguiente relación:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

- $q_{ult}$ : capacidad soportante última de la cimentación
- $q_{adm}$ : esfuerzo máximo de trabajo o admisible.

Los factores de seguridad se pueden determinar según la Tabla 2 en caso se tenga un terreno normal con información suficiente, es decir, un estudio de suelos adecuado. En situaciones donde existan cargas excéntricas se podrá usar la Tabla 3 para determinar el factor de seguridad, tal como está indicado en el artículo 3.4.1 del código costarricense de cimentaciones.

Tabla 2  
*Factores de resistencia en condiciones normales de terreno*

Combinación de carga	FS (tradicional)
Estática	3
Estática + Dinámica	2

*Nota.* Adaptado del *Código de cimentaciones de Costa Rica*. (segunda edición, p. 18), Asociación Costarricense de Geotécnica, 2009, Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica. Derechos reservados 2009 por Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Tabla 3  
*Factores de Seguridad en condiciones de carga excéntrica*

Combinación de carga	Relación $q_u$ mín / $q_u$ máx	FS
Estática	Mayor o igual que 0.25	3
	Menor que 0.25	2.5
Estática + Dinámica	Mayor o igual que 0.25	2
	Menor que 0.25	1.6

*Nota:* Adaptado del *Código de cimentaciones de Costa Rica*. (segunda edición, p. 18), Asociación Costarricense de Geotécnica, 2009, Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica. Derechos reservados 2009 por Editorial Tecnológica de Costa Rica.

### 2.6.3. Norma de México

En México, cada estado que lo comprende tiene su propio reglamento local de construcción ya que varía dependiendo del tipo de suelo, clima, usos y costumbres; sin embargo, la mayoría se basa en el reglamento de la Ciudad de México ya que fue el primero constituido y tiene experiencia con sismos (Keobra, s.f.). En este reglamento, cuya última actualización fue el año 2019, se menciona que para el diseño de cimentación se usan las siguientes normativas: Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentación (NTCDCC), Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC). A continuación, se detallarán los artículos de cada normativa en los que se refieran a la presión admisible, factores de seguridad o los similares de estos conceptos.

#### **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentación (2017)**

De acuerdo a las de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación, según su última versión del año 2017, en la sección 3.3, en los estados límites de falla, en las cimentaciones someras, es decir, zapatas y losas, se debe verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q Fc}{A} < r$$

Donde:

$\sum Q Fc$ : Se refiere a la suma de las acciones verticales en la combinación considerada en el nivel de desplante, cada una afectada por su factor de carga (Fc).

A: Se refiere al área del elemento de cimentación.

r: Se refiere a la capacidad de carga reducida de la cimentación. Es la capacidad de carga afectada por un factor de resistencia (FR).

### *Factores de carga, Fc*

En la sección 3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentación, refiere que los factores de carga se aplicarán a las acciones verticales para el diseño de las cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural.

### *Factores de resistencia, FR*

Son los factores aplicados a la capacidad de carga neta de las cimentaciones, según la sección 3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación del año 2017. Esta sección refiere que estos factores de resistencia se determinaron a partir de estimaciones analíticas o a partir de pruebas de campo para todos los estados límites de falla y son dos factores:

- FR=0.35 en la zona I, se aplica este factor a la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo, en las zonas II y III, se aplica en zapatas de colindancia desplantada a menos de 5m de profundidad y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante.
- FR = 0.65 para los otros casos

### *Capacidad de carga unitaria reducida o resistencia unitaria reducida, r*

Según la sección 3.3.1. de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación (2017), para evaluar “r” se tienen 6 métodos de los cuales se tiene que recurrir a por lo menos dos de ellos, los métodos son los siguientes:

#### A) Métodos analíticos

En este método se considera que los suelos son puramente cohesivos o puramente friccionantes de acuerdo al nivel de deformación esperado.

Para cimentaciones desplantada en suelos cohesivos:

$$r = (Cu Nc)FR + Pv$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = (\underline{p_v} (Nq - 1) + \frac{\gamma B N\gamma}{2})FR + Pv$$

Donde:

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo

$Cu$ : Cohesión aparente determinada en ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU)

$B$  : Ancho de la cimentación

$Pv$ : Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

$\underline{p_v}$  : Presión vertical efectiva a la misma profundidad

$Nc$ : Coeficiente de capacidad de carga

$$Nc = 5.14 \left( 1 + \frac{0.25Df}{B} + \frac{0.25B}{L} \right)$$

$Df$ : Profundidad de cimentación

$L$ : Longitud del cimientto

$Nq$ : Coeficiente de capacidad de carga. Se multiplicará por  $1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por para cimientos circulares o cuadrados  $1 + \tan \phi$

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$\phi$ : ángulo de fricción interna del material

$N\gamma$ : Coeficiente de capacidad de carga

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi$$

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida es posible recurrir a los resultados de pruebas de campo pero que estas sean respaldadas por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México. Se puede determinar parámetros del suelo u obtener directamente el valor de la capacidad de carga unitaria (SMIE, 2017).

C) Métodos de análisis límite

Se usa para el caso en que no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general, ecuaciones del método analítico. Se verifica la estabilidad de la cimentación considerando los mecanismos de falla según el perfil estratigráfico. (SMIE, 2017)

D) Métodos de modelación numérica

Son los métodos de elementos finitos o similares, se recurre a estos para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas sean complejas (SMIE, 2017).

E) Métodos de pruebas de carga en campo

Son pruebas de carga realizadas in situ cuando la homogeneidad del suelo y el número de pruebas permiten extender los resultados a todos los elementos de la cimentación, a partir de estos resultados se podrá estimar la capacidad de carga reducida,  $r$  (SMIE, 2017).

F) Métodos basados en la experiencia local

Existen valores de capacidad de carga unitaria reducida “ $r$ ” estimados a partir de la experiencia local, los valores de  $r$  hallados con los métodos anteriores deben ser contrastados con estos valores estimados (SMIE, 2017).

**Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2018)**

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación, según su última versión del año 2019, en algunas secciones del capítulo 3 se menciona la norma sobre criterios y acciones para el diseño estructural en edificaciones. Específicamente, en la ecuación de la desigualdad de la capacidad de carga reducida “ $r$ ” se menciona la sección 3.4 de esta última norma. Este capítulo sirve para determinar el Factor de carga “ $F_c$ ”. Se tienen cuatro reglas para la determinación de dicho factor y estas tienen que ver con la combinación de acciones para cargas permanentes y variables y fuerzas internas (SMIE, 2008).

### **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2017)**

La sección 1.2.3 trata sobre los criterios de diseño para la cimentación, en dicha sección se especifica que las de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo mientras que los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales se establecen en las normas técnicas del material que se trate. Además, en esta sección trata sobre el factor de reducción por sobrerresistencia y la consideración de los miembros críticos de la cimentación como las zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en uno de sus direcciones principales (SMIE, 2017).

### **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto (2017)**

La sección 7.9 trata sobre los elementos estructurales en cimentaciones. Se especifica que a estos elementos se les aplican los requerimientos de esta sección, los de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Cimentación y las Normas Técnicas complementarias que no se contrapongan a ellos. Además, en la sección 7.9.2 se indica que mediante el análisis y diseño se verifica que tanto la estructura como su cimentación resistan fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones y afectados por sus factores de carga. En el mismo sentido, esta sección especifica que las fuerzas actuantes en la cimentación se deben calcular de acuerdo al inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (SMIE, 2017).

#### 2.6.4. Norma de Estados Unidos

De acuerdo a la normativa de Estados Unidos se recopiló una serie de consideraciones respecto al valor de la presión admisible del suelo. A continuación, se detallarán dichas consideraciones en la normativa:

Según el documento Geotechnical Engineering Circular N 6 elaborado por el Federal Highway Administration (FHWA), del Departamento de Transporte de los Estados Unidos, el factor de seguridad aplicado a la capacidad de carga del suelo depende de qué tan precisos son los parámetros de suelo  $\phi$  y  $c$  empleados, la importancia de la estructura y la consecuencia de la falla. Bajo estas consideraciones, se estima que el

factor de seguridad mínimo para cimentaciones superficiales varía entre 2.5 a 3.5. Este factor de seguridad se obtuvo de la teoría del ASD (Diseño por Carga Admisible), sin embargo, no fue hasta la implementación del Diseño por Carga y Factores de Resistencia (LRFD) incorporado por la American Association of State Highway (AASHTO) en 1994 que se añadieron los factores de reducción  $\phi$  a fin de considerar la incertidumbre en la resistencia del suelo en la cimentación. En el documento del FHWA se indica que debe haber una clara comunicación entre ingenieros estructurales y especialistas en geotecnia en donde se conozca el método que sea usado, tanto para el diseño de la cimentación mediante (LRFD) como para hallar la presión admisible del suelo (ASD) ya que el desconocimiento de los factores de seguridad usados para hallar la presión admisible del suelo mediante el método ASD puede resultar en diseños muy conservadores e inviables al momento de amplificar las cargas en las combinaciones de diseño con el LRFD para dimensionar las cimentaciones.

Siguiendo con el mismo criterio, la American Society of Civil Engineers (ASCE) de los Estados Unidos, en el documento ‘‘Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures’’ plantea una serie de factores de resistencia aplicados a cualquier tipo de cimentación en función a la resistencia vertical, lateral y de suelo. La entidad indica en el artículo 12.13.5.2 que a la capacidad nominal de la cimentación ( $Q_n$ ) se le debe multiplicar uno de los factores de resistencia indicados en la Tabla 4 (ASCE, 2014).

Tabla 4  
Factores de resistencia

Dirección y tipo de resistencia	Factor de resistencia ( $\Phi$ )
Resistencia vertical	
Resistencia a la compresión (aplastamiento)	0.45
Pilote a fricción (en dirección hacia arriba o a hacia abajo)	0.45
Resistencia lateral	
Presión lateral de aplastamiento	0.5
Deslizamiento por fricción o cohesión	0.85

Nota. Tomado de ASCE 2014

Alternativamente, se permite un factor de resistencia de  $\Phi = 0.8$  cuando se ha determinado la resistencia nominal (hacia arriba y hacia abajo) mediante un estudio in situ en la cimentación proyectada (ASCE, 2014). Es importante mencionar que, para el diseño de las cimentaciones, si se considera la carga de sismo en la combinación de diseño, se permite la reducción del momento de volcadura. La capacidad de carga admisible de la cimentación ( $Q_{as}$ ) se deberá calcular usando el esfuerzo admisible del tipo de material de la cimentación en cuestión (ASCE, 2014).

En base a lo ya mencionado, resulta interesante conocer la metodología empleada para el diseño de geotécnico de las cimentaciones, que, según la FHWA de los Estados Unidos, es la planteada por Meyerhof. En ella se determina la presión admisible del suelo o *allowable bearing capacity* de una cimentación superficial siguiendo el diseño por esfuerzos admisibles o diseño límite (LFRD) (FHWA, 2002).

A continuación, se muestra la metodología empleada por la FHWA para el diseño de cimentaciones superficiales, así como los parámetros utilizados para determinar la capacidad de carga del suelo y finalmente la presión admisible.

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c + qN_q C_{wq} s_q b_q d_q + 0.5\gamma B_f N_\gamma C_{w\gamma} s_\gamma b_\gamma$$

Donde:

c: cohesión

sc, sy and sq: factores de forma

bc, by and bq: factores de inclinación de la carga

dq: factor de corrección que toma en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante en relación a la superficie de los suelos no

Cwγ and Cwq: factores en caso exista nivel freático

Nc, Nγ and Nq: factores de capacidad de carga

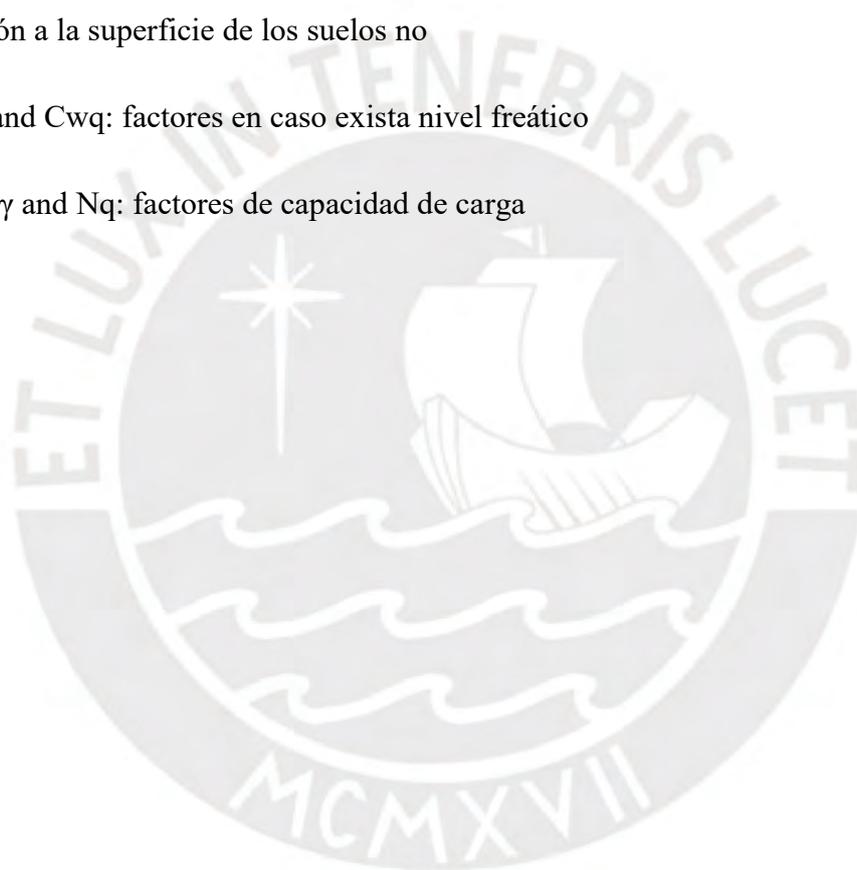


Tabla 5

Factores de capacidad de carga

$\phi$	Nc	Nq	Ny	$\phi$	Nc	Nq	Ny
0	5.14	1	0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26
9	7.9	2.3	1	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3	1.7	35	46.1	33.3	48
13	9.8	3.3	2	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Nota: Tomado de ASHTO 1996

Tabla 6

Factores de forma

Factor	Friction Angle	Cohesion Term ( $S_c$ )	Unit Weight Term ( $S_\gamma$ )	Surcharge Term ( $S_q$ )
Shape Factors,	$\Phi = 0$	$1 + \left(\frac{B_f}{5L_f}\right)$	1.0	1.0
$S_c, S_\gamma, S_q$	$\Phi > 0$	$1 + \left(\frac{B_f}{L_f}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B_f}{L_f}\right)$	$1 - \left(\frac{B_f}{L_f} \tan\Phi\right)$

Nota: Tomado de ASHTO 1996

Tabla 7  
Factores de inclinación de la carga

Factor	Friction Angle	Cohesion Term (c)	Unit Weight Term ( $\gamma$ )	Surcharge Term (q)
Base Inclination Factors, $b_c, b_\gamma, b_q$		$b_c$	$b_\gamma$	$b_q$
	$\Phi = 0$	$1 - \left(\frac{\alpha}{147.3}\right)$	1.0	1.0
	$\Phi > 0$	$b_q - \left(\frac{1 - b_q}{N_c \tan \Phi}\right)$	$(1 - 0.017\alpha \tan \Phi)^2$	$(1 - 0.017\alpha \tan \Phi)^2$

Nota: Tomado de FHWA 2002

Finalmente, si se diseña la cimentación con el método de esfuerzos admisibles debe aplicarse la siguiente ecuación:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS}$$

Donde:

$Q_i$  = Esfuerzo aplicado en la cimentación

$R_n$  = Capacidad última del suelo

$FS$  = factor de seguridad

Otra consideración respecto a la presión admisible del suelo, indicada en el International Building Code (ICC IBC, 2012), señala que se permite aumentar la presión admisible del suelo en un 33% para roca, grava, arena o arcilla en las combinaciones en las que actúan cargas temporales (viento o sismo). Esta consideración resulta razonable cuando el suelo granular es muy denso o la arcilla es bien rígido, pero cuando se da el caso en que el suelo es susceptible de licuación o la arcilla es poco compacta podría no aplicarse esta recomendación (Tiznado, 2014). A manera de referencia se presenta en la Tabla 8 los parámetros de diseño de la cimentación para cada tipo de suelo.

Tabla 8  
*Parámetros de diseño de la cimentación*

PRESUMPTIVE LOAD-BEARING VALUES

CLASS OF MATERIALS	VERTICAL FOUNDATION PRESSURE (psf)	LATERAL BEARING PRESSURE (psf/ft below natural grade)	LATERAL SLIDING RESISTANCE	
			Coefficient of friction <sup>a</sup>	Cohesion (psf) <sup>b</sup>
1. Crystalline bedrock	12,000	1,200	0.70	----
2. Sedimentary and foliated rock	4,000	400	0.35	----
3. Sandy gravel and gravel (GW and GP)	3,000	200	0.35	----
4. Sand, silty sand, clayey sand, silty gravel and clayey gravel (SW, SP, SM, SC, GM and GC)	2,000	150	0.25	----
5. Clay, sandy clay, silty clay, clayey silt, silt and sandy silt (CL, ML, MH and CH)	1,500	100	----	130

For SI: 1 pound per square foot = 0.0479 kPa, 1 pound per square foot per foot = 0.157 kPa/m

a. Coefficient to be multiplied by the dead load.

b. Cohesion value to be multiplied by the contact area, as limited by Section 1806.3.2.

*Nota:* Tomado de ICC IBC 2012

### 3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. Análisis cualitativo de la presión admisible en la normativa peruana

En esta sección se interpretará lo enunciado en la normativa de Perú. Luego, se procederá a analizar acerca de la presión admisible en las normas en cuestión.

##### 3.1.2. Interpretación de los artículos referente a la presión admisible

###### *Norma E.030*

En la norma se indica una reducción al 80% de las combinaciones de carga que impliquen el efecto sísmico o viento (ambos considerados como temporales) para el diseño de cimentaciones superficiales. Esta reducción se debe a que estas solicitaciones tienen una baja probabilidad de ocurrencia tanto independiente como conjuntamente. Asimismo, se debe a que los valores usados en el análisis sísmico ya implican una amplificación de las respuestas sísmicas. Algunos de estos valores son los factores sísmicos como el de zonificación, uso de los edificios, amplificación sísmica, factor básico de reducción y factores de irregularidad, los cuales amplifican las fuerzas laterales a la que se somete la estructura.

Por otro lado, en la norma se menciona el término de "capacidad portante", el cual se presta a ser interpretada ambiguamente como capacidad de carga del suelo o presión admisible, pues el primer término hace referencia al esfuerzo máximo que el suelo puede soportar frente a acciones de carga. Asimismo, el segundo término hace referencia a la presión admisible que es la capacidad de carga afectada por un factor de seguridad.

###### *Norma E.050*

La norma E.050 constituye la principal referencia en todo lo referido a la presión admisible del suelo ya que es la norma peruana enfocada a las cimentaciones desde el punto de vista de geotecnia. Sin embargo, de la revisión de las normas, se puede observar que algunas consideraciones, como el factor de seguridad o la reducción de cargas de sismo no están del todo claras, por lo que se analizará en el siguiente acápite.

En primer lugar, se encuentra en el Artículo 21, relacionado al factor de seguridad para el caso dinámico, se menciona "para solicitación máxima de sismo o viento: 2.5" (p.39).

Pues, es posible evidenciar que lo enunciado no detalla de manera precisa si las sollicitaciones máximas implican a las combinaciones de carga, que incluye al sismo o viento que se detallan en la norma E.020, dentro del análisis o solo basta considerar de manera independiente a la carga debida a sismo o viento.

Otro aspecto a resaltar en la mencionada norma es en relación a las cantidades asumidas para los factores de seguridad tanto estático o dinámico para fallas por corte en el diseño de cimentaciones superficiales sobre suelos cohesivos pues, de acuerdo a lo presentado en dicho documento en el Artículo 21, se indica tomar un coeficiente de seguridad para fallas por corte igual 3 y 2.5 para los casos estáticos y dinámicos, respectivamente. A partir de esta información, es posible determinar que existe un incremento de 20% de la presión admisible siendo esta determinada a partir de la capacidad de carga última dividido por uno de los dos factores de seguridad. Cabe mencionar que dicha variación se da sin tomar en cuenta las consideraciones que se deben hacer para el caso dinámico donde existe una reducción de la cohesión al 80%, aclaración que no se encuentra detallada en la norma. Por lo que el incremento del 20% de la presión admisible se da por entendido.

#### *Norma E.060*

En cuanto a la norma E.060: Concreto armado, ésta al mencionar un incremento del 30% de la presión admisible para la verificación por esfuerzos admisibles en el diseño de zapatas o cimientos superficiales, muestra que es una cantidad que difiere en 10% con respecto a lo señalado en la norma E.050. Asimismo, cabe mencionar que en la norma de Concreto armado, no se detalla con mayor precisión en cuanto al tipo de suelo, cuestión que delimita la E.050 para suelos cohesivos o aquellos que siguen el procedimiento de diseño por cortante.

### 3.1.3 Comparación entre las disposiciones planteadas por las normas peruanas

Luego de realizar la investigación correspondiente a normas nacionales, internacionales y la revisión de la literatura se determinaron tres incompatibilidades en las normas E.030, E.050 y E.060, las cuales se indican a continuación:

- En la norma E.050 no se menciona, de la misma forma que se hace en las normas E.030 y E.060, la disminución de las combinaciones de diseño en casos donde intervienen cargas de sismo o de viento al 80% para llevar estos efectos de condiciones últimas a condiciones de servicio y en base a eso usar las cargas axiales y de momento para hallar la presión admisible del suelo.
- Según la norma E.050, en el artículo 21 se indica que el factor de seguridad en caso de sismo es de 2.5, esto puede interpretarse como un incremento del 20% de la presión admisible con respecto al caso estático donde se considera un factor de seguridad de 3. Esto varía con lo dicho en el artículo 15.2.4 de la norma E.060, en donde se señala que se debe aumentar en un 30% el valor de la presión admisible del suelo para caso de sismo.
- La norma E.050 en el artículo 21 no especifica si el factor de seguridad de 2.5 es aplicable para la combinación de carga que incluye el efecto de sismo o viento o solo para los términos de carga de viento o sismo aplicada a la cimentación.
- La NTP E.060 menciona en el artículo 15.2.5 que para determinar las cargas actuantes en el suelo las cargas sísmicas *podrán* reducirse al 80%, mientras que en la NTP E.030, en el artículo 44.2, se indica que se *hace* con el 80%. Por lo tanto, se evidencia una falta de coordinación entre ambos artículos de las normas mencionadas.

### 3.2. Análisis cualitativo de la presión admisible en la normativa internacional enfocados a las normas peruanas

#### 3.2.1. Interpretación del parámetro “presión admisible”

##### *Chile*

A diferencia de la norma peruana, la norma chilena no brinda una metodología para calcular la presión admisible y tampoco define factores de seguridad, por lo que se estudió su “metodología tradicional”. Según esta metodología la presión admisible en caso sísmico se calcula como 1.33 la presión admisible en caso estático.

### *Costa Rica*

La norma costarricense de cimentaciones usa el método de resistencia de trabajo al igual que la Norma E.050 peruana, sin embargo, usa factores de resistencia menores en su metodología tradicional. Además, la norma costarricense brinda otra manera de obtener el factor de seguridad, cuando haya condición de carga excéntrica, haciendo uso del factor  $q_u \text{ mín} / q_u \text{ máx}$  llegando a valores de hasta 1,6.

### *México*

La norma mexicana tiene un símil con respecto al valor de la capacidad de carga unitaria “ $r$ ” y la carga admisible “ $q_a$ ” de la norma peruana, la diferencia radica en los métodos de cálculo para cada uno. En la norma mexicana se aplica un factor de resistencia, además se toma en cuenta otros factores tales como la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo o la presión vertical efectiva. Además, la normativa mexicana especifica los métodos para calcular la capacidad de carga unitaria, lo que análogamente sería la capacidad de carga “ $q_d$ ” en la normativa peruana; sin embargo, la normativa peruana no detalla o especifica los métodos para hallar dicha capacidad de carga más de manera general enuncia ecuaciones para hallarlo.

### *Estados Unidos*

En el caso de las normas estadounidenses, se ha tenido en consideración tanto el método ASD y LRFD para el diseño de las zapatas, lo cual genera suspicacia en el valor final que debe usarse de la presión admisible del suelo ya que no necesariamente todos los profesionales en estructuras y geotecnia trabajan de la misma forma.

Con respecto a las cargas aplicadas sobre la cimentación, se considera un aumento del 33% a la presión admisible del suelo cuando hay casos de cargas temporales (sismo, viento) lo cual se debe a que el sismo no tiene mucha probabilidad de ocurrencia por lo que se puede considerar un mayor valor de resistencia del suelo. Es importante mencionar que esta recomendación es muy usada a nivel mundial y en países con similar realidad que la nuestra.

Se puede decir que en el caso de los Estados Unidos existe discordancia respecto al valor de la presión admisible con el que se diseñarán las cimentaciones superficiales ya que existen dos métodos (ASD y LRFD) que lo ven los especialistas de geotecnia y estructuras, respectivamente, y que deben coincidir en las consideraciones que se haga de reducción de cargas o factores de seguridad a fin de que el diseño de la cimentación sea óptimo. Este fenómeno no se da en el caso del Perú, ya que el diseñador de la cimentación es el ingeniero estructural y el método de diseño de la cimentación es el de esfuerzos admisibles.

Por otro lado, la recomendación que toman las normas E.030 y E.060 respecto a aumentar el valor de la presión admisible en un 30% para caso de combinaciones de diseño que involucren cargas temporales de viento o sismo tiene correlación con el 33% señalado en las normas americanas. Esta afirmación es correcta e incluso más conservadora, sin embargo, si se compara ese incremento con el 20% señalado por la norma E.050 para el caso de sismo se observa la incompatibilidad mencionada en el acápite 3.1.3. por lo que es recomendable unificar ese valor a fin de evitar malos entendidos en la interpretación de las normas peruanas.

### 3.2.2. Parámetro “presión admisible” en las normativas internacionales y peruana

De lo analizado en las normas internacionales se evidenció que los términos empleados para referirse a la presión admisible del suelo varían por país o incluso no se especifica (como en el caso de Chile). De este modo, en la Tabla 9 se muestra las terminologías características de cada país. Asimismo, es importante señalar que algunas normativas no presentan una notación para referirse a la “presión admisible” como es el caso de las normativas de Costa Rica y Estados Unidos.

Tabla 9

*Términos usados para “Presión Admisible” en las normativas de Chile, Costa Rica, México y EE.UU.*

Países	Términos de presión admisible	Normativa de suelos y/o cimentación
Perú	Presión admisible ( $q_a$ )	NTP E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)
Chile	no especifica	Norma Chilena 1508 Geotécnica: Estudio de Mecánica de Suelos
Costa Rica	Esfuerzo máximo o de trabajo admisible	Código Costarricense de Cimentaciones (2009)
México (Ciudad de México)	Capacidad de carga reducida de la cimentación ( $r$ )	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (2017)
EE.UU.	Capacidad admisible del suelo	Geotechnical Engineering Circular N 6

La Tabla 9 evidencia que diferentes países, excepto Perú, poseen términos oficiales dentro de su normativa. Por lo tanto, esto demuestra avenencia entre las normativas internacionales (Chile, Costa Rica, México y EE.UU.). Asimismo, la notación correspondiente, en el caso de México, es de dominio común que simplifican su comunicación e interpretación.

### 3.3. Análisis cuantitativo de las normas

En el presente capítulo se detallan los resultados de los procedimientos de cálculo seguidos para la obtención de los valores de presión admisible y esfuerzo admisible que se obtienen según en las normas nacionales (E.030, E.050 y E.060), y para la obtención de los valores de presión admisible de acuerdo a las indicaciones que hace la normativa peruana, chilena, costarricense, mexicana y estadounidense.

En este sentido, para determinar los valores mencionados anteriormente, se empleó como información geotécnica y análisis estructural aquellas pertenecientes a una edificación destinada como institución educativa. La misma que consiste en un pabellón de dos niveles ubicada en el distrito de Puente Piedra, Lima, Perú. Asimismo, se encuentra en una zona sísmica clasificada por la norma E.030: Diseño Sismorresistente como Z4 con aceleración igual 0.45g y tipo de suelo S2 equivalente a un suelo medianamente rígido.

Del mismo modo, el cálculo se realizará para una zapata superficial cuyas dimensiones se muestran en la Figura 1. En cuanto a las condiciones de cimentación, la profundidad de la cimentación es de 1.5m por lo que la zapata se apoya en un estrato de arcilla de alta plasticidad (notación SUCS: CH) medianamente compacta. Además, los parámetros del suelo se muestran en la Figura 2 y las cargas actuantes se muestran en la Tabla 10.

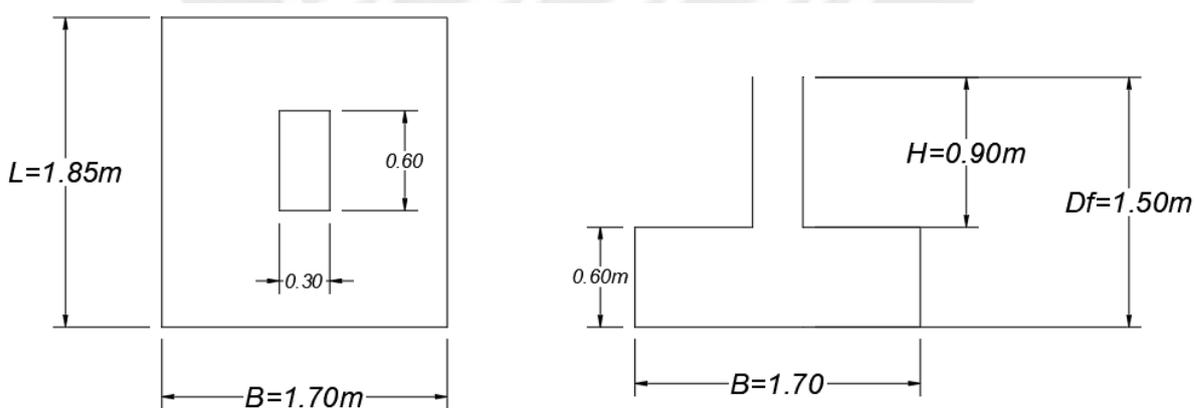


Figura 1 Dimensiones de la zapata

Tabla 10  
*Perfil del suelo donde se apoya la zapata*

PERFIL DEL SUELO		
SP	GS= 2.66	
	Pu= 1.89 g/cm <sup>3</sup>	
Profundidad del estrato =	1 m	
CL	LL= 20	Cc= 0.089
	LP= 10	Cr= 0.09
	IP= 10	$\sigma'p$ = 2.45 kg/cm <sup>2</sup>
	GS= 2.71	
	w= 7.4%	
	Pu= 2.002 g/cm <sup>3</sup>	
	qu= 1.66 kg/cm <sup>2</sup>	
Profundidad del estrato =	4.15 m	
CH	LL= 33	Cc= 0.225
	LP= 12	Cr= 0.22
	IP= 21	$\sigma'p$ = 2.97 kg/cm <sup>2</sup>
	GS= 2.74	
	w= 6.8%	
	Pu= 2.106 g/cm <sup>3</sup>	
	qu= 1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Profundidad del estrato =	4.15 m	

Tabla 11  
*Cargas actuantes en la zapata*

	Carga vertical	Momento
	Pv (Ton)	Mx (Ton.m)
CM	27.53	0.1
CV	10.65	0.062
Sismo	0.06	----

### 3.2.1. Análisis cuantitativo entre las normas peruanas

#### 3.2.1.1 Análisis cuantitativo de las consideraciones posibles para la reducción por sismo

En este acápite se presenta un análisis cuantitativo considerando las interpretaciones sobre la reducción del 80% para efectos sísmicos según la NTE.030 en los Artículos 43 y 44 (inciso 44.2), y la NTE.060 en el Artículo 15 (inciso 15.2.5). En este sentido, se considera los siguientes casos de interpretación para desarrollar los cálculos:

- Caso 1: considerando la interpretación de que se hace una reducción de 80% solo a la carga sísmica
- Caso 2: considerando la interpretación de que se hace una reducción del 80% a la combinación de las cargas. Según las entrevistas a los profesionales, este caso resulta ser la correcta interpretación de las normas

A continuación, se presenta la tabla de resultados de los casos mencionados, cabe resaltar que el detalle de los cálculos se adjunta en los ANEXOS A y B:

Tabla 12

*Resultados de los esfuerzos sobre el suelo según los casos de las interpretaciones de los Artículos 43 y 44 de la NTE E.050 y el Artículo 15 de la NTE E.060*

	Qgrav <sup>a</sup>		Qgrav+Qsismo <sup>b</sup>		Qgrav+0.8 Qsismo (CASO 1)		0.8(Qgrav+Qsismo) (CASO 2)	
	$\sigma 1$	$\sigma 2$	Sin reducción de cargas temporales al 80%		Con reducción de cargas temporales al 80%		Con reducción al 80% de la combinación	
	$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 1$	$\sigma 2$
Esfuerzos sobre el suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	1.953	1.384	2.24	1.102	2.183	1.159	1.746	0.927

a. Qgrav son las cargas de gravedad presentes en la zapata

b. Qsismo son las cargas de sismo actuantes sobre la zapata

Según los resultados de la Tabla 12, se observa existe un porcentaje de error de 20% en el caso 2 respecto al caso 1 (correcta interpretación). Además, se observa que incluso los esfuerzos hallados en el caso 2 son menores que los esfuerzos considerando solo cargas de gravedad.

### 3.2.1.2. Análisis cuantitativo de la presión admisible según la NTE E.050, la NTE E.060 y la NTE.030

En el presente análisis solo se considerará una evaluación para el caso no superpuesto. Se realiza un análisis comparativo en las presiones admisibles, considerando el Artículo 20, 21 y 22 de la NTE E.050 para el cálculo. Así también, para el cálculo de la presión admisible por cargas temporales se evalúan dos casos. En el primer caso se utiliza la cohesión brindada por el EMS y en el segundo caso se reduce la cohesión al 80% para casos sísmicos (Olcese, 2019). Además, algunos autores como Ashford y Sitar (1994), sostienen que la cohesión disminuye producto de la fragilidad del suelo bajo condiciones sísmicas.

Por otro lado, según la NTE E.060 se verifica el dimensionamiento de la cimentación a partir del método de esfuerzos admisibles en condiciones de servicio. Según las normativas vigentes, para la verificación por esfuerzos admisibles sin condición de sismo se usará la presión admisible brindada por el estudio de mecánica de suelos. Por otra parte, para realizar la verificación por esfuerzos admisibles por sismo, se considera la presión admisible aumentada en 30% de acuerdo a lo mencionado en la NTE E.060. En efecto, con estas consideraciones se hallan los valores de presión admisible para cada caso según se detalla en los ANEXOS A y B, y se muestra resumida en la Tabla 13.

Tabla 13

*Cálculo de la presión admisible según la Norma E.050 (sin considerar reducción de la cohesión y verificación por esfuerzos admisibles según la NTE.060 y NTE.030*

	NTP E.050		NTE.060 y NTE.030	
	Condición sísmica o viento  Con $c = 0.830$ kgf/cm <sup>2</sup>	Condición estática	Para verificación por esfuerzos admisibles (Condición sin Sismo)	Para verificación por esfuerzos admisibles (Condición con Sismo)
Presión admisible del suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	1.938	1.615	1.615	2.100

Cuando no se considera una variación de la cohesión a causa del sismo, se evidencia que el cálculo de la presión admisible está gobernado netamente por el factor de seguridad. Por lo tanto, la variación de los factores de seguridad entre el caso sísmico y estático de 3 a 2.5 podría interpretarse como un incremento de la presión admisible en 20%. Es más, es posible hacer el cálculo de la presión admisible dinámica a partir de la presión admisible estática con dicha variación del 20%. En el caso de las consideraciones sísmicas, según las normas NTE.060 y la NTE.030 se obtiene un 8.4% más con respecto al valor obtenido según las consideraciones dinámicas que indica la norma de geotecnia, NTE.050, tal como indica la tabla 13.

Posteriormente, se analizó la variación que se obtiene al agregar la reducción de la cohesión al 80% en el cálculo de la presión admisible, dichos cálculos se adjuntan en los ANEXOS A y B. A continuación, se muestra un resumen de resultados en la siguiente tabla:

Tabla 14

*Cálculo de la presión admisible según la Norma E.050 (Considerando una reducción al 80% en la cohesión para condiciones sísmicas), y según la NTE.060 y NTE.030 para la verificación por esfuerzos admisibles.*

	NTE.050		NTE.060 y NTE.030	
	Condición sísmica o viento	Condición estática	Para verificación por esfuerzos admisibles (Condición sin Sismo)	Para verificación por esfuerzos admisibles (Condición con Sismo)
	$c' = 80\% c$ $c' = 0.664$ kgf/cm <sup>2</sup>			
Presión admisible del suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	1.551	1.615	1.551	2.016

Según los resultados obtenidos, se aprecia una variación de la presión admisible sísmica del 4% con respecto al valor de la presión admisible estática. Lo que deriva de hacer las consideraciones de reducción al 80% del valor de la cohesión del suelo y el factor de seguridad igual 2.50. En este sentido la presión admisible para cargas estáticas tendrá dos incidentes que modifican su valor. Primero, por el cambio del factor de seguridad, se tiene un aumento del 20% al valor de la presión admisible sísmica, luego se tiene una reducción al 80% de la cohesión, por lo que resulta que el valor final de la presión admisible para cargas sísmicas es el 96% del valor por condiciones estáticas.

Por otro lado, se puede apreciar que el valor obtenido de la presión admisible para cargas temporales, cuando no se considera la disminución de la cohesión, varía significativamente comparado cuando se considera la reducción al 80% de la cohesión. Por ejemplo, para el caso sísmico, la variación de la presión admisible, usando la cohesión con reducción y sin reducción, es del 25% (Tabla 14). Así también, se puede verificar que dependiendo del valor de la cohesión que usemos, el resultado del caso sísmico será menor o mayor que el del caso estático. En este sentido, la presión admisible que se entregará como parte del EMS, podrá ser por caso estático o sísmico, según las consideraciones del profesional responsable.

Del mismo modo, en los casos que se considere la reducción del valor de la cohesión, el valor de la presión admisible según la NTE.060 y NTE.030 estarán en función de la

presión con condición sísmica de la NTE.050. Teniendo en cuenta estos puntos, la presión admisible considerando la condición sísmica usada por la NTE.060 y NTE.030 será aproximadamente un 25% más de la presión admisible estática por la NTE.030 como se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15

*Variación entre la presión admisible sísmica del suelo para los casos analizados (con y sin reducción de la cohesión) y la presión admisible estática obtenida por la NTP E.050 para suelos cohesivos*

NTP E.050				
		Condición sísmica o viento	Condición estática	Variación
		c = 0.830 kgf/cm <sup>2</sup>	c = 0.830 kgf/cm <sup>2</sup>	
Presión admisible del suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	NTP E.050	1.938	1.615	20 %
	NTP E.060 y NTP E.030	2.100	1.615	30 %
		c = 0.664 kgf/cm <sup>2</sup>	c = 0.830 kgf/cm <sup>2</sup>	
Presión admisible del suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	NTP E.050	1.551	1.615	- 3.96 %
	NTP E.060 y NTP E.030	2.016	1.615	24.83 %

Finalmente, el análisis e interpretación expuestos líneas arriba dan detalle del caso de efectos “No superpuesto” de la zapata en cuestión. Sin embargo, estas no deben ser entendidas como conclusiones generalizadas, más bien como un caso particular. Por lo tanto, queda aperturado a un análisis del caso de efectos “Superpuestos” de la zapata, pues será ahí en la que se deba tener en cuenta aspectos intermedios como la variación de los factores de corrección de forma.

Tabla 16

*Variación entre la presión admisible del suelo con y sin reducción de la cohesión*

NTP E.050			
	Condición sísmica o viento	Condición sísmica o viento	Variación
	$c' = 80\% c$ $c' = 0.664 \text{ kgf/cm}^2$	$c = 0.830 \text{ kgf/cm}^2$	
Presión admisible del suelo (kg/cm <sup>2</sup> )	1.551	1.938	25%

### 3.2.2. Análisis cuantitativo de la presión admisible entre las normas internacionales y la peruana

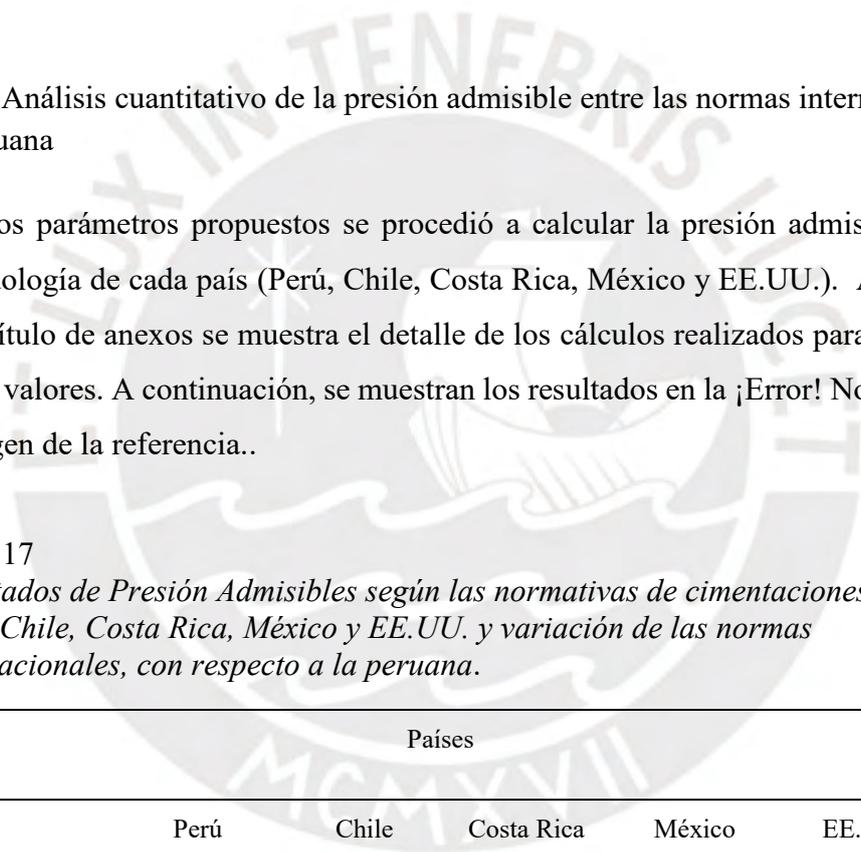
Con los parámetros propuestos se procedió a calcular la presión admisible según la metodología de cada país (Perú, Chile, Costa Rica, México y EE.UU.). Asimismo, en el capítulo de anexos se muestra el detalle de los cálculos realizados para la obtención de los valores. A continuación, se muestran los resultados en la  Error! No se encuentra el origen de la referencia..

Tabla 17

*Resultados de Presión Admisibles según las normativas de cimentaciones de Perú, Chile, Costa Rica, México y EE.UU. y variación de las normas internacionales, con respecto a la peruana.*

	Países				
	Perú	Chile	Costa Rica	México	EE.UU.
Presiones admisibles (kg/cm <sup>2</sup> )	1.515	-	1.610	1.233	1.660
% incremento con respecto a Perú	-	-	6.27 %	- 18.61%	9.57 %

Según los resultados obtenidos del cálculo de presiones admisibles según cada normativa de cimentaciones de cada país, se hace una comparación entre estos para determinar qué normativa es la más conservadora y la menos conservadora en función de qué presión admisible es la menor y mayor, respectivamente. A continuación, en el gráfico siguiente se muestran los resultados de presión admisible.

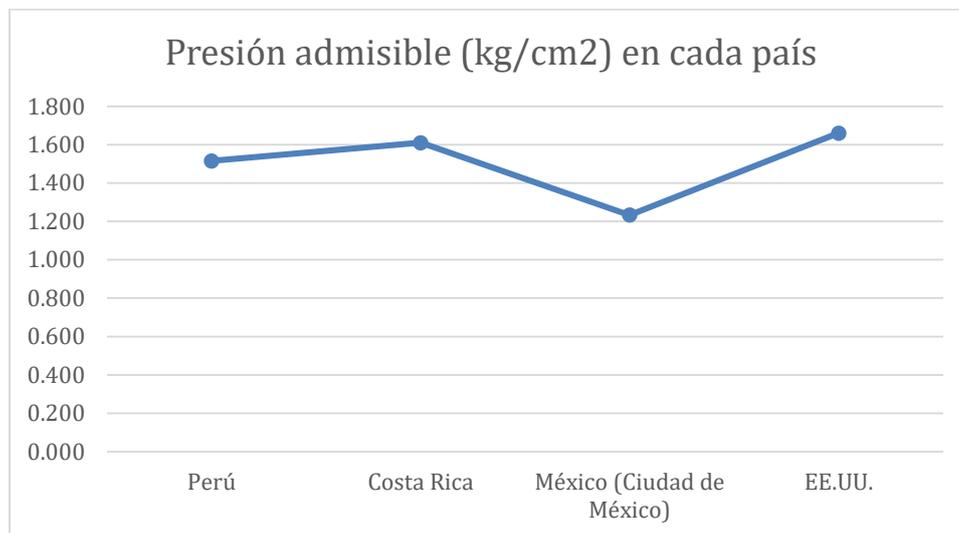


Figura 2 Resultados de la presión admisible según la normativa de Perú, Costa Rica, México y EE.UU.

Del gráfico anterior y de los resultados de la tabla se observa que la normativa más conservadora es la mexicana ( $q_a = 1.233 \text{ kg/cm}^2$ ) y la normativa menos conservadora es la de Estados Unidos con una presión admisible de  $1.660 \text{ kg/cm}^2$ . Sin embargo, también se podría considerar la costarricense como una normativa menos conservadora ya que resultó con una presión admisible de  $1.610 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.3. Propuesta unificadora de los artículos de la presión admisible en la normativa peruana

*En la Norma Técnica Peruana E.050 Suelos y Cimentaciones*

En el artículo 13, inciso 13.8, se menciona el término “capacidad portante”, el cual no se encuentra debidamente definido dentro de la misma norma, por lo que se propone

cambiar el término por “capacidad de carga”. A continuación, se muestra la propuesta del artículo modificado:

**Art. 13.8** Otra información

Cuando el PR lo considere necesario, debe incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el EMS, que pueda afectar la *capacidad de carga*, deformabilidad y/o la estabilidad del terreno.

Aparte del artículo 13.8 se mencionan 2 veces más el término “capacidad portante”, ambos haciendo referencia al ensayo de laboratorio NTP 339.153. Debido a la posibilidad que este término sea inherente al ensayo, este debería ser definido y especificado en la norma, por tratarse de una característica del suelo.

En el Artículo 17, inciso 17.1, se considera necesario especificar que las cargas de servicio por efectos de sismo serán reducidas al 80% tal como se especifica en la Norma E.030 para así entender una congruencia entre las normas. Por lo tanto, el inciso propuesto es el siguiente:

**Art. 17.1.** Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizan como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación, *con los efectos de sismo reducidos al 80%, en congruencia con lo especificado en el inciso 15.2.5 de la Norma E.060: Concreto Armado.*

En el artículo 21, los factores de seguridad mencionados tanto para el caso estático y sísmico son mencionados sin especificar si aquellos serán aplicados en combinación o por separado. Por ello, se propone agregar los términos “*cuando sólo intervienen*” para el caso de factores de seguridad de cargas estáticas y “*Cuando intervienen*” para el caso del factor de seguridad con cargas sísmicas o de viento. Por lo tanto, se propone lo siguiente para el artículo 21 de la norma E.050:

**Art. 21.** Los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:

21.1. *Cuando solo intervienen* cargas estáticas: 3,0

21.2. *Cuando intervienen cargas de sismo o viento (usando la más desfavorable): 2,5*  
*En caso intervengan cargas sísmicas se deberán considerar las reducciones de los*  
*parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.*

Adicionalmente, se deberían definir los cambios o variaciones de las variables a tomar en cuenta para hallar la capacidad de carga para cargas temporales. De esta manera se evitará confundir a la presión admisible por cargas temporales como una variación porcentual de la presión admisible estática.

*En la Norma Técnica Peruana E.060*

En el Capítulo 15, numeral 15.2.4, para una mejor interpretación del inciso se propone omitir "...para los estados de carga en los que..." y poner el término "*cuando*" ya que así se logra la finalidad de que se entienda que el incremento del 30% se da cada vez que intervengan las cargas temporales y no se malinterprete con que el incremento se tiene que dar a las cargas de temporales por separado de las otras sollicitaciones. Además, se consideró que es importante agregar que la presión admisible que se considera para hacer el aumento del 30% es el cálculo a partir de las consideraciones de la NTE E.050 para que no se malinterprete como hallar otra presión admisible por el lado de la NTE E.060. Por lo tanto, se propone el siguiente inciso:

**15.2.4.** Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo *cuando* intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento. *Este valor de presión admisible fue calculado según las consideraciones de la Norma Técnica Peruana E.050.*

Debido a estas consideraciones, adicionalmente se propone que esta consideración del incremento del 30% sea especificada y referenciada en la normativa geotécnica para evitar confusiones con respecto a su interpretación.

En el artículo 15, sección 15.2.5, se propone que se debe especificar la sección de la Norma de Diseño Sismorresistente, por lo que se agregó "*en el artículo 44.2*". Entonces la sección quedaría de la siguiente manera:

**15.2.5.** Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, los efectos de sismo se *reducirán* al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, *en el artículo 44.2*, están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

La reducción del 80% de los valores a los que hace referencia el reglamento es a los valores provenientes de la carga sísmica. Esto permite que el cálculo del esfuerzo sobre el suelo y el diseño se realice netamente con cargas en servicio. Esto sería la combinación básica de cargas CM + CV + S para todas las fuerzas actuantes sobre la estructura.

En el artículo 15, inciso 15.2.6., se propone eliminar la palabra “portante” y reemplazarla por “*de carga*” ya que no existe una definición del término “capacidad portante” en ninguna de las tres normas (NTP E.030, NTP E.050 y NTP E.060) y se puede malinterpretar. Además, se considera que como es un término de suelos y cimentaciones, se debe uniformizar los términos a partir de la norma E.050; por lo que el término reemplazante es “Capacidad de carga”. En este mismo artículo, se propone hacer referencia al artículo 47 de la NTP E.030 ya que también menciona condiciones de suelos de baja capacidad de carga, por ello, se propone agregar el texto “*(...) en concordancia a las condiciones que se especifican en el artículo 47 de la NTP E.030 Diseño Sismorresistente*”. A continuación, se muestra el Artículo 15, inciso 15.2.6. de la NTE E.060 considerando la propuesta:

**15.2.6.** En terrenos de baja capacidad *de carga* o cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación *en concordancia a las condiciones que se especifican en el Artículo 47 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

En el artículo 44, inciso 44.2, se propone eliminar el texto final “(...) multiplicadas por 0.8” (p.12), ya que se puede malinterpretar y hacer la reducción a la combinación de cargas cuando solo se podría reducir las cargas de sismo o viento. Por ello, en su lugar se propone el siguiente texto “(...) *debiendo reducirse solo las cargas producidas por acción del sismo o viento al 80%*. A continuación, se muestra el Artículo 44.2. de la NTP E.030 considerando la propuesta:

44.2. La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hace con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico, *debiendo reducirse sólo las cargas producidas por acción del sismo o viento al 80%*.

En el artículo 45, se propone eliminar la palabra “portante” y reemplazarla por “*de carga*” ya que como se mencionó anteriormente no existe una definición del término este término, “capacidad portante”, en ninguna de las tres normas (NTE E.030, NTE E.050 y NTE E.060) y se puede malinterpretar. Además, se considera que como es un término de suelos y cimentaciones, se debe uniformizar los términos a partir de la norma E.050; por lo que el término propuesto, “Capacidad de carga”, resulta más adecuado. A continuación, se muestra el Artículo 45 de la NTE E.030 considerando esta propuesta:

Artículo 45.- Capacidad *de Carga*

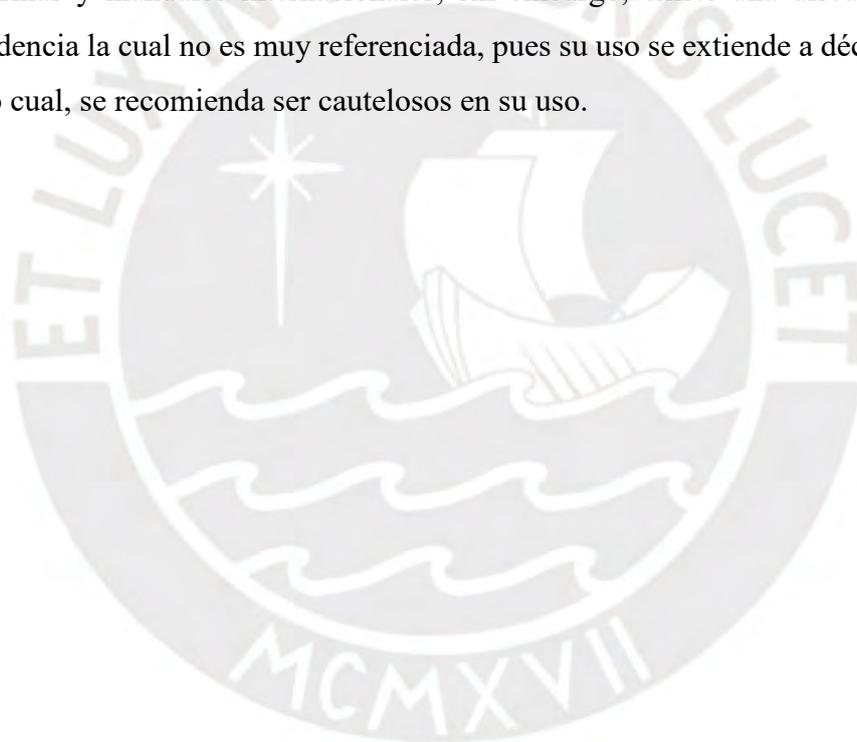
En todo Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se consideran los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad *de carga* del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, se efectúa una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

#### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se debe entender que los temas correspondientes a cada campo de estudio de la ingeniería civil deben ser abordados por especialistas afines a estos, sin que esto último sea limitante para que cualquier ingeniero afín pueda entender claramente las intenciones de la norma. Asimismo, cada documento normativo debe abarcar temas directamente relacionados a su espacio de acción y referenciar adecuadamente los términos usados de otra rama. En este sentido, es importante que las especificaciones propias de cada especialidad sean enunciadas en su reglamento correspondiente. Es por ello, que lo concerniente a la presión admisible, como el incremento que se le asigna para el diseño de las cimentaciones en concreto armado (detallado en la NTE.060), debe estar mencionado dentro de la E.050 de suelos y cimentaciones. De este modo, se lograría establecer una concordancia dentro de la normativa especializada y apreciar la información de la fuente más adecuada.
- Es posible mencionar que pareciera existir un sesgo entre las normas E.060 y E.030 con la norma E.050, pues al tener puntos en común y que se encuentran mencionados en estas, simplemente no se tienen frases que citen o anuncien que dicha información sobre la que se trata se encuentra sustentada o abordada en las otras normas.
- Se evidencia una deficiente coordinación entre los comités que elaboran las normas peruanas (E.050, E.030 y E.060). Esto se evidencia en el uso de términos distintos para referirse a un mismo parámetro, como es el caso del término “Capacidad portante” en los artículos referentes a la presión admisible y capacidad última de las NTP E.060, E.030 y E.050 ya que esto genera ambigüedades y puede llevar a interpretaciones erróneas.
- Se recomienda que las normativas peruanas cuenten con una sección de “Definiciones” y que esta considere los términos claves que se mencionan en cada norma.
- Se recomienda que se mantengan los términos usados para un solo concepto en la medida que sea posible y, en caso se introduzca un término nuevo, que este se encuentre debidamente definido.

- Se recomienda evitar el término “capacidad portante” de las normas peruanas, puesto que este concepto puede ser ambiguo. Se recomienda considerar los términos capacidad de carga (resistencia última) y presión admisible o carga admisible.
- Comparando las normativas internacionales (Chile, Costa Rica, México y EE.UU.) y la peruana en cuanto a la redacción de las normativas, se observó que la normativa de la Ciudad de México es más entendible y con menos ambigüedades. Esto se debe principalmente a que existe una referencia o cita entre normativas, sobre todo cuando existen condiciones a considerar entre las normativas de cimentaciones, estructuras y de diseño sísmico.
- En la normativa chilena y costarricense no especifican un procedimiento único para calcular la presión admisible del suelo. Sin embargo, una práctica común es calcularla usando las expresiones de Meyerhof.
- La normativa mexicana especifica un mayor detalle del cálculo de la presión admisible, denominada en dicho país como Capacidad de Carga Reducida ( $r$ ). Esta normativa indica métodos únicos por los cuales se debe hallar la presión admisible. Esto no sucede en el caso peruano, pero se recomienda hacer este tipo de especificaciones para evitar ambigüedades.
- La normativa estadounidense considera parámetros similares a la peruana en cuanto al factor de seguridad y el aumento de la presión admisible debido a cargas temporales, por lo que los resultados no varían significativamente.
- En la NTP E.050 Suelos y Cimentaciones, sin las modificaciones convenientes, es posible malinterpretar la diferencia de la presión admisible según el factor de seguridad de 3 y 2.5, en caso estático y sísmico respectivamente, como un incremento de la presión admisible en 20%. Sin embargo, durante el análisis en caso sísmico, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante varían (según el autor y el método usado para calcular la presión admisible por sismo), por lo que sería una suposición errónea considerarlo como un incremento del 20%. Por lo antes mencionado, es necesario que se especifique en la NTE.050 las consideraciones que se deben tomar en cuenta para analizar el caso sísmico.

- Determinar la presión admisible sísmica usando el incremento del 30% puede resultar en valores ligeramente menos conservadores con respecto a la presión obtenida siguiendo el método de la norma E.050 con un  $FS=2.5$  (sin considerar los factores de resistencia al esfuerzo cortante).
- En la Tabla 12 se puede apreciar que, al reducir la combinación completa, cargas de gravedad y sismo, al 80% los esfuerzos en el suelo son incluso menores al caso sin efectos de sismo.
- El aumento del 30% para el diseño de las cimentaciones bajo cargas temporales como el sismo o viento es común no solo en nuestro medio, puesto que se encuentra presente en normas y manuales internacionales; sin embargo, existe una discusión sobre su procedencia la cual no es muy referenciada, pues su uso se extiende a décadas pasadas. Por lo cual, se recomienda ser cautelosos en su uso.



## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Alva, J. (2012). *Diseño de Cimentaciones*. (2da Edición). Lima, Perú: Fondo editorial ICG.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures - ASCE Standard*. Virginia, Estados Unidos.
- Ashford S.A., Sitar N. (1994) “Seismic Response of Steep Natural Slopes”, Report No. UCB/EERC-94/05 – University of California at Berkeley, 207p.
- Asociación Costarricense de Geotécnica (2009). *Código de cimentaciones de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Bowles, J. (1996) *Foundation Analysis and Design*. (5ta Edición). New York, USA: McGraw-Hill.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (2003). *Código Sísmico de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Das, B. (2001) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México: International Thomson Editores.
- Das, B. (2001) *Principios de ingeniería de cimentaciones*. (4ta Edición). México: International Thomson Editores.
- Federal Highway Administration (FHWA) (2002). *Geotechnical Engineering Circular N6*. U.S. Seattle, Washington: U.S. Department of Transportation. Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/010943.pdf>
- Instituto nacional de normalización (2008). *Hormigón armado-requisitos de diseño y calculo (NCh430)*. Santiago, Chile.
- Instituto nacional de normalización (2012). *Diseño sísmico de edificios (NCh433)*. Santiago, Chile.
- Instituto nacional de normalización (2014). *Geotecnia-estudio de mecánica de suelos (NCh1508)*. Santiago, Chile.
- Instituto nacional de normalización (2017). *Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171)*. Santiago, Chile.
- International Code Council, Inc. (2017). *International Building Code*. Country Club Hills, IL: International Code Council, Inc. Recuperado de [https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/steelwise/30722\\_steelwise.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/steelwise/30722_steelwise.pdf)
- International Code Council. *International Building Code (ICC IBC) (2012)*. *International Building Code*. Washington. D.C., Estados Unidos.
- Juarez, E., Rico, A. (2005). *Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México: Limusa 2005.
- Olcese, M. (2019). *CIMENTACIONES SUPERFICIALES 5 de 7 (Efectos dinámicos en cimentaciones superficiales)*. Ingeniería de Cimentaciones: Cimentaciones

superficiales, 19 de septiembre del 2019, Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Paillao, D. (2016). *Análisis de la capacidad de soporte sísmica de fundaciones superficiales apoyadas en suelos granulares: comparativa entre formulaciones basadas en métodos de equilibrio y análisis límite y la práctica tradicional chilena* (Tesis de titulación, Universidad Andrés Bello, Chile). Recuperado de <http://repositorio.unab.cl/xmlui/handle/ria/2703>
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2019). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima, Perú.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) (2008). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) (2017). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentación*. México.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Nueva York, USA: John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Tiznado A, J. C., & Paillao V, D. (2014). Analysis of the seismic bearing capacity of shallow foundations. *Revista de La Construcción*, 13(2), 40–48. <https://doi.org/10.4067/s0718-915x2014000200005>

## Anexo A: Análisis de la norma NTE E.060

### NORMA PERÚ E.060:

#### Datos iniciales:

Distancia entre columnas:	$D_{col1} := 6.75 \text{ m}$	$D_{col2} := 3.18 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f := 1.5 \text{ m}$	
Peralte de zapatas:	$h_{zap} := 0.6 \text{ m}$	
Sección de columnas:	$b_1 := 30 \text{ cm}$	$b_2 := 60 \text{ cm}$
Presión admisible del suelo:	$\sigma_{suelo} := 1.551 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Fracción de la carga que incluye el peso de la zapata y el relleno:	$f := 1.18$	

#### Cargas:

$$P_{serv} := 38.18 \text{ tonnef} \quad P_{sis} := 0.06 \text{ tonnef} \quad M_{serv} := 1.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{sis} := 1.12 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

#### Verificación de FLEXIÓN BIAxIAL:

Aumentamos las dimensiones de la zapata:

$$L := 1.50 \text{ m} \quad B := 1.80 \text{ m} \quad L \cdot B = 2.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{X1} := \frac{P_{serv} \cdot f}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{serv}}{B \cdot L^2} = 1.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{X2} := \frac{P_{serv} \cdot f}{L \cdot B} - \frac{6 \cdot M_{serv}}{B \cdot L^2} = 1.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_X := \max(\sigma_{X1}, \sigma_{X2}) = 1.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Verificación (con sismo, sin reducción al 80%):

$$P_{sis} := P_{sis} \quad M_{sis} := M_{serv}$$

$$\sigma_{SisX1} := \frac{(P_{serv} + P_{sis}) \cdot f}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{serv} + M_{sis})}{B \cdot L^2} = 2.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX2} := \frac{(P_{serv} + P_{sis}) \cdot f}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot (M_{serv} + M_{sis})}{B \cdot L^2} = 1.102 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX} := \max(\sigma_{SisX1}, \sigma_{SisX2}) = 2.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación (con sismo, con reducción al 80%):

$$P_{sis} := 0.8 P_{sis} = 0.05 \text{ tonnef}$$
$$M_{sis} := 0.8 M_{serv} = 1.54 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{SisX1} := \frac{(P_{serv} + P_{sis}) \cdot f}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{serv} + M_{sis})}{B \cdot L^2} = 2.18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX2} := \frac{(P_{serv} + P_{sis}) \cdot f}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot (M_{serv} + M_{sis})}{B \cdot L^2} = 1.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX} := \max(\sigma_{SisX1}, \sigma_{SisX2}) = 2.18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación (con sismo, con reducción al 80% de la combinación):

$$P_{total} := 0.8 (P_{sis} + P_{serv}) = 30.58 \text{ tonnef}$$

$$M_{total} := 0.8 (M_{serv} + M_{sis}) = 2.76 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{SisX1} := \frac{P_{total} \cdot f}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{total}}{B \cdot L^2} = 1.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX2} := \frac{P_{total} \cdot f}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M_{total}}{B \cdot L^2} = 0.927 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{SisX} := \max(\sigma_{SisX1}, \sigma_{SisX2}) = 1.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## Anexo B: Análisis de la norma NTE E.050

### NORMA PERÚ E.050:

#### Datos iniciales:

Distancia entre columnas:	$D_{col1} := 6.75 \text{ m}$	$D_{col2} := 3.18 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f := 1.5 \text{ m}$	
Peralte de zapatas:	$h_{zap} := 0.6 \text{ m}$	
Sección de columnas:	$b_1 := 30 \text{ cm}$	$b_2 := 60 \text{ cm}$
Relación en zapatas rectangulares (L/B):	$r := 1.2$	

Cargas en la zapata:  $Q_V := 38.18 \text{ tonnef}$   $Q_H := 0.8 \text{ tonnef}$   $M := 1.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Excentricidad en zapata:  $\frac{M}{Q_V} = 5 \text{ cm}$   $e_x = 5 \text{ cm}$

Ángulo de inclinación:  $\alpha = 1.2^\circ$

Caso de efecto "Super-puestos" o "No superpuesto":  $\therefore = \text{"No superpuesto"}$

Parámetros geotécnicos:

Cohesión del suelo:  $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Relación de vacíos:  $e := 0.455$

### DISEÑO POR CORTE PARA CONDICIÓN ESTÁTICA:

**Factor de corrección por la inclinación:**

Coefficiente de corrección por inclinación de la carga:  $i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$

**Factor de seguridad por Terzaghi (sin sismo  $FS := 3$ ):**

**EFFECTO NO** Presión admisible por corte:  $q_a \leq \frac{q_d}{FS}$

**Excentricidad:**

Zapatas rectangulares:  $q_{de} = 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c$   $\frac{5.14 \cdot c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B - 2 \cdot e_x)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B - 2 \cdot e_x) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a  $B_e$ :  $B_e = 1.44 \text{ m}$

Ancho efectivo por excentricidad:  $B' := B_e - 2 \cdot e_x = 1.34 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ce} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{r \cdot B_e} = 1.155$

Capacidad de carga-excentricidad:  $q_{de} := 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c = 4.928 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Inclinación:**

Zapatas rectangulares:  $q_{di} = 5.14 \cdot s_{ci} \cdot i_c \cdot c$   $\frac{5.14 \cdot c \cdot i_c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a  $B_i$ :  $B_i = 1.404 \text{ m}$

Ancho efectivo por  $B' := B_i - 2 \cdot e_x = 1.3 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ci} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_i}{r \cdot B_i} = 1.167$

Factor de corrección por la inclinación:  $i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$

Capacidad de carga-inclinación:  $q_{di} := 5.14 \cdot s_{ci} \cdot c \cdot i_c = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Valor mayor entre  $B_e$  y  $B_i$ , L:  $B = 1.45 \text{ m}$     $L = 1.75 \text{ m}$     $B' = 1.35 \text{ m}$

Valor menor entre  $q_{de}$  y  $q_{di}$ :  $q_d := \min(q_{de}, q_{di}) = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Presión admisible:**  $q_a := \frac{q_d}{FS} = 1.615 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Carga aplicada:  $q_{ap} := \frac{Q_V}{B' \cdot L} = 1.616 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### DISEÑO POR CORTE PARA CONDICIÓN DINÁMICA O SÍSMICA:

Factor de seguridad por Terzaghi (sin sismo  $FS := 2.5$ ):

Cohesión del suelo:  $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**EFFECTO NO EXCENTRICIDAD:** Presión admisible por corte:  $q_a \leq \frac{q_d}{FS}$

Zapatas rectangulares:  
 $q_{de} = 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c$     $\frac{5.14 \cdot c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B - 2 \cdot e_x)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B - 2 \cdot e_x) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a  $B_e$ :  $B_e = 1.32 \text{ m}$

Ancho efectivo por excentricidad:  $B' := B_e - 2 \cdot e_x = 1.22 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ce} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{r \cdot B_e} = 1.154$

Capacidad de carga-excentricidad:  $q_{de} := 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c = 4.923 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### **Inclinación:**

Zapatas rectangulares:  
 $q_{di} = 5.14 \cdot s_{ci} \cdot i_c \cdot c$     $\frac{5.14 \cdot c \cdot i_c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a  $B_i$ :  $B_i = 1.281 \text{ m}$

Ancho efectivo por  $B' := B_i - 2 \cdot e_x = 1.18 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ci} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_i}{r \cdot B_i} = 1.167$

Factor de corrección por la inclinación:  $i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$

Capacidad de carga-inclinación:  $q_{di} := 5.14 \cdot s_{ci} \cdot c \cdot i_c = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Valor mayor entre  $B_e$  y  $B_i$ , L:  $B = 1.35 \text{ m}$     $L = 1.65 \text{ m}$     $B' = 1.25 \text{ m}$

Valor menor entre  $q_{de}$  y  $q_{di}$ :  $q_d := \min(q_{de}, q_{di}) = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Presión admisible:**  $q_a := \frac{q_d}{FS} = 1.938 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Carga aplicada:  $q_{ap} := \frac{Q_V}{B' \cdot L} = 1.851 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

## DISEÑO POR CORTE PARA CONDICIÓN DINÁMICA O SÍSMICA:

Factor de seguridad por Terzaghi (sin sismo  $FS := 2.5$ ):

$$\text{Cohesión del suelo: } c := 0.8 \cdot 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.664 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**EFFECTO NO** Presión admisible por corte:  $q_a \leq \frac{q_d}{FS}$

**Excentricidad:**

Zapatas rectangulares:

$$q_{de} = 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c \quad \frac{5.14 \cdot c}{FS} \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{(B - 2 \cdot e_x)}{r \cdot B} \right) = \frac{Q_V}{(B - 2 \cdot e_x) \cdot r \cdot B}$$

Resolviendo B e igualando a  $B_e$ :  $B_e = 1.47 \text{ m}$

Ancho efectivo por excentricidad:  $B' := B_e - 2 \cdot e_x = 1.37 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ce} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{r \cdot B_e} = 1.155$

Capacidad de carga-excentricidad:  $q_{de} := 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c = 3.943 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Inclinación:**

Zapatas rectangulares:

$$q_{di} = 5.14 \cdot s_{ci} \cdot i_c \cdot c \quad \frac{5.14 \cdot c \cdot i_c}{FS} \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{(B)}{r \cdot B} \right) = \frac{Q_V}{(B) \cdot r \cdot B}$$

Resolviendo B e igualando a  $B_i$ :  $B_i = 1.432 \text{ m}$

Ancho efectivo por  $B_i$ :  $B' := B_i - 2 \cdot e_x = 1.33 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ci} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_i}{r \cdot B_i} = 1.167$

Factor de corrección por la inclinación:  $i_c := \left( 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 = 0.974$

Capacidad de carga-inclinación:  $q_{di} := 5.14 \cdot s_{ci} \cdot c \cdot i_c = 3.876 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Valor mayor entre  $B_e$  y  $B_i$ , L:  $B = 1.5 \text{ m}$      $L = 1.8 \text{ m}$      $B' = 1.4 \text{ m}$

Valor menor entre  $q_{de}$  y  $q_{di}$ :  $q_d := \min(q_{de}, q_{di}) = 3.876 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Presión admisible:**  $q_a := \frac{q_d}{FS} = 1.551 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Carga aplicada:  $q_{ap} := \frac{Q_V}{B' \cdot L} = 1.515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

## Anexo C: Análisis de la norma de Costa Rica

### NORMA COSTA RICA:

#### Datos iniciales:

Distancia entre columnas:	$D_{col1} := 6.75 \text{ m}$	$D_{col2} := 3.18 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f := 1.5 \text{ m}$	
Peralte de zapatas:	$h_{zap} := 0.6 \text{ m}$	
Sección de columnas:	$b_1 := 30 \text{ cm}$	$b_2 := 60 \text{ cm}$
Relación en zapatas rectangulares (L/B):	$r := 1.2$	

Cargas en la zapata:  $M := 1.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$   $Q_V := 38.18 \text{ tonnef}$   $Q_H := 0.8 \text{ tonnef}$

Excentricidad:  $\frac{M}{Q_V} = 5 \text{ cm}$   $e_x = 5 \text{ cm}$

Ángulo de inclinación:  $\alpha = 1.2^\circ$

Caso de efecto "Super-puestos" o "No superpuesto":  $\therefore = \text{"No superpuesto"}$

Parámetros geotécnicos:

Cohesión del suelo:  $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Relación de vacíos:  $e := 0.455$

### DISEÑO POR CORTE PARA CONDICIONES ESTÁTICAS:

#### Factor de corrección por la inclinación:

Coefficiente de corrección por inclinación de la carga:  $i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$

Factor de seguridad por Terzaghi:  $FS := 3$

EFFECTO NO SUPERPUESTOS: Presión admisible por corte:  $q_a \leq \frac{q_d}{FS}$

#### Excentricidad:

Zapatas rectangulares:  $q_{de} = 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c \cdot \frac{5.14 \cdot c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B - 2 \cdot e_x)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B - 2 \cdot e_x) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a

$$B_e = 1.44 \text{ m}$$

Be: Ancho efectivo por

$$B' := B_e - 2 \cdot e_x = 1.34 \text{ m}$$

excentricidad:

Factor de corrección por la forma:  $s_{ce} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{r \cdot B_e} = 1.155$

Capacidad de carga-excentricidad:  $q_{de} := 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c = 4.928 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### Inclinación:

Zapatas rectangulares:

$$q_{di} = 5.14 \cdot s_{ci} \cdot i_c \cdot c \quad \frac{5.14 \cdot c \cdot i_c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B) \cdot r \cdot B}$$

Resolviendo B e igualando a Bi:

Ancho efectivo por inclinación:

$$B_i = 1.404 \text{ m}$$
$$B' := B_i - 2 \cdot e_x = 1.3 \text{ m}$$

Factor de corrección por la forma:

$$s_{ci} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_i}{r \cdot B_i} = 1.167$$

Factor de corrección por la inclinación:

$$i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$$

Capacidad de carga-inclinación:

$$q_{di} := 5.14 \cdot s_{ci} \cdot c \cdot i_c = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valor mayor entre  $B_e$  y  $B_i$ , L:

$$B = 1.45 \text{ m} \quad L = 1.75 \text{ m} \quad B' = 1.35 \text{ m}$$

Valor menor entre  $q_{de}$  y  $q_{di}$ :

$$q_d := \min(q_{de}, q_{di}) = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión admisible:

$$q_{adm} := \frac{q_d}{FS} = 1.615 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Carga aplicada:

$$q_{ap} := \frac{Q_V}{B' \cdot L} = 1.616 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## DISEÑO POR CORTE PARA CONDICIONES DINÁMICAS O SÍSMICAS:

Factor de seguridad por Terzaghi:  $FS := 2.0$

Cohesión del suelo:  $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**EFFECTO NO SUPERPUESTOS:** Presión admisible por corte:  $q_a \leq \frac{q_d}{FS}$

**Excentricidad:**

Zapatas rectangulares:  
 $q_{de} = 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c$   $\frac{5.14 \cdot c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B - 2 \cdot e_x)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B - 2 \cdot e_x) \cdot r \cdot B}$

Resolviendo B e igualando a  $B_e$ :  $B_e = 1.19 \text{ m}$

Ancho efectivo por excentricidad:  $B' := B_e - 2 \cdot e_x = 1.09 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ce} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{r \cdot B_e} = 1.153$

Capacidad de carga-excentricidad:  $q_{de} := 5.14 \cdot s_{ce} \cdot c = 4.917 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Inclinación:**

Zapatas rectangulares:

$$q_{di} = 5.14 \cdot s_{ci} \cdot i_c \cdot c \quad \frac{5.14 \cdot c \cdot i_c}{FS} \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{(B)}{r \cdot B}\right) = \frac{Q_V}{(B) \cdot r \cdot B}$$

Resolviendo B e igualando a  $B_i$ :  $B_i = 1.146 \text{ m}$

Ancho efectivo por inclinación:  $B' := B_i - 2 \cdot e_x = 1.05 \text{ m}$

Factor de corrección por la forma:  $s_{ci} := 1 + 0.2 \cdot \frac{B_i}{r \cdot B_i} = 1.167$

Factor de corrección por la inclinación:  $i_c := \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = 0.974$

Capacidad de carga-inclinación:  $q_{di} := 5.14 \cdot s_{ci} \cdot c \cdot i_c = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Valor mayor entre  $B_e$  y  $B_i$ , L:  $B = 1.2 \text{ m}$   $L = 1.45 \text{ m}$   $B' = 1.1 \text{ m}$

Valor menor entre  $q_{de}$  y  $q_{di}$ :  $q_d := \min(q_{de}, q_{di}) = 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Presión admisible:**  $q_{adm} := \frac{q_d}{FS} = 2.423 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Carga aplicada:  $q_{ap} := \frac{Q_V}{B' \cdot L} = 2.394 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA:

Cargas actuantes:  $Q_V = 38.18 \text{ tonnef}$        $Q_H = 0.8 \text{ tonnef}$        $M = 1.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Cargas amplificadas:  $Q_V := 1.4 \cdot Q_V = 53.452 \text{ tonnef}$        $Q_H := 1.4 \cdot Q_H = 1.12 \text{ tonnef}$   
 $M := 1.4 \cdot M = 2.688 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

De los dos casos ilustrados antes, se elige:       $B := 1.45 \text{ m}$        $L := 1.75 \text{ m}$

Presiones en el suelo debido a las cargas actuando en la zapata:

$$\sigma_1 := \frac{Q_V}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = 2.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_2 := \frac{Q_V}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = 1.74 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula la relación:  $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0.706 > 0.25$ ; entonces el factor  $\phi := 0.5$

Capacidad de carga última por el Método de resistencia última:

$$q_{ult} := \frac{\sigma_1}{\phi} = 4.939 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad de carga por método de esfuerzos de trabajo, se calculó:

$$q := 4.845 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## Anexo D: Análisis de la norma de México

### NORMA MEXICANA:

$$Q_{cm} := 27.53 \text{ tonnef}$$

$$Q_{cv} := 10.65 \text{ tonnef}$$

$$M_{x.cm} := 0.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.cv} := 0.062 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Peralte de zapata:

$$h := 60 \text{ cm}$$

Profundidad de cimentación:

$$D_f := 1.50 \text{ m}$$

Dimensiones de la columna:

$$a := 60 \text{ cm}$$

$$b := 30 \text{ cm}$$

Dimensiones preliminares de la zapata:

$$B := 1.50 \text{ m}$$

$$L := 1.80 \text{ m}$$

AMBOS POR ESTADOS LÍMITES DE FALLA

SEGÚN LA TEORÍA DE TERZAGHI:

Factor de seguridad  $FS := 3$  ):

Consideraciones:  $N_c := 5.14$   $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Capacidad de carga según Terzaghi:  $q_c := 0.867 \cdot c \cdot N_c = 3.699 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Presión admisible:  $q_{adm} := \frac{q_c}{FS} = 1.233 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

SEGÚN EL MÉTODO ANÁLITICO:

Factor de seguridad (  $FS := 3$  ):

$$Q_{cm} := 1.5 \cdot 27.53 \text{ tonnef} \quad Q_{cv} := 1.7 \cdot 10.65 \text{ tonnef}$$

$$M_{x.cm} := 1.1 \cdot 0.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{x.cv} := 1.1 \cdot 0.062 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Peralte de zapata:

$$h := 60 \text{ cm}$$

Profundidad de cimentación:

$$D_f := 1.50 \text{ m}$$

Dimensiones de la columna:

$$a := 60 \text{ cm}$$

$$b := 30 \text{ cm}$$

Dimensiones preliminares de la zapata:

$$B := 1.50 \text{ m}$$

$$L := 1.80 \text{ m}$$

Peso propio de la cimentación:

$$Q_{PP.zapata} := (B \cdot L \cdot h + a \cdot a \cdot (D_f - h)) \cdot \gamma_{concreto} = 4.666 \text{ tonnef}$$

Peso del relleno:

$$Q_{relleno} := (B \cdot L - a \cdot b) \cdot (D_f - h) \cdot \gamma_{suelo} = 4.287 \text{ tonnef}$$

Acciones verticales sobre la zapata:

$$\Sigma QFc := Q_{cm} + Q_{cv} + Q_{PP.zapata} \cdot 0 + Q_{relleno} \cdot 0 = 59.4 \text{ tonnef}$$

Momentos actuantes sobre la zapata:

$$M := M_{x.cm} + M_{x.cv} = 0.178 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Excentricidad debido a la carga vertical:

$$e := \frac{M}{\Sigma QFc} = 0.003 \text{ m}$$

Discriminamos entre:

$$\begin{aligned} \text{Caso 1:} & \quad e \leq \frac{L}{6} \quad \frac{L}{6} = 0.3 \text{ m} \quad \therefore \text{"Caso 1"} \\ \text{Caso 2:} & \quad e > \frac{L}{6} \end{aligned}$$

Parámetros geotécnicos:

$$\begin{aligned} F_R &:= 0.35 \quad \text{Por tratarse de una zapata desplazada a menos de 5m de profundidad.} \\ c_u &:= 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad N_c := 5.14 \cdot \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \cdot \frac{B}{L} \right) = 7.5 \\ p_v &:= D_f \cdot \gamma_{\text{suelo}} = 2.835 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$\text{Capacidad de carga unitaria reducida del suelo: } r := c_u \cdot N_c \cdot F_R + p_v = 2.461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo a nivel de desplante de cimentación:

$$\sigma_{a1} := \frac{\Sigma QFc}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = 22.22 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{a2} := \frac{\Sigma QFc}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = 21.78 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Presión máxima a nivel de

$$\text{desplante de cimentación: } \sigma_a = 22.22 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Comparación entre la capacidad de carga unitaria reducida del suelo y el esfuerzo a nivel de desplante de cimentación:

$$\begin{aligned} r = 2.46 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & > \sigma_a = 2.22 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \therefore \text{"Sí, cumple"} \end{aligned}$$

$$\text{Finalmente, la presión admisible es: } q_{adm} = 1.233 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## Anexo E: Análisis de la norma de EE.UU.

### NORMA EE.UU.:

#### Datos iniciales:

Distancia entre columnas:	$D_{col1} := 6.75 \text{ m}$	$D_{col2} := 3.18 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f := 1.5 \text{ m}$	
Peralte de zapatas:	$h_{zap} := 0.6 \text{ m}$	
Sección de columnas:	$b_1 := 30 \text{ cm}$	$b_2 := 60 \text{ cm}$

Cargas en la zapata:

$$M := 1.92 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad Q_V := 38.18 \text{ tonnef} \quad Q_H := 0.8 \text{ tonnef}$$

Dimensiones

tentativos de la zapata:  $B_f := 1.50 \text{ m}$   $L_f := 1.80 \text{ m}$

Ángulo de inclinación:  $\alpha := \text{atan}\left(\frac{Q_H}{Q_V}\right) = 1.2^\circ$

Parámetros geotécnicos:

Cohesión del suelo:  $c := 0.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Coefficiente de capacidad de carga:  $N_c := 5.14$

Factor de forma:  $s_c := 1 + \frac{B_f}{5 \cdot L_f}$

Factor de inclinación:  $b_c := 1 - \frac{\alpha}{147.3} = 1$

Capacidad de carga última:  $q_{ult} := c \cdot N_c \cdot s_c \cdot b_c = 4.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

#### **POR PRESIONES ADMISIBLES:**

Factor de seguridad:  $FS := 3$

Presión admisible:  $q_{adm} := \frac{q_{ult}}{FS} = 1.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Presión aplicada:  $q_{aplicada} := \frac{Q_V}{B_f \cdot L_f} + \frac{6 \cdot M}{B_f \cdot L_f^2} = 1.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

## **Anexo F**

### **Entrevista con el Ingeniero Zegarra Pellanne el 19/10/2020 a través de la plataforma Zoom**

**Edwin:** *La siguiente pregunta que le teníamos preparado era en relación a la participación del comité de la E.050 en los otros comités. Por otra parte, queríamos saber si había alguna participación de algún representante de la E.050, en la E.060 Y E.030. Y si se comenta acerca la reducción de las cargas para el diseño de la zapata para poder determinar la presión admisible.*

**Zegarra:** *¿Una reducción de qué carga? ¿La carga viva?*

**Héctor:** *Es una reducción del 80 por ciento por sismos.*

**Zegarra:** *La carga sísmica se reduce también en suelos. Te repito: Artículo 17-1 “Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizan como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación”. Lo que pasa es que hay un encabezado que creo que es cierto, pero a la vez también limita. Porque dice: para la elaboración de las conclusiones del estudio de suelos y en caso de contar con la información de las cargas de edificación se considera ... tal cosa, pero no me dice qué hacer si no cuento con la carga. Por eso yo te decía, cuando cuento con la información, llamo a Muñoz, que es lo que te dije al principio, de acuerdo, pero es raro que cuente con esta información. Yo acabo de terminar dos informes que pasa que coincidentemente en uno el calculista es Muñoz. Lo que pasa es que en este caso es un edificio de cinco pisos. Entonces la cimentación por el tipo de estructura tiene que ser losa, entonces la carga en el peor de los casos es 1 ton/m<sup>2</sup> por piso sin aplicar reducción. En el peor de los casos, porque puede ser menos por ser una estructura de Mi vivienda. Con esa estructura de 1 ton/m<sup>2</sup> el suelo me estaba dando 1,5 kg/cm<sup>2</sup>. Y lo que yo tengo cómo exigencia es 0.5 kg/cm<sup>2</sup>. Si yo tengo como exigencia 0.5 y el suelo me da 1.5, entonces porque voy a molestar a Muñoz pidiendo que me reduzcan la carga. Por ejemplo, si ese proyecto hubiera sido un proyecto de cinco pisos, si hubiera sido un proyecto en el que no pasaba la carga, sí llamé al estructural y le digo dame la carga. Si es que lo conozco lo puedo llamar y Muñoz me lo va a dar, pero si no es Muñoz y es otra persona y no me quiere dar*

la carga, no me lo va a dar. A pesar que el dueño del proyecto le diga que me de toda la información. Si es que no quiere no me va a dar la información. Entonces si yo no conozco la carga yo hago un estimado, pero también esa reducción sólo se aplica para la cara sísmica. Entonces si la condición que está mandando en el proyecto es la condición estática tampoco interesa. Entonces ¿cuándo afino el número usando la reducción? cuando el suelo lo exige y cuándo la condición que está mandando es la condición Sísmica.

**Javier:** Profesor, teníamos entendido que hay un diseño de cimentación en el área geotécnica y también en el área estructural

**Zegarra:** hay un tema ustedes ya no llevan concreto 2. En diseño de zapatas en concreto armado no sé cómo es ahora usan lo que yo llamo resistencia de materiales, mientras que en suelo usamos es Meyerhof. Cuando yo empezaba a trabajar, nadie lo usaba; sin embargo, hoy en día un alto porcentaje de estructurales lo usa. Lo cual no me preocupa, porque lo que se vislumbra es que todos vamos a usar Meyerhof. Pero esta discrepancia es tal que en el libro de Das comete el error de hacer por resistencia de materiales. Entonces hay gente de suelos que también lo hace así. Por qué digo que es un error, porque a Das no considera el problema sísmico y la discrepancia está cuando hay momentos importantes, y estos momentos se generan en casos sísmicos. Si no hay excentricidades que están asociadas al cortante horizontal, no preocupa tampoco el tema sísmico.

**Javier:** Sí esa era nuestra duda, porque la Norma E.060 Considera un aumento del 30 por ciento de la presión admisible para el diseño de Zapata.

**Zegarra:** Este aumento es el mismo que me enseñaron a mí y ya se criticaba en esa época. En realidad, depende de cómo lo quieres ver. ¿Qué es lo que dice el estructural? He cargado más al suelo entonces indico que del suelo resiste más, lo cual es mentira. Pero qué es lo que digo yo desde suelos, que el factor de seguridad es menor, que es una forma distinta de decir lo mismo. Cuando yo te digo mi factor de seguridad de corte en condiciones sísmicas es 2.5 en vez de 3 qué es lo que estoy diciendo. Hazte la idea que el suelo resiste 1/6 más, es lo mismo, pero me suena más lógico decir que el factor de seguridad es menor que decir que el suelo resiste más que es lo que están diciendo en estructuras, pero al final es lo mismo.

**Edwin:** ¿Entonces estamos hablando de una misma cantidad en magnitud?, ¿hay una correlación entonces?

**Zegarra:** No hay, ustedes acaban de decir 30% es el incremento. Mientras que yo lo que tengo es una reducción del 17%, pero también viene eso de la mano que en condiciones sísmicas la cohesión se considera al 80% de la cohesión estática y el ángulo de Fricción interna menos 2 grados. Lo que te digo es que hay más cargas que son las cargas sísmicas el suelo resiste menos por qué la cohesión o al ángulo de fricción los castigo con 20% o con 2° y compensó esto reduciendo los factores de seguridad en 1/6.

Más fácil es la comparación en el caso de cohesivo por qué es un porcentaje, es decir, en el caso del suelo cohesivo lo que digo es que el  $q_d$  estático es igual a  $c$  (cohesión) y el  $q_d$  dinámico es  $0.8c$  y al  $q_d$  igual a  $c$  le voy a pedir un factor de seguridad de tres. Y al  $0.8c$  le voy a pedir un factor de seguridad de 2.5, entonces el  $q_a$  (presión admisible), olvidándome de los otros factores, es  $0.33c$  y en el otro caso  $0.32c$ . Valores que son casi lo mismo.

Ahora bien, dónde está la diferencia es en los factores de forma de inclinación de excentricidad. A qué me refiero, a que como las cargas son otras los valores de  $i$  y de  $S$  son otros.

**Javier:** Nosotros nos estamos enfocando en las diferencias de la presión admisible en las 3 normas.

**Zegarra:** En los artículos 17.1, 17.2, 17.3 (Zegarra lee la norma). Yo creo que eso va a concordar, el tema es con qué información cuentas. Por qué el que menos información cuenta es el de suelos. Es decir, solo una persona hace la estructura y hace concreto, es la misma persona la que aplica la E.060 y la E.030; él tiene sus cargas perfectamente calculadas, lo que yo no tengo. Lo que yo hago, si no tengo acceso al calculista, es asumir 1 ton/m<sup>2</sup> por piso y con esa carga calculo. En el estudio de suelos no se pone la carga horizontal, lo cual no digo que esté bien, porque no conoces al calculista. Lo óptimo es que exista una cooperación y que el de suelos tenga el cuadro de cargas.

**Javier:** Ingeniero una última consulta, Hay algunas diferencias en las 3 normas que usted haya percibido.

**Zegarra:** A mí me gustaría un único procedimiento de diseño para todos. Es decir, yo uso factores de seguridad mientras que en concreto se usan los  $\phi$ s, y la amplificación de 1.4 y 1.7. Bueno a

*mí me gustaría usar lo mismo, o sea que la filosofía de diseño fuera lo mismo, lamentablemente este lamento no es solo en Perú. Argentina también diseña igual que nosotros, ellos han tenido una discusión muy larga y decidieron que los estructurales sigan con su método y el resto con el suyo. No es tan grave, pero sería mejor decir: “estas son mis cargas” Meyerhof para todo o que se demuestre que Meyerhof no funciona.*

**Edwin:** *En la Norma E.050 se anunció que la presión admisible es la menor de la aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga con su respectivo factor de seguridad y por otro lado también se debe diseñar por asentamiento.*

**Zegarra:** *Vamos por partes, punto número uno, la presión admisible es la menor que satisfaga el factor de seguridad que es por corte exclusivamente y tiene que ser mayor que 3 en condiciones estáticas y mayor que 2.5 condiciones sísmicas. Punto dos, las ecuaciones que a ustedes les han enseñado en el curso de cimentaciones y para capacidad de carga y asentamiento son distintas que las que enseñan en la UNI. Lo cual no está mal, porque son todos métodos racionales. ¿Por qué poner una ecuación cuando hay un abanico? Punto número tres, la ecuación de corte tiene 3 términos (el que multiplica  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_{\gamma}$ ). El término que multiplica  $N_c$  es 0 cuando la cohesión es 0 y el  $N_{\gamma}$  es 0 cuando  $\phi$  vale 0, pero el segundo término sí está presente en las arcillas. Lo cual podría usarse para conseguir la resistencia que se quiere. Cuando se hace un triaxial, el ensayo nos dice el valor de  $c$  y  $\phi$ , pero la norma nos condiciona a cohesivo o granular. La respuesta, es que es las dos cosas, entonces por qué no se puede considerar los 3 términos (de la ecuación de Meyerhof). El reglamento peruano nos dice, que se analiza por corte cuando el suelo es predominantemente cohesivo se debe usar el término 1 y cuando es predominantemente granular se debe usar el término 2 y 3. Esto no concuerda con una serie de otros reglamentos. En los libros de Bowles u otros, a partir de  $c$  y  $\phi$  se calcula el  $q_d$  usando los 3 términos.*

*Entonces hay un exceso, se es conservador cuando se desprecia el término 2 y 3, no solo eso. Los factores de seguridad en este reglamento el 3 y el 2.5; si ustedes miran un artículo que creo que es de Meyerhof. En ese artículo dice factor de seguridad es 3 cuando no he hecho un estudio de suelos, si yo he hecho un estudio de suelos el factor ya puede ser 2 y yo acá estoy diciendo en el reglamento peruano que cuando se haga un estudio de suelos el factor de seguridad es tres, o sea te estoy exigiendo más de lo que proponía Meyerhof. Yo creo que es muy conservador en el reglamento, porque estás considerando o no está considerando una serie de cosas que estás*

*despreciando y no necesariamente debes de hacerlo. Y esto de lo conservador se va acentuando cuando vas a sostenimiento en el artículo 38 de diseño de sostenimiento se pide un factor de seguridad altísimos.*



## Anexo G

### Entrevista con el Ingeniero Gianfranco Ottazzi el 28/10/2020 a través de la plataforma Zoom

**Andree:** *¿Qué criterios se usan para emplear la presión admisible?*

**Ottazzi:** *Primera aclaración. La Norma E 0.60 no fija la presión admisible. Segunda aclaración. La Norma E 0.30 tampoco fija presiones admisibles. Lo que se tiene es una tabla de clasificación de suelos en función de la onda de corte, spt, etc. que sirven para clasificar el suelo, el cual permite calcular la cortante basal en una estructura durante un sismo. La norma E 0.60 permite incrementar la presión admisible en un 30%, ya que el sismo es una carga temporal. Lo cual viene del diseño por esfuerzos admisibles. Otro punto que permite la norma E 0.60 es que la demanda sísmica sea reducida dividiéndola entre 1.25 (80%), debido a que el sismo está a nivel de resistencia. Lo que nos da la norma E 0.30 es la cortante basal última, por lo que se debe pasar el momento último a servicio dividiéndolo entre 1.25. Luego se verifica que las presiones en el suelo no excedan los límites de la presión admisible. Por otro lado, la incompatibilidad que pudiese existir es la simplificación rectangular sobre la zapata que lo único que cumple es el equilibrio, no cumple compatibilidad ni relaciones constitutivas. Históricamente, la mayoría de textos de diseño adopta una distribución triangular la cual tiene una resultante axial y un momento, asumiendo que la respuesta de la base es elástica. La cual cumple con la compatibilidad y con una relación constitutiva. Asumiendo una respuesta del suelo del tipo elástica para presiones admisibles. Otra incompatibilidad que hay es que la norma de concreto para cargas de corta duración permite aumentar en 30% la presión admisible. Lo que hace la norma de E 0.50 es reducir el factor de seguridad de 3 a 2.5. Por ese lado, existe una incompatibilidad.*

**Andree:** *Nosotros encontramos una incompatibilidad con respecto al 80% de la carga de sismo.*

**Ottazzi:** *Por ese lado no existe incompatibilidad, pues se debe trabajar ambos a nivel de resistencia o última. Para que no exista ese problema, los de suelos nos deberían dar la presión última, para*

no usar ese 80% y trabajar todo con condiciones últimas. Por otro lado, donde sí existe una incompatibilidad, es en la distribución rectangular cuando la carga es excéntrica, donde usualmente se debería usar una distribución triangular. Eso es incompatible con la condición de servicio. Es simplemente una simplificación. Con respecto al 80% de la carga del sismo.

**Paolo:** ¿Es posible diseñar una zapata con acero usando el método de Terzaghi en vez del método de esfuerzos admisibles?

**Ottazzi:** Cuando se encarga un EMS el ingeniero aplica Terzaghi para calcular la presión admisible y los valores correspondientes al estudio. Finalmente, el que diseña la zapata usa la presión admisible con el dato del EMS.

**Hector:** Nos causó dudas al respecto del diseño de la zapata, porque en el curso de Proyecto Integrador en el área de geotecnia ya habíamos diseñado las zapatas. Sin embargo, se nos pidió diseñarlas nuevamente en estructuras. Por lo que queríamos saber si ambos métodos eran válidos.

**Ottazzi:** Lo que pasa es que, en nuestro medio el ingeniero de suelos no diseña la cimentación. Sin embargo, en otros países los ingenieros de suelos sí diseñan la cimentación. El ingeniero de estructuras realiza el diseño de la cimentación, debido a que es el que analiza todas las fuerzas sobre la cimentación. En un caso hipotético, el estructural debería darle las demandas de cimentación al ingeniero de suelos para que diseñe las dimensiones y luego el ing. estructural tendría que diseñar el acero.

**Hector:** El ingeniero Zegarra P. nos comentaba que solo en caso de conocer al ingeniero estructural, usaba las cargas demandas que le daban. Si no, usaba un valor típico de 1 ton/m<sup>2</sup>.

**Ottazzi:** Lo que pasa es que para determinar la presión del suelo, es necesaria la dimensión de la zapata. Entonces, lo que hacen los ingenieros de suelos es estimar una carga por metro cuadrado por el área tributaria por el número de pisos. Con esta carga estiman el tamaño de la zapata, con esta calculan la presión admisible. Lo que hace el ing. estructural es un metrado más fino debido a la variabilidad del peso que usualmente varía de 0.8 a 1.2 ton/m<sup>2</sup>. Cuando no pasa el diseño, se

le proporciona al ing. de suelos el metrado afinado para ver si es posible modificar la presión admisible para la zapata que tenga el problema. Lo que pasa es que en un edificio hay N zapatas, con diferentes tamaños dependiendo de las cargas. Por eso, se va diseñando cada zapata individualmente las cuales se igualan cuando las dimensiones difieren por poco. Cuando las cargas son muy diferentes las zapatas son diferentes. Entonces, lo que hacen los ing. de suelos es que calculan la presión admisible sobre la zapata más cargada.

**Megan:** Hemos encontrado que en la norma E 0.60 se refiere a la presión admisible y al esfuerzo admisible.

**Ottazzi:** Ambos se refieren a la presión admisible. En Lima, por ejemplo, cuando hay 4 o 5 sótanos se puede llegar a 5 o 6 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto, la carga axial entre el área de la zapata debe ser menor que la presión admisible, luego se determinan las fuerzas internas y finalmente el acero de la zapata. La Norma E.030 o Norma E.060

**Andree:** Ingeniero, ¿existe otra incompatibilidad que usted haya detectado?

**Ottazzi:** Como les dije, la norma de suelos considera una distribución rectangular, cuando en la mayoría de los textos de suelos se considera una distribución triangular. Esta simplificación es parecida al bloque de compresiones de Whitney, la cual fue calibrada según el comportamiento del concreto

**Andree:** En el caso del cálculo de la presión admisible por Meyerhof se debería predominar la distribución triangular o rectangular desde su punto de vista.

**Ottazzi:** En el caso de Meyerhof, cuando se tiene carga axial y momento. La carga gira por el momento, si el suelo fuera elástico habría una distribución de carga triangular. Si conociera el Módulo de Elasticidad (E), conozco la distribución y conozco el esfuerzo. Sin embargo, Meyerhof dice que debería centrarse en una carga rectangular y esa es la presión admisible. Lo cual es una sobresimplificación del problema. Cabe resaltar que la distribución triangular no es la única respuesta, porque sabemos que el suelo no es elástico.

**Andree:** Cuando conversábamos con el ing. Zegarra en cuanto al ataque de los sulfatos que se menciona en la norma E. 0.50 y la norma E 0.60 había una incompatibilidad.

**Ottazzi:** Nuestra norma está basada a partir del ACI y nuestra experiencia local, las cuales están referenciadas a partir de qué porcentaje en ppm del suelo los sulfatos afectan la durabilidad del concreto. Y qué se debe hacer con respecto a este tema, quizás bajar la relación agua-cemento y otras cosas para aumentar la durabilidad. En este tema creemos que debe primar la norma de concreto. En la cual está especificada los diferentes tipos de escenarios.



## **Anexo H**

### **Entrevista con el Ingeniero Zegarra Ciquero el 11/04/2020 a través de la plataforma Zoom**

***Paolo:** En la norma de estructuras, vemos que existe un aumento del 30% de la presión admisible para el diseño. En la norma de cimentaciones, vemos que existe una reducción del factor de seguridad de 3 a 2.5, lo cual es diferente a las consideraciones que tienen otras normas.*

***Zegarra C:** La norma de suelos cambia el factor de seguridad de 3 a 2.5 para efectos temporales. Lo cual es equivalente a decir que se aumenta en 20% la presión admisible para cargas temporales. Esta es una discrepancia en el valor que debemos asumir para cargas temporales. Debería haber una coordinación entre las normas para unificar el valor que se usa para cargas temporales, independiente si sube o baja dicho valor.*

***Paolo:** Durante las conversaciones con el Ing. Zegarra Pellanne, nos comunicó que no se han comunicado con él para coordinar estos temas.*

***Zegarra C:** Las coordinaciones hay que buscarlas. Por ejemplo, el comité de estructuras metálicas coordinó con el comité de la Norma E.030 de sismo para que en las calificaciones de los factores de R se pongan los tipos estructurales que hay en la norma de estructuras metálicas. De este modo, ambas normas dicen lo mismo con respecto a los tipos estructurales de estructuras metálicas. Se debe buscar la manera de coordinar y hacerlo. Además, existe otro detalle que se debe aclarar, la norma de suelos dice sobre el factor de seguridad que para cargas estáticas 3 y para cargas de sismo o viento 2.5.*

***Andree:** Cuando se incluyen los momentos y fuerzas horizontales debido al sismo.*

**Zegarra C:** Entonces se debe incluir este factor de seguridad solo para las fuerzas de sismo o para la combinación de fuerzas actuantes durante el sismo. No está claro si el factor de seguridad es aplicado independientemente o para la combinación de cargas. Artículo 21.2. de la Norma E.060

**Zegarra C:** Otra consideración es que en el Artículo 17.1 de la Norma E.050 no se especifica cómo se van a obtener las cargas de servicio. Se debería especificar que se debe multiplicar por 0.8 que es lo que usualmente se hace.

**Zegarra C:** En la norma de concreto armado, sí especifica que el aumento del 30% en la presión admisible es para la combinación de cargas que intervienen en el sismo.

**Andree:** Existe una reducción de la cohesión ( $0.8c$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi-2$ ), según comentaba el ingeniero Zegarra, estas reducciones son equivalente al 30%. Es decir que están inmersas en las consideraciones de la norma E.050.

**Zegarra C:** Es muy probable que el ingeniero Zegarra (Pellanne) sepa eso, sin embargo, en mi experiencia como ingeniero de diseño, veo muchos estudios de suelo cuya presión admisible es 20% más para el caso sísmico que el estático. Resultados que usualmente son concluyentes. Entonces la norma de concreto dicta que se puede usar hasta el 30% más, en ese sentido hay un problema de consideraciones. Qué debería usar el ingeniero de diseño, la presión admisible para sismo que se brinda desde suelos (20%) o la presión admisible según la Norma E.060 (30%)

**Paolo:** Otro problema que hemos detectado es la forma de la distribución de presiones debajo de la zapata. Por ejemplo, en la E.060 se usa el método de esfuerzos admisibles. En suelos se hace una simplificación rectangular, cuya suposición no es muy precisa según comenta el Ing. Ottazzi.

**Zegarra C:** Estoy totalmente en desacuerdo con Gianfranco Ottazzi. Yo fui uno de los que presioné para que se ponga esa consideración en la norma de suelos, hace muchos años. Cuando Pedro Repetto era profesor de la universidad, trabajamos en eso, método que es el más lógico y el más usados en las normas americanas y europeas. Cuyo método está acorde con el método LRFD. Por otro lado, la norma de concreto es muy permisible al adoptar métodos elásticos.

*En muchos países las presiones admisibles, se están tomando como presiones últimas, no del suelo, si no para el cálculo numérico. De este modo, al amplificar las cargas y la presión admisible, se puede trabajar todo en condiciones últimas. En este caso es más lógico aplicar las distribuciones de Meyerhoff y del rectángulo equivalente.*

*Los ingenieros manejan las dos normas, y a veces usan lo que les resulta más ventajoso. Lo cual es malo. Se debe aclarar bien esa discordancia y que el incremento del 20% no es solo para el efecto sísmico, si no para todas las combinaciones que intervenga sismo o viento. Lo cual debe estar explícito en la norma.*

*En el caso de las distribuciones de presión, ya no se trabaja con distribuciones lineales, las cuales ya se abandonaron en todos los materiales. La distribución rectangular se mantiene bajo la resultante del suelo en la misma ubicación y el mismo valor. Por lo tanto, mantiene todas las condiciones de equilibrio y ha sido probada durante años. (Condición semi última)*

*Se debería aplicar un factor de amplificación para trabajar todo en condiciones últimas. En este caso es más lógico aplicar las distribuciones de Meyerhoff y del rectángulo equivalente.*

*Se debería usar la misma presión que se usa para calcular el área, para verificar el peralte y el acero de refuerzo. Se debería usar un factor de amplificación para la verificación por corte. No es una discordancia, si no mejorar los criterios para ser más lógicos en la aplicación de la norma.*