



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Análisis de un marco plano
con zapata corrida con
interacción suelo-estructura**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Jorge Eduardo Alquicira Navarrete

DIRECTOR DE TESIS

M. En I. Héctor Sanginés García



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido	Pagina
Introducción.....	1
1. Parámetros para el análisis.	2
1.1 Trabajos de exploración.	2
2. Interacción Suelo-Estructura.	3
2.1 Interacción estática suelo-estructura.	3
2.2 Interacción suelo-cimiento continuo.	3
2.1.1Análisis estructural.	7
2.1.2 Cálculo de deformaciones del suelo.	8
2.1.3 Compatibilidad de deformaciones.	10
3. Diseño geotécnico de la zapata.....	11
3.1.1 Capacidad de carga resistente del suelo.	11
3.1.2 Falla general y falla local.	11
3.1.3 Efecto de la presencia de Nivel de Aguas Freáticas.	12
3.1.4 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación.	13
3.2 Estado límite de servicio.	19
Conclusiones.	23
Referencias.	24

Introducción

El propósito de esta tesis es el análisis de la cimentación de un marco plano, una vez conocidos los diferentes tipos de cimentación, las propiedades del suelo y las cargas a las que será sometida la estructura.

Se propone utilizar el tipo de cimentación zapata corrida; este análisis se ejecuta una vez conocido el tipo y clasificación del suelo en donde será desplantada la estructura.

El análisis se llevará a cabo mediante el software Interacción Suelo Estructura ISE3D elaborado por el M. en I. Héctor Sanginés García y el Dr. Armando Hermosillo Arteaga.

Para ejecutar el software es necesario armar un paquete de datos que va analizando el programa, por medio de matrices realiza los cálculos. El M. en I. Héctor Sanginés García realizó un manual en donde indica el procedimiento del armado de las matrices o tarjetas. Las tarjetas se van armando con las propiedades del suelo, las cuales las obtenemos con los estudios geotécnicos que se describen en esta tesis; las propiedades de la estructura, que son de acuerdo a los materiales con las que va a ser construida la superestructura y la subestructura; y las cargas a las que será sometida.

Una vez armado el paquete de datos se ejecuta el software ISED3D y se analizan los resultados que este arroja y se realiza la revisión con el Reglamento de Construcción.

Capítulo 1. Parámetros para el análisis.

Los parámetros se obtienen a partir de pruebas de campo y pruebas de laboratorio, los cuales son las propiedades mecánicas y las características índices del suelo.

El tipo de suelo que se clasifica de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCC) como Zona I que tiene las siguientes características: lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

1.1 Trabajos de exploración

De acuerdo a las NTCDCC es necesario clasificar nuestra estructura de acuerdo a las categorías de las edificaciones; este caso se trata de una construcción ligera o mediana de poca extensión y con excavaciones someras.

Para Zona I el número mínimo de pozos a cielo abierto o sondeos será de uno por cada 80 metros de perímetro. La profundidad de las exploraciones de acuerdo al tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo debe ser mayor a dos metros bajo el nivel de desplante.

Como nuestra estructura esta localizada en la Zona I es frecuente la presencia de oquedades, cavernas y túneles excavados es necesario localizarlos. Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos.

Los sondeos o pozos profundos a cielo abierto son para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Una vez tomado en cuenta estos requisitos y conociendo los diferentes tipos de sondeos se propone el trabajo de exploración.

Trabajos de campo:

Los trabajos de campo consistieron en la realización de dos pozos a cielo abierto, llevados hasta una profundidad de 2.50 m localizados como se indica en la figura 1.1.

Las estratigrafías encontradas en los pozos PCA-1 y PCA-2 se muestran en las tablas siguientes. Y en conclusión se encontraron que en ambos pozos son los mismos estratos.

Pruebas de laboratorio.

La importancia de las pruebas de laboratorio son obtener las características índice del suelo y las propiedades mecánicas entre las que se encuentran: la clasificación del suelo, el contenido de agua, el peso volumétrico y el módulo de deformación, parámetros de resistencia (cohesión y fricción).

En las siguientes tablas se presenta un resumen de estos parámetros:

Tabla 1.1 Propiedades elásticas de los suelos.

Propiedades elásticas de los suelos						
Estrato	Clasificación	E [tf/m ²]	n	g [t/m ³]	Φ	Espesor [m]
1	Arena-limosa compacta SM	417.50	0.33	1.7	34	1.0
2	Arena limosa compacta SM	545.00	0.30	1.8	36	2.5

Tabla 1.2 Propiedades no-lineales de los suelos.

Propiedades no- lineales de los suelos					
Estrato	A	s	n	K _o	K
1	285.16	0.5	0.33	0.40869	419.70
2	394.28	0.5	0.30	0.39124	545.00

Capítulo 2 Interacción Suelo-Estructura

La interacción Suelo-Estructura estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando es afectada por la existencia de la estructura. La estructura puede influenciar en condiciones estáticas o dinámicas.

2.1 Interacción estática suelo-estructura.

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno, los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre la estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos:

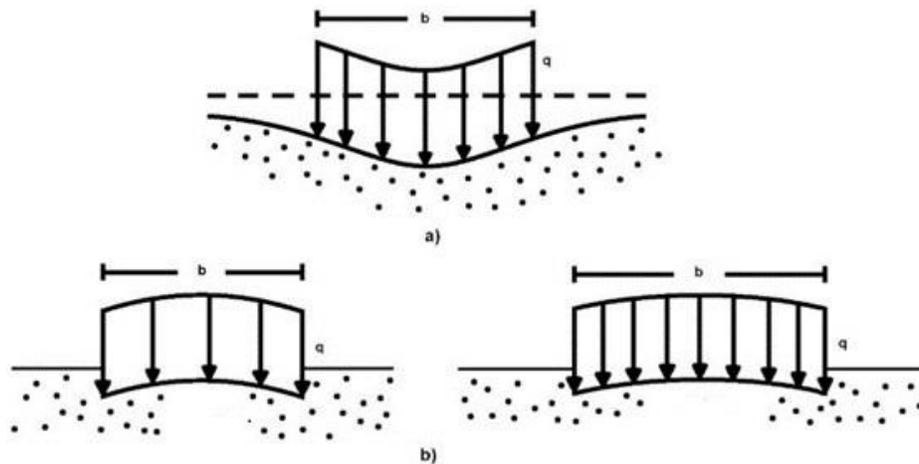
- 1) Se calculan los desplazamientos de la subestructura,
- 2) Se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación y
- 3) Se establece la compatibilidad de las deformaciones entre la estructura y suelo.

Se pueden distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: 1) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que, la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamiento de los apoyos vecinos (este fenómeno se presenta, usualmente, en zapatas aisladas) y 2) cuando se trata de un cimiento continuo, donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

Para nuestro caso se va a analizar una zapata corrida que es un cimiento continuo.

2.2 Interacción suelo-cimiento continuo.

Se tiene un cimiento totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado. El asentamiento a largo plazo toma la forma indicada en la **figura 2.1 a)**, el diagrama de reacción del terreno, en este caso, es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la **figura 2.1 b)**; por ser el cimiento totalmente flexible, también, la reacción del suelo es uniforme.



- a) Material elástico, isótropo y homogéneo, por ejemplo, una arcilla saturada.
- b) Material elástico y homogéneo cuya rigidez aumenta con el confinamiento, tal como una grava o arena sin cohesión.

Figura 2.1 Diagrama de reacción del terreno.

Perfil de distorsión de asentamientos debidos a una carga uniforme sobre la superficie de una masa suelo

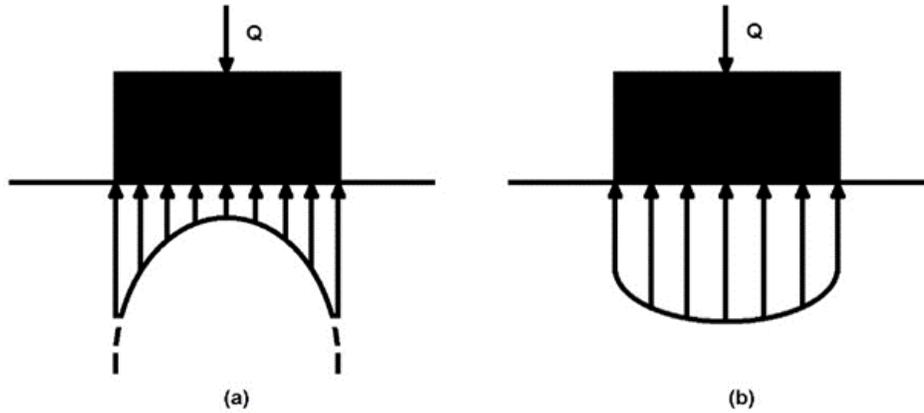
(Sowers, 1962)

Ahora, se tiene una placa de una rigidez infinita que está apoyada en una arcilla totalmente saturada **figura 2.2 a)**. El hundimiento es uniforme, pero el diagrama de reacción a largo plazo toma la forma indicada en la **figura 2.1 a)**. Si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma de la **figura 2.2 b)**.

Entonces observamos que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura.

Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita. Mas adelante veremos cómo se realiza la interacción suelo-estructura para las estructuras de cimentación de rigidez finita.

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.



- a) Material isotrópico, elástico y homogéneo, tal como, una arcilla saturada.
- b) Material elástico y homogéneo cuya rigidez aumenta con el confinamiento, tal como una grava o arena sin cohesión.

Figura 2.2. Presión de contacto en la base de una cimentación rígida sobre la superficie de una masa de suelo.

(Sowers, 1962)

También, analicemos un marco estructural con una cimentación a base de una zapata corrida **figura 2.3**, en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación **figura 2.43 b) y c)**.

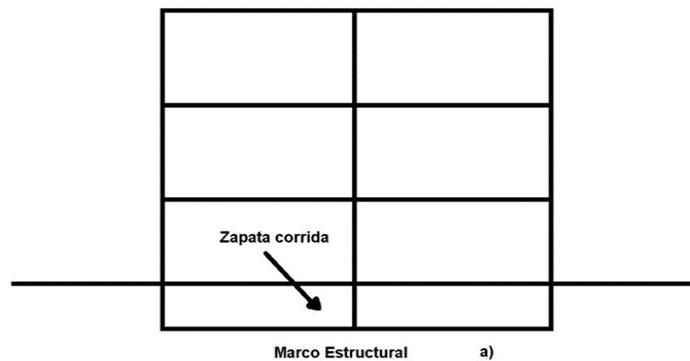


Figura 2.3 Marco estructural con cimentación a base de una zapata corrida

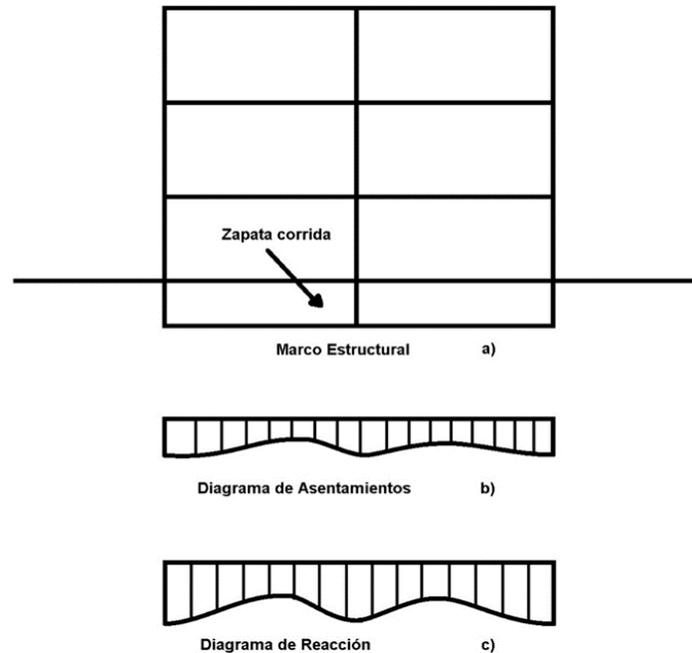


Figura 2.4 Marco estructural con cimentación y diagramas de asentamientos y reacciones

Para empezar, iniciemos con el diagrama de reacciones. En el caso general, la forma del diagrama es diferente de una reacción uniforme **figura 2.4 c)**. Sustituymos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes r_1, r_2, \dots, r_n **figura 2.5 a)**. La interacción suelo-estructura estática, como ya se comentó, consiste en tres fases:

- (1) El análisis estructural, lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones r_i como incógnitas; a continuación, aplicando la tercera ley de Newton, aplicamos las cargas r_i sobre el terreno **figura 2.5 b)**.
- 2) Obtenemos los hundimientos de este en función de las r_i , empleando el método de Chamecki (1956).
- 3) El problema de la interacción se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.

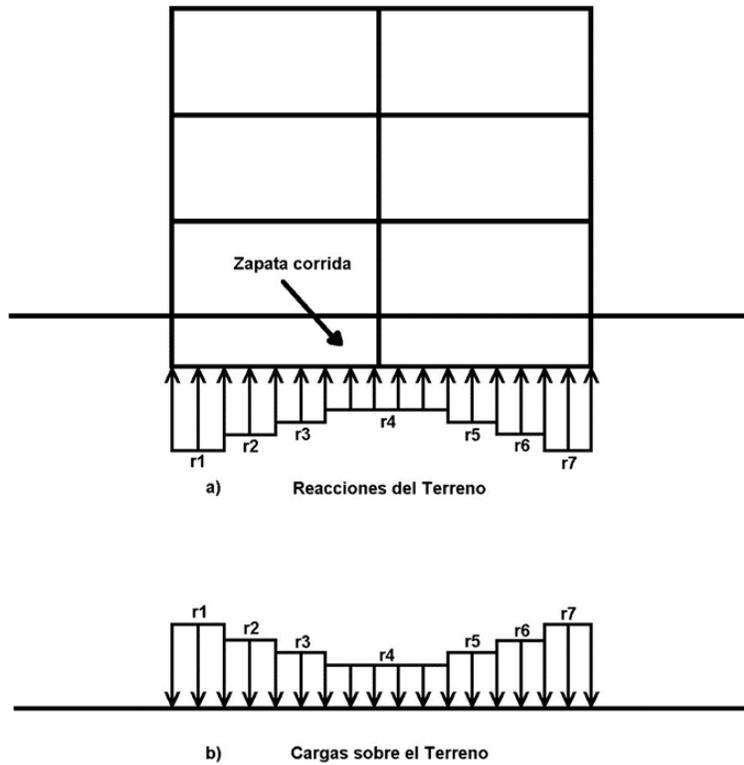


Figura 2.5 Cargas sobre la estructura y el suelo

2.1.1 Análisis estructural

En una barra de cimentación **figura 2.6**, el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale:

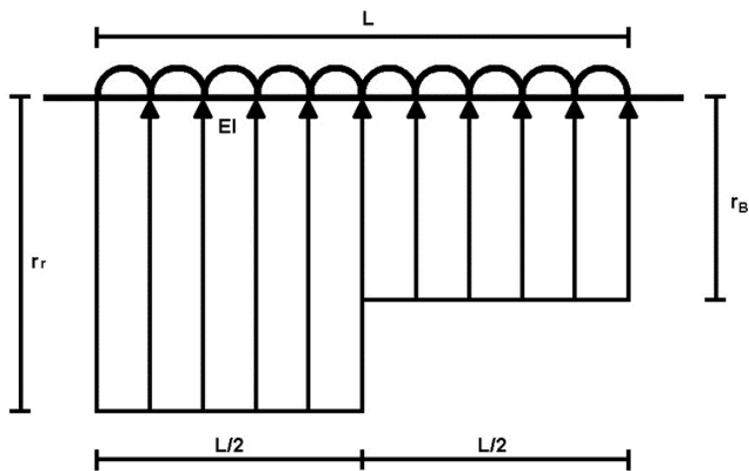


Figura 2.6 Geometría y cargas en la barra de cimentación

$$\left(p_m^e \right)' = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_r - \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_s \\ - \frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_r + \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_s \\ - \frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32} \right) L r_r + \left(\frac{3}{32} \right) L r_s \\ - \frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32} \right) L r_r + \left(\frac{13}{32} \right) L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \delta'_a \\ \delta'_b \end{matrix}$$

En el sistema global cuando $\alpha = \beta = 0$, el vector de cargas de empotramiento queda así:

$$p_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_r - \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_s \\ - \frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192} \right) L^2 r_r + \left(\frac{11}{192} \right) L^2 r_s \\ - \frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32} \right) L r_r + \left(\frac{3}{32} \right) L r_s \\ - \frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32} \right) L r_r + \left(\frac{13}{32} \right) L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \delta'_a \\ \delta'_b \end{matrix}$$

Ecuación 2.1

2.1.2 Cálculo de deformaciones del suelo.

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y en sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: estimemos una reacción, r_k , actuando en la superficie **figura 2.7**; la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$ donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor, H_j , debida a la carga, r_k , vale:

$$\delta_{ijk} = \left(\frac{1}{E_{zij}} \right) H_j \sigma_{zjik}$$

pero:

$$\sigma_{zjik} = \frac{I_{zjik} r_k d_k}{a_k}$$

Ecuación 2.2

donde:

I_{zjik} : es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto ij que es producido por una presión unitaria cuando está actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973).

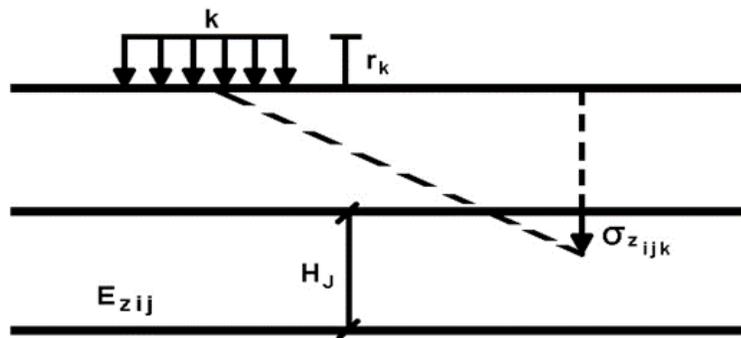


Figura 2.7 Cálculo de los asentamientos del terreno.

E_{zji} : es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta en el punto ij.

$$\delta_{ijk} = \frac{1}{E_{zij}} \frac{H_j I_{zijk} r_k d_k}{a_k}$$

La deformación del estrato, j, que es debida a todas las cargas vale:

$$\delta_{ijk} = \left(\frac{1}{E_{zij}} \right) H_j \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{zijk} r_k d_k}{a_k}$$

donde:

nr : es el número total de cargas, r_k .

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} \left(\frac{1}{E_{z_{ij}}} \right) H_j \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{z_{ijk}} r_k d_k}{a_k}$$

Ecuación 2.3

donde:

n_e : es el número total de estratos.

En la **ecuación 2.3**, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

Cabe aclarar que, aunque el procedimiento es unidimensional aparentemente, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de $E_{z_{ij}}$, tanto los incrementos del esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Los esfuerzos normales verticales y horizontales se obtienen aplicando la **ecuación 2.2** para todas las cargas r_k , es decir:

$$\sigma_{z_{ij}} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{z_{ijk}} r_k d_k}{a_k} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$\sigma_{x_{ij}} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{x_{ijk}} r_k d_k}{a_k} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$\sigma_{y_{ij}} = \sum_{k=1}^{nr} \frac{I_{y_{ijk}} r_k d_k}{a_k} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

2.1.3 Compatibilidad de deformaciones.

En esta fase, se establece la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y suelo de cimentación, lo cual equivale a considerar que, tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura (Deméneghi, 1996).

Capítulo III Diseño geotécnico de la zapata.

3.1.1 Capacidad de carga resistente del suelo.

Por tratarse de un suelo friccionante desarrollaremos la teoría de la capacidad de carga para este tipo de suelos.

La capacidad de carga resistente de un suelo se define con la siguiente ecuación:

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 3.1

donde:

F_{Ri} : son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo.

de acuerdo con la **ecuación 3.1**, la capacidad de carga resistente vale:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 3.2

usualmente, $F_{R2} = F_{R3} = F_R$, por lo tanto:

$$q_R = \left[p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R$$

Ecuación 3.3

3.1.2 Falla general y falla local

La **ecuación 3.1** se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple solo en suelos compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto:

$$\tan \phi = \frac{2}{3} \tan \phi^*$$

Ecuación 3.4

donde:

ϕ^* : es el ángulo de fricción interno del suelo que es determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers indica que "...para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general y que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r se debe interpolar." En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la **ecuación 3.4** de la siguiente manera:

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^*$$

Ecuación 3.5

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*)$$

Ecuación 3.6

$$\alpha = 0.67 \text{ para } D_r=0.5 \quad 0.5 \leq D_r \leq 0.7$$

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - .05) \text{ para } 0.5 \leq D_r \leq 0.7 \quad (1.23)$$

Ecuación 3.7

$$\alpha = 1.0 \text{ para } D_r=1$$

3.1.3 Efecto de la presencia del Nivel de Aguas Freáticas.

Cuando el NAF queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a la alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática; en consecuencia, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ecuación 1.18 con $p_v = p'_v$ y $\gamma = \gamma'$, es decir:

$$q'_R = p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 3.8

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

la contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua, u , al nivel del desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la que es debida a la fase sólida y de la que es debida al agua, es decir:

$$q_R = q'_R + u_R$$

$$q'_R = \rho'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

pero:

$$\rho_u = \rho'_v + u \quad u = \rho_u - \rho'_v \quad u_R = \rho_u F_{R4} - \rho'_v F_{R5}$$

$$q_R = \rho'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + \rho'_v F_{R4} + u F_{R5}$$

$$q_R = \rho'_v (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + \rho'_v F_{R4}$$

Ecuación 3.9

Las NTCDCC (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones) del Distrito Federal hacen las siguientes consideraciones:

$$F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R \quad \text{y} \quad F_{R4} = 1$$

por lo que, **ecuación 3.9** queda así:

$$q_R \left[\rho'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + \rho'_v$$

Ecuación 3.10

3.1.4 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación.

Se recomienda en la práctica que, en general, el factor $F_R \leq 0.45$; por ejemplo, las NTCDCC (2004) recomiendan $F_R=0.35$ para zapatas en la zona de lomas (Zona I) de la Ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale **figura 3.1**:

$$h = \frac{B \cos \phi \cdot e^{(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)}$$

Ecuación 3.11

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$q_R = \left[\rho'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + \rho'_v$$

Ecuación 3.12

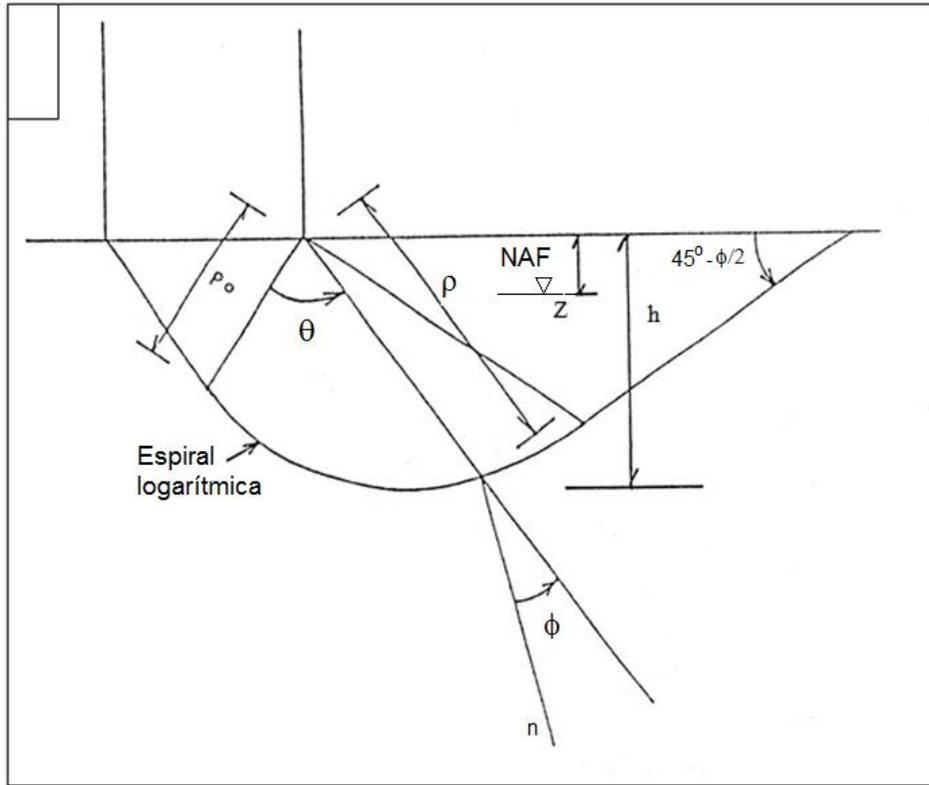


Figura 3.1 Espiral logarítmica.

En la determinación de la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se distinguen las siguientes condiciones:

- a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de h dado por la **ecuación 3.11**, se emplea la **ecuación 3.12** con $\gamma = \gamma_m$, siendo γ_m = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
- b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la **ecuación 3.12** con $\gamma = \gamma'$.
- c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia z **figura 3.1**, se emplea la **ecuación 3.12** con:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{h} (\gamma_m - \gamma')$$

Ecuación 3.13

siempre se debe cumplir con:

$$q_{ult} < q_R$$

Ecuación 3.14

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A'}$$

Ecuación 3.15

por su parte, las NTCDDC establecen que:

...en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_m - \gamma')$$

(ecuación 4 de las NTCDDC)

donde:

γ' : es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades z y

$$\frac{B}{2} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

γ_m : es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

La **figura 3.2** contiene la variación del ángulo de fricción interna en función del número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar.

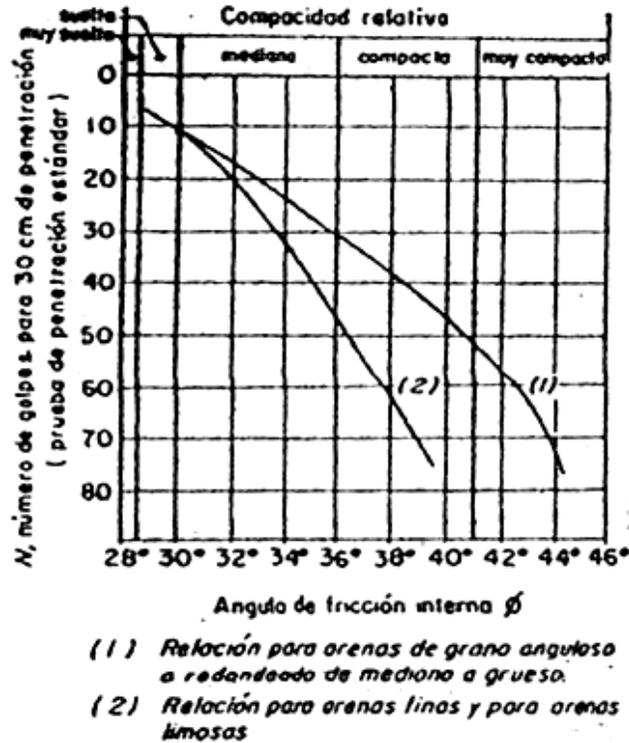


Figura 3.2 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción de las arenas

(Juárez Badillo y Rico, 1976)

La **tabla 3.1.1** muestra los valores del ángulo de fricción interna en función de la compactación del suelo.

Estado	Compacidad relativa D_r	N	q_c	Ángulo de fricción interna ϕ
			kg/cm ²	Grados
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Semicompacto	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Compacto	0.6 - 0.8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

Tabla 3.1.1 Ángulo de fricción interna para arenas

(Meyerhof, 1956)

Donde:

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.

N: es el número de golpes en la prueba de penetración estándar.

q_c : es la resistencia en la punta del cono.

Ejemplo.

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo- estructura de acuerdo con la **figura 3.3**.

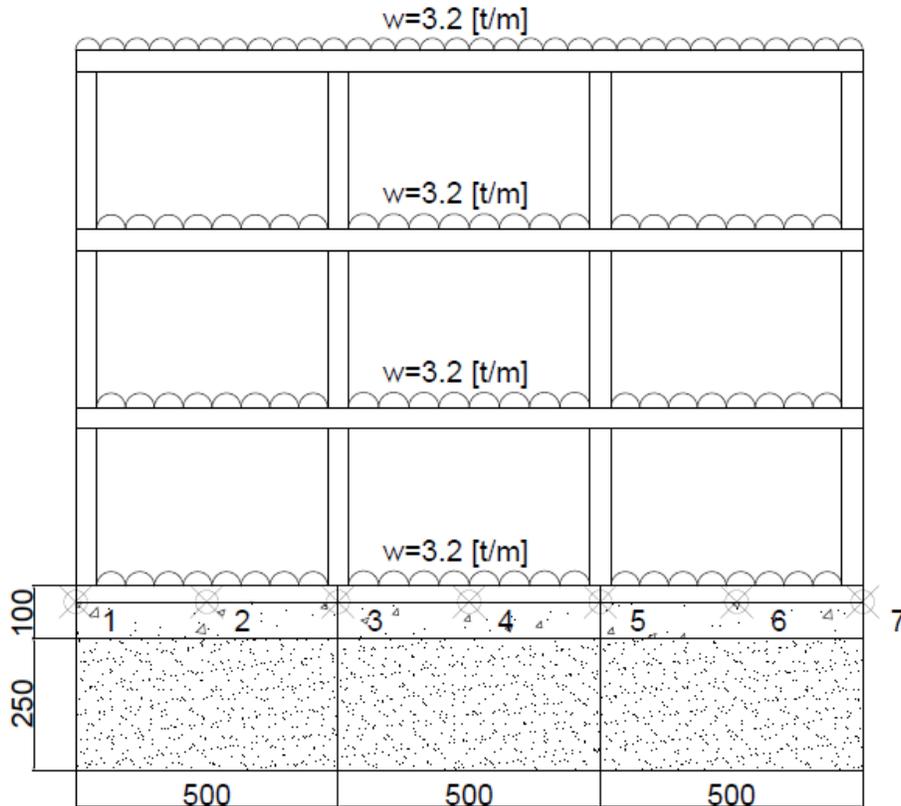


Figura 3.3 Marco Plano y estratos de suelo.

Una vez realizadas las pruebas de laboratorio, son conocidas las características del suelo en donde se desplantará la estructura. Las cuales se resumen en la **tabla 3.2.3**.

Estrato	Clasificación	E [tf/m ²]	n	γ [t/m ³]	Φ	Espesor [m]
1	Arena-limosa compacta SM	417.50	0.33	1.7	34	1.0
2	Arena limosa compacta SM	545.00	0.30	1.8	36	2.5

Tabla 3.2.3

Realizaremos la revisión, proponemos zapata corrida ya que es necesario controlar los asentamientos diferenciales de la estructura y los depósitos de suelo es de baja

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.

compresibilidad. que será de dos metros de ancho, con un peralte de treinta centímetros, de quince metros de longitud. Desplantada a un metro treinta centímetros de profundidad.

$$q_{ult} < q_R$$

Donde

$$q_{ult} = \sum \frac{QF_c}{A'}$$

donde q_{ult} es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación, afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga.

En las expresiones anteriores:

Fc = factor de carga = 1.4

ΣQ = Peso total de la estructura = $4 * (3.2[t/m]) * (15[m]) = 192 [t]$

A' = Área de Zapata = $B * L = (2[m]) * (15[m]) = 30 [m^2]$

$\Sigma QF_c/A$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación, afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga = $(192[t]/30[m^2]) * (1.4) = 8.96 [t/m^2]$

$q_{ult} = 8.96 [t/m^2]$

$$q_R = \left[p_v' (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v$$

Ecuación 3.2

B = ancho de la zapata = 2 m

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

γ_s = peso volumétrico del suelo = 1.7 t/m³

H = 0.3 m

$$p_v = H \gamma_s = (0.3) (1.7) = 0.51 [t/m^2]$$

p_v' = presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = 0.51 [t/m²], en virtud de que no se tiene nivel de agua freática. Por tanto, $p_v' = p_v$

Tomando un $\Phi = 34^\circ$

N_q y N_γ son factores de capacidad de carga, donde:

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{(\pi \tan(\phi))} = 29.44$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\phi) = 41.06$$

f_q y f_γ son factores de forma donde

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) = 1.09$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.95$$

“Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y

b) $F_R = 0.70$ para los otros casos. Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones”. (NTCDCC)

Por tanto, $F_R =$ factor de resistencia = 0.35.

Sustituyendo valores en q_R

$$q_R = [0.51 (29.44 * 1.09 - 1) + (1/2) 1.7 * 2 * 41.06 * 0.95] * 0.35 + 0.51 = 39.57$$

Por lo tanto

$$q_{ult} = 8.96 \text{ [t/m}^2\text{]} < q_R = 39.57 \text{ [t/m}^2\text{]} \text{ Cumple}$$

3.2 Estado límite de servicio.

Se analizará el estado límite de servicio considerando interacción suelo- estructura utilizando el programa ISE3D2018 desarrollado por el M. en I. Héctor Sanginés y el Dr. Armando Hermosillo. A continuación, se presenta la estructura que será analizada constituida a base de barras y nodos.

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.



Barras	Base [m]	Altura [m]	Módulo E [t/m ²]	V
Trabes	0.2	0.3	1130000	0.3

Tabla 3.2.1 Propiedades de las barras en la cimentación. E es el módulo de elasticidad y ν la relación de Poisson

Barras	Base [m]	Altura [m]	Módulo E [t/m ²]	V
Trabes	0.4	0.6	1130000	0.3
Columnas	0.4	0.6	1130000	0.3

Tabla 3.2.2 Propiedades de las barras en la cimentación. E es el módulo de elasticidad y ν la relación de Poisson

Estrato	Clasificación	E [tf/m ²]	n	γ [t/m ³]	Φ	Espesor [m]
1	Arena-limosa compacta SM	417.50	0.33	1.7	34	1.0
2	Arena limosa compacta SM	545.00	0.30	1.8	36	2.5

Tabla 3.2.3 Propiedades elásticas de los suelos

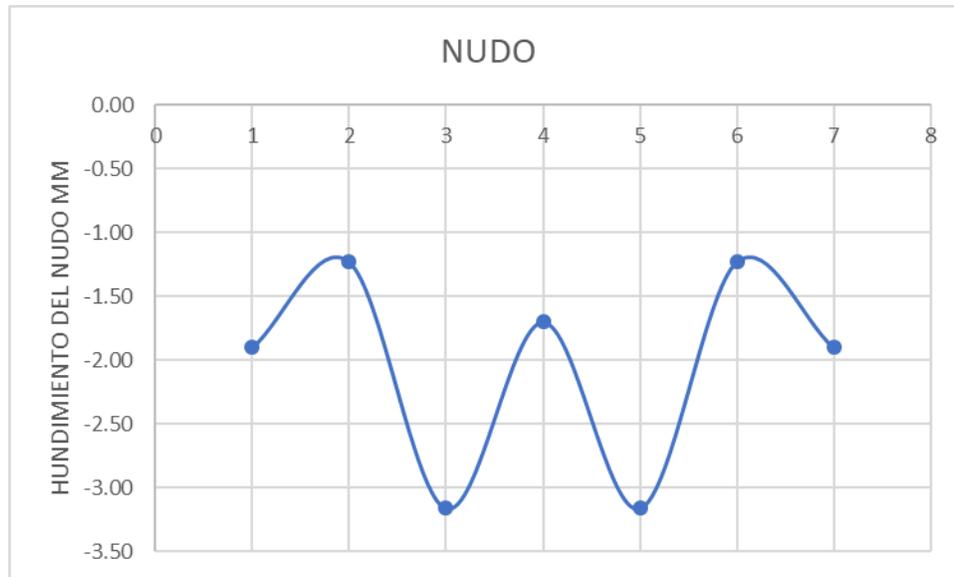
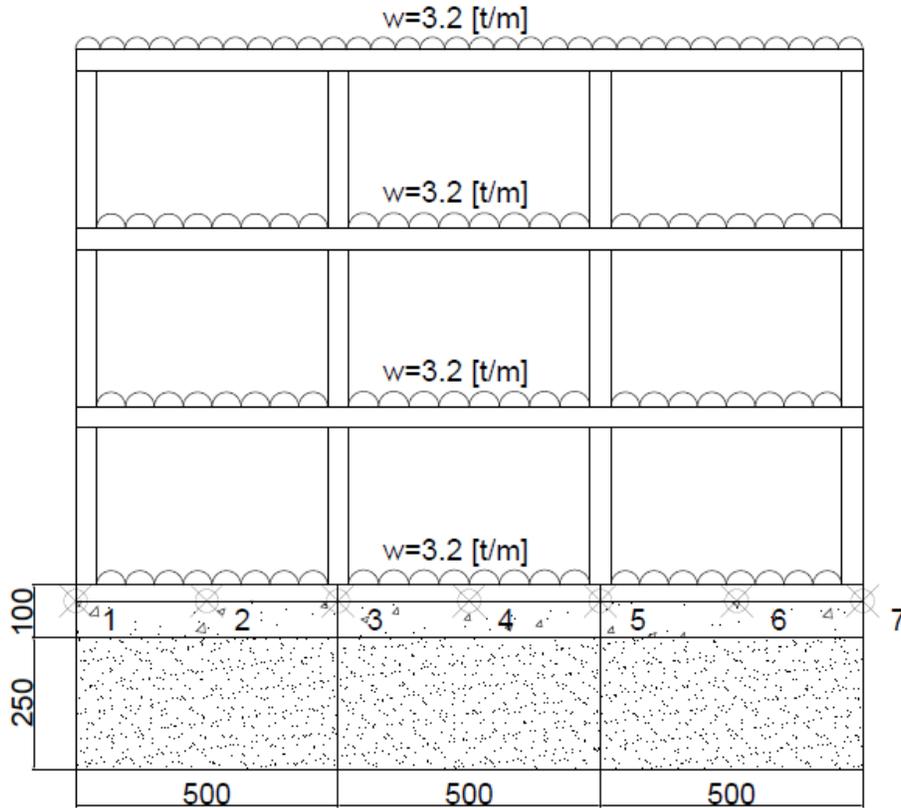
Estrato	A	s	n	K_o	K
1	285.16	0.5	0.33	0.40869	419.70
2	394.28	0.5	0.30	0.39124	545.00

Tabla 3.2.4 Propiedades no-lineales de los suelos

Los resultados del programa ISE3D en cuanto a hundimientos están resumidos en la siguiente tabla y cada nodo esta identificado

NUDO	HUNDIMIENTO DEL NUDO		
	(m)	(cm)	(mm)
1	-0.0019	-0.19	-1.90
2	-0.00123	-0.123	-1.23
3	-0.00316	-0.316	-3.16
4	-0.0017	-0.17	-1.70
5	-0.00316	-0.316	-3.16
6	-0.00123	-0.123	-1.23
7	-0.0019	-0.19	-1.90

Análisis de un marco plano con zapata corrida con interacción suelo-estructura.



Por lo tanto, de acuerdo con la grafica se observa que los hundimientos máximos están dentro en los nudos tres y cinco y están dentro del límite permisible por lo tanto cumple con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

El programa genera los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para el diseño estructural de cimentación escapa del alcance de esta tesis.

Conclusiones:

En este trabajo se analizó la interacción suelo estructura con el método de Deméneghi, utilizando el programa en fortran mediante el software Interacción Suelo Estructura ISE3D elaborado por el M. en I. Héctor Sangines García y el Dr. Armando Hermosillo. Así mismo se analizó toda la teoría de capacidad de carga en suelos friccionantes y para deformación se utilizó la teoría de elasticidad.

Se realizó un ejemplo de un marco plano con cargas uniformemente distribuidas con zapata corrida sobre dos estratos de suelo friccionante.

Se realizó el diseño geotécnico de la cimentación por medio de la revisión de la capacidad de carga, dando como resultado una cimentación segura.

$$q_{ult} = 8.96 \text{ [t/m}^2\text{]} < q_R = 39.57 \text{ [t/m}^2\text{]} \text{ Cumple}$$

En la revisión de los asentamientos se realizó por medio del programa ISE3D2018 y los resultados obtenidos fueron menores a los permisibles, la deformación máxima fue de 3.6 mm

$$\delta = 3.6 \text{ mm} < \delta = 25 \text{ mm}$$

Por lo que respecta a mecánica de suelos la cimentación es estable.

Referencias:

Sanginés G. H. (2000). "Interacción Suelo Estructura en Suelos Friccionantes". Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004, México.

Deméneghi Colina Agustín, Puebla Cadena Margarita y Sanginés García Hector "Análisis y Diseño de Cimentaciones" Tomo I. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2015. México.

Deméneghi Colina Agustín, Hermosillo Arteaga Armando, Puebla Cadena Margarita y Sanginés García Héctor "Análisis y Diseño de Cimentaciones" Tomo II. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2016. México