



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



**APLICACIÓN DE PROGRAMA EN FORTRAN DE INTERACCIÓN
SUELO ESTRUCTURA PARA CALCULAR ASENTAMIENTOS DEL
SUELO POR UN CIMIENTO, TOMANDO EN CUENTA LA NO
LINEALIDAD DE LA RIGIDEZ DEL SUELO**

**MODALIDAD DE TITULACIÓN:
TESIS Y EXAMEN PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTAN:
ERICK OMAR PAREDES PACHECO
ALEJANDRO IVÁN PÉREZ ROMERO**

**DIRECTOR DE TESIS:
M.I. HECTOR SANGINÉS GARCÍA**

MÉXICO, D.F.

NOVIEMBRE 2014

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis representa el fin de un ciclo en nuestras vidas, que día a día con lucha, esfuerzo y dedicación se fue moldeando hasta llegar a su culminación, y sabemos que el llegar hasta ello no hubiera sido posible sin la ayuda de aquellas personas que estuvieron apoyando y alentando desde el principio hasta el día de hoy.

Queremos agradecer a Dios por ser ese faro que nos guió y por haber puesto en nuestro camino las experiencias que nos han forjado como personas y al mismo tiempo como profesionales.

A nuestros padres por habernos dado la vida, por estar cada día a nuestro lado, pero sobre todo porque nunca dejaron de creer en nosotros, les damos las gracias por su cariño, comprensión, apoyo y consejos ya que sin ellos el final del camino hubiera sido diferente. Por alentarnos cada día a lograr nuestros objetivos. Gracias por enseñarnos a actuar sobre nuestros valores y principios, ahora entendemos que son la base de cualquier éxito y la semilla de cualquier proyecto de vida. Queremos que sepan que nuestras metas y triunfos los compartimos con ustedes porque también son suyos. ¡Gracias!

A nuestros hermanos Carlos Esteban Paredes, Enrique Paredes, Elizabeth Paredes y Rogelio Oswaldo Pérez por estar junto a nosotros, porque jamás nos dejaron solos y su apoyo siempre incondicional.

A nuestros profesores y amigos de la carrera, por su gran compañerismo y amistad, por su apoyo y consejos, ya que sin ellos la preparación a la vida profesional no hubiera sido la mejor.

Al Ing. Héctor Sanginés García por su tiempo, guía, apoyo, dedicación, consejos, paciencia y colaboración con sus conocimientos en materia de mecánica de suelos para la elaboración de esta tesis. Gracias a su exigencia, compromiso, responsabilidad y amistad es

que pudimos exigirnos más a nosotros mismos y saber que podemos dar mucho más.

Un profundo agradecimiento a la UNAM, en especial a Facultad de Ingeniería por la invaluable oportunidad y la dicha de poder estudiar y formarnos como profesionistas en esta institución.

¡Es el final de una etapa en la vida pero muchas metas, sueños y anhelos están por venir!

*Atte. Erick Omar Paredes Pacheco
Alejandro Iván Pérez Romero*

ÍNDICE:

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1: DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIONANTES

CAPÍTULO 2: INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

CAPÍTULO 3: PROGRAMA DE COMPUTADORA

CAPÍTULO 4: RESULTADOS

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se analiza la interacción estática suelo-estructura utilizando una ecuación constitutiva no lineal de deformación para suelos granulares propuesta por Agustín Deméneghi (Deméneghi, 2008), realizando el análisis estructural por el método de rigideces. La compatibilidad de deformaciones se realiza con la solución de un sistema de ecuaciones no lineales con el método de Newton.

Definimos la interacción suelo-estructura como aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la interacción dinámica 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 estructura y suelo.

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

- (a) Se calculan los desplazamientos de la subestructura,
- (b) Se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y
- (c) Se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción:

- (i) Cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas),
- (ii) 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).

En este trabajo se explica y ejemplifica con una zapata corrida, el programa que se ocupa en esta tesis puede resolver los dos casos.

Esta tesis tiene como objetivos los siguientes puntos:

- Explicar y desarrollar el procedimiento de cálculo de la interacción suelo-estructura para un suelo friccionante en sus diferentes etapas.

- El cálculo de la deformación de suelos con un método lineal y otro no lineal **(capítulo 1)**.
- Para el cálculo de la deformación de la subestructura se utiliza el método de las rigideces, brevemente explicado en el **(capítulo 2)**.
- La compatibilidad de deformaciones resolviendo un sistema de ecuaciones no lineales mediante el método de Newton **(capítulo 2)**.
- Ampliar un programa de cómputo en lenguaje fortran realizado por el M.I. Héctor Sanginés (2000). En el cual agregamos el método de solución de la interacción suelo estructura con una ecuación constitutiva no lineal M.I. Deméneghi (2010) **(capítulo 3)**.
- Realizar un ejemplo de forma manual y con apoyo del programa, para explicar el manejo del mismo comparando los resultados y comprobar su correcto funcionamiento **(capítulo 4)**.

1 DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIONANTES

1.1 CONSIDERACIONES

En lo que se refiere al estudio de los suelos friccionantes, se debe considerar que uno de los factores más importantes es el efecto de la presión de confinamiento en su comportamiento. De acuerdo con Burland (1973) debe tomarse en cuenta la homogeneidad del subsuelo en el sentido de que la rigidez de éste aumenta con el confinamiento. Por otra parte, Burland (1977) indica que el cálculo de esfuerzos en el terreno se puede realizar empleando la teoría de la elasticidad, y que los resultados serán satisfactorios para fines prácticos, siempre y cuando se tome en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad. En el caso de un estrato rígido sobre un estrato blando, hay que considerar la influencia de la rigidez del primero en la magnitud de los esfuerzos. El efecto de la precarga en los suelos es también un factor significativo ya que las deformaciones del suelo serán diferentes en función del caso en estudio (Dècourt, 1989). La rigidez de un suelo friccionante precargado puede ser de 3 a 4 veces mayor que el de un material normalmente cargado.

Así mismo, se puede analizar con una ecuación constitutiva no lineal del suelo Deméneghi (2010).

En la tesis se revisan ambos procedimientos para calcular las deformaciones en suelos friccionantes.

1.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN SUELOS FRICCIONANTES

1.2.1 Método Lineal

La ventaja de esta técnica es que nos permite computar las deformaciones a partir de un número reducido de propiedades mecánicas. Para ilustrar esta idea, determinaremos las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig 1.2.1.a.

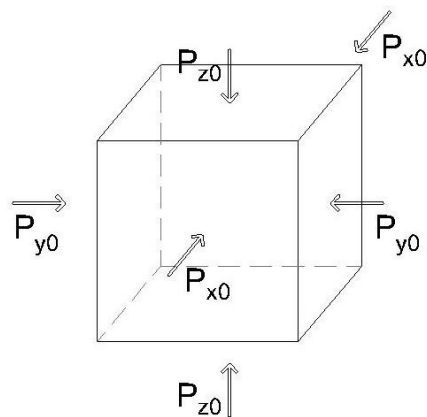


Fig 1.2.1.a. Estado de presión inicial

Si el suelo tiene una cierta cohesión, es posible considerar que ésta se debe a una presión de confinamiento interno intrínseca. Si consideramos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento, la cual es equivalente al esfuerzo normal en un plano octaédrico p_c , entonces tenemos que:

$$p_c = \frac{1}{3}(p_x + p_y + p_z) \quad \text{--- Ec. (1.2.1.a)}$$

Suponiendo que las presiones horizontales son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical y que el esfuerzo normal en el plano está dado por el promedio de los tres esfuerzos, tenemos:

$$p_x = p_y = K_0 p_z \quad \text{--- Ec. (1.2.1.b)}$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión de tierra en reposo del suelo.

Sustituyendo en (1.2.1.a), nos queda:

$$p_c = \frac{p_z}{3}(1 + 2k_0) \quad \text{--- Ec. (1.2.1.c)}$$

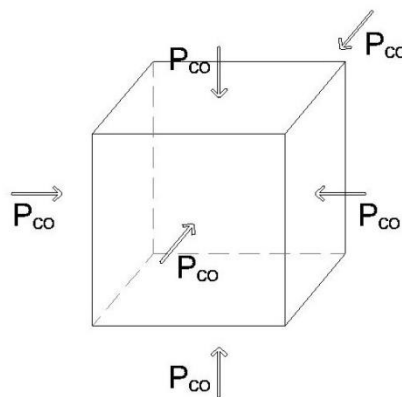


Fig 1.2.1.b Presión de confinamiento equivalente

La fig. 1.2.1.b muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente. Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal en el elemento (fig. 1.2.1.c). Estos incrementos de esfuerzos producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. Ahora emplearemos la Ley de Hooke, que consiste en lo siguiente:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad \text{--- Ec. (1.2.1.d)}$$

ε_z = Deformación unitaria vertical

E = Módulo de deformación [t_f/m^2]

σ_z = Esfuerzo en el suelo en dirección z [t_f /m^2]

ν = Relación de Poisson

σ_x = Esfuerzo en el suelo en dirección x [t_f /m^2]

σ_y = Esfuerzo en el suelo en dirección y [t_f /m^2]

$$\delta_z = \epsilon_z H$$

δ_z = Deformación en el suelo [m]

H = Espesor del estrato [m]

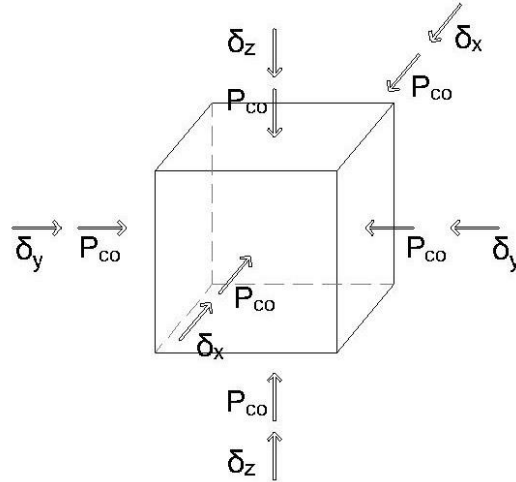


Fig. 1.2.1.c Incrementos de esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z sobre el elemento.

Los esfuerzos se pueden obtener empleando las ecuaciones de Damy (1985), Dashko y Kagan (1980):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \left[\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right] \frac{xyz}{A} + \operatorname{atan} \frac{xy}{za} \right\} \quad \text{--- Ec. (1.2.1.e)}$$

σ_z = Esfuerzo en dirección z [t_f / m^2]

q = Acción vertical sobre el suelo [t_f / m^2]

x = Coordenada en x del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

y = Coordenada en y del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

z = Coordenada en z del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left[\operatorname{atan} \frac{y}{x} - \operatorname{atan} \frac{yA}{xz} \right] \right\} \quad \text{--- Ec. (1.2.1.f)}$$

Y en dirección "y":

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left[\operatorname{atan} \frac{x}{y} - \operatorname{atan} \frac{xA}{yz} \right] \right\} \quad \text{--- Ec. (1.2.1.g)}$$

Donde:

ν = relación de poisson

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

1.2.2 Método no Lineal

Otra forma de considerar la deformación de suelos friccionantes es con un método no lineal de deformación (método Deméneghi), ecuación constitutiva que consiste en:

El cálculo de las deformaciones verticales de una cimentación en suelos friccionantes de espesor $\bar{\delta}_z$ sujeto a incrementos de esfuerzos σ_x sujeto y σ_y está dado por:

$$\delta_z = \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{f \left[(p_{co} + c\sigma_z)^{1-s} - (p_{co})^{1-s} \right]}{(1-s)cAP_a^{1-s}} \right] \right\} \Delta z_o \quad \text{--- Ec. (1.2.2.a)}$$

Donde:

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2); \quad a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}; \quad a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}$$

Los incrementos de esfuerzo σ_x , σ_y y σ_z se calculan a partir de:

$$\sigma_{z11} = I_{z111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad \text{--- Ec. (1.2.2.b)}$$

$$\sigma_{x11} = I_{x111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{x112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{x113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad \text{--- Ec. (1.2.2.c)}$$

$$\sigma_{y11} = I_{y111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{y112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{y113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad \text{--- Ec. (1.2.2.d)}$$

expresiones que corresponden sólo para el primer punto, el estrato uno y con tres reacciones.

I_z : valor de influencia, es el incremento de esfuerzo vertical producido por una carga unitaria en la esquina de un rectángulo cargado uniformemente, fig 1.2.1.c, y se calcula con la ecuación de Damy,

I_x e I_y son los valores de influencia horizontales, producidos por una carga unitaria, en la esquina de un rectángulo cargado uniformemente, fig 1.2.1.c., se calculan con las ecuaciones de Dashkó y Kagán.

$$p_{co} = \frac{P_{vo} + P_{ho} + P_{ho}}{3} = \frac{P_{vo}}{3} (1 + 2K_o) \quad \text{--- Ec. (1.2.2.e)}$$

p_{vo} es la presión vertical inicial

p_{ho} es la presión horizontal inicial

El coeficiente K_o se calcula con la expresión de Mayne y Kulhawy, (Mayne et al., 1982)

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi)(OCR)^{\text{sen}\phi} \quad \text{--- Ec. (1.2.2.f)}$$

A: módulo de rigidez del suelo, el cual puede calcularse con la expresión:

$$A = A_m C; A_m = 26.25N^{1.125}; \quad \text{--- Ec. (1.2.2.g)}$$

$$C = \exp\left[-0.784t_\alpha \sqrt{1.00758 + 0.0152(\ln N - 2.976)^2}\right] \quad \text{--- Ec. (1.2.2.h)}$$

N: número de golpes de la penetración estándar y t_α es una variable t de Student, cuyos valores en función de α se muestran en la tabla 2.

s: es coeficiente que depende del tipo de suelo, el cual vale 0.5 para suelos friccionantes.

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3}(a_1 + a_2) \quad \text{--- Ec. (1.2.2.i)}$$

Tabla 2. Variable aleatoria t de Student:

Nivel de confianza α	t_α
%	
2.5	1.978
5	1.657
10	1.288
15	1.041
20	0.844
25	0.676
30	0.526
40	0.254
50	0

1.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DEFORMABILIDAD EN LOS SUELOS

En relación con su deformabilidad, los suelos presentan las siguientes características generales:

- ❖ Su curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento P_c , y apliquemos un esfuerzo desviador. La figura 1.3.a muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo. Se observa que el tramo inicial es una línea recta. A la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial E_i del suelo, y después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo.

De acuerdo con el comportamiento elástico lineal del terreno, se ha visto que para muchas condiciones del subsuelo las ecuaciones de Boussinesq dan una distribución razonablemente precisa de los cambios del esfuerzo vertical. Sin embargo, estos cambios resultan difíciles de estimar en forma precisa para el caso de un estrato rígido que se encuentra por encima de un estrato compresible (Burland et al, 1973).

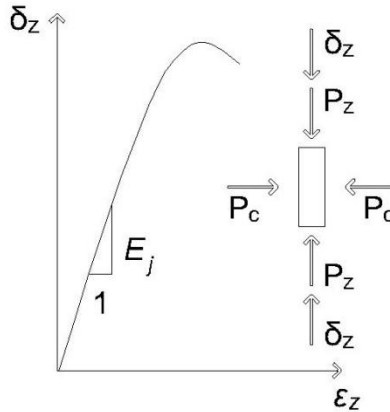


Fig 1.3.a Curva esfuerzo – deformación unitaria en el suelo

Por otra parte, en cimentaciones someras la magnitud de la descarga por excavación es muy pequeña por lo que las cargas sobre el terreno son monótonicamente crecientes. Por tanto, en estas condiciones la respuesta del suelo es aproximadamente elástica (cuasielástica). En consecuencia, la no linealidad del suelo no es un factor tan importante como en otros casos de mecánica de suelos, como puede ser el comportamiento dinámico de un suelo en regiones de alta sismicidad.

❖ La rigidez de un suelo es función de la presión de confinamiento.

Esto es, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos friccionantes (Fig. 1.3.b Variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento).

Por lo anterior en la mayoría de los suelos la rigidez aumenta con la profundidad. Como consecuencia de esto se puede concluir lo siguiente: la mecánica de suelos puede usar la teoría de la elasticidad para el cálculo de los asentamientos siempre y cuando se esté considerando que la rigidez aumenta con la profundidad. Por lo que a menos que se tenga conocimiento de la variación de la rigidez a medida que se profundiza más en el suelo, en particular cerca de la cimentación, hay poca probabilidad de una predicción precisa del asentamiento.

Una forma común de no homogeneidad es aquella en que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad, de tal forma que $E = E_0 + kz$ (Burland et al, 1973). Cuando esto sucede, la no homogeneidad tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical.

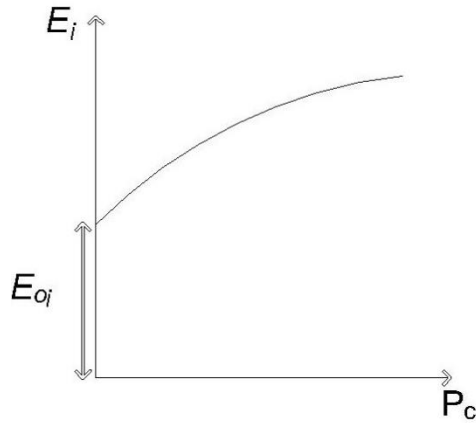


Fig. 1.3.b Variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Janbu (1963, citado por Duncan y Chang, 1970), que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado en arenas por:

$$E_i = E_{i0} + k p_a \left(\frac{p'_c}{p_a} \right)^n \quad \text{--- Ec. (1.3.a)}$$

E_i = Módulo de deformación (t_f / m^2)

E_{i0} = Módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

k = Coeficiente de rigidez del material

p_a = Presión atmosférica = $10.3 (t_f / m^2)$

p'_c = Presión de confinamiento efectiva (t_f / m^2)

n = Exponente en función del tipo de suelo

Siendo:

$$p'_c = p'_{c0} + \frac{\Delta p'_c}{2} \quad \text{--- Ec. (1.3.b)}$$

Donde:

$$\Delta p'_c = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

σ_x = Esfuerzo en dirección x [t_f / m^2]

σ_y = Esfuerzo en dirección y [t_f / m^2]

σ_z = Esfuerzo en dirección z [t_f / m^2]

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato, como ya fue mencionado en el apartado 1.2.1.

$$\delta = \epsilon_z H$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_1}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad \text{--- Ec. (1.3.C)}$$

- ❖ La deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos.

El ejemplo más claro de que la deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente consolidado y un suelo preconsolidado. En este último, su rigidez puede ser de tres a cuatro veces mayor que la del material normalmente consolidado; las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt, 1989).

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo, así puede haber arenas "precargadas" o "normalmente cargadas" con similar compacidad relativa (D_r) pero con comportamiento muy diferente (Laad et al, 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compacidad relativa D_r como un índice único para el comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de penetración estándar (SPT) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o pre consolidación) es la razón principal de la gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos en zapatas en arenas. Los métodos que no separan arenas normalmente cargadas de las precargadas están condenados al fracaso (Décourt, 1989). De acuerdo con Burland y Burbridge (1985), el asentamiento de una zapata de una arena preconsolidada es aproximadamente igual a un tercio de la misma zapata sobre una arena normalmente consolidada, independientemente de la magnitud de la relación de pre consolidación (OCR).

2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El principio general de prácticamente todos los métodos de interacción estática suelo-estructura consiste en establecer la compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación. El procedimiento que se usará va de acuerdo con la fig. 2.1.a, donde las reacciones del suelo r_i se manejarán como incógnitas, eventualmente se realizará un análisis estructural (Deméneghi, 1979). Se debe tomar en cuenta que el número de incógnitas será mayor al número de ecuaciones por la presencia de las reacciones y, posteriormente se llevará a cabo un análisis de deformaciones del suelo donde se considerará que las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo son iguales tanto en magnitud como en sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercer ley de Newton (fig 2.1.b). Por lo tanto, las deformaciones que presente el terreno quedarán en función de las reacciones r_i para así, establecer la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

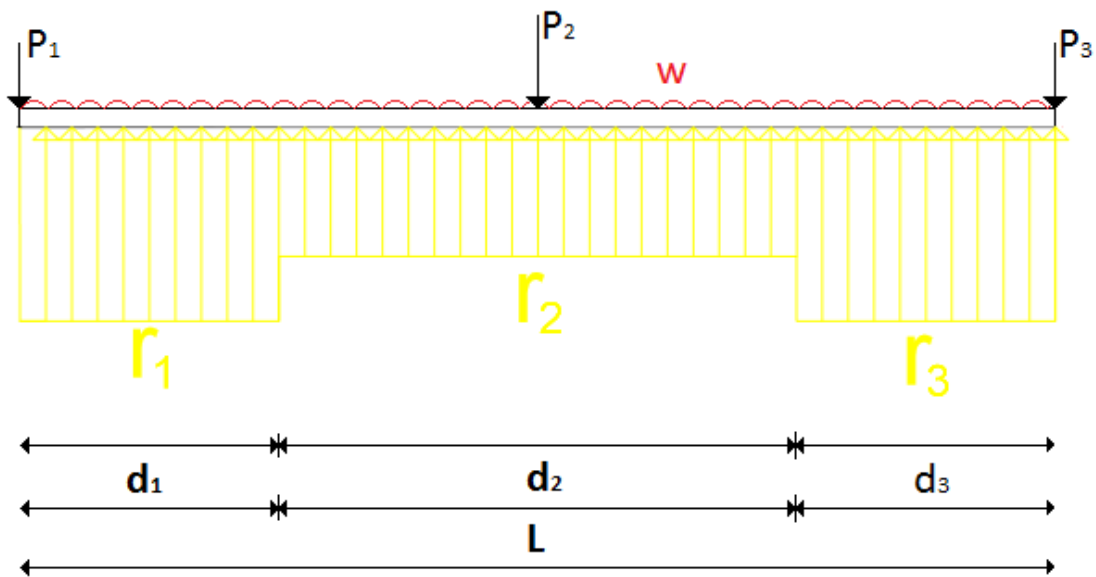


Fig. 2.1.a. Cargas, reacciones y longitudes de reacción

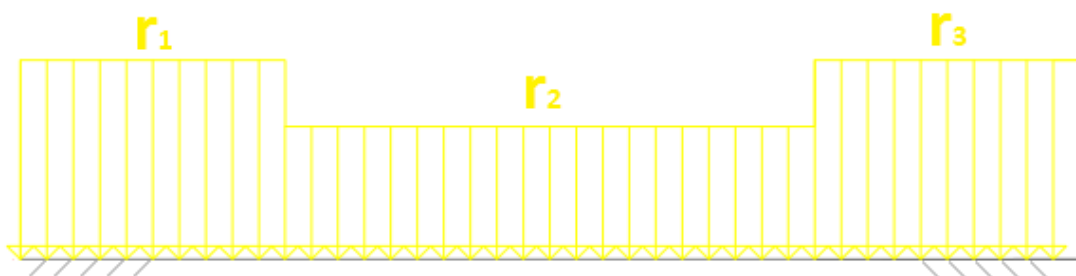


Fig. 2.1.b. Acciones sobre el suelo

2.1 Análisis Estructural

El análisis estructural se realiza con el método de rigideces, en el que se debe cumplir:

$$\underline{\mathbf{K}} \underline{\delta} + \underline{\mathbf{P}}_e + \underline{\mathbf{P}}_c = 0 \quad \text{--- Ec. (2.1.a)}$$

donde:

$\underline{\mathbf{K}}$ = matriz de rigidez de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos (grados de libertad)

$\underline{\mathbf{P}}_e$ = vector de cargas de empotramiento

$\underline{\mathbf{P}}_c$ = vector de cargas concentradas

2.1.1 Análisis de una barra

La matriz de rigidez de una barra horizontal, sin considerar el acortamiento ni efectos de torsión sobre la barra, se presenta en la tabla 2.1.1.a

θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_q
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_r
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_s

Tabla 2.1.1.a

El vector de desplazamientos para una barra es:

$$\delta = \left\{ \begin{array}{c} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{array} \right\} \quad \text{--- Ec. (2.1.1.a)}$$

El vector de cargas de empotramiento de una barra de cimentación es:

$$P_e = \left\{ \begin{array}{l} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)L r_r + \left(\frac{3}{32}\right)L r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)L r_r + \left(\frac{13}{32}\right)L r_s \end{array} \right\} \quad \text{--- Ec. (2.1.1.b)}$$

El vector de cargas concentradas está definido por:

$$P_c = \left\{ \begin{array}{l} Q_p \\ Q_q \\ M_r \\ M_s \end{array} \right\} \quad \text{--- Ec. (2.1.1.c)}$$

Para obtener los elementos mecánicos de la barra sobre un nudo se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$M_p = wL^2 + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (2.1.1.d)}$$

$$M_q = -wL^2 + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (2.1.1.e)}$$

$$V_r = -\frac{L}{2} - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (2.1.1.f)}$$

$$V_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (2.1.1.g)}$$

Para la determinación de la ecuación (2.1.a) se debe realizar el acoplamiento de las ecuaciones de cada una de las barras.

Dependiendo del número de grados de libertad tendremos el número de ecuaciones y el número de incógnitas, lo cual nos da un sistema de ecuaciones (Ec. 2.1.1.d, 2.1.1.e, 2.1.1.f, 2.1.1.g). En este sistema se tiene mayor número de incógnitas que de ecuaciones, por lo que se requiere un mayor número de ecuaciones y están dadas por la deformación del suelo.

2.2 CÁLCULO DE DEFORMACIONES DEL SUELO

En esta sección se calculan las deformaciones en el suelo, a partir de lo visto en el capítulo anterior, con el método Deméneghi utilizando la ecuación de deformación no lineal.

El número de ecuaciones depende del número de reacciones. Lo cual nos da un sistema de ecuaciones faltantes para resolver el sistema de ecuaciones (Ec. 2.1.1.d, 2.1.1.e, 2.1.1.f, 2.1.1.g)

2.3 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Se realiza la compatibilidad de deformaciones igualando las ecuaciones (Ec. 2.3.1.a, 2.3.1.b), quedando un sistema de ecuaciones no lineales que se resuelve con el método de Newton.

El problema de encontrar la solución de un sistema de ecuaciones no lineales resulta más complicado que el caso de la solución de ecuaciones lineales. De hecho, algunos conjuntos de ecuaciones carecen de soluciones reales. El método de Newton puede aplicarse a sistemas de ecuaciones, así como a una sola ecuación no lineal. Se comienza con las formas:

$$f(x, y) = 0$$

$$g(x, y) = 0$$

Sea $x = r$, $y = s$, y ambas funciones se desarrollan en una serie de Taylor con respecto a un punto (x_i, y_i) en términos de $(r - x_i)$, $(s - y_i)$, donde (x_i, y_i) es un punto cerca de la raíz:

$$f(r, s) = 0 = f(x_i, y_i) + f_x(x_i, y_i)(r - x_i) + f_y(x_i, y_i)(s - y_i) + \dots + \quad \text{Ec. (2.3.1.a)}$$

$$g(r, s) = 0 = g(x_i, y_i) + g_x(x_i, y_i)(r - x_i) + g_y(x_i, y_i)(s - y_i) + \dots + \quad \text{Ec. (2.3.1.b)}$$

Al truncar la serie se obtiene:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(x_i, y_i) \\ g(x_i, y_i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_x(x_i, y_i) & f_y(x_i, y_i) \\ g_x(x_i, y_i) & g_y(x_i, y_i) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r - x_i \\ s - y_i \end{bmatrix}$$

Lo anterior puede reescribirse para resolverse como el sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} f_x(x_i, y_i) & f_y(x_i, y_i) \\ g_x(x_i, y_i) & g_y(x_i, y_i) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x_i \\ \Delta y_i \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} f(x_i, y_i) \\ g(x_i, y_i) \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (2.3.1.c)}$$

Donde:

$$\Delta x_i = r - x_i, \text{ y } \Delta y_i = s - y_i$$

La ecuación Ec. (2.3.1.c) se resuelve por eliminación gaussiana, si se hace:

$$\begin{bmatrix} x_{i+1} \\ y_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta x_i \\ \Delta y_i \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (2.3.1.d)}$$

se obtiene una estimación mejorada de la raíz, (r, s) . Este proceso se repite con i reemplazada por $i+1$ hasta que f y g están próximas a 0. La extensión a más de dos ecuaciones simultáneas es directa. Por tanto, el método de Newton para un sistema de n ecuaciones puede escribirse al desarrollar la ecuación (2.3.1.d). Así, se tiene:

$$\begin{bmatrix} f_{1x} & f_{1y} & f_{1z} & \cdots \\ f_{2x} & f_{2y} & f_{2z} & \cdots \\ f_{3x} & f_{3y} & f_{3z} & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ f_{nx} & f_{ny} & f_{nz} & \cdots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x_i \\ \Delta y_i \\ \Delta z_i \\ \vdots \\ \Delta n \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (2.3.1.e)}$$

Evaluando en (x_i, y_i, z_i, \dots) . Al resolver esto se calcula:

$$x_{i+1} = x_i + \Delta x_i, \quad y_{i+1} = y_i + \Delta y_i, \quad z_{i+1} = z_i + \Delta z_i, \quad \dots$$

En un programa de computadora resulta tedioso introducir cada una de las funciones de las derivadas parciales (que a menudo deben desarrollarse manualmente, a menos que se tenga acceso al sistema de álgebra por computadora o a una calculadora avanzada) a utilizar en la ecuación. Una técnica alternativa es aproximar estas parciales volviendo a calcular la función con una pequeña perturbación a cada una de las variables a la vez:

$$\begin{aligned} (f_1)_x &= \frac{f_1(x + \delta, y, z, \dots) - f_1(x, y, z, \dots)}{\delta}, \\ (f_1)_y &= \frac{f_1(x, y + \delta, z, \dots) - f_1(x, y, z, \dots)}{\delta}, \\ &\vdots \\ (f_i)_{x_j} &= \frac{f_1(x, y, z, \dots, x_j + \delta) - f_1(x, y, z, \dots, x_j, \dots)}{\delta}, \end{aligned} \quad \text{Ec. (2.3.1.f)}$$

Relaciones semejantes se usan para cada variable en cada función.

3 PROGRAMA DE CÓMPUTO EN FORTRAN

3.1 DESCRIPCIÓN

Se realiza la interacción suelo-estructura para suelos friccionantes ocupando el método de Deméneghi (1979) para el suelo, para la estructura se ocupó el método de rigideces y para la compatibilidad de deformaciones el método de Newton.

El programa está hecho en lenguaje FORTRAN, el cual sirve para: realizar la interacción suelo-estructura, calcula asentamientos del suelo para un cimiento tomando en cuenta la no linealidad de la rigidez del suelo utilizando una ecuación constitutiva del suelo no lineal Deméneghi (2010). Al hacer la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo crea un sistema de ecuaciones no lineales, que se resuelve mediante un método iterativo (Newton).

El programa da como resultados las reacciones del suelo, así como los hundimientos, giros y elementos mecánicos en los nudos. El programa es muy accesible ya que los datos que requiere son sencillos, sin embargo el criterio para obtener estos datos tiene que ser preciso o de lo contrario el programa puede arrojar errores o valores que salgan de la realidad.

El programa puede resolver cimentaciones en tres dimensiones, y con diferentes elementos en la cimentación ya que una de las ventajas de que sea un programa computarizado es que puede manejar muchos datos, cosa que haciendo el procedimiento a mano es muy complicado y la factibilidad del tiempo-beneficio.

El programa es una adaptación del programa de computadora de Interacción suelo-estructura del M.I. Héctor Sanginés (2000), las modificaciones se elaboraron con el apoyo del M.I. Armando Hermosillo y del M.I. Héctor Sanginés.

3.2 SUBROUTINAS

El programa está formado a la vez por una serie de subrutinas que corresponden a los pasos del método descrito en el capítulo 2.

Las subrutinas ocupadas en el programa son:

SUB200	Obtiene los esfuerzos $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$
MATRCI	Obtiene la matriz de rigideces de la cimentación
MATRSE	Obtiene la matriz de rigideces de la súper estructura
SUB204	Resuelve sistema de ecuaciones
SUB247	Resuelve sistema de ecuaciones
LECB	Lectura de datos de barras
LECC	Lectura de cargas concentradas y de empotramiento
GEOM	Lectura de coordenadas de las Areas de Carga
PROSU	Lectura de propiedades del suelo y calcula presiones del suelo
VALINF	Calcula valores de influencia I_x, I_y, I_z
BOUSSI	Matriz de flexibilidades lineal sin confinamiento, E_{zj} entra como dato caso a
FLSC	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento, lo calcula en forma iterativa

FLCC	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento, variando E
FNLCC	Calcula hundimientos
.HUND	Calcula elementos mecánicos en cimentación
EMECCI	Calcula elementos mecánicos en superestructura.
EMECSE	Calcula elementos mecánicos en superestructura.
Calc_B	Calcula la el vector de cargas
SolINLDem	Calcula las deformaciones del suelo col el método no lineal
GaussJ	Calcula la solución de ecuaciones

3.3 MANEJO DEL PROGRAMA

En esta parte se explica el manejo del programa y se dan algunas recomendaciones para el correcto uso del programa.

El programa tiene tres elementos:

1. El programa como aplicación ejecutable en MSDOS con nombre **isegeneraldef (el programa ejecutable es el resultado de la compilación en Fortran del programa fuente)**
2. Archivo de datos (lo realiza el usuario)
3. Archivo de resultados (lo realiza el programa) y lo interpreta el usuario

Recomendaciones:

- Hacer una carpeta especial para el programa y sus archivos.
- El archivo de datos es indispensable que este en la misma carpeta para que lo lea el programa.
- Para nombrar el archivo de datos y resultados tiene como límite 8 caracteres. No excederse.
- Para nombrar el archivo de datos se recomienda utilizar la terminación .dat (ejemplo: zap1.dat)
- Para nombrar el archivo de resultados se recomienda utilizar el mismo nombre con la terminación .sal (ejemplo: zap1.sal)

3.4. DATOS

Los datos se van ir dando por bloques ya que el programa los administra por subrutina para hacer el proceso correspondiente.

Bloques = Tarjetas

- En la lista de datos los bloques de datos tendrá un número de renglones y un número de columnas en específico y estos variaran según los elementos de la interacción suelo estructura que se vaya a resolver en cada caso.

- Los datos se pondrán en el mismo renglón separado por una coma o con espacios suficientes para identificar que el orden de los datos es el correcto y corresponde al valor que se indica por bloque.

BLOQUE 1.- DATOS GENERALES (columnas=6, filas =1)

1. NG: Grados de libertad
2. NBC: No. de barras de la cimentación
3. NBSE: No de barras de la superestructura
4. FC: Factor de carga
5. N: Número de nodos en la retícula
6. NE: Número de estratos
7. KANAL: Tipo de análisis que realizará el programa (en nuestro caso sería el número 3)

BLOQUE 2.- DATOS DE LAS BARRAS DE CIMENTACIÓN

(columnas =9, filas = #barras)

1. NI: Número de barra que se está analizando
2. E: Módulo de deformación de la barra correspondiente. (t_f/m^2)
3. AI: Momento de Inercia de la barra correspondiente (m^4)
4. AL: Longitud de la barra (m)
5. W: Carga repartida (t_f/m)
6. LTP: Giro en el punto P(θ_p)
7. LTQ: Giro en el punto Q(θ_q)
8. LDR: Desplazamiento en el punto P(δ_r)
9. LDS: Desplazamiento en el punto Q(δ_s)

BLOQUE 3.- CARGAS CONCENTRADAS Y DE EMPOTRAMIENTO

(columnas = 2, filas = número de puntos por dos, las primera para fuerzas y las segundas para momentos)

1. NI: Número de punto que se está analizando
2. P: Carga concentrada
En número consecutivo se colocan los momentos.

BLOQUE 4.- REACCIONES

(Columnas = 7, filas = número de reacciones)

1. NI: Número de reacción a analizar
2. XP: Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
3. YP: Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
4. XI: Coordenada en X del punto inicial del área (m)
5. XF: Coordenada en X del punto final del área (m)
6. YI: Coordenada en Y del punto inicial del área (m)
7. YF: Coordenada en Y del punto final del área (m)

BLOQUE 5.- CARACTERÍSTICAS Y COORDENADAS DEL SUELO

(Columnas = 11, filas = número de combinaciones entre número de puntos y número de estratos)

1. NI: Número de punto
2. NJ: Número de estrato
3. Z: Profundidad del estrato (m)
4. AH: Espesor del estrato (m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato (t/m^2)
6. ANU: Relación de Poisson
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (t/m^3)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo
9. AKA: Coeficiente k del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_i
10. AN: Coeficiente n del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_i
11. ADEM: Coeficiente A del suelo.

BLOQUE 6: REACCIONES (columnas = 7, filas = número de reacciones)

1. IL: Número de la reacción
2. ALR: Longitud de la reacción (m)

4 RESULTADOS

4.1 EJEMPLO A RESOLVER

La zapata se divide en n número de barras en este caso se dividió en dos. Como puede observarse en la figura (Fig. 4.1.a. Zapata corrida y estratos de suelo):

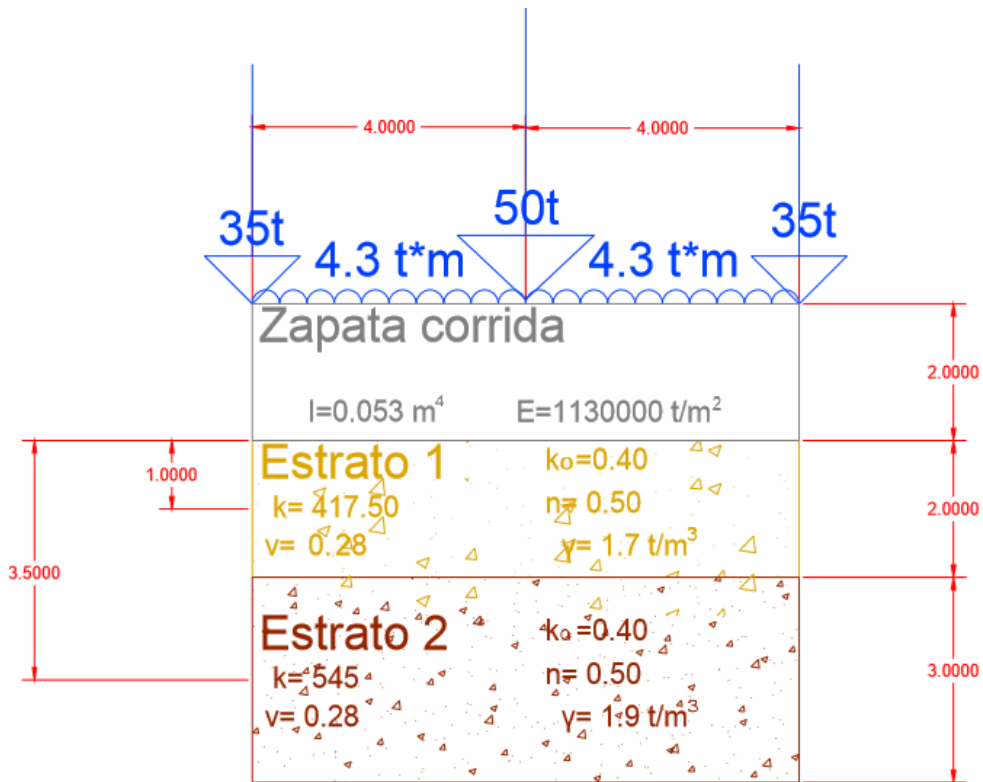


Fig 4.1.a. Zapata corrida y estratos de suelo.

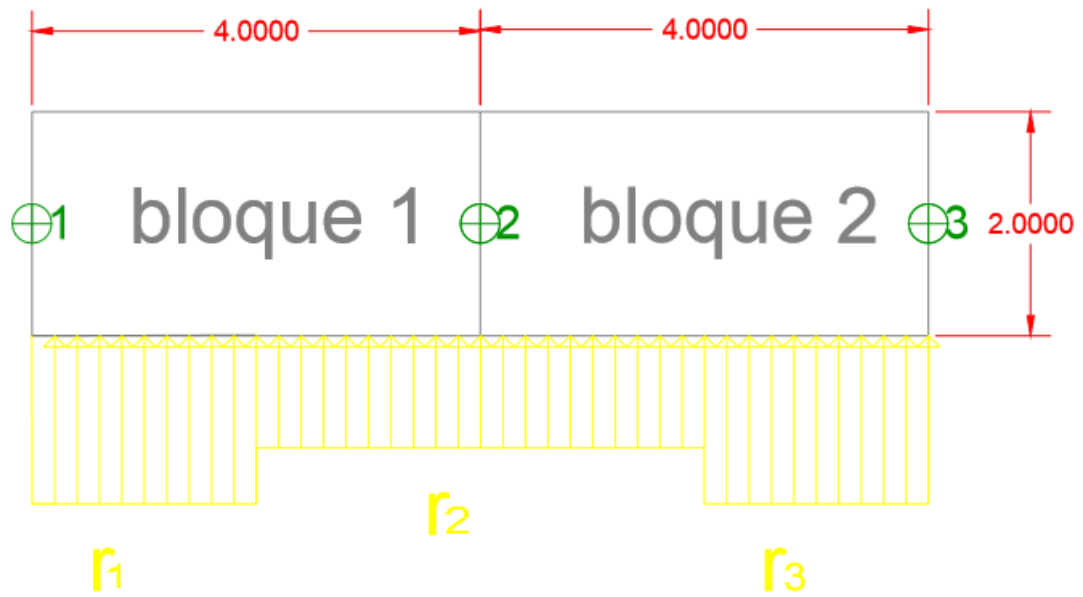


Fig 4.1.b. Barras, nudos y bloques de reacción

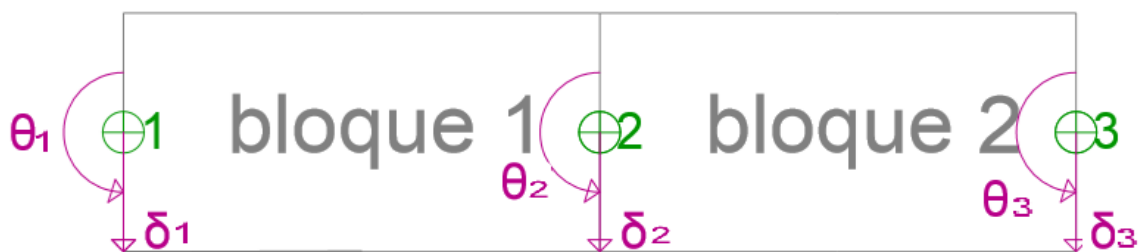


Fig 4.1.c. Grados de libertad en los diferentes nodos

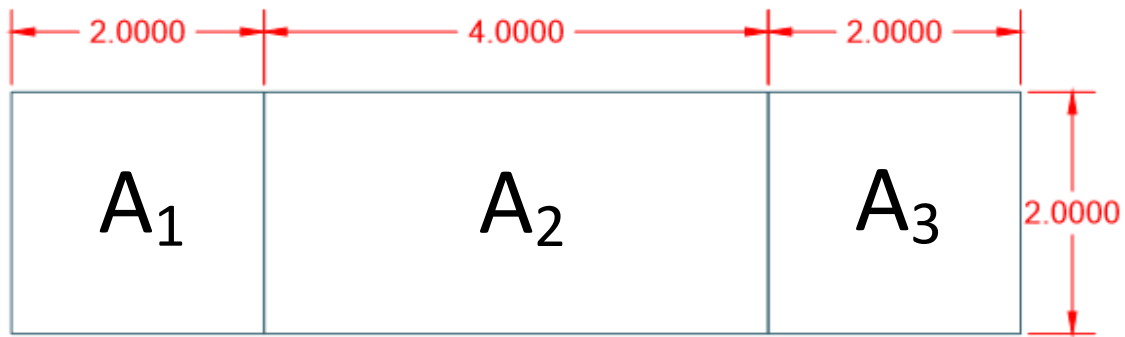


Fig 4.1.d. Áreas de carga

4.2 SOLUCIÓN A MANO

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, descrito en el capítulo 1. En la Fig 4.1.c. se muestran los grados de libertad y en la Fig 4.1.d. el sistema de cargas sobre la estructura. Las matrices de rigidez se obtienen con las fórmulas vistas, dado que se trata de barras horizontales. Los vectores de cargas de empotramiento se calculan con base en la Tabla 4.2.a.

θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_q
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_r
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_s

Tabla 4.2.a

$$\theta_4 = 4 EI/L = 4 * 1130000 * 0.053 / 4 = 72927.375$$

De la misma manera se obtienen todos los valores de la matriz de rigidez de la barra 1 y de la barra 2

Tabla 4.2.b. Matriz de rigidez. Barra 1

θ_4	θ_5	δ_1	δ_2	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_4
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_5
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_1
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_2

Tabla 4.2.b

Tabla 4.2.c. Matriz de rigidez. Barra 2

θ_5	θ_6	δ_2	δ_3	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_5
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_6
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_2
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_3

Tabla 4.2.c

La matriz de toda la zapata es la suma de las matrices de cada barra

Tabla 4.2.d. Matriz de rigidez de toda la estructura

δ_1	δ_2	δ_3	θ_4	θ_5	θ_6	
11229.375	-11229.375	11229.375	-22458.75	-22458.75	0	δ_1
-11229.375	-22458.75	-11229.375	22458.75	0	-22458.75	δ_2
0	-11229.375	11229.375	0	22458.75	22458.75	δ_3
-22458.75	22458.75	0	59890.0	29945.0	0	θ_4
-22458.75	0	22458.75	29945.0	119780.0	29945.0	θ_5
0	-22458.75	22458.75	0	29945.0	59890.0	θ_6

Tabla 4.2.d

Vector de cargas de empotramiento. Barra 1

$$P_{1e} = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \\ -3.15733 + 0.26667r_1 + 0.58667r_2 \\ -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -5.92 + 0.3r_1 + 1.3r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.a)}$$

Vector de cargas de empotramiento. Barra 2

$$P_{2e} = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_2 - 0.26667r_3 \\ -3.15733 + 0.26667r_2 + 0.58667r_3 \\ -5.92 + 1.3r_2 + 0.3r_3 \\ -5.92 + 0.3r_2 + 1.3r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.b)}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura (Tabla 4.2.d) es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras, el cual vale:

$$P_e = \begin{bmatrix} -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -11.84 + 0.6r_1 + 2.6r_2 \\ -3.15733 + 0.26667r_1 + 0.58667r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_4 \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.c)}$$

(Sólo se muestran los renglones correspondientes a δ_1 , δ_2 y θ_4 porque, por simetría $\delta_3 = \delta_1$, $\theta_6 = \theta_4$ y $\theta_5 = 0$).

El vector de cargas concentradas vale:

$$P_c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.d)}$$

El valor de la carga uniformemente repartida es $w = 4.3t/m$, el producto $EI = 59890 t \cdot m^2$.

La condición de equilibrio de cargas en los nudos de la estructura conduce a la siguiente expresión:

$$K\delta + P_e + P_c = 0 \quad \text{--- Ec. (4.2.e)}$$

4.2.1 Matriz de rigidez de una barra

Elementos mecánicos (barra sobre nudo)

$$M_p = wL^2 + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (4.2.1.a)}$$

$$M_q = -wL^2 + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (4.2.1.b)}$$

$$V_r = -\frac{L}{2} - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (4.2.1.c)}$$

$$V_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad \text{--- Ec. (4.2.1.d)}$$

Vector de cargas de empotramiento, barra de cimentación.

$$P_{me} = \begin{bmatrix} \left[\frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \right] \\ \left[-\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \right] \\ \left[-\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)L r_r - \left(\frac{3}{32}\right)L r_s \right] \\ \left[-\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)L r_r - \left(\frac{13}{32}\right)L r_s \right] \\ \left[-\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \right] \\ \left[\frac{wL^2}{12} - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \right] \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.1.e)}$$

$$P_e = \begin{bmatrix} -8.6 + 1.625r_1 + 0.375r_2 + 0r_3 \\ -17.2 + 0.375r_1 + 3.25r_2 + 0.375r_3 \\ -8.6 + 0r_1 + 0.375r_2 + 1.625r_3 \\ -5.733 - 0.916r_1 - 0.4167r_2 + 0r_3 \\ 0 + 0.4167r_1 + 0r_2 - 0.4167r_3 \\ -5.733 + 0r_1 + 0.4167r_2 + 0.9167r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.1.f)}$$

Por simetría, el sistema de ecuaciones resultante al aplicar la Ec. (4.2.e), se reduce al siguiente sistema:

$$F_1 = \begin{bmatrix} -11229.375\delta_1 - 11229.375\delta_2 - 22458.75\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 43.6 \\ -22458.75\delta_1 + 22458.75\delta_2 + 44917.5\theta_4 + 0.75r_1 + 0.325r_2 - 67.2 \\ -22458.75\delta_1 + 22458.75\delta_2 + 59890.0\theta_4 - 0.9167r_1 - 0.4167r_2 + 5.733 \end{bmatrix} \quad \text{--- Ec. (4.2.g)}$$

Lo cual resulta en un sistema incompatible por tener 3 ecuaciones con 5 incógnitas. Para completar dicho sistema, se recurre a la ecuación no lineal del suelo, con lo cual obtendremos dos ecuaciones más para tener finalmente un sistema de 5 ecuaciones con 5 incógnitas. El vector F_1 es el vector de funciones que servirá para calcular su Jacobiano, y con la inversa de éste se obtendrán las correcciones a los valores iniciales propuestos.

4.2.2 Análisis de deformación en suelo (Deformación por cambio de forma)

En esta sección se calculan las deformaciones en el suelo, a partir de los datos de la tabla 4.2.2.a., utilizando la ecuación de deformación no lineal 1.2.2.a.

Estrato	A	s	v	K _o	γ, t/m ³
1	504.92	0.5	0.28	0.4	1.7
2	665.95	0.5	0.28	0.4	1.9

Tabla 4.2.2.a. Propiedades de deformación

Obtengamos como ejemplo los valores de influencia I_{z111} , I_{x111} e I_{y111} . Se coloca una presión unitaria $q = 1 \text{ t/m}^2$ en el área a_1 (fig. 4.1.d) y se computan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos

$$I_{z111} = 0.3998821 \text{ t/m}^2$$

$$I_{x111} = 0.1068092 \text{ t/m}^2$$

$$I_{y111} = 0.0512681 \text{ t/m}^2$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar. En la Tabla 4.2.2.b se presentan sus magnitudes.

Punto	Estrato	Carga	$I_x \text{ (t/m}^2\text{)}$	$I_y \text{ (t/m}^2\text{)}$	$I_z \text{ (t/m}^2\text{)}$
1	1	1	0.1068092	0.0512681	0.3998821
1	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994
1	1	3	0.0005066	0.0041209	0.0001171
1	2	1	0	0	0.0784195
1	2	2	0.0220027	0	0.050748
1	2	3	0.0078786	0.0004715	0.0045158
2	1	1	0.0363593	0.0132443	0.0084564
2	1	2	0.2136183	0.1025362	0.7997643
2	1	3	0.0363593	0.0132443	0.0084564
2	2	1	0.0104748	0	0.0376904
2	2	2	0	0	0.156839
2	2	3	0.0104748	0	0.0376904
3	1	1	0.0005066	0.0041209	0.0001171
3	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994
3	1	3	0.1068092	0.0512681	0.3998821
3	2	1	0.0078786	0.0004715	0.0045158
3	2	2	0.0220027	0	0.050748
3	2	3	0	0	0.0784195

Tabla 4.2.2.b. Valores de influencia

En la Tabla 4.2.2.c, se presentan los valores de la longitud d_k y el área a_k .

d_k (m)	a_k (m ²)
2	4
4	8
2	4
2	4
4	8
2	4
2	4
4	8
2	4
2	4
4	8
2	4
2	4
4	8
2	4
2	4
4	8
2	4

Tabla 4.2.2.c, Valores de d_k y a_k

Sustituyendo los valores de la Tabla 4.2.2.b, en la Ec. (1.2.2.b) para la obtención de los esfuerzos en x, y y z para el punto 1, en el estrato 1, se tiene:

$$\sigma_{z11} = 0.399882 * r_1 \frac{2}{4} + 0.0090994 * r_2 \frac{4}{8} + 0.000117 * r_3 \frac{2}{4} \quad \text{--- Ec. (4.2.2.a)}$$

$$\sigma_{x11} = 0.1068092 * r_1 \frac{2}{4} + 0.0417526 * r_2 \frac{4}{8} + 0.0005066 * r_3 \frac{2}{4} \quad \text{--- Ec. (4.2.2.b)}$$

$$\sigma_{y11} = 0.0512681 * r_1 \frac{2}{4} + 0.0201755 * r_2 \frac{4}{8} + 0.0041209 * r_3 \frac{2}{4} \quad \text{--- Ec. (4.2.2.c)}$$

Para el inicio de los cálculos consideramos una reacción uniforme:

$$r_1 = r_2 = r_3 = [35(2)+50]/8.0) + 4.3 = 19.3 \text{ t/m}$$

Reemplazando en Ec. (1.2.2.b), se tiene para el punto 1, estrato 1:

$$\sigma_{z11} = 3.8864367 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x11} = 1.4161498 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y11} = 0.71786275 \text{ t/m}^2$$

Análogamente se calcula para los demás puntos para los dos estratos.

A continuación calculamos las deformaciones utilizando la Ec. 1.2.2.a obteniendo los valores de la tabla:

$$\delta_1 = \frac{1}{F_{11}} H_1 \left[I_{111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + \frac{1}{E_{12}} H_2 \left[I_{121} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{122} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{123} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad \text{--- Ec. (1.2.2.a)}$$

PUNTO	ESTRATO	CARGA	IX	IY	IZ	V	I	H	E	d1	a1	d	
			t/m2	t/m2	t/m2		t/m2	m	t/m2	m	m2	m	
1	1	1	0.1068092	0.0512681	0.3998821	0.28	0.355620456	2	504.92	2	4	9.86035E-05	r1
1	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994	0.28	-0.008240468	2	504.92	4	8	-2.28485E-06	r2
1	1	3	0.0005066	0.0041209	0.0001171	0.28	-0.0011786	2	504.92	2	4	-3.26792E-07	r3
1	2	1	0	0	0.0784195	0.28	0.0784195	3	665.95	2	4	1.64858E-05	r1
1	2	2	0.0220027	0	0.050748	0.28	0.044587244	3	665.95	4	8	9.3734E-06	r2
1	2	3	0.0078786	0.0004715	0.0045158	0.28	0.002177772	3	665.95	2	4	4.57824E-07	r3
2	1	1	0.0363593	0.0132443	0.0084564	0.28	-0.005432608	2	504.92	2	4	-1.50631E-06	r1
2	1	2	0.2136183	0.1025362	0.7997643	0.28	0.71124104	2	504.92	4	8	0.000197207	r2
2	1	3	0.0363593	0.0132443	0.0084564	0.28	-0.005432608	2	504.92	2	4	-1.50631E-06	r3
2	2	1	0.0104748	0	0.0376904	0.28	0.034757456	3	665.95	2	4	7.30692E-06	r1
2	2	2	0	0	0.156839	0.28	0.156839	3	665.95	4	8	3.29716E-05	r2
2	2	3	0.0104748	0	0.0376904	0.28	0.034757456	3	665.95	2	4	7.30692E-06	r3
3	1	1	0.0005066	0.0041209	0.0001171	0.28	-0.0011786	2	504.92	2	4	-3.26792E-07	r1
3	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994	0.28	-0.008240468	2	504.92	4	8	-2.28485E-06	r2
3	1	3	0.1068092	0.0512681	0.3998821	0.28	0.355620456	2	504.92	2	4	9.86035E-05	r3
3	2	1	0.0078786	0.0004715	0.0045158	0.28	0.002177772	3	665.95	2	4	4.57824E-07	r1
3	2	2	0.0220027	0	0.050748	0.28	0.044587244	3	665.95	4	8	9.3734E-06	r2
3	2	3	0	0	0.0784195	0.28	0.0784195	3	665.95	2	4	1.64858E-05	r3

Sustituyendo valores, obtenemos:

$$\delta_1 = 9.86 \times 10^{-5} r_1 - 2.28 \times 10^{-6} r_2 - 3.27 \times 10^{-7} r_3 + 1.65 \times 10^5 r_1 + 9.37 \times 10^{-6} r_2 + 4.58 \times 10^{-7} r_3$$

$$f_2 = \begin{cases} \delta_1 = 0.00011 r_1 + 7.08 \times 10^{-6} r_2 + 1.31 \times 10^{-7} r_3 \\ \delta_2 = 5.8 \times 10^{-6} r_1 + 0.0002 r_2 + 5.8 \times 10^{-6} r_3 \end{cases} \quad \text{--- Ec. (4.2.2.d)}$$

Con ello, se obtienen las F_2 faltantes para completar el sistema de ecuaciones (Ec.4.2.2.d)

4.2.3. Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo equivale a resolver el sistema formado por el sistema de ecuaciones F1 Y F2 , obtenemos:

$$F_1 = \begin{bmatrix} -11229.37\delta_1 - 11229.37\delta_2 - 22458.7\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 43.6 \\ -22458.7\delta_1 + 22458.7\delta_2 + 44917.4\theta_4 + 0.75r_1 + 0.325r_2 - 67.2 \\ -22458.7\delta_1 + 22458.7\delta_2 + 59890.0\theta_4 - 0.9167r_1 - 0.4167r_2 + 5.733 \end{bmatrix}$$

$$f_2 = \begin{cases} \delta_1 = 0.00011r_1 + 7.08 \times 10^{-6}r_2 + 1.31 \times 10^{-7}r_3 \\ \delta_2 = 5.8 \times 10^{-6}r_1 + 0.0002r_2 + 5.8 \times 10^{-6}r_3 \end{cases}$$

$$\delta_1 = 0.0044939 \text{ m}, \delta_2 = 0.0038785 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00055543$$

$$r_1 = 33.289 \text{ t/m}, r_2 = 11.611 \text{ t/m}$$

Con los nuevos valores de $r_1 = r_3$ (por simetría) y r_2 se repite el proceso hasta que éstos ya no cambien en dos iteraciones sucesivas. Esto se logra en la iteración 6, en la que se obtiene:

$$\delta_1 = 0.0046612 \text{ m}, \delta_2 = 0.0037665 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00067864$$

$$r_1 = 31.534 \text{ t/m}, r_2 = 13.366 \text{ t/m}$$

4.3 SOLUCION CON PROGRAMA DE CÓMPUTO EN FORTRAN "isegeneraldef."

A continuación daremos una serie de pasos para correr correctamente el programa con el ejemplo mencionado en el punto 4.1:

- A. En primer lugar se crea una carpeta en el directorio que el usuario quiera con el nombre del programa y guardar ahí el programa.
- B. Crear una hoja de block de notas para hacer el archivo de datos en la carpeta del programa, guardarlo con el nombre que identifique el programa con terminación .dat (ejemplo: Tesis1nl.dat)

Muestra el programa como una aplicación



Muestra el nombre sin la terminación

28/03/2011 02:29 ...	Aplicación	1,157 KB
02/03/2011 01:49 ...	Archivo FOR	36 KB
05/03/2013 12:09	Archivo DAT	2 KB

La terminación hace que la carpeta lo reconozca como archivo de datos

C. Se llena la hoja de datos.

Archivo de datos

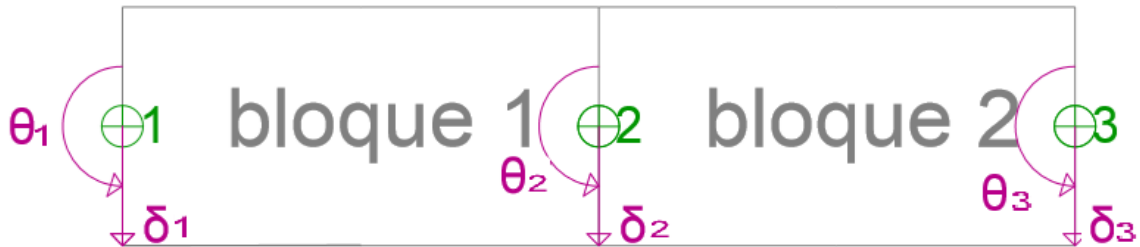
Tesis1nl: Bloc de notas											
Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda							
6		2	0	1	2	3	3				
1	113000.00		0.05	4.00	4.30	4	5	1	2		
2	113000.00		0.05	4.00	4.30	5	6	2	3		
1		-35.00									
2		-50.00									
3		-35.00									
4		0.00									
5		0.00									
6		0.00									
1		0.00	1.00	0.00	2.00	0.00	2.00				
2		4.00	1.00	2.00	6.00	0.00	2.00				
3		8.00	1.00	6.00	8.00	0.00	2.00				
1		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
2		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
3		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.40	417.5	0.5	504.920
1		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
2		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
3		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
1		2.00									
2		4.00									
3		2.00									

Tesis1nl: Bloc de notas											
Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda							
6		2	0	1	2	3	3				
1	113000.00		0.05	4.00	4.30	4	5	1	2		
2	113000.00		0.05	4.00	4.30	5	6	2	3		
1		-35.00									
2		-50.00									
3		-35.00									
4		0.00									
5		0.00									
6		0.00									
1		0.00	1.00	0.00	2.00	0.00	2.00				
2		4.00	1.00	2.00	6.00	0.00	2.00				
3		8.00	1.00	6.00	8.00	0.00	2.00				
1		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
2		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
3		1	1.00	2.00	0.0036184	0.28	1.7	0.40	417.5	0.5	504.920
1		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
2		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
3		2	3.50	3.00	0.003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
1		2.00									
2		4.00									
3		2.00									

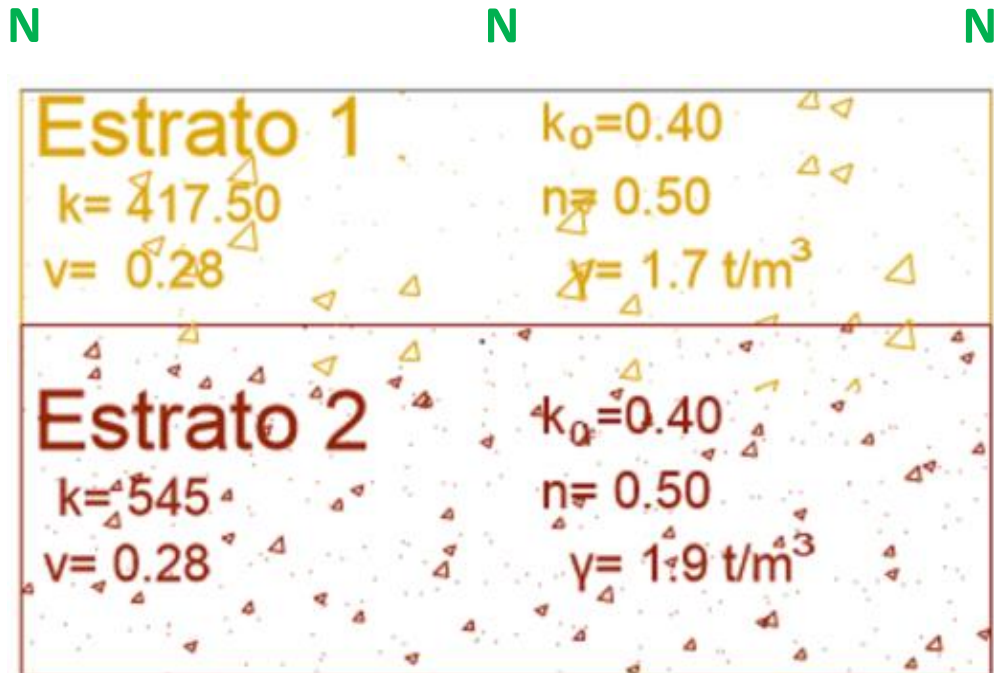
BLOQUE 1.- DATOS GENERALES (columnas=6, filas =1)

NG	NBC	NBSE	FC	NE	N	KANAL
6	2	0	1	2	3	3

1. NG: Grados de libertad (EJEMPLO= 6: $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \theta_1, \theta_2, \theta_3$)



2. NBC: No. de barras de la cimentación (EJEMPLO= 2: BLOQUE1,BLOQUE2)
 3. NBSE: No de barras de la superestructura (EJEMPLO= 0: NO HAY)
 4. FC: Factor de carga (EJEMPLO= 1: DEPENDE DEL REGLAMENTO QUE SE USE)
 5. NE: Número de estratos (EJEMPLO= 2: ESTRATO1,ESTRATO2)
 6. N: Número de nodos en la retícula (EJEMPLO= 3: N1,N2,N3)
 7. KANAL: Tipo de análisis que realizará el programa (EJEMPLO: 3, PARA EL METODO EXPLICADO SERIA 3)



BLOQUE 2.- DATOS DE LAS BARRAS DE CIMENTACIÓN

(columnas =9, filas =2 BARRA 1 y BARRA 2)

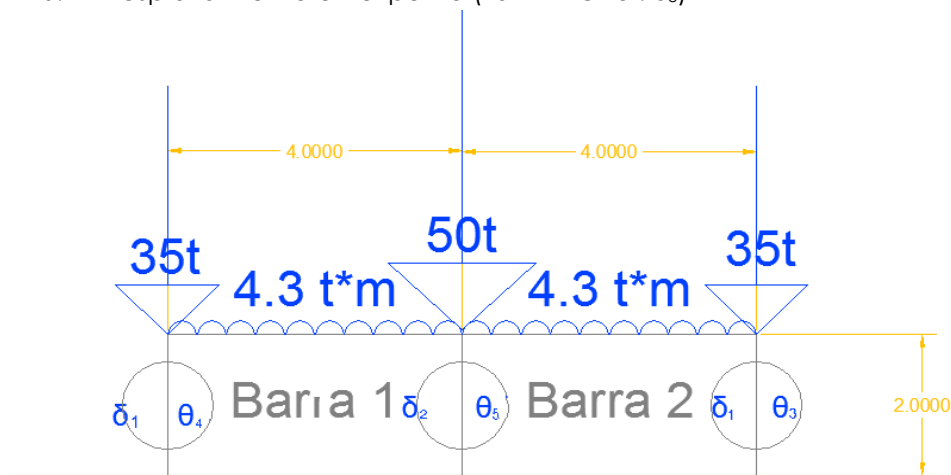
	NI	E	AI	AL	W	LTP	LTQ	LDR	LDR
REGLÓN 1	1	1130000.00	0.05	4.00	4.30	4	5	1	2
REGLÓN 2	2	1130000.00	0.05	4.00	4.30	5	6	2	3

REGLÓN 1

1. NI: Número de barra que se está analizando (EJEMPLO= 1: BARRA 1)
2. E: Módulo de deformación de la barra correspondiente (EJEMPLO=1130000 t/m²)
3. AI: Momento de Inercia de la barra correspondiente (EJEMPLO=.05 m⁴)
4. AL: Longitud de la barra (EJEMPLO= 4 m)
5. W: Carga repartida (EJEMPLO=4.3 t/m)
6. LTP: Giro en el punto (EJEMPLO=4 : θ_4)
7. LTQ: Giro en el punto (EJEMPLO=5 : θ_5)
8. LDR: Desplazamiento en el punto (EJEMPLO=1 : δ_1)
9. LDS: Desplazamiento en el punto (EJEMPLO=2 : δ_2)

REGLÓN 2

1. NI: Número de barra que se está analizando (EJEMPLO= 2: BARRA 2)
2. E: Módulo de deformación de la barra correspondiente (EJEMPLO=1130000 t/m²)
3. AI: Momento de Inercia de la barra correspondiente (EJEMPLO=.05 m⁴)
4. AL: Longitud de la barra (EJEMPLO= 4m)
5. W: Carga repartida (EJEMPLO=4.3t/m)
6. LTP: Giro en el punto (EJEMPLO=5 : θ_5)
7. LTQ: Giro en el punto (EJEMPLO=6 : θ_6)
8. LDR: Desplazamiento en el punto (EJEMPLO=2 : δ_2)
9. LDS: Desplazamiento en el punto (EJEMPLO=3 : δ_3)



BLOQUE 3.- CARGAS CONCENTRADAS Y DE EMPOTRAMIENTO

(columnas = 2, filas =6 : f₁, f₂, f₃, m₄, m₅, m₆)

	NI	P
REGLÓN 1	1	-35.00
REGLÓN 2	2	-50.00
REGLÓN 3	3	-35.00
REGLÓN 4	4	0.00
REGLÓN 5	5	0.00
REGLÓN 6	6	0.00

REGLÓN 1

1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=1)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=-35:FUERZA EN PUNTO 1)

REGLÓN 2

1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=2)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=-50:FUERZA EN PUNTO 2)

REGLÓN 3

1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=3)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=-35:FUERZA EN PUNTO 3)

REGLÓN 4

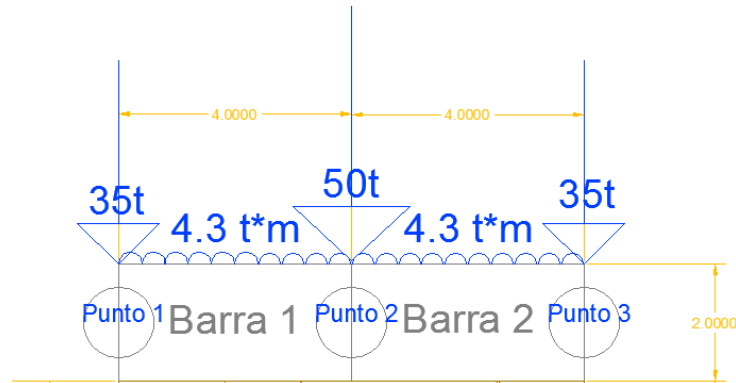
1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=4)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=0:MOMENTO EN PUNTO 1)

REGLÓN 5

1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=5)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=0:MOMENTO EN PUNTO 2)

REGLÓN 6

1. NI: Número de punto que se está analizando (EJEMPLO=6)
2. P: Carga aplicada o momento aplicado (EJEMPLO=0:MOMENTO EN PUNTO 3)



BLOQUE 4.- AREAS DE REACCIONES (columnas = 7, filas = 3: A₁, A₂, A₃)

	NI	XP	YP	XI	XF	YI	YF
REGLÓN 1	1	0.00	1.00	0.00	2.00	0.00	2.00
REGLÓN 2	2	4.00	1.00	2.00	6.00	0.00	2.00
REGLÓN 3	3	8.00	1.00	6.00	8.00	0.00	2.00

BLOQUE 1

1. NI: Número de área de reacción a analizar (EJEMPLO=1)
2. XP: Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=0m)
3. YP: Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=1mm)
4. XI: Coordenada en X del punto inicial del área (EJEMPLO=0m)
5. XF: Coordenada en X del punto final del área (EJEMPLO=2m)
6. YI: Coordenada en Y del punto inicial del área (EJEMPLO=0m)
7. YF: Coordenada en Y del punto final del área (EJEMPLO=2m)

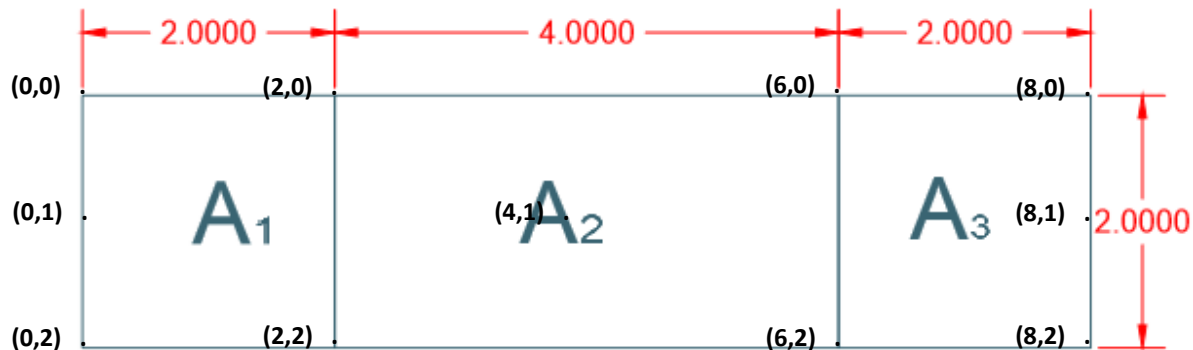
BLOQUE 2

1. NI: Número de área de reacción a analizar (EJEMPLO=2)
2. XP: Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=4m)
3. YP: Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=1mm)
4. XI: Coordenada en X del punto inicial del área (EJEMPLO=2m)
5. XF: Coordenada en X del punto final del área (EJEMPLO=6m)
6. YI: Coordenada en Y del punto inicial del área (EJEMPLO=0m)
7. YF: Coordenada en Y del punto final del área (EJEMPLO=2m)

BLOQUE 3

1. NI: Número de área de reacción a analizar (EJEMPLO=3)
2. XP: Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=8m)

3. YP: Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (EJEMPLO=1mm)
4. XI: Coordenada en X del punto inicial del área (EJEMPLO=6m)
5. XF: Coordenada en X del punto final del área (EJEMPLO=8m)
6. YI: Coordenada en Y del punto inicial del área (EJEMPLO=0m)
7. YF: Coordenada en Y del punto final del área (EJEMPLO=2m)



BLOQUE 5.- CARACTERÍSTICAS Y COORDENADAS DEL SUELO

(Columnas = 11, filas = 6: 3puntos por 2 estratos)

	NI	NJ	Z	AH	AMZ	ANU	GAMA	AKO	AKA	AN	ADEM
REGLÓN 1	1	1	1.00	2.00	0.00036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
REGLÓN 2	2	1	1.00	2.00	0.00036184	0.28	1.7	0.4	417.5	0.5	504.920
REGLÓN 3	3	1	1.00	2.00	0.00036184	0.28	1.7	0.40	417.5	0.5	504.920
REGLÓN 4	1	2	3.50	3.00	0.0003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
REGLÓN 5	2	2	3.50	3.00	0.0003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950
REGLÓN 6	3	2	3.50	3.00	0.0003133	0.28	1.9	0.40	545.00	0.5	665.950

REGLÓN 1

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=1)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=1)
3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=1m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=2m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.00036184 t/m²)
6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.7t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=417.5)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=417.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Deméneghi (1979) (EJEMPLO=504.92)

REGLÓN 2

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=2)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=1)
3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=1m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=2m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.00036184 t/m²)

6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.7t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=417.5)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=0.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Deméneghi (1979) (EJEMPLO=504.92)

REGLÓN 3

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=3)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=1)
3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=1m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=2m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.00036184 t/m²)
6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.7t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=417.5)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=0.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Deméneghi (1979) (EJEMPLO=504.92)

REGLÓN 4

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=4)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=2)
3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=3.5m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=3m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.0003133 t/m²)
6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.9t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=545)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=0.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Demeneghi (1979) (EJEMPLO=665.95)

REGLÓN 5

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=5)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=2)
3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=3.5m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=3m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.0003133 t/m²)
6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.9t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=545)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=0.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Demeneghi (1979) (EJEMPLO=665.95)

REGLÓN 6

1. NI: Número de punto (EJEMPLO=6)
2. NJ: Número de estrato (EJEMPLO=2)

3. Z: Profundidad del estrato (EJEMPLO=3.5m)
4. AH: Espesor del estrato (EJEMPLO=3m)
5. AMZ: Módulo de deformación del estrato(EJEMPLO=0.0003133 t/m²)
6. ANU: Relación de Poisson (EJEMPLO=0.28)
7. GAMA: Peso volumétrico del suelo (EJEMPLO=1.9t/m³)
8. AKO: Coeficiente de presión de la tierra en reposo (EJEMPLO=0.40)
9. AKA: Coeficiente k del suelo (EJEMPLO=545)
10. AN: Coeficiente n del suelo (EJEMPLO=0.5)
11. ADEM: Coeficiente A de la fórmula de Demeneghi (1979) (EJEMPLO=665.95)



BLOQUE 6: REACCIONES (columnas = 7, filas = número de reacciones)

	IL	ALR
REGLÓN 1	1	2.00
REGLÓN 2	2	4.00
REGLÓN 3	3	2.00

REGLÓN 1

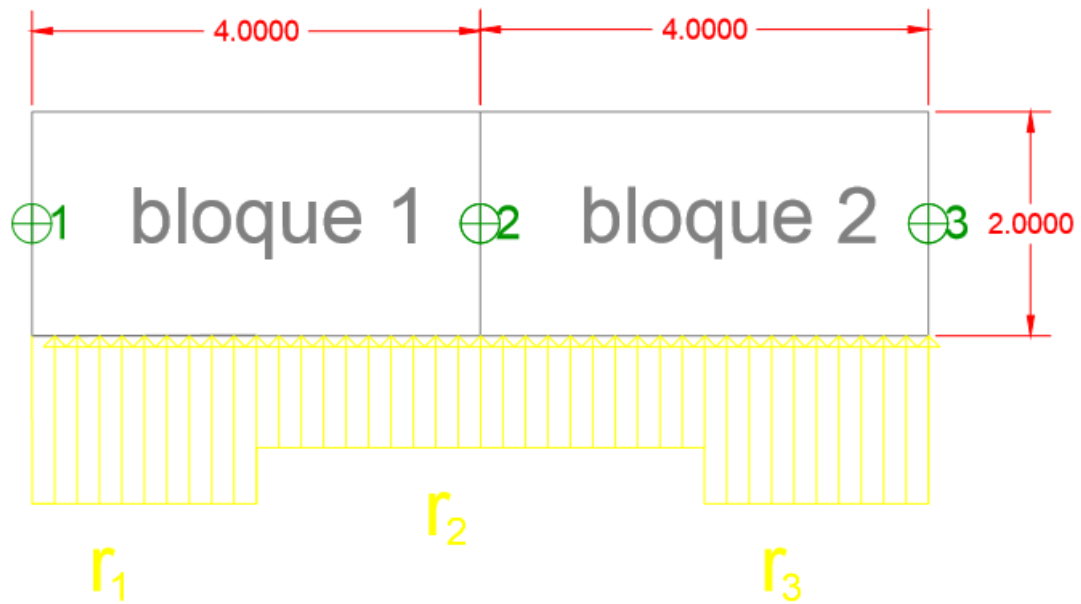
1. IL: Número de la reacción (EJEMPLO=1)
2. ALR: Longitud de la reacción (EJEMPLO=2m)

REGLÓN 2

1. IL: Número de la reacción (EJEMPLO=2)
2. ALR: Longitud de la reacción (EJEMPLO=4m)



REGLÓN 3

1. IL: Número de la reacción (EJEMPLO=3)
2. ALR: Longitud de la reacción (EJEMPLO=2m)

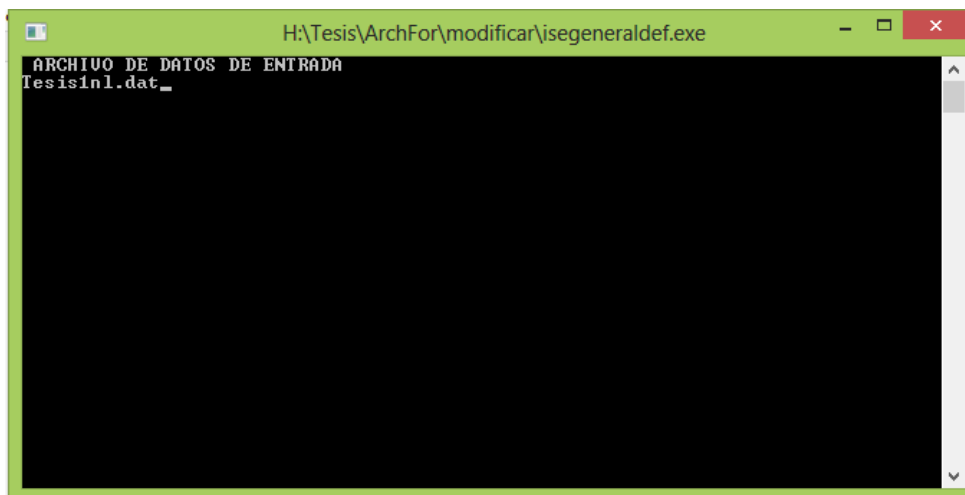


D. Se corre el programa.

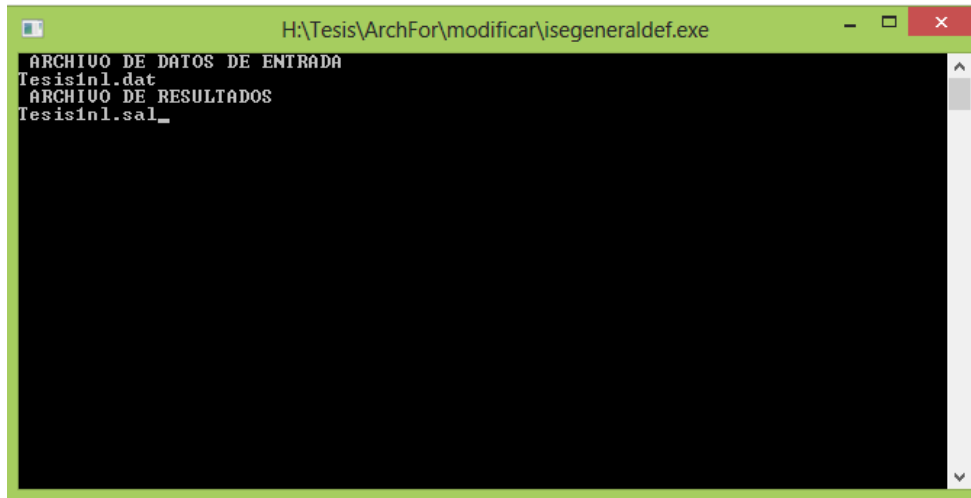
- Se selecciona la aplicación del programa y se le da doble click al icono **isegeneraldef**.

 isegeneraldef	28/03/2011 02:29 ...	Aplicación	1,157 KB
 ISEGENERALdef.for	02/03/2011 01:49 ...	Archivo FOR	36 KB
 Tesis1nl	05/03/2013 12:09 ...	Archivo DAT	2 KB

- El programa abre un cuadro de diálogo en MSDOS pidiendo el nombre del archivo de hoja de datos **tesisnl1.dat**, se le da "enter".







- Posteriormente, el programa pide el nombre con el cual quieras llamar el archivo de hoja de resultados. Darle click "Enter".



El programa se ejecuta y se le da "ENTER".

- Finalmente, el programa crea un archivo de texto dentro de la misma carpeta con el nombre que el usuario eligió.

 isegeneraldef	28/03/2011 02:29 ...	Aplicación	1,157 KB
 ISEGENERALdef.for	02/03/2011 01:49 ...	Archivo FOR	36 KB
 Tesis1n1	05/03/2013 12:09 ...	Archivo DAT	2 KB
 tesis1n1	05/03/2013 12:10 ...	Archivo SAL	4 KB

E. Hoja de resultados.

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A BASE DE BARRAS
PROGRAMA ISEMCCVL

LECTURA DE DATOS

ANÁLISIS MÉTODO DEMÉNEGHI

NG NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD = 6
 NBC BARRAS EN LA CIMENTACIÓN = 2
 NBSE BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA = 0
 FC FACTOR DE CARGA = 1.000
 N NÚMERO DE NUDOS DE LA RETÍCULA = 3
 NE NÚMERO DE ESTRATOS = 2

PROPIEDADES DE LAS BARRAS

No	E (t/m ²)	I (m ⁴)	L (m)	W (t/m)	TQ	TP	DR	DS
1	1130000.00	0.05	4	4.3	4	5	1	2
2	1130000.00	0.05	4	4.3	5	6	2	3

CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO

No	P (t)
1	-35.00
2	-50.00
3	-35.00
4	0.00
5	0.00
6	0.00

COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES

No	XP	YP	XI	YI	XF	YF	AREA (m ²)
1	0.00	1.00	0.00	0.00	2.00	2.00	4.00
2	4.00	1.00	2.00	0.00	6.00	2.00	8.00
3	8.00	1.00	6.00	0.00	8.00	2.00	4.00

PROPIEDADES DEL SUELO

No	ESTRATO	z	H	MÓDULO DE DEFORMACIÓN	v	PESO	KO	K	N	ADEM
		(m)	(m)	(m ² /t)		(t/m ³)				
1	1	1.00	2.00	0.0004	0.280	1.700	0.400	417.50	0.50	504.920
2	1	1.00	2.00	0.0004	0.280	1.700	0.400	417.50	0.50	504.920
3	1	1.00	2.00	0.0004	0.280	1.700	0.400	417.50	0.50	504.920
1	2	3.50	3.00	0.0003	0.280	1.900	0.400	545.00	0.50	665.950
2	2	3.50	3.00	0.0003	0.280	1.900	0.400	545.00	0.50	665.950
3	2	3.50	3.00	0.0003	0.280	1.900	0.400	545.00	0.50	665.950

LONGITUD DE LA REACCION ALR (m)

2.000 1
4.000 2
2.000 3

RESULTADOS

VALORES DE INFLUENCIA

1	1	1	0.1068092	0.0512681	0.3998821
1	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994
1	1	3	0.0005066	0.0041209	0.0001171
1	2	1	0.0004434	0.0000000	0.1170243
1	2	2	0.0340374	0.0000000	0.0508656
1	2	3	0.0080230	0.0011430	0.0029267
2	1	1	0.0363593	0.0132443	0.0084564
2	1	2	0.2136183	0.1025362	0.7997643
2	1	3	0.0363593	0.0132443	0.0084564
2	2	1	0.0193568	0.0000000	0.0406183
2	2	2	0.0008869	0.0000000	0.2340486
2	2	3	0.0193568	0.0000000	0.0406183
3	1	1	0.0005066	0.0041209	0.0001171
3	1	2	0.0417526	0.0201755	0.0090994
3	1	3	0.1068092	0.0512681	0.3998821
3	2	1	0.0080230	0.0011430	0.0029267
3	2	2	0.0340374	0.0000000	0.0508656
3	2	3	0.0004434	0.0000000	0.1170243

REACCIONES, t/m

28.03310394
10.56689644
28.03310394

GIROS

0.00088732
-0.00000002
-0.00088737

HUNDIMIENTOS, m

0.00410652
0.00289040
0.00410671

BARRA	GRADO DE LIBERTAD	M (t·m) o V (t) en el nudo
1	4	0.00000416
1	5	14.93242264
1	1	34.99999619
1	2	25.00000381
2	5	-14.93241596
2	6	0.00000125
2	2	25.00000000
2	3	35.00000000

4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Debido al comportamiento no lineal de los suelos, resulta adecuado emplear ecuaciones no lineales en interacción suelo-estructura. Para ello, en este trabajo se empleó la expresión para calcular desplazamientos en suelos friccionantes propuesta por Deméneghi (2008).

Al formarse un sistema no lineal de ecuaciones, resulta conveniente el uso de métodos numéricos para su resolución. En este caso se empleó el método de Newton.

Se presentó un ejemplo de una zapata corrida sometida a cargas y apoyada sobre dos estratos de arena donde los resultados de forma manual y con el programa se presentan a continuación.

4.4.1 Resultados de la interacción

RESULTADO	UNIDAD	MANUAL	PROGRAMA	DIFERENCIA
θ_1	m	0.0046612	0.00410652	0.00055468
θ_2	M	0.0037665	0.0028904	0.0008761
θ_4	°	0.00067864	0.00088732	0.00020868
r_1	t/m	31.534	28.03310394	3.50089606
r_2	t/m	13.366	10.56689644	2.79910356

Tabla 4.4.1 Resultados de la interacción

La diferencia entre los resultados del programa y realizándolo de forma manual nos refleja la precisión del programa ya que toma todos los decimales en el proceso del cálculo, a diferencia de la realización manual que solamente toma en cuenta 4 decimales significativos cuando mucho dependiendo del criterio del calculista.

5 CONCLUSIONES

Los métodos de interacción estática suelo-estructura son procedimientos para el cálculo de la deformación del terreno de cimentación, tomando en cuenta la rigidez de la estructura.

Para el cálculo de la interacción primero se obtienen los desplazamientos de la subestructura posteriormente los desplazamientos del terreno de cimentación y por último se hace la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En el trabajo se ejemplificó el programa de cómputo a través de una zapata corrida desplantada en un suelo friccionante.

El programa de cómputo incluye ecuaciones constitutivas no lineales del suelo, así como la compatibilidad de deformaciones se realizó resolviendo un sistema de ecuaciones no lineales mediante el método de Newton.

Se comprobó el funcionamiento correcto del programa de cómputo por medio del cálculo manual de la interacción de una zapata corrida- suelo.

Por lo tanto, el programa empleado es una herramienta confiable para ser usado en el análisis y diseño estructural de cimentación.

BIBLIOGRAFÍA

- Damy, J (1985). "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas", Rev Ingeniería, Vol LV, N° 1: 82-86.
- Dashkó, R E y Kagán, A A (1980). *Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*, Cap 2, MIR, Moscú.
- Deméneghi A (2008) "Cálculo del asentamiento de un cimiento en arena". XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, Ags.
- Deméneghi A., Puebla M. y Sanginés H. (2008) "Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones: Tomo 1". Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Gerald C. F. y Wheatley P. O. (2000) "Análisis numérico con aplicaciones". Pearson, Prentice Hall. México
- Mayne, P W y Kulhawy, F H (1982) "Ko -OCR relationships in soil". Jour Geot Eng Div, ASCE, GT8, junio.
- Sanginés G. H., (2000) "Interaccion Suelo Estructura en Suelos Friccionantes", tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Hermosillo A., Deméneghi A., Sanginés H., (2012) "Cálculo de asentamientos con interacción suelo-estructura utilizando una ecuación constitutiva no lineal" XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo.
- ALENCAR, D., AUVINET, G. REZENDE, F. "General Report Theme IV Foundations" Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vo 4, México, 1995.
- BEAUFAIT, F. Análisis estructural. Prentice-Hall Internacional, E.U.A., 1977.
- BEAUFAIT, F W, ROWAN, W H, HOADLEY, P G y HACKETT, R M. Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.
- BURLAND, J.B., SILLS, G.C. y GIBSON, R.E., "A field and theoretical study of the influence of non-homogeneity on settlement", VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Moscú, 1973.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. y DE MELLO, V.F.B., "Behaviour of Foundations and Structures", IX Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones, Toki, Japón, 1977.
- BURLAND, J.B. y BURBRIDGE, M.C. "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part I, 1985.
- CASTILLO, H. Análisis y diseño estructural. Representaciones y servicios de ingeniería, S.A., 1973.

- CHAMECKI, S. "Structural rigidity in calculating settlements" Journal of Soil Mech and Found Division, Proc ASCE, Vol 88, No SM1, enero 1956.
- DAMY, J "Integración de las superficies de Boussineq, Westergaard y Frölich, "sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas". Rev Ingeniería, No 1, 1985.
- DASHKÓ, R.E. y KAGÁN, A.A. Mecánica de suelos en la práctica de la geología aplicada a la ingeniería. MIR, Moscú, 1980.
- DÉCOURT, L. "the standard penetration test, states-of-the.art.report", XII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro, Brasil, 1989.
- DEMENEGHI, A. "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo". Rev Ingeniería, Vol XLIX, No 3, 1979.
- DEMENEGHI, A. "Interacción suelo-estructura". Rev Ingeniería, Vol LIII, No 4, 1983.
- DEMENEGHI, A. "Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction". Proc of the XI Int Con fon Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
- DEMENEGHI, A. "Interacción estática suelo- estructura". Memorias del Simposio sobre Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones, Soc Mex de Mecánica de Suelos, México, 1991.
- DEMENEGHI, A. "Interacción estática suelo-estructura. Análisis tridimensional". Rev Ingeniería, Vol LXII, 1992.
- DEMENEGHI, A. "MÉTODO de Rigideces. Marcos Planos con barras inclinadas", Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1994.
- DEMENEGHI, A. "Método tridimensional de interacción suelo-estructura". Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol 2, México, 1995.
- DEMENEGHI, A. y SANGINÉS, H. "Interacción suelo estructura, análisis tridimensional tomando en cuenta los esfuerzos de confinamiento". Primer Foro de Geotécnia, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1998.
- DEMENEGHI, A. y SANGINÉS, H. "Influencia en el cálculo de asentamientos de la variación de la rigidez de un suelo con la profundidad" XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Puebla, México, 1998.
- DEMENEGHI, A., PUEBLA, M. y SANGINES, H. Apuntes de Cimentacioness Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1998.
- DUNCAN, J.M. y CHANG, C.Y. "Non linear analysis of stress and strain in soils" Jour soil mech found div, ASCE, SM5, septiembre 1970.
- JANBU, N. "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, GErmany, 1963.

- LAAD, C.C., FOOT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER y POULOS, H.G. "Stress-deformation and strength characteristics", IX Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Tokio 1977.
- LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V. Mecánica de Suelos. Limusa, México, 1972.
- MEYERHOF, G. "Some recent foundation research and its application to design". Struct. Engr. Vol. 31, London, 1953.
- MEYERHOF, G. "Soil-structure interaction and foundations" Memorias del 6^o Congresp Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú, 1979.
- PUEBLA, H. "Influencia de la rigidez del terreno de cimentación en los resultados de la interacción estática suelo-estructura", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1995.
- TERZAGHI, K y PECK, R. Soil Mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967.
- ZEEVAERT, L. Foundation engineering for difficult, subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, 1973.
- ZEEVAERT, L. Interacción Suelo-Estructura de cimentaciones superficiales y profundas sujetas a cargas estáticas y sísmicas. Limusa, México, 1980.