



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**INTERACCION SUELO ESTRUCTURA
ESTUDIO Y APLICACION PRACTICA EN
LA SOLUCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N :

**GERARDO MEJIA BARRON
ALEJANDRO SALINAS CASO**

MEXICO, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
ANTECEDENTES	3
CAPITULO I	
Conceptos Relativos al Suelo para el estudio de los Métodos de Interacción Suelo-Estructura	14
1.- Distribución de esfuerzos en la masa -- del suelo	16
1.1 Solución al problema de encontrarlos esfuerzos en la Masa de Suelo bajo una carga concentrada en su superficie	16
1.2 Distribución de esfuerzos bajo -- áreas uniformemente cargadas sobre la Masa de Suelo	28
2.- Deformación Volumétrica de los estratos	33
2.1 Relaciones Esfuerzo-Deformación- - Tiempo	33
2.2 Deformación Volumétrica de los estratos	36
CAPITULO II	
Conceptos Relativos a la Estructura	58
1.- Métodos de las Flexibilidades y de las Rigideces	58
2.- Método de las Flexibilidades	59
3.- Matriz de las Flexibilidades	64
4.- Método de las Rigideces	68

	Pág.
5.- Matrices de Flexibilidades y de Rigideces	73
CAPITULO III	
Método de Interacción Suelo-Estructura propuesto por Leonardo Zeevaert	81
1.- Cálculo de los desplazamientos verticales	82
1.1 Caso Simétrico	87
1.2 Caso Asimétrico	87
2.- Análisis Estructural	89
3.- Procedimiento de Cálculo	92
4.- Cálculo de Asentamientos	94
CAPITULO IV	
Método de Interacción Suelo- Estructura, usando un criterio no iterativo, mediante el Método de las Rigideces	102
1.- Desarrollo del Método	102
2.- Cálculo de la Matriz de Rigideces de la Estructura de Cimentación	107
3.- Cálculo de la Matriz de Rigideces del suelo	112
4.- Criterio del Método de las Rigideces -- aplicado a retículas de cimentación ...	115
CAPITULO V	
Ejemplo de Aplicación	120
Introducción	120
1.- Generales	120
2.- Estudio del Suelo	121
2.1 Exploración	121
2.2 Estratigrafía	121

	Pág.
3.- Estructura	126
3.1 Cargas Actuantes	136
3.2 Secciones transversales y propiedades geométricas	136
3.3 Condiciones de Carga para el Análisis	136
3.4 Secuela del Cálculo para el Análisis Estructural	137
4.- Solución mediante los Métodos Interacción Suelo-Estructura	150
4.1 Método no iterativo ISE mediante el Método de las Rigideces	150
4.1.1 Modelo Matemático de la Zapata	151
4.1.2 Cálculo de la Matriz de Rigideces de la Estructura de Cimentación (Zapata)	152
4.1.3 Cálculo de la Matriz de Rigideces del Suelo	161
4.1.4. Matriz de Rigideces Suelo - Estructura	169
4.1.5 Obtención de los Vectores de Cargas	170
4.1.6 Obtención de los Asentamientos para una Cimentación -- 100% Flexible	178
4.1.7 Vectores de desplazamientos verticales, tomando en cuenta la rigidez de la zapata.	179
4.1.8 Cálculo de Fuerzas en el -- suelo	181
4.1.9 Elementos Mecánicos actuantes en la Zapata	183
4.1.10 Diagramas de Elementos Mecánicos	187

	Pág.
4.2 Método Iterativo de Interacción -- Suelo-Estructura, aplicado a Zapatas corridas	189
4.2.1 Geometría de la Zapata	190
4.2.2 Datos Generales de la Geometría y Propiedades del suelo	190
4.2.3 Modelo Matemático ISE ----- (zapata)	191
4.2.4 Obtención de la Ecuación Matricial EMA	192
4.2.5 Cálculo de Asentamientos -- para la primera iteración..	195
4.2.6 Procedimiento iterativo para el Cálculo de Asentamientos, tomando en cuenta la rigidez de la cimentación..	196
4.2.7 Diagrama de Elementos Mecánicos finales de la Zapata---	208
4.2.8 Listado EASI-2 para la Estructura de Cimentación en base a Zapatas Corridas ...	208
4.3 Método ISE no iterativo aplicado a Retículas de Cimentación	210
4.3.1 Datos Generales del Problema	210
4.3.2 Modelo Matemático de la Retícula	211
4.3.3 Cálculo de la Matriz de Rigideces de la Estructura de Cimentación (Retícula)	212
4.3.4 Cálculo de la Matriz de Rigideces del Suelo.....	219
4.3.5 Obtención del Vector de Cargas	233

	Pág.
4.3.6 Cálculo de los Asentamientos de la Cimentación 100% flexible	237
4.3.7 Desplazamientos tomando en cuenta la rigidez de la cimentación	238
4.3.8 Cálculo de las fuerzas en el suelo	
4.3.9 Elementos mecánicos de la Retícula de cimentación ...	239
4.4 Método Iterativo Interacción Suelo Estructura, aplicado a retículas de cimentación	244
4.4.1 Geometría de la retícula ..	245
4.4.2 Datos Generales	245
4.4.3 Modelo Matemático ISE (Retícula)	246
4.4.4 Cálculo de la Ecuación Matricial EMA.	247
4.4.5 Cálculo de los Asentamientos para la primera iteración	248
4.4.6 Procedimiento iterativo para el Cálculo de los Asentamientos tomando en cuenta la rigidez de la cimentación	249
4.4.7 Listado EASI-2 para la Estructura de Cimentación a base de Retícula de Contrabases	250
CONCLUSIONES	251
BIBLIOGRAFIA	256

I N T R O D U C C I O N

El problema de interacción suelo-estructura, ha ocupado la atención de muchos investigadores que desde hace varios años, han enfocado sus estudios a tratar de evaluar cuantitativamente la distribución de esfuerzos y asentamientos del suelo tomando en cuenta la rigidez de la estructura.

Cuando se lleva a cabo un análisis convencional, se considera generalmente que la estructura está articulada ó empujada en su cimentación, ó bien se supone una presión de contacto uniforme y también en general, el cálculo de los asentamientos se realiza considerando la cimentación cien por ciento flexible ó totalmente rígida, lo cual en la gran mayoría de los casos dista mucho de la realidad. Aunado a que el problema se ve acentuado en las cimentaciones de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, pues se plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes, fuerzas normales), tanto en la sub-estructura como en la superestructura, debido a los hundimientos de la cimentación.

Diversos autores han desarrollado con el tiempo algunos métodos que tratan de tomar en cuenta todos los parámetros que intervienen en el problema. Todos ellos se basaron en las le-

yes físicas que rigen los comportamientos de la masa del suelo y en los procedimientos nominales del cálculo estructural para la determinación de fuerzas y deformaciones. Aún más, se llegó a incluir la deformación que sufrirían los materiales de -- que consta la cimentación con el paso del tiempo, como es el - del concreto.

El presente estudio no pretende desarrollar un nuevo método de análisis de Interacción Suelo-Estructura, pero si darle a los métodos existentes una aplicación más sistemática aprovechando el desarrollo tecnológico de los microprocesadores, así como recibir de una manera digerida los conceptos de los métodos de Interacción Suelo-Estructura para una fácil aplicación en la vida práctica.

A N T E C E D E N T E S

La configuración de esfuerzos en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo, dependerá de los siguientes factores:

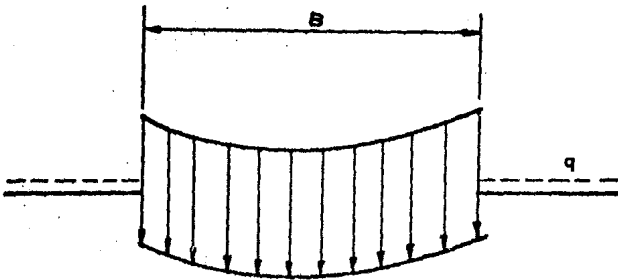
- a) Rigidez de la estructura
- b) Deformabilidad del suelo
- c) Distribución de las cargas que se aplican sobre la estructura de cimentación.

A continuación daremos algunas consideraciones sobre la distribución de esfuerzos y asentamientos para algunos casos sencillos (Juárez Badillo 1976 y Pozas 1980). El primer caso será el de una área cargada uniformemente y totalmente flexible. Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada transmite al suelo, serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, sino que tendrá un valor máximo al centro del área cargada y menor en la periferia adoptando una ley similar a la que se muestra en la figura No. A.1 (el medio cargado es linealmente-elástico).

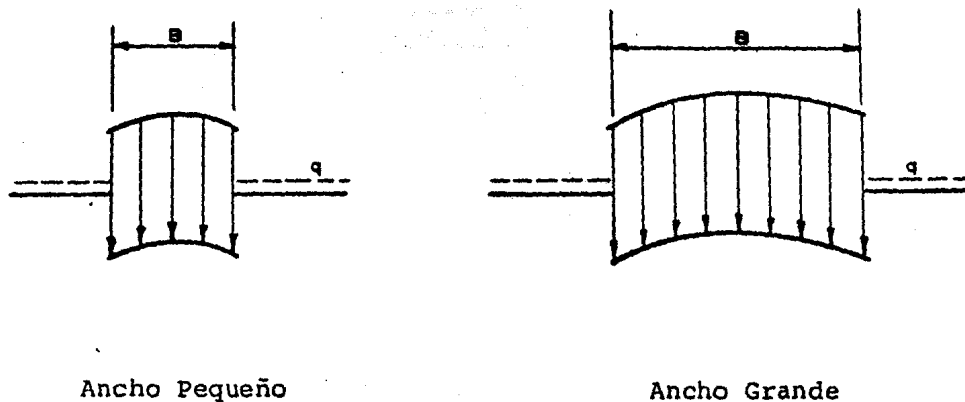
En la práctica, el asentamiento inmediato es debido exclusivamente al cambio de forma (es decir excluyendo el asenta---

miento por consolidación). Las áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la parte a de la figura A.1.

En cambio cuando esta área flexible se apoya en arenas o gravas, el perfil se parecerá al mostrado en la parte b de la figura A.1, ya que los materiales gruesos poseen la propiedad de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual obviamente será máximo en la zona que está bajo el centro del área cargada.



a) Sobre arcilla Saturada



b) Suelos Friccionantes

Fig. A.1 Perfil de Asentamientos bajo una área flexible uniformemente cargada sobre la superficie de un medio-semiinfinito.

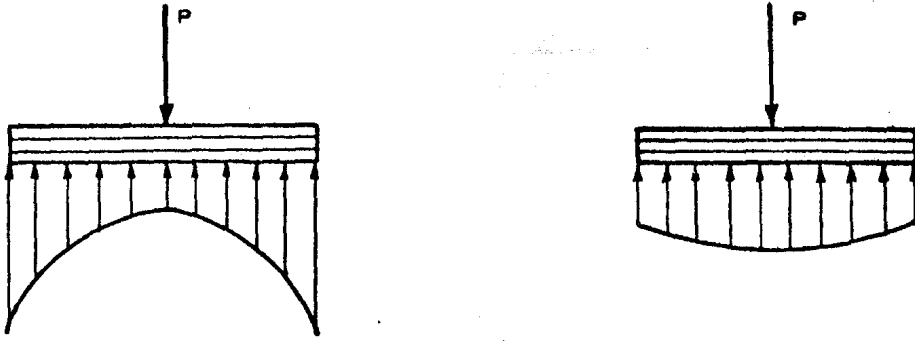
Considérese ahora que la carga se transmite al suelo a --
través de una placa infinitamente rígida. En este caso, es --
obvio que, debido a su gran rigidez, la placa se asentará uni-
formemente, por lo que la presión de contacto entre la placa -

y el medio en general no podrá ser uniforme.

Comparando este caso con el de la figura A.1, será fácil ver que en un medio homogéneo y elástico, la presión es mínima al centro y máxima en las orillas, puesto que para llegar al asentamiento uniforme, se deberá disminuir la tendencia al asentamiento en la parte central (por medio de una disminución de presión) y aumentar dicha tendencia en las orillas (aumentando la presión)

Un razonamiento análogo para el caso del medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento, conduce a una distribución en la cual la presión es máxima bajo el centro del área cargada y mucha menor bajo la periferia en la figura A.2, se muestran ambas distribuciones.

En la práctica el caso de la figura A.2.a, se parece a la distribución de presiones que se presenta en la arcilla saturada, en condiciones iniciales. A pesar de que teóricamente la presión es infinita en la periferia de la placa y es igual a la mitad de la presión media bajo el centro de la misma y es evidente que la primera condición no se puede satisfacer, ya que el valor de la presión en la periferia estará limitado a un máximo, que dependerá de la resistencia del material de apoyo.



a) Medio homogéneo y Elástico.

b) Medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento.

Fig. A.2 Distribución de Presiones bajo una Placa infinitamente rígida.

Una vez expuesto lo anterior, hablaremos un poco del suelo. La masa de suelo donde se apoya la estructura de cimentación, no se puede simplificar suponiéndola constituida de elementos aislados, si se requiere obtener una precisión en los cálculos. Se debe tratar a la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto i de la masa ejerce su influencia en otro punto j de ella. Así pues, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo, hacemos uso de la Teoría de la Elasticidad ó algunas de sus modificaciones, aún-

cuando sabemos que el suelo no es elástico, si no más bien elastoplástico y viscoso. El cambio de esfuerzos dentro de cierto rango, en general, no es tan grande que no se pueda operar con las propiedades secantes de esfuerzo-deformación. Lo anterior trae como consecuencia el tener que estimar de antemano el nivel de esfuerzos y el cambio de éstos para asignar las propiedades mecánicas del material que deberán ser utilizadas en el cálculo. Esto implica, si se requiere aumentar la precisión, el tener que efectuar varios ciclos de cálculo hasta lograr la compatibilidad.

Haciendo uso de las propiedades de esfuerzo-deformación, se pueden estimar los desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando éste se somete a un incremento de esfuerzos.

La rigidez de la estructura de cimentación y la contribución que ésta le pueda aportar a la superestructura es muy importante, por lo que se debe conocer de antemano la geometría y propiedades de los elementos que la forman. Existe incertidumbre cuando las estructuras de cimentación se construyen de concreto armado, ya que su módulo de deformación unitaria aumenta con el tiempo. Es decir, que en una estructura recién construida, será diferente a medida que pasa el tiempo, ya que no aumentarán las deformaciones plasto-viscosas del concreto cuando la configuración alcance una posición estable.

Un fenómeno similar sucede en el suelo y principalmente - en suelos finos y saturados, los cuales presentan variación -- de sus propiedades, con respecto al tiempo, mostrarán cambios- en los esfuerzos de contacto haciendo cambiar los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

Una vez expuesto lo anterior, podremos decir lo siguiente, en la interfase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura, debe rán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Así, pues, la estructura de la cimentación -- junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan sobre el suelo se deberán sujetar a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a -- las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación- para su equilibrio.

Pudiendo decir que la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones, que aplicada simultáneamente a la estructura de ci mentación y a la masa del suelo produzcan la misma configura-- ción de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos.

A continuación expondremos un breve ejemplo explicativo - de la importancia de la interacción suelo-estructura.

El análisis de estructuras reales, da lugar a resultados similares a los que hemos observado en los primeros párrafos. En la figura A.3, se muestra una cimentación semiflexible de tipo cajón con la geometría y cargas indicadas en la misma figura, apoyada sobre una serie de estratos de suelo compresible. En la figura A.4 aparecen los resultados de un análisis de interacción suelo-estructura, tomando en cuenta las rigideces de la estructura y el suelo (Zeevaert 1973), en la cual se observa que la presión de contacto tiende a concentrarse en los extremos de la cimentación. En la parte b se muestra el diagrama de momentos flexionantes (DMF) para este análisis. Por otra parte, para efectos comparativos, se presenta el DMF considerando una presión de contacto uniforme, en la figura A.4.b, puede verse la gran diferencia entre los momentos flexionantes en uno y en otro caso, en el centro del claro y en los extremos. Tomando en cuenta la rigidez de la estructura, resulta del orden de la mitad del momento para una reacción uniforme; además, en algunos puntos de presenta inclusive cambio de signo de momentos.

Por lo visto anteriormente, es obvia la importancia de tomar en cuenta la rigidez de la estructura al hacer el análisis de una cimentación, sobre todo para determinar de una manera más realista los asentamientos diferenciales y elementos mecánicos sobre la cimentación.

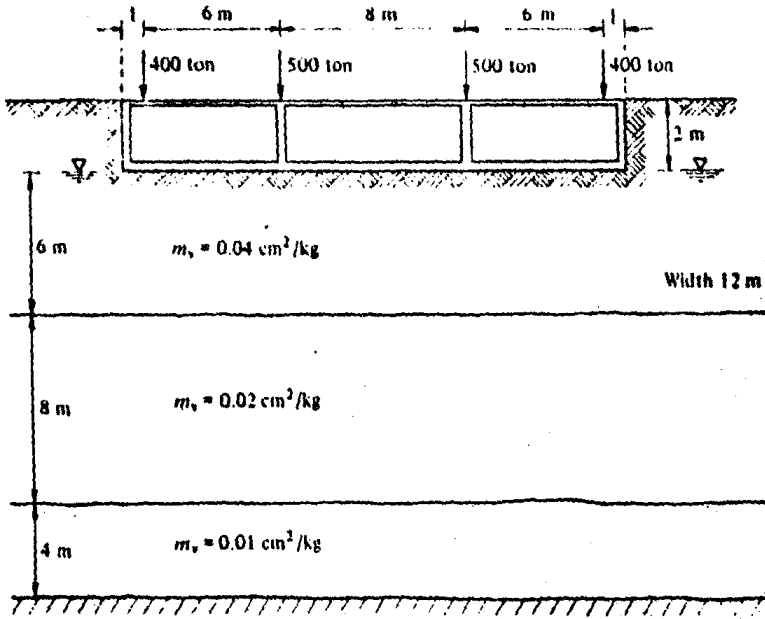
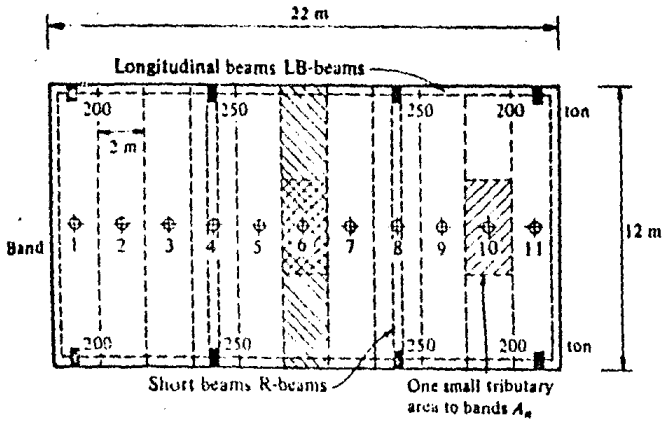


Figura A.3

a) Sección Transversal de la Cimentación



b) Planta de Cimentación

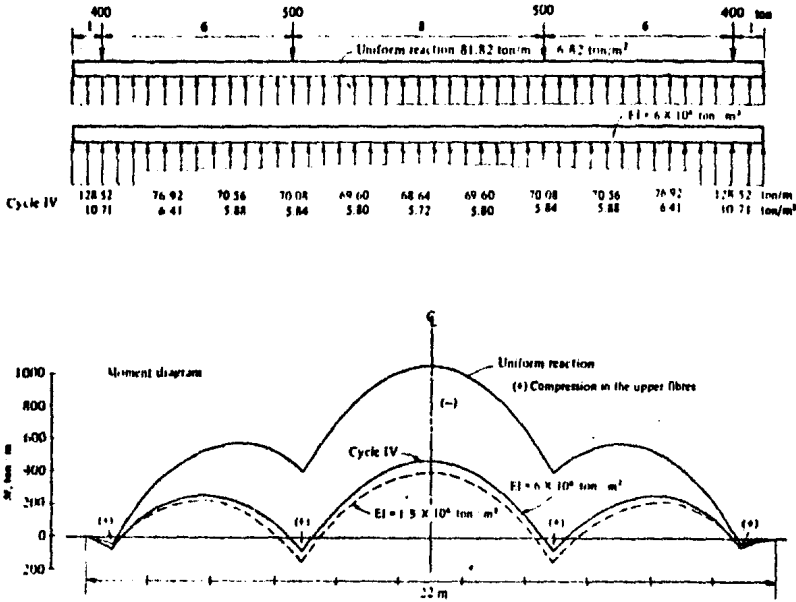


Figura A.4

Reacciones del suelo por unidad de longitud y momentos flexionantes la totalidad del ancho de la cimentación.

Para finalizar, cabe aclarar que no en todas las cimentaciones se presenta el problema de determinar la distribución de la presión de contacto y de los asentamientos.

Por ejemplo, en zapatas aisladas de dimensiones usuales-- en Ingeniería, la discrepancia entre la reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta con los factores de seguridad empleados en la práctica al diseñar la pieza estruc-

tural; por lo que respecta a toda la estructura, en suelos --- muy rfgidos, los asentamientos totales y diferenciales son muy pequeños y no requiere tomarlos en cuenta en el análisis es--- tructural. Por lo tanto, en el trabajo presente, considerare- mos sólo el caso de estructuras cimentadas en suelos de media- na a alta compresibilidad, en los cuales los asentamientos di- ferenciales tienen importancia en el comportamiento de las es- tructuras.

C A P I T U L O I

C A P I T U L O I

CONCEPTOS RELATIVOS AL SUELO PARA EL ESTUDIO DE LOS METODOS INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como nos referimos anteriormente, la interacción entre el suelo y la estructura, consiste en encontrar un sistema de --- reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de ci-
mentación y a la masa de suelo, produzcan la misma configura-
ción de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. De aquí que la importancia del suelo sea primordial en el es-
tudio de los métodos de interacción suelo-estructura.

Ahora bien, la finalidad de este capítulo, será la de re-
ferir los principios teóricos relativos al suelo, en los que -
se encuentran basados los métodos a estudiar.

El Capítulo se dividirá en dos partes principales. La --
primera parte del capítulo, la dedicaremos al estudio de las -
diferentes teorías que se usan para encontrar la distribución-
de esfuerzos en la masa del suelo, presentando una comparación
de sus ventajas y desventajas. La segunda parte del capítulo-
estará enfocada al estudio de los coeficientes de consolida-
ción volumétricos, los cuales tienen su aplicación más impor-
tante en encontrar los asentamientos diferidos, provocados por
la existencia de sobrecarga en la superficie de la masa del --

suelo. Dentro de esta parte, se hablará de las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo para el cálculo de asentamientos a largo plazo.

Una vez expuesto el contenido del capítulo, intentemos definir al suelo. Podemos entender al suelo como un medio continuo formado por agregados de partículas orgánicas e inorgánicas, con una organización definida y propiedades que varían -- "Vectorialmente". Ahora bien, si se lleva a cabo un estudio de sus propiedades, podríamos observar que éstas varían mucho más rápidamente en la dirección vertical que en la dirección horizontal. Así planteado de esta forma, podríamos pensar que el suelo está formado por un perfil estratigráfico. Siendo un hecho del cual se hace una abundante aplicación.

Una vez definido el suelo, trataremos a continuación un tema de gran peso en los métodos de interacción suelo-estructura (ISE), éste es el de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

En esta parte del capítulo, trataremos un problema de -- importancia fundamental, tanto en los métodos de inter-- acción suelo-estructura, como en la propia Mecánica de - Suelos. Este es el de la distribución de esfuerzos en - la masa del suelo, provocados por la acción de cierto ti po de carga ubicada en su superficie.

Como sabemos hasta ahora, la propia Mecánica de Suelos - no ha sido capaz de desarrollar sus propias soluciones, - por lo que ha tenido que recurrir a la teoría de la elas - ticidad. Pero estas soluciones tienen un gran problema - y es la cantidad de hipótesis que se usaron ante la impe riosa necesidad de obtener una solución matemática.

A continuación, se hará un resumen de los diversos méto - dos desarrollados por la teoría de la elasticidad para - encontrar los esfuerzos en la masa del suelo.

1.1 Solución al problema de encontrar los esfuerzos en la Masa del Suelo bajo una carga concentrada en su superficie.

- a) Solución para el caso de un medio seminfinito, homogéneo e isótropo.

En el año de 1885, el Matemático Francés J. --

Boussinesq, encontró la solución al problema - de hallar la configuración de esfuerzos en un punto cualquiera de un medio seminfinito (suelo) inducido por la presencia de una carga concentrada en la superficie del mismo, siendo éste sólido, isotrópico, elástico y seminfinito. De acuerdo a la geometría mostrada en la figura - I.1, los esfuerzos en un punto pueden ser calculados por las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^3 z} \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\sigma_r = -\frac{Q}{2\pi} \left[\frac{1-2\nu}{r^2} \left(1 - \frac{z}{Rz} \right) - \frac{3r^2 z}{R^3 z} \right] \dots\dots (2.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{Q(1-2\nu)}{2\pi} \left[-\frac{1}{r^2} + \frac{z}{r^2 R^3} \right] \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{r z^2}{R^3} \dots\dots\dots (4.1)$$

Para estudiar el efecto de una carga concentrada en una masa isotrópica, obliguemos ν (relación de poisson para medios elásticos) sea -- $\nu = 0.5$ es decir, que el suelo es incompresi-- ble. Bajo esta suposición los valores de los esfuerzos σ_z y τ_{rz} no se ven afectados ya - que no tienen dependencia ninguna de ν .

Ahora bien, para facilitar el trabajo se desa-
rrolló un parámetro, mediante el cual se pueden
calcular de manera más sencilla, los diversos-
valores de los esfuerzos en la masa de suelo.-

Y se definirá como:

$$I_{Bq} = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{z}{Rz} \right)^3 \text{----- (6.I)}$$

El cual es mejor conocido como el valor de influencia de Boussinesq, (adimensional) y puede ser calculado para diversos valores de r/z , para lo cual de la figura I.1 podemos relacionar geoméricamente.

$Rz^2 = z^2 + r^2$ de lo cual podremos expresar al parámetro como:

$$I_{Bq} = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{(3/2)} \text{ (6.I)}$$

Por lo tanto los esfuerzos en un punto pueden reescribirse como:

$$\sigma_z = \frac{q}{z^2} [I_{Bq}] \text{----- (7.I)}$$

$$\sigma_r = \frac{q}{z^2} \left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 I_{Bq} \right] \text{----- (8.I)}$$

$$\tau_{rz} = 0, \quad \text{para } \nu = 0.5 \text{ (material incompresible)} \text{ (9.I)}$$

$$\tau_{rz} = \frac{q}{z^2} \left[\frac{r}{z} \cdot I_{Bq} \right] \text{----- (10.I)}$$

El valor de I_{Bq} , expresado por la ecuación --- (6.I) para el caso de los esfuerzos verticales se encuentra graficado en la figura I.2.

Ahí podemos observar que los valores de IBq se encuentran evaluados en función de las distancias (r/z) , del punto para el cual se quiera encontrar el valor del esfuerzo vertical.

En la figura se puede ver la variación de la distancia horizontal (r) la cual esta dada para algunos valores de la profundidad z .

Indicando la disipación de los esfuerzos en el suelo debido a la carga concentrada que se encuentra en la superficie.

La magnitud relativa de los valores de influencia para los esfuerzos radiales y los esfuerzos cortantes, expresados en los paréntesis de las fórmulas 8.I y 10.I se muestran en la figura I.3.

Por otra parte, puede ser observado de las expresiones 7.I, 8.I y 10.I que los valores de los niveles de esfuerzo decrecen con el cuadrado de la profundidad. Ahora bien, existen unas relaciones que permanecen constantes con la profundidad, a lo largo de la superficie cónica formada por los vértices a lo largo del punto de aplicación de la carga.

Estas relaciones son:

La relación de esfuerzos radiales a verticales $(r/z)^2$ y la relación de esfuerzos cortantes a esfuerzos verticales (r/z) que en la línea de acción de la carga vertical son cero y en un ángulo de 45° su valor es la unidad.

Para finalizar puede concluirse que el esfuerzo vertical, inducido en el suelo por una carga concentrada en la superficie tiene una rápida disipación en la masa del suelo. Los esfuerzos cortantes tienen una más rápida disipación si la comparamos con el esfuerzo vertical. Y la disipación del esfuerzo radial (horizontal) es considerablemente más rápida que la de los esfuerzos verticales, como puede verse de los valores de influencia dados en las figuras I.2 y I.3. Las observaciones anteriores, son de gran interés en cimentaciones, para los casos en los cuales disipación de esfuerzos en la masa de suelo no pueda ser encontrada mediante una solución matemática real.

La fórmula de Boussinesq para la obtención de los esfuerzos verticales sólo puede ser aplicada para masas de suelo isotrópica.

b) Caso del Suelo Estratificado

Westergaard (1938) obtuvo una solución limitada, bajo la suposición de que el suelo se encuentra restringido de su deformación horizontal, pero está libre de deformarse en su dirección vertical. En la práctica, esto es particularmente cierto cuando la masa del suelo está reforzada por numerosos estratos rígidos de arena cementada con un módulo de deformación muy bajo. El esfuerzo vertical de acuerdo a Westergaard es:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z_1^3} \left[\frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z_1}\right)^2} \right)^{3/2} \right] \dots (11.1)$$

En la deducción de esta nueva expresión, la coordenada vertical es modificada por una transformación lineal similar a esta

$$z_1 = k_w \cdot z$$

donde

$$k_w = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}} \dots (12.1)$$

El valor de la relación de poisson está referido al de los estratos de suelo en medio de las capas rígidas.

Introduciendo el valor de K_w dentro de la ecuación 11.I obtendremos:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \left\{ \frac{1}{2 K_w^2 \pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{K_w z} \right)^2} \right]^{3/2} \right\} \dots (13.I)$$

De donde obtendremos el valor de influencia de Westergaard para los esfuerzos verticales.

$$I_{wd} = \frac{1}{2 K_w^2 \pi} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{K_w^2} \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2} \dots (14.I)$$

Bajo la suposición de que las capas reforzadas que la encierran están endurecidas y la capa tenga un valor de $\nu = 0$; entonces $K^2 W = 0.5$ y el valor de la influencia es:

$$I_{wd} = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{1 + 2 \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2} \dots (15.I)$$

donde z es el valor de la coordenada vertical-real. La expresión 13.I puede ser escrita como:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \cdot I_{wd} \dots (16.I)$$

El valor de I_{wd} se encuentra graficado en la -

figura I.5 contra los valores $\frac{r}{z}$.

De donde se puede observar que el esfuerzo provocado por la carga, tiene valores más pequeños que los obtenidos para el caso isotrópico.

Para el caso de carga $\frac{r}{z} = 0$ el valor de influencia es $I_{wd} = \frac{1}{\pi}$, por lo tanto los esfuerzos verticales son 2/3 más pequeños que para el caso isotrópico Bq.

Esta solución da sólo valores limitados por su consideración extrema $M_h/M_z=0$, sin embargo -- tal condición se encuentra raramente en la --- práctica ya que el módulo de deformación decrece con la presión de confinamiento. Siendo -- los valores aproximados del módulo de deformación

$$M_z = C_0 \sigma_c^{-n} \quad (\text{Material poco cohesivo})$$

$$M_z = M_{z_0} e^{-\frac{M}{N} \sigma_c} \quad (\text{Material cohesivo})$$

c) Solución de Frölich (1942)

La teoría de la elasticidad, como fue previamente discutida no es aplicable rigurosamente en un suelo de depósito natural, ya que está basada sobre un medio homogéneo isótropo sólido.

do seminfinito. Y el suelo al que nos referimos debe considerarse como anisotrópico y este resultado nos lleva a que los esfuerzos no se disipen con la profundidad tan rápidamente como en la teoría elástica marca.

Frölich investigó la distribución de esfuerzos para los casos anteriores, satisfaciendo las condiciones de equilibrio estático y propuso una fórmula para calcular los esfuerzos verticales inducidos por una carga concentrada en la superficie de un medio seminfinito elástico y anisótropo.

La solución de Boussinesq fue modificada como sigue:

$$\sigma_z = \frac{\chi Q}{2\pi z^2} \cos^{\chi+2} \psi \quad \text{----- (17.I)}$$

donde $\cos^2 \psi = \frac{z}{r^2 + z^2}$; entonces el valor de influencia de Frölich es

$$I_{Fr} = \frac{\chi}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{\chi+2}{2}} \quad \text{----- (18.I)}$$

donde χ es el factor de distribución de Frölich; por lo tanto, el esfuerzo vertical se puede expresar como:

$$\sigma_z = \frac{q}{z^2} I_{Fz} \text{ ----- (19.1)}$$

El factor λ depende de las condiciones estratigráficas y mecánicas de compresibilidad del suelo.

$\lambda=1.5$ aproximadamente la solución de Westergaard para un suelo fuertemente estratificado y reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables $\nu = 0$.

$\lambda=2$ Suelo estratificado, con diversas deformabilidades.

$\lambda=3$ Solución de Boussinesq, suelo homogéneo e isótropo.

$\lambda=4$ Suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad como en el caso de las arenas.

Ahora bien, para encontrar el esfuerzo que una carga unitaria aplicada en el centro de un área i produce un estrato N , bajo un punto j de la superficie del terreno (I_{ji}^N) puede evaluarse para $\lambda = 2$, la fórmula de Frölich

(Ecuación 18.I) y la ecuación se puede escribir:

$$I_{II}^N = \frac{1}{\pi z_1^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r_1}{z_1}\right)^2} \right]^2 \dots\dots\dots (18a.I)$$

Los parámetros para la aplicación de la ecuación, pueden verse en la figura I.4.

Si se quiere dar precisión, el área i se dividirá en n subáreas a, suficientemente pequeñas, en cada una de las cuales se supondrá aplicada una carga de $\frac{1}{n}$, de modo que:

$$I_{II}^N = \sum_{a=1}^n \frac{1}{n \pi z_j^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r_j}{z_j}\right)^2} \right]^2 \dots\dots\dots (18b.I)$$

En la figura I.4, podemos observar los parámetros de la ecuación 18.I.b.

Donde la curva más cercana en una variación real de los módulos de deformación, es la marcada con línea llena y corresponde a una densi

dad media de la arena común valor $\chi = 4$.

Como se mencionó anteriormente, Frölich propuso para la arena $\chi = 4$, suponiendo una variación lineal de $1/Mz$ con la profundidad. Sin embargo de la figura I.6 la variación de estas es más grande que la real y por lo tanto el factor de distribución de esfuerzos $\chi = 4$ es alto para nuestros fines.

Para poder verificar las diferencias de los diferentes valores de χ , nos referiremos una curva cualitativa del módulo de deformación variando con la profundidad para diferentes presiones de confinamiento, tal como se muestra en la figura I.6.

La conclusión obtenida de las mediciones en campo para depósitos de arena es que $3 < \chi < 4$

Los valores del nuevo parámetro de influencia-IFH para esfuerzos verticales, se encuentra evaluado contra relaciones $\frac{r}{z}$ dentro de la figura I.5.

Las curvas que aparecen ahí, pueden ser observadas y comparadas contra el caso Isotrópico -

($\alpha = 3$), bajo la línea de acción de una carga concentrada. La distribución de esfuerzos de Frölich para $\alpha = 4$ da una concentración de esfuerzos un 1/3 parte mayor que la solución de Boussinesq y también podemos notar que la solución de Boussinesq es aproximadamente intermedia entre la solución de Westergaard y la de Frölich.

En la naturaleza existen depósitos que tienen la propiedad de ser estratificados y que su módulo de deformación decrezca con la profundidad. Por lo tanto la solución de Boussinesq representa empíricamente la máxima aproximación para las condiciones del subsuelo más reales en el campo.

1.2 Distribución de esfuerzos bajo áreas uniformemente cargadas sobre la masa de suelo.

De todos los conceptos anteriores, podemos expresar la ecuación general de los esfuerzos verticales, como:

$$\sigma_z = \frac{q}{z^2} \cdot I_x \text{ ----- (20.1)}$$

La anterior puede ser usada para encontrar la distribución de esfuerzos con la profundidad bajo un área cargada. Si nosotros subdividimos el área -- cargada en pequeñas áreas cargadas $\Delta a=b^2$, donde b es la longitud por lado del cuadrado (Fig.I.7).-- Para la carga unitaria (q_n) en el centro del área-- cuadrada es multiplicada por b^2 , y el valor de --- $q_n \cdot b^2$ es considerado como una carga concentrada -- ubicada en el centro de la enésima área cuadrada,-- entonces podremos expresar el valor del esfuerzo -- vertical en un punto de profundidad z como:

$$\sigma_z = \frac{b^2}{z^2} \sum_1^{n'} q_n \cdot I_{x_n} \text{ ----- (21.I)}$$

La condición que debe cumplirse es la que el área b^2 sea lo suficientemente pequeña para que se alcance una buena precisión. Es decir, la relación -- $\frac{z}{b} \geq 2$, con lo cual se incurrirá en un error menor al del 5%, para valores mayores el error crece rápidamente.

Para el caso de una superficie irregularmente cargada, los esfuerzos en un punto pueden ser encontrados usando la solución de una línea cargada obtenida de la teoría de la elasticidad.

$$\Delta \sigma = q_1 \cdot \frac{\Delta x}{z} I_1 \quad \text{Donde} \quad I_1 = \frac{2}{\pi \left[1 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right]^2} \quad (22.1)$$

La carga es dividida en incrementos iguales $q_n \cdot \Delta x$ Fig. I.8 y el total de esfuerzos es dado por.

$$\sigma_z = \frac{\Delta x}{z} \sum_1^n q_{1n} \cdot I_{1n} \quad (23.1)$$

Los valores de I_{1n} para una masa de suelo isotrópica como una función de x/z está dada en la Figura I.9. El ancho del incremento Δx deberá ser seleccionado de acuerdo a la relación $\frac{\Delta x}{r} \leq 0.5$. Ahora bien, basados en la expresión 21.1 se pueden encontrar diversas expresiones para diferentes casos de áreas cargadas.

Como puede ser el de una área de forma circular uniformemente cargada de radio R_0

$$\sigma_z = q \left[1 - \left\{ 1 + \left(\frac{R_0}{z} \right)^2 \right\}^{-3/2} \right] \quad (24.1)$$

De la fórmula anterior, se puede encontrar el parámetro

$$I_{Rx} = \left[1 - \left\{ 1 + \left(\frac{R_0}{z} \right)^2 \right\}^{-3/2} \right] \quad (25.1)$$

Para el caso isotrópico $\gamma = 3$; el valor del factor de influencia dado por 25.I, puede ser encontrado-graficado para diferentes valores de z (Fig. I.10) Y finalmente para el caso de una área rectangular-uniformemente cargada; también es posible calcular los valores de influencia I_{ij} por medio de las fórmulas deducidas por Zeevaert (1973) de acuerdo a - la figura I.11. Para valores $\gamma = 2$

$$I_{ij} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + \sqrt{2} \sin 2\alpha_0) (\sin \psi_1 - \sin \psi_2) \dots (26.I)$$

Para $\gamma = 3$

$$I_{ij} = \frac{3}{2\pi} \left(\sin \alpha_0 - \frac{\sin^3 \alpha_0}{3} \right) \times \left\{ (\psi_1 - \psi_2) - \sin (\psi_1 - \psi_2) \cdot \cos (\psi_1 + \psi_2) \right\} \dots (27.I)$$

Para $\gamma = 4$

$$I_{ij} = \frac{1}{\pi} (3/2 \alpha_0 + 3/4 \sin 2\alpha_0 + \sin \alpha_0 \cos^3 \alpha_0) \times \left\{ (\sin \psi_1 - \sin \psi_2) - 1/3 (\sin^3 \psi_1 - \sin^3 \psi_2) \right\} \dots (28.I)$$

Los argumentos angulares en las fórmulas anteriores son:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{\chi^2 + z^2}} \text{-----} (28a.I)$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{\chi + h/2}{z^2} \text{-----} (28b.I)$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{\chi - h/2}{z} \text{-----} (28c.I)$$

Donde el valor χ será escogido dependiendo el ti
po de suelo en el que nos encontremos.

2.- DEFORMACION VOLUMETRICA DE LOS ESTRATOS

2.1 Relaciones Esfuerzo-Deformación-Tiempo.

Las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación y el efecto del tiempo en la consolidación de los sedimentos finos, es uno de los más difíciles y -- complejos problemas para determinación e interpretación en la mecánica de suelos.

El módulo de deformación unitaria, el coeficiente-unitario de compresibilidad volumétrica y la rigidización del suelo bajo condiciones dinámicas, son los parámetros necesarios para el cálculo aproximado del comportamiento de las cimentaciones.

Las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, están en función de varios factores.

- Estado de esfuerzos en el cual el material fue confinado en el pasado.
- Tipo de esqueleto que forma la estructura
- Fuerzas cohesivas intergranulares ó cementación.
- Estado de densidad el el cual puede ser encontrado.

- Grado de saturación
- Permeabilidad

La compresibilidad del suelo puede ser correlacionado con el módulo de deformación unitaria ó módulo de deformación definida por la siguiente relación:

$$\lim_{\Delta \sigma \rightarrow 0} \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma} = M \text{ ----- (29.1)}$$

El módulo de deformación es representado por la tangente para la curva esfuerzo-deformación (Fig. I.12).

Las características generales de esta curva, son típicas de cualquier material del suelo. Esto puede ser observado que, como los niveles de esfuerzo decrecen, el módulo de deformación decrece, ya cerca de la falla su valor tiende a ser muy grande.

La deformación total para los niveles de esfuerzo puede ser calculada como sigue.

$$\epsilon_i = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \Delta \sigma_i \text{ ----- (30.1)}$$

En el caso particular en el cual el valor de M es constante, e igual para cargar ó descargar, entonces

$$E_1 = M \cdot \sigma_1 \text{ ----- (31.1)}$$

El valor de M en este caso, representa una constante de proporcionalidad, correspondiendo a un sólido elástico ideal. En realidad cuando una muestra es descargada, después de aplicarle un nivel σ , uno puede observar que la deformación E no es completamente recobrada (ver figura I.13). Por lo tanto el material permanece con una deformación para cierto incremento α , que representa nuevo arreglo estructural.

El recobre del tramo α , α_2 , representa el fenómeno reversible ó respuesta de la característica elástica. La magnitud de éstas dependen del tipo de material y de la influencia de los factores antes mencionados que pudieran tener en el sistema estructural del suelo.

En general puede ser observado que los ciclos de histéresis permanecen paralelos para cada nuevo ciclo de carga, llegando los incrementos de los niveles de carga a valores inferiores a las 2/3 del nivel de esfuerzo de falla.

Esta observación fenomenológica es importante dado que demuestra que la respuesta elástica del módulo de deformación es prácticamente independiente de los niveles de esfuerzos que tienen lugar durante la sobrecarga, excepto durante la falla.

2.2 Deformación Volumétrica de los estratos.

Durante nuestro estudio por los métodos de interacción suelo-estructura, es de sumo interés el conocimiento de los valores de la deformación volumétrica ω de los estratos, ya que en base a éstos, podremos obtener la matriz de desplazamientos verticales EMA.

A continuación se mostrarán los casos más importantes para la evaluación de ω :

- a) Expansión por descargas
 - b) Recompresión por cargas
 - c) Compresión sin expansión previa
-
- a) Expansión por Descargas

Cuando alteramos un medio continuo como es el suelo, mediante una excavación, se induce un alivio en los esfuerzos efectivos σ_{oi} , el ---

cual es máximo en el fondo de la excavación e-
 igual a σ_{0d} . Dicho alivio produce una expan-
 sión que para un estrato cercano al fondo im-
 plica una deformación unitaria por expansión.

Ahora bien, obsérvese que si el alivio es par-
 cial ($\sigma_{0i} - \sigma_i$), a una profundidad Z_i , la expan-
 sión unitaria a esa profundidad será únicamen-
 te $\Delta \epsilon_i$; sobre la línea vertical del comporta-
 miento de la expansión (figura I.14).

Zeevaert (1973) logró encontrar la ley fenome-
 nológica que rige este fenómeno, mediante expe-
 rimentación realizada en probetas de suelo i--
 nalteradas. La cual se pudo expresar en la -
 siguiente forma:

$$\Delta \epsilon_i = a (\sigma_{0i} - \sigma_i)^c \text{-----} (32.1)$$

donde los parámetros a y c pueden determinar-
 se en el laboratorio. Investigaciones recien-
 tes sobre esta ecuación, indican que el valor-
 del exponente c , permanece casi constante con-
 el confinamiento en el caso de arcillas y arc-
 llas limosas. Por consiguiente, de pruebas en
 probetas no confinadas (Fig. I.15), se puede -
 determinar por medio de un ciclo de histéresis
 a un nivel de esfuerzos $\sigma_i \leq 1/4 q_u$ compati--

ble con los factores de seguridad que se emplean en el diseño de cimentaciones y para el cual el rango de esfuerzos aplicados produce efectos visco-plásticos pequeños, el valor del módulo secante de deformación unitaria por expansión que corresponde a la respuesta elástica máxima, queda definida por:

$$M_{co} = \frac{\Delta \epsilon_o}{\Delta \tau_o} \text{ ----- (33.1)}$$

El valor de C se puede obtener de la curva de expansión dibujándola en escalas logarítmicas donde resulta una línea recta cuyo pendiente es el valor C

$$C = \frac{\log \epsilon_{r_2} / \epsilon_{r_1}}{\log \tau_{r_2} / \tau_{r_1}} \text{ ----- (34.1)}$$

de la figura I.14 para un alivio total de esfuerzos $\Delta \tau_o$ se obtiene

$$\Delta \epsilon_o = a (\Delta \tau_o)^c \text{ ----- (35.1)}$$

El módulo secante M_{00} se puede expresar

$$M_{00} = \sigma (\Delta \sigma_0)^{n-1} \text{-----} (36.I)$$

De la misma manera se puede expresar el módulo secante para un alivio parcial de esfuerzos.

$$M_{01} = \frac{\Delta \epsilon_1}{\Delta \sigma_1} = \sigma (\Delta \sigma)^{n-1} \text{-----} (37.I)$$

La relación de los módulos de deformación unitaria por expansión será

$$\frac{M_{01}}{M_{00}} = \left(\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_0} \right)^{n-1} \text{-----} (38.I)$$

La relación anterior se conoce como el factor de expansión

$$f_{01} = \left(\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_0} \right)^{n-1} \text{-----} (39.I)$$

Para el caso de expansión podrá ser calculado a partir de C , determinado en las pruebas de laboratorio por la respuesta elástica. Conociendo la relación de alivio de esfuerzo parcial al total (Fig. I.14)

$$f_{01} = \left(\frac{\sigma_{01} - \sigma_1}{\sigma_{01}} \right)^{n-1} \text{-----} (40.I)$$

Así también de las pruebas se puede conocer el valor de M_{e0} de la respuesta elástica máxima, por consiguiente el módulo de deformación elástica para la respuesta elástica para una descarga parcial a la profundidad será

$$M_{ei} = \rho_{ei} (M_{e0})_i \text{ ----- (41.I)}$$

por lo que el coeficiente de deformación volumétrico a la expansión será

$$\alpha_{ei} = M_{ei} \cdot d_i \text{ ----- (42.I)}$$

y la expansión elástica del estrato se puede calcular como

$$\Delta \int_{ei} = \alpha_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \text{ ----- (43.I)}$$

el valor de α_{ei} , variará de $0 < \rho_{ei} < 1.0$

b) Recompresión por carga

Cuando es aplicada una carga alta como la del peso del edificio en una cimentación compensada o semicompensada se recomprime el suelo en sus 3 componentes volumétricos

$\Delta \epsilon_e$ = elástica

$\Delta \epsilon_p$ = plástica

$\Delta \epsilon_{vp}$ = visco-plástica

Para descarga y recompresión total $\Delta \bar{V}_{oi}$ el módulo secante será

$$M_{oo} = \frac{\Delta \epsilon_{oo}}{\Delta \bar{V}_{oi}} \left[1 + \frac{\Delta \epsilon_{po}}{\Delta \epsilon_{oo}} + \frac{\Delta \epsilon_{vpo}}{\Delta \epsilon_{oo}} \right] \text{---(45.I)}$$

Introduciendo las nuevas variables

$$K_{po} = \frac{\Delta \epsilon_{po}}{\Delta \epsilon_{oo}} \quad K_{vpo} = \frac{\Delta \epsilon_{vpo}}{\Delta \epsilon_{oo}}$$

y sustituyéndolas en 45.I.

$$M_{oo} = M_{oo} (1 + K_{po} + K_{vpo}) \text{---(46.I)}$$

de la misma forma se puede encontrar para un alivio parcial y recompresión $\Delta \bar{V}_i$ se tiene --- (figura I.16).

$$M_{oi} = M_{oi} (1 + K_{pi} + K_{vpi}) \text{---(47.I)}$$

la relación de dichos módulos se puede expresar

$$\frac{M_{oi}}{M_{oi}} = \frac{M_{oi}}{M_{ob}} \cdot \frac{1 + K_{pi} + K_{vpi}}{1 + K_{po} + K_{vpo}} \text{---(48.I)}$$

de la fórmula 41.I

$$\frac{M_{oi}}{M_{oi}} = \rho_{oi}$$

sustituyendo en la ecuación 48.I:

$$\frac{M_{ef}}{M_{oo}} = \beta_{ef} \frac{1 + K_{pi} + K_{vpi}}{1 + K_{po} + K_{vpo}} \quad \text{--- (49.I)}$$

De la ecuación 49.I los valores M_{oo} , k_{po} y k_{vpo} son determinados por medio de pruebas de laboratorio durante un ciclo de histéresis como se muestra en la figura I.17

$$M_{oo} = \frac{\Delta E_{oo}}{\Delta \sigma_{oo}}$$

$$K_{po} = \frac{\Delta E_{po}}{\Delta E_{oo}}$$

$$K_{vpo} = \frac{\Delta E_{vpo}}{\Delta E_{oo}}$$

El valor de ΔE_{vpo} , en función del tiempo en -- que la carga permanezca aplicada sobre la probeta.

Los valores correspondientes a K_{pi} y K_{vpi} ; son -- incógnitos, ya que sus leyes fenomenológicas -- que los relacionan con los valores K_{po} y K_{vpo} son aún desconocidos. Pero para obtenerlos -- podemos hacer la hipótesis aproximada de que -- estos valores son proporcionales al nivel de -- esfuerzos de la carga aplicada para alivio -- parcial de esfuerzos según se muestra en la -- figura I.16.

$$\frac{K_{pi}}{K_{po}} = \frac{\Delta \sigma_{oi}}{\sigma_{oi}} \text{----- (50.I)}$$

$$\frac{K_{vpi}}{K_{vpo}} = \frac{\Delta \sigma_{oi}}{\sigma_{oi}}$$

Sustituyendo la ecuación 50.I y 49.I se obtiene

$$\frac{M_{oi}}{M_{eo}} = \rho_{oi} \frac{11(K_{po} + K_{vpo}) \Delta \sigma_{oi} / \sigma_{oi}}{11(K_{po} + K_{vpo})} \text{---- (51.I)}$$

Al segundo término de la igualdad es mejor conocido como factor de recompresión ρ_{oi} de lo cual el módulo secante de la deformación unitaria para recompresión del estrato investigado será

$$M_{oi} = \rho_{oi} \cdot M_{eo} \text{----- (52.I)}$$

y el coeficiente de deformación volumétrica -- del estrato N será

$$\alpha_c^N = (M_{oi} \cdot d)_N \text{----- (53.I)}$$

También podremos obtener el valor del coeficiente α_c^N , conociendo los resultados de las pruebas de consolidación donde el módulo de -- compresibilidad volumétrica unitaria es

$$m_v = M_c \cdot v_c, \quad v_c = \frac{(1-v)(1-2v)}{(1-v)} \quad \text{---(54.I)}$$

$$m_v = m_{ep} F(T_v) + m_t \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} T_v \right) \quad \text{---(55.I)}$$

de aquí:

m_{ep} ; coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la deformación elasto-plástica.

$F(T_v)$ Función de Terzaghi de la teoría de la consolidación, donde T_v es el tiempo primario.

M_t Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria para la deformación viscosa intergranular, $\beta = m_t / m_{ep}$

Si m_e representa el fenómeno puramente elástico, entonces se puede escribir

$$m_{ep} = m_e (1 + K_p) \quad \text{---(56.I)}$$

el factor de recompresión

$$f_c = \frac{(m_v)_1}{(m_v)_0} \quad \text{---(57.I)}$$

mediante manipulación algebraica se puede llegar a la expresión

$$\int_c = \int_e \frac{1 + K_{pi}}{1 + K_{po}} \cdot \frac{F(T_v) + \beta_i \log(1 + 4.62 T_v / \beta_i)}{F(T_v) + \beta_o \log(1 + 4.62 T_v / \beta_o)} \quad (58. I)$$

Si m_p , m_t ó β son para tiempos iguales y --- donde

$$K_{pi} = K_{po} \frac{\Delta \tau_{ci}}{\tau_{oi}}, \quad \text{y} \quad \beta_i = \beta_o \frac{\Delta \tau_{ci}}{\tau_{oi}}$$

obtenidos de las pruebas de consolidación, así como el valor de K_p .

Nótese que los resultados de la prueba de consolidación son válidos únicamente para un material confinado lateralmente a deformación nula, por lo que para usar el valor del concepto M_{co} deberá corregirse en la siguiente forma

$$M'_{co} = \frac{m \tau_o}{\tau_c} \quad \text{-----} \quad (59. I)$$

Los valores de τ_c y K_p tienen los siguientes valores aproximados para suelos inalterados en estado confinado.

<u>MATERIAL</u>	<u>v_c</u>	<u>K_p</u>
Arcillas	0.40	0.35
Arcillas Limosas	0.50	0.35
Limos arcillosos	0.65	0.30
Limos	0.75	0.30
Arenas limosas	0.80	0.25

c) Compresión sin expansión previa

En este caso el problema se ve reducido, ya--- que cuando se incrementa la carga en la superficie del suelo, sin haber efectuado un alivio de los esfuerzos efectivos por excavación, entonces no se efectuará la corrección del módulo de deformación unitaria, ésto es, $f_c = 1.0$.

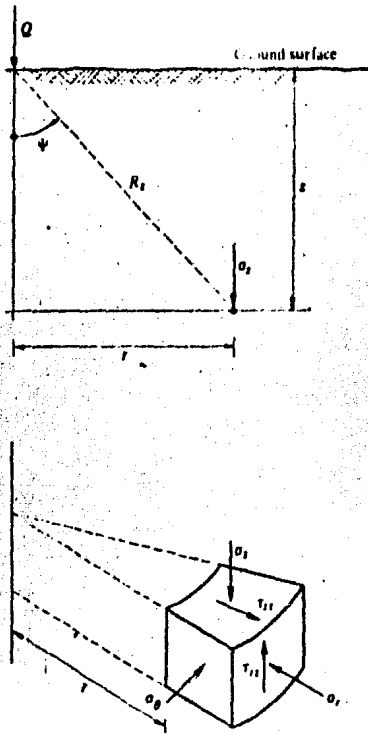


FIG. I.1 CARGA CONCENTRADA APLICADA EN LA SUPERFICIE DE UN MEDIO SEMINFINITO.

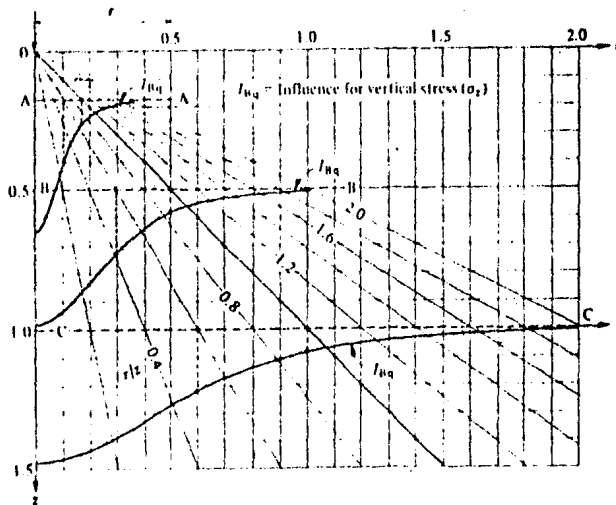


FIG. I.2 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL SUELO DEBIDOS A UNA CARGA CONCENTRADA EN LA SUPERFICIE.

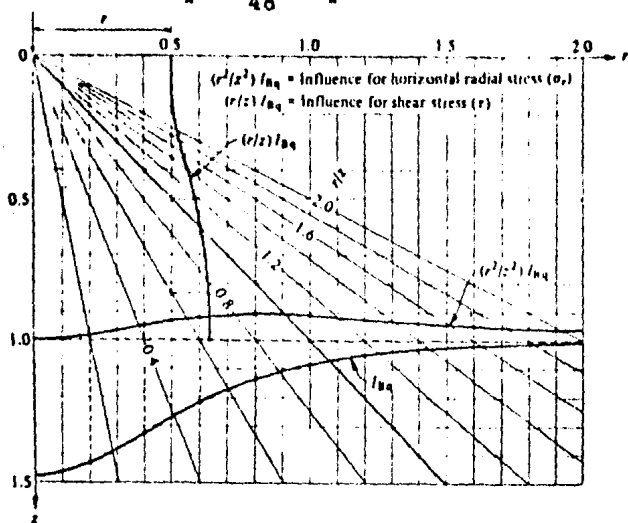


FIG. I.3 ESFUERZOS VERTICALES, RADIALES Y CORTANTES EN EL SUBSUELO, DEBIDO A UNA CARGA CONCENTRADA EN LA SUPERFICIE.

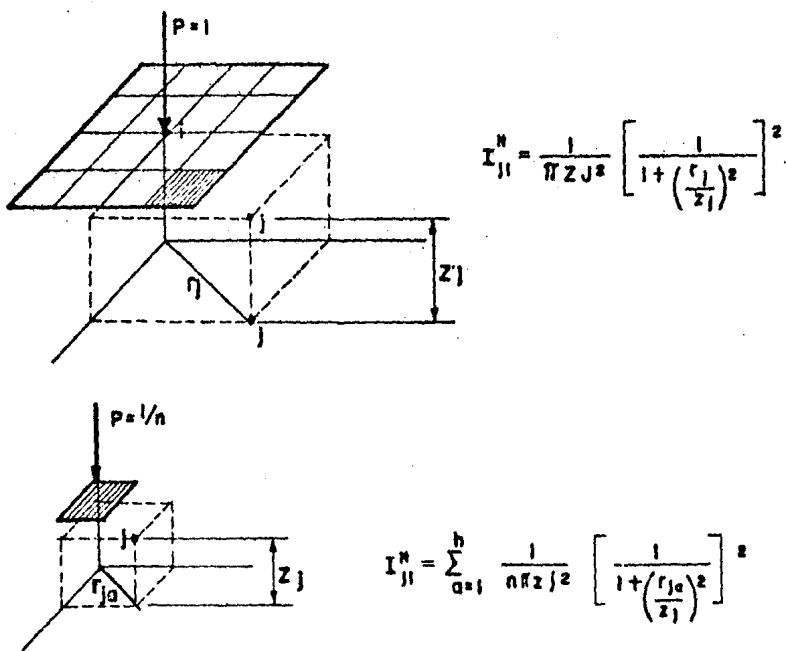


FIG. I.4 ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO DEBIDOS A UNA CARGA CONCENTRADA APLICADA EN LA SUPERFICIE.

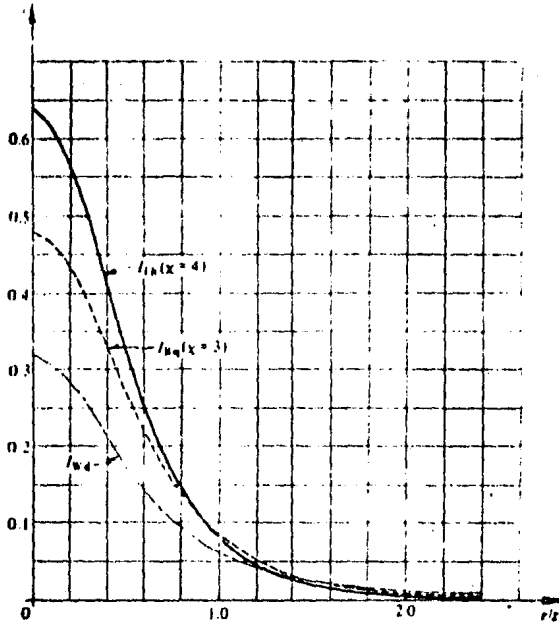


FIG. 1.5 VALORES DE INFLUENCIA PARA LA DISTRIBUCION DE-ESFUERZOS DEBIDOS A UNA CARGA CONCENTRADA.

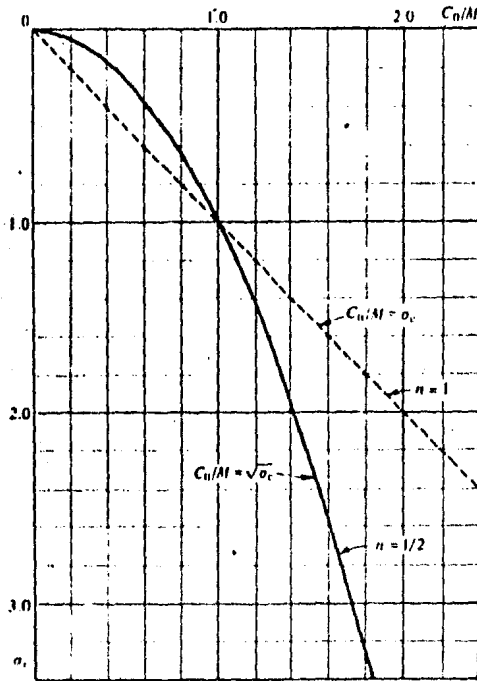


FIG. 1.6 MÓDULO DE DEFORMACION VARIANDO CON LA PROFUNDIDAD.

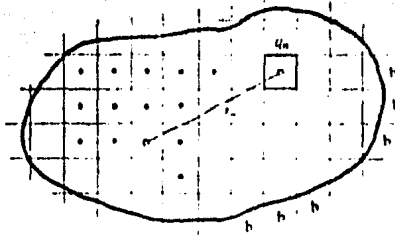


FIG. I.7 ESFUERZOS EN UN PUNTO PARA UNA SUPERFICIE VARIABLE CARGADA

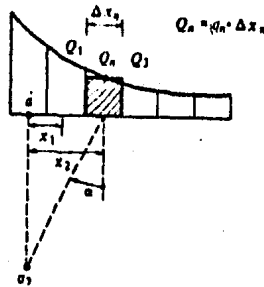


FIG. I.8 ESFUERZOS EN UN PUNTO PARA UNA SUPERFICIE CARGADA IRREGULARMENTE.

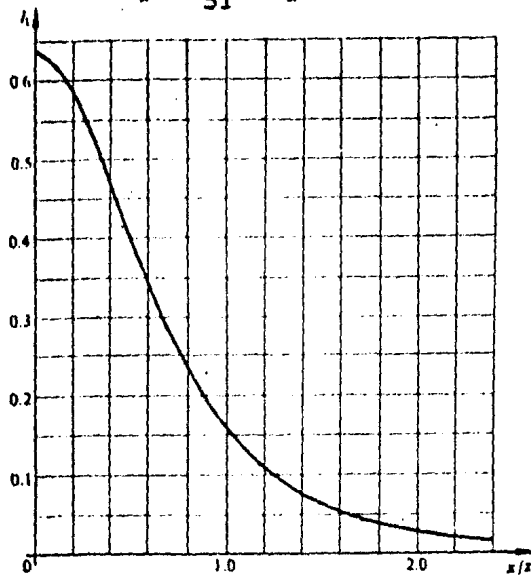


FIG. I.9 VALORES DE INFLUENCIA PARA UNA CARGA LINEAL

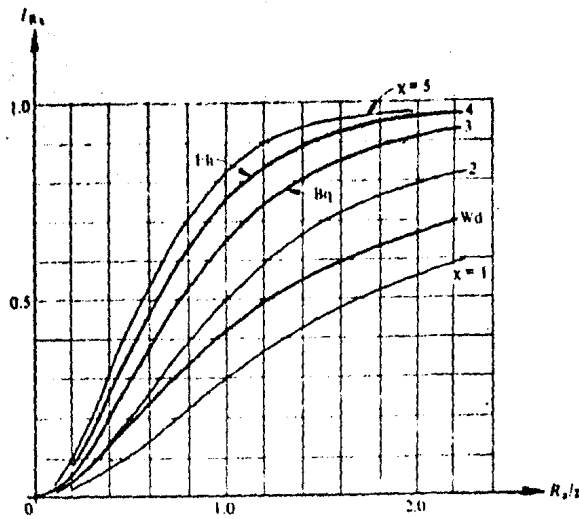


FIG. I.10 VALORES DE INFLUENCIA EN EL CENTRO DE UNA SUPERFICIE CARGADA UNIFORMEMENTE DE RADIO R_0 .

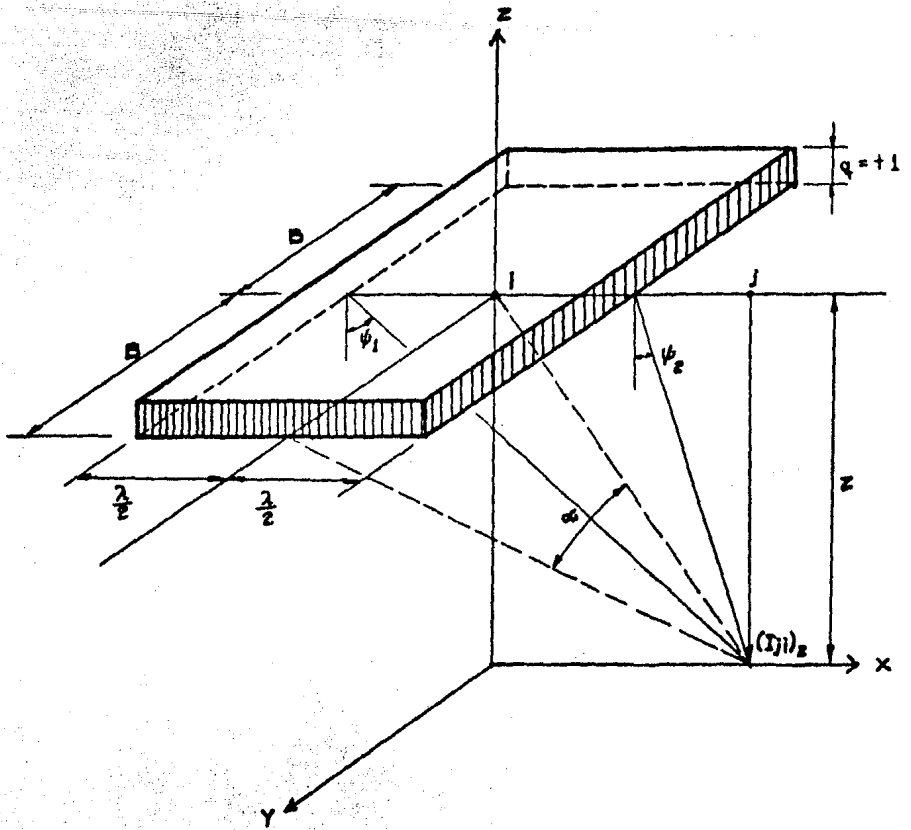


FIG. I.11 ESFUERZO VERTICAL EN UN PUNTO DEBIDO A UN AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

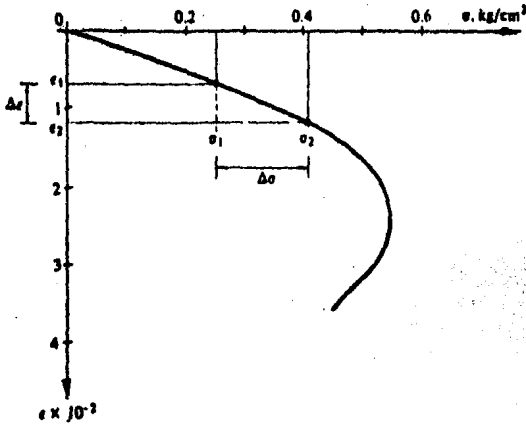


FIG. I.12 CURVA ESFUERZO DEFORMACION

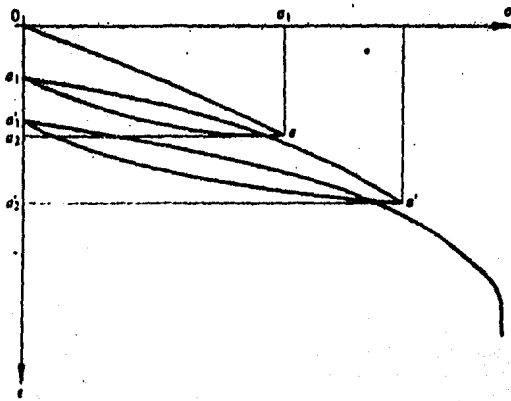


FIG. I.13 COMPORTAMIENTO ESFUERZO DEFORMACION

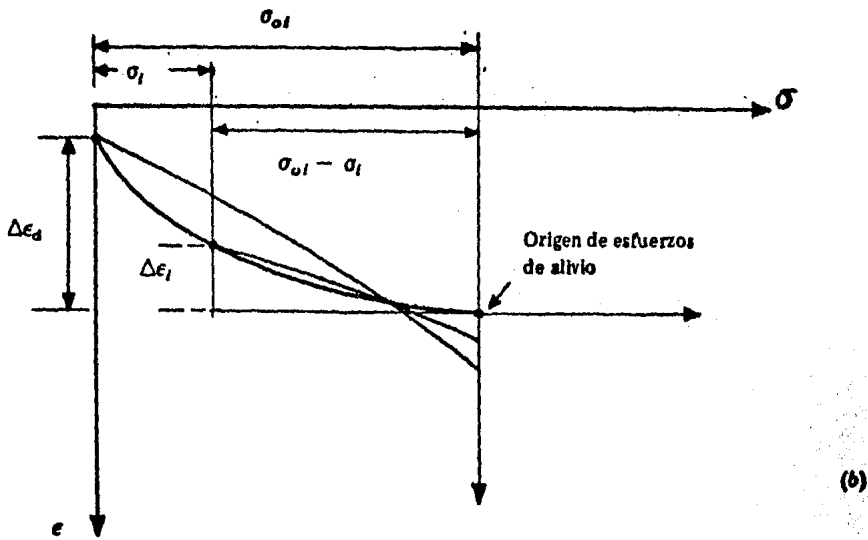
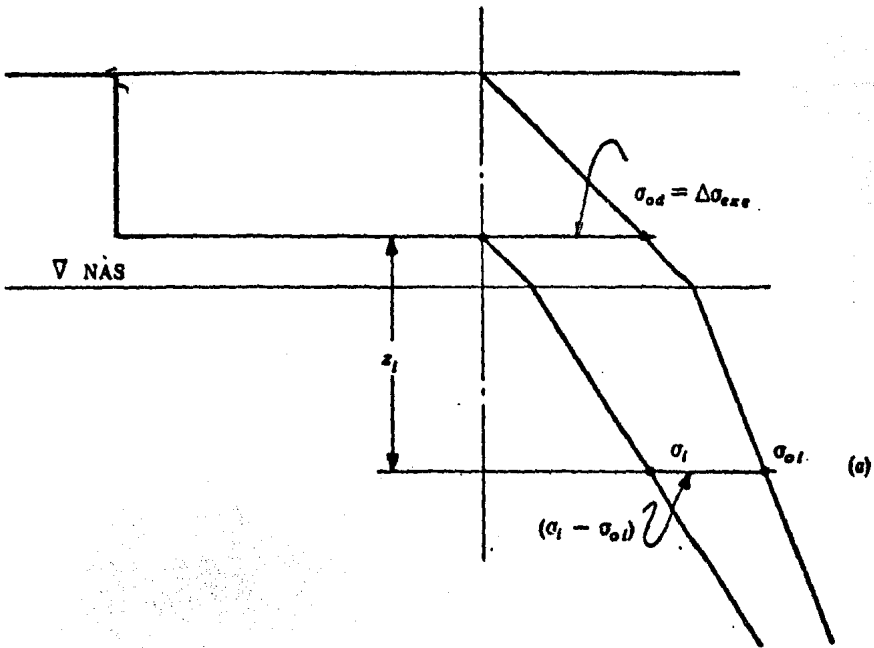


FIG. I.14

CICLO DE HISTÉRESIS

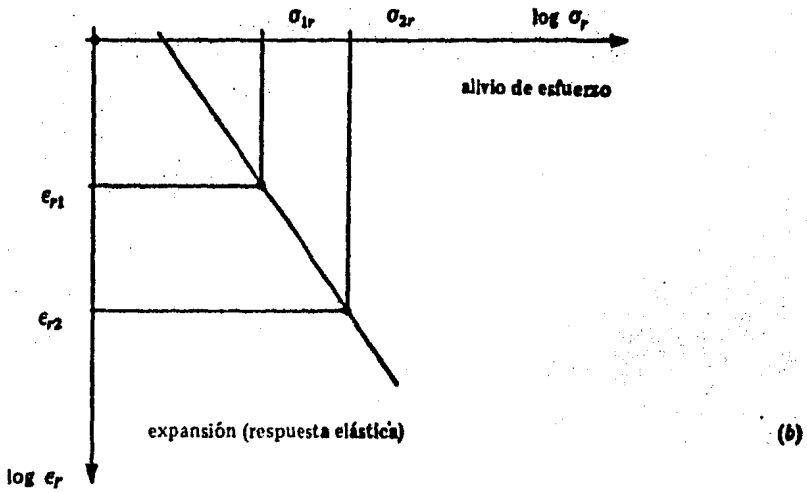
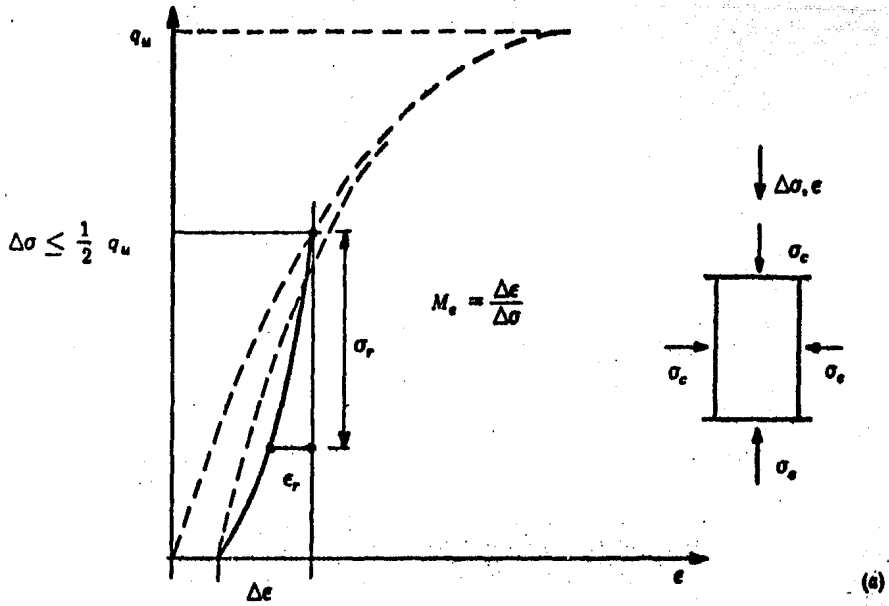


FIG. I. 15

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

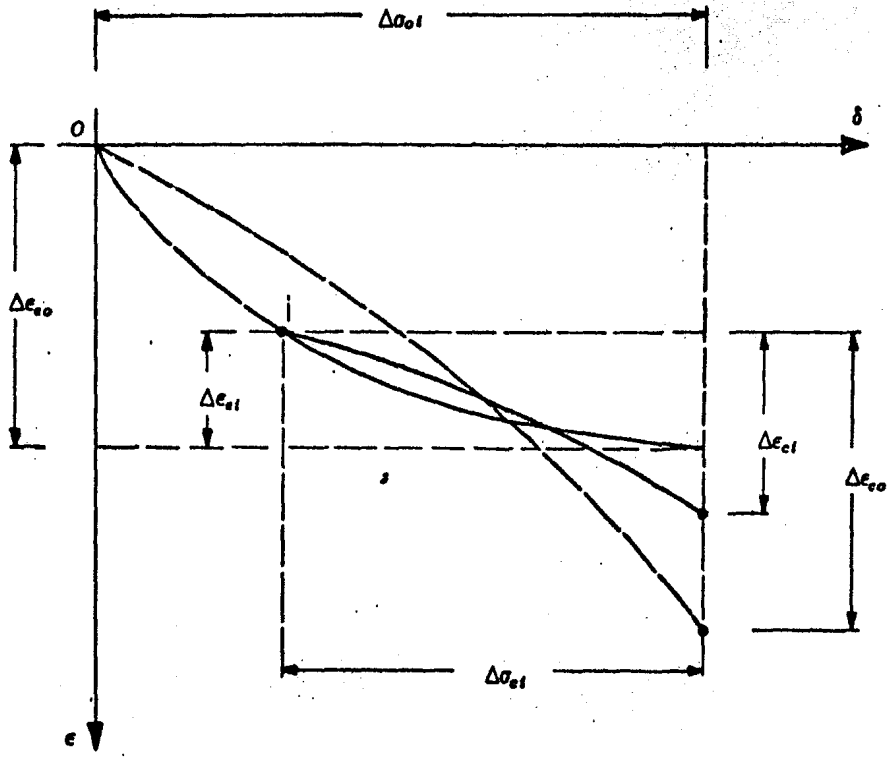


FIG. I.16 CICLO DE HISTERESIS DE DESCARGA Y CARGA PARCIAL

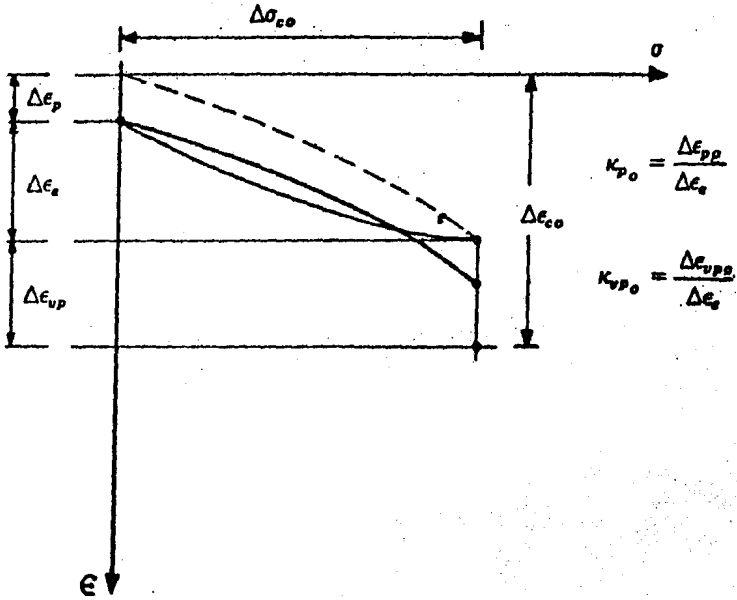


FIG. I.17 CICLO DE HISTERESIS PARA CARGA Y DESCARGA TOTAL.

C A P I T U L O I I

C A P I T U L O II

CONCEPTOS RELATIVOS A LA ESTRUCTURA

En este capítulo trataremos lo referente a los métodos estructurales que aplicaremos en nuestro estudio de Interacción-Suelo-Estructura.

Los conceptos que aplicaremos serán básicamente los métodos de las flexibilidades y de las rigideces, los cuales serán descritos de una forma breve y general. Así como de la forma de obtener las matrices de rigideces y flexibilidades, las cuales ocupan un importante papel dentro de los métodos de interacción suelo-estructura.

Otro punto a tratar, será el de la forma de relacionarlas, es decir, la obtención de una de ellas a través de la otra y viceversa, ya que posteriormente nos valdremos de este artificio para encontrar la matriz de rigideces del suelo.

1.- METODOS DE LAS FLEXIBILIDADES Y DE LAS RIGIDECES

La formulación de ambos métodos la haremos mediante álgebra matricial, ya que nos permite generalizar a estructuras muy complicadas ó sencillas y ésta es la principal --

ventaja de la notación matricial, una vez que se han comprendido los conceptos básicos del procedimiento para el análisis de una estructura. Los métodos pueden aplicarse a estructuras de cualquier grado de dificultad.

2.- METODO DE LAS FLEXIBILIDADES

Este método lo podemos utilizar para analizar cualquier estructura estáticamente indeterminada.

Para considerar el método, consideremos el ejemplo mostrado en la figura II.1.

La viga ABC de la figura II.1, tiene dos claros de igual longitud y está sometida a una carga uniforme de intensidad w . La viga es estáticamente indeterminada de primer grado, ya que hay cuatro reacciones posibles (2 en A, 1 en B y 1 en C) y tres ecuaciones de equilibrio estático para acciones en un plano. La reacción R_B del apoyo interior, la tomaremos como la redundante estática aunque existen otras posibilidades.

Si soltamos la redundante obtendremos una "estructura libre". En nuestro caso, la estructura libre, es la viga simplemente apoyada, figura II.1.b, bajo la acción de la carga w . La viga se deforma como se ilustra en la figura II.1.c, llamando Δ_B al desplazamiento de la viga en

el punto B y está dado por:

$$\Delta_B = \frac{5 \omega L^4}{384 EI}$$

en donde EI es la rigidez a la flexión de la viga.

Sin embargo, la viga real no tiene desplazamiento en el punto B, por lo tanto la redundante R_B , debe producir en la estructura libre un desplazamiento hacia arriba igual que Δ_B , como se observa en la figura II.1.d. De acuerdo con el principio de superposición, el desplazamiento final en B, es la resultante entre los desplazamientos causados por ω y por la redundante R_B . El desplazamiento hacia arriba debido a R_B es:

$$\Delta_B = \frac{R_B L^3}{48 EI}$$

Igualando las expresiones obtenidas, tenemos:

$$\frac{5 \omega L^4}{384 EI} = \frac{R_B L^3}{48 EI} \quad \dots\dots\dots 1.II$$

Desarrollando para encontrar R_B :

$$\frac{(48 EI) (5 \omega L^4)}{384 EI} = R_B L^3$$

$$\frac{(6) (5 \omega L^4)}{48} = R_B L^3$$

$$R_B = \frac{30 \omega L^4}{48 L^3} = \frac{15 \omega L}{24} = \frac{5}{8} \omega L$$

Una vez que obtenemos R_B , las reacciones restantes las podemos obtener por medio de las ecuaciones de equilibrio - estático.

La ecuación 1.II la llamamos "ecuación de compatibilidad", pues expresa la relación que hay entre los desplazamientos de la viga. Otra solución más general, consiste en encontrar el desplazamiento producido por un valor unitario de R_B , multiplicar este desplazamiento por R_B para encontrar el desplazamiento causado por R_B . Podemos suponer que el desplazamiento en B y la reacción en B son positivos cuando son hacia arriba.

Al aplicar la fuerza unitaria correspondiente a R_B a la estructura libre, como se observa en la figura II.1.e, -- nos da un desplazamiento positivo δ_B , que está definido por la expresión:

$$\delta_B = \frac{L^3}{48 EI}$$

El desplazamiento causado por R_B actuando sola sobre la estructura libre es $\delta_B R_B$. El desplazamiento causado por la carga uniforme ω actuando sola sobre la estructura libre es:

$$\Delta_B = - \frac{5 \omega L^4}{384 EI}$$

El desplazamiento es negativo debido a que Δ_B se supone positivo cuando es hacia arriba. La superposición de los desplazamientos debidos a " ω " y a " R_B ", debe producir un desplazamiento igual a cero de la viga en el punto "B". Por lo tanto, la ecuación de compatibilidad es:

$$\Delta_B + \delta_B R_B = 0$$

de donde

$$R_B = - \frac{\Delta_B}{\delta_B} \dots \dots \dots 2.II$$

Sustituyendo los valores de Δ_B y δ_B en 2.II, obtendremos:

$$R_B = \frac{\frac{5 \omega L^4}{384 EI}}{\frac{L^3}{48 EI}} = \frac{(48 EI) (5 \omega L^4)}{(384 EI) (L^3)} = \frac{240 EI \omega L^4}{384 EI L^3}$$

$$R_B = \frac{240 \omega L}{384} = \frac{5}{8} \omega L$$

que es el mismo resultado obtenido anteriormente. El signo positivo en el resultado nos indica que R_B es hacia -- arriba.

Una parte importante de la solución, consiste en expresar correctamente la ecuación de superposición, que expresa el hecho de que la viga no sufre deflexión en el apoyo B.

El método de análisis de las flexibilidades es general y puede aplicarse a cualquier tipo de estructura reticular, el método puede aplicarse en teoría a estructuras de cualquier grado de libertad.

Para resolver el problema, debemos definir claramente la estructura y las cargas, deformaciones previas y los desplazamientos de los apoyos a las que esté sujeta. Dependiendo de los tipos de deformaciones, se deben dar las rigideces apropiadas de los miembros, por ejemplo, si se consideran las deformaciones por flexión; la rigidez a la flexión "EI" debe ser conocida para cada miembro; si se consideran las deformaciones axiales, la rigidez axial "EA" debe darse y así sucesivamente.

El grado de indeterminación estática de la estructura de-

be determinarse y se debe seleccionar un número correspondiente de acciones redundantes desconocidas "Q". La estructura libre, la obtenemos soltando las redundantes seleccionadas. Las redundantes las debemos seleccionar cuidadosamente para obtener una estructura libre estáticamente determinada que esté inmóvil y fácil de analizar.

Los desplazamientos más importantes que debemos determinar son los desplazamientos que corresponden a las redundantes, otros desplazamientos importantes son los que corresponden a los nudos de la estructura.

Deben determinarse las acciones y los desplazamientos en la estructura libre debido a valores unitarios de las redundantes.

Los desplazamientos que debemos calcular son los que corresponden a las redundantes y los desplazamientos de los nudos y las acciones que debemos determinar, son las acciones de extremo y las reacciones.

3.- MATRIZ DE LAS FLEXIBILIDADES

Un coeficiente de flexibilidad f_{ij} es el desplazamiento en el punto "i" debido a una acción unitaria en el punto "j", estando todos los demás puntos sin carga. Evidentemente, el coeficiente de flexibilidad constituye una --

relación entre deformación y fuerza.

Aplicando el principio de superposición, se puede expresar la deformación producida en cualquier punto de un sistema por un conjunto de fuerzas, en función de los coeficientes de flexibilidad.

El objeto es, establecer la relación entre los desplazamientos y las fuerzas en un elemento genérico "a", tomado de una estructura plana, como se indica en la figura II.2. Las fuerzas en el elemento miembro, se representan mediante una matriz columna Q^a :

$$Q^a = \begin{pmatrix} Q_i^a \\ Q_J^a \\ Q_K^a \end{pmatrix}$$

Y las correspondientes deformaciones del elemento se representan por una matriz columna q^a :

$$q^a = \begin{pmatrix} q_i^a \\ q_J^a \\ q_K^a \end{pmatrix}$$

Los momentos y las rotaciones en sentido horario, las fuerzas axiales de tensión y los alargamientos, son posi

tivos. Utilizando el coeficiente de flexibilidad f_{ij}^a , - las deformaciones se pueden expresar en función de los diferentes efectos de cada una de las fuerzas.

$$q_i^a = f_{ii}^a Q_i + f_{ij}^a Q_j + f_{ik}^a Q_k$$

$$q_j^a = f_{ji}^a Q_i + f_{jj}^a Q_j + f_{jk}^a Q_k$$

$$q_k^a = f_{ki}^a Q_i + f_{kj}^a Q_j + f_{kk}^a Q_k$$

ó en forma matricial:

$$q^a = f^a Q^a$$

en la que:

$$f^a = \begin{pmatrix} f_{ii}^a & f_{ij}^a & f_{ik}^a \\ f_{ji}^a & f_{jj}^a & f_{jk}^a \\ f_{ki}^a & f_{kj}^a & f_{kk}^a \end{pmatrix}$$

Se define como "matriz de flexibilidades de un elemento".

El coeficiente f_{ii}^a , por ejemplo, está dado por.

$$f_{ii}^a = q_i^a$$

en donde:

$$Q_i^a = 1, \quad Q_j^a = Q_k^a = 0$$

La descripción anterior se refiere a un elemento individual. Para una estructura que consta de a, b elementos, tendremos:

$$\begin{aligned} q^a &= f^a Q^a \\ q^b &= f^b Q^b \\ \vdots & \\ q^n &= f^n Q^n \end{aligned}$$

Sean:

$$q = \begin{pmatrix} q^a \\ q^b \\ \vdots \\ q^n \end{pmatrix} \qquad \begin{pmatrix} Q^a \\ Q^b \\ \vdots \\ Q^n \end{pmatrix}$$

Las ecuaciones anteriores pueden escribirse matricialmente de la siguiente forma:

$$q = f \cdot Q$$

en donde:

$$f = \begin{pmatrix} f^a & & & \\ & f^b & & \\ & & \ddots & \\ & & & f^n \end{pmatrix}$$

que es una matriz diagonal cuyos componentes son las matrices de flexibilidades de cada elemento.

Los coeficientes de flexibilidad sirven para relacionar las deformaciones de cada elemento con las fuerzas en los

mismos, dependerán evidentemente de la geometría y de las propiedades de los materiales de cada uno de ellos.

4.- METODO DE LAS RIGIDECES

Este método se distingue del de flexibilidades, en los -- conceptos físicos que están involucrados, aunque los métodos son similares a su formulación matemática.

En ambos métodos las ecuaciones fundamentales se derivan -- utilizando el principio de superposición. En el método de las flexibilidades las cantidades desconocidas son acciones redundantes, pero en el método de las rigideces, -- las incógnitas son los desplazamientos de los nudos de la estructura. Por lo tanto, en el método de las rigideces -- el número de incógnitas que debemos calcular, es igual -- al grado de indeterminación cinemática.

Para ilustrar los conceptos del método de las rigideces -- en su forma más sencilla, consideremos el análisis de la viga de la figura II.3.

Esta viga tiene un apoyo empotrado en "A", y un apoyo libre en "B" y está sujeta a una carga uniformemente repartida w

La viga es cinemáticamente indeterminada de primer grado-

(si despreciamos las deformaciones axiales), ya que el único desplazamiento de nudo desconocido, es la rotación en el nudo "B". La primera parte del análisis consiste en determinar esta rotación, después se determinarán las diferentes acciones y desplazamientos en toda la viga.

Este método de las rigideces, obtendremos una estructura-cinemáticamente determinada alterando la estructura real de modo tal que todos los desplazamientos desconocidos -- sean cero. En forma análoga en el método de las flexibilidades, una estructura libre estáticamente determinada -- la obteníamos alterando la estructura real de modo tal, -- que las acciones redundantes seleccionadas sean cero.

Como los desplazamientos desconocidos son las translaciones y rotaciones de los nudos, los podemos igualar a cero impidiendo que los nudos de la estructura tengan desplazamientos en cualquier sentido.

Si sujetamos en nudo "B" de la figura II.3, le impediremos cualquier rotación, obteniendo una estructura fija -- que es la mostrada en la figura II.4.

Cuando las cargas actúan sobre esta viga fija, se presenta un par M_B en el apoyo "B". Este par reactivo tiene el sentido de las manecillas del reloj y está dado por la expresión:

$$M_B = \frac{\omega L^2}{12} \dots\dots\dots 3.II$$

Nótese que el par M_B es una acción correspondiente a la rotación θ_B , que es nuestra incógnita en el análisis. Debemos considerar también, que la viga fija está sujeta a un momento igual y opuesto al momento M_B , dicho momento es el que se muestra en la figura II.5

Cuando las acciones que actúan sobre las dos vigas en II.4 y II.5 se superponen, producen las acciones sobre la viga real. Por lo tanto, el análisis de la viga de la figura II.3 puede considerarse como la superposición de los análisis mostrados en las figuras II.4 y II.5. La rotación producida por el par M_B en la figura II.5, es igual a θ_B que es la rotación desconocida en la viga real.

La relación entre el momento M_B y la rotación θ_B en la viga de la figura II.5, es:

$$M_B = \frac{4 EI}{L} \theta_B \dots\dots\dots 4.II$$

en donde:

EI: es la rigidez a la flexión de la viga.

Igualando las dos expresiones que hemos obtenido para el momento MB, tenemos:

$$\frac{4 EI}{L} \theta_B = \frac{\omega L^2}{12}$$

De donde obtenemos:

$$\theta_B = \frac{\omega L^3}{48 EI} \dots\dots\dots 5.II$$

que es la rotación en el nudo "B" de la viga.

Como lo tuvimos en el método de las flexibilidades, con sideraremos en el ejemplo anterior, la estructura fija bajo el efecto de un valor unitario de la rotación desconoci-- da. Es más sistemático formular la ecuación para la rotaci ón como una ecuación de superposición y utilizar una -- convención consistente de signos para todos los términos-- de la ecuación.

El efecto de un valor unitario de la rotación desconocida se muestra en la figura II.6.

La viga fija está sujeta a la acción de un par " m_B " que -- produce un valor unitario de la rotación " θ_B " en el ex tremo de la derecha. El momento " m_B " es una acción co-- rrespondiente a la rotación " θ_B " y causada por un valor-- unitario, se sabe que " m_B " es un coeficiente de "rigidez" para la estructura fija. El valor de m_B es:

$$m_B = \frac{4 EI}{L} \dots\dots\dots 6.II$$

Al desarrollar la ecuación de superposición, los pares en el nudo "B" se superpondrán de la siguiente forma: El par en la viga fija sujeta a la carga (figura II.4) se suma al par m_B (correspondiente al valor unitario de θ_B), multiplicando por θ_B . La suma de estos términos, debe dar el par en el nudo "B" de la viga real, que es cero para nuestro caso. Todos los términos en la ecuación de superposición se expresan con la misma convención de signos. Todos los pares y rotaciones en el nudo "B", son positivos cuando tienen un sentido opuesto al de las manecillas del reloj, de acuerdo con esta convención, el par M_B en la viga de la figura II.4, es negativo.

$$M_B = - \frac{\omega L^2}{12}$$

La ecuación de superposición de momentos en el apoyo "B", queda como sigue:

$$M_B + m_B \theta_B = 0$$

$$- \frac{\omega L^2}{12} + \frac{4 EI}{L} \theta_B = 0$$

Resolviendo la ecuación obtenemos:

$$\theta_B = \frac{\omega L^3}{48 EI} \dots\dots\dots 7.II$$

que es el resultado que habíamos obtenido.

La parte más importante en la solución anterior, consiste en encontrar la ecuación de superposición, que expresa -- el hecho de que el momento en "B" en la viga real es cero. En esta ecuación está incluido el momento provocado por las cargas que actúan sobre la estructura fija y el momento causado por la rotación del extremo "B" de la estructura fija. El último término en la ecuación se expresó como el producto del momento causado por un valor unitario del desplazamiento desconocido (coeficiente de rigidez). Cuando la ecuación se resuelve para el desplazamiento desconocido, el signo del resultado nos indica la dirección real del desplazamiento. La ecuación suele --- llamarse "Ecuación de Superposición" ó bien "Ecuación de Equilibrio del nudo". Una vez que obtenemos la incógnita θ_B para la viga, es posible calcular otras cantidades, - como las acciones de extremo y las reacciones.

5.- MATRICES DE FLEXIBILIDADES Y DE RIGIDECES

Si el número de acciones que activa en la estructura es - "n" las ecuaciones que dan los "n" desplazamientos correspondientes son:

$$D_1 = F_{11} A_1 + F_{12} A_2 + \dots + F_{1n} A_n$$

$$D_2 = F_{21} A_1 + F_{22} A_2 + \dots + F_{2n} A_n \dots \dots \dots \text{§.II}$$

$$D_n = F_{n1} A_1 + F_{n2} A_2 + \dots + F_{nn} A_n$$

Cada desplazamiento D corresponde a una de las acciones-
 A y es causada por todas las acciones actuando simultánea-
 mente sobre la estructura, por ejemplo, D_1 es el despla-
 zamiento correspondiente a A_1 y causado por todas las accio-
 nes A_1, A_2, \dots, A_n .

Los coeficientes de flexibilidad "F", representan un des-
 plazamiento causado por un valor unitario de alguna de --
 las acciones, mientras que las otras acciones son iguales
 a cero. Por ejemplo, F_{21} es el desplazamiento correspon-
 diente a la acción A_2 y causado por un valor unitario de-
 la acción A_1 .

El coeficiente de flexibilidad F_{ij} , es el iésimo despla-
 zamiento (el desplazamiento correspondiente a la iésima -
 acción) debido a un valor unitario de la iésima acción. -
 El coeficiente se toma positivo cuando tiene la dirección
 de la iésima acción.

En forma matricial, las ecuaciones de desplazamiento que-
 dan así:

$$\begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_{11} & F_{12} & \dots & F_{1n} \\ F_{21} & F_{22} & \dots & F_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ F_{n1} & F_{n2} & \dots & F_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$\delta D = FA \dots \dots \dots 9.II$

en donde:

- D: es una matriz de desplazamiento de n X 1
- F: es una matriz de flexibilidad cuadrada de n X n
- A: es una acción ó matriz de carga de n X 1

Los coeficientes de flexibilidad F_{ij} que aparecen en la diagonal principal de F se llaman coeficientes de flexibilidad directos y representan desplazamientos debidos a valores unitarios de acciones correspondientes.

Las ecuaciones de acción para la estructura con "n", acciones A que actúan sobre ella, pueden obtenerse resolviendo simultáneamente las ecuaciones para las acciones en términos de los desplazamientos.

Obtenemos así las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= S_{11} D_1 + S_{12} D_2 + \dots + S_{1n} D_n \\ A_2 &= S_{21} D_1 + S_{22} D_2 + \dots + S_{2n} D_n \\ \vdots & \\ A_n &= S_{n1} D_1 + S_{n2} D_2 + \dots + S_{nn} D_n \end{aligned} \right\} \dots 10.II$$

Estas ecuaciones en forma matricial quedan así:

$$\begin{pmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & \dots & S_{1n} \\ S_{21} & S_{22} & \dots & S_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1} & S_{n2} & \dots & S_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{pmatrix}$$

$$A = S D \dots\dots\dots 11.II$$

Las matrices A y D representan las matrices de acción y desplazamiento de n X 1. La matriz S es una "matriz de rigideces" cuadrada de orden n X n. Cada coeficiente de rigidez S_{ij} puede definirse como la iésima acción debida a un valor unitario del jésimo desplazamiento, suponiendo que los desplazamientos restantes sean iguales a cero.

Las ecuaciones 10.II se obtuvieron de las ecuaciones ---- 8.II y las acciones A y los desplazamientos D que aparecen en las ecuaciones. Se observa que las matrices de -- flexibilidades y de rigideces, están relacionadas de una manera especial. Esta relación la podemos observar resolviendo la ecuación 9.II para A_1 dando la expresión:

$$A = F^{-1} D \dots\dots\dots 12.II$$

En donde:

F^{-1} : es la inversa de la matriz de flexibilidades F.

Los vectores A y D son los mismos de la ecuación 11.II y podemos intuir que:

$$S = F^{-1} \quad \text{y} \quad F = S^{-1}$$

Esta relación muestra que la matriz de rigideces es la -- inversa de la matriz de flexibilidades y viceversa, siempre que se consideren las mismas acciones y desplazamientos en las ecuaciones de acción y de desplazamiento.

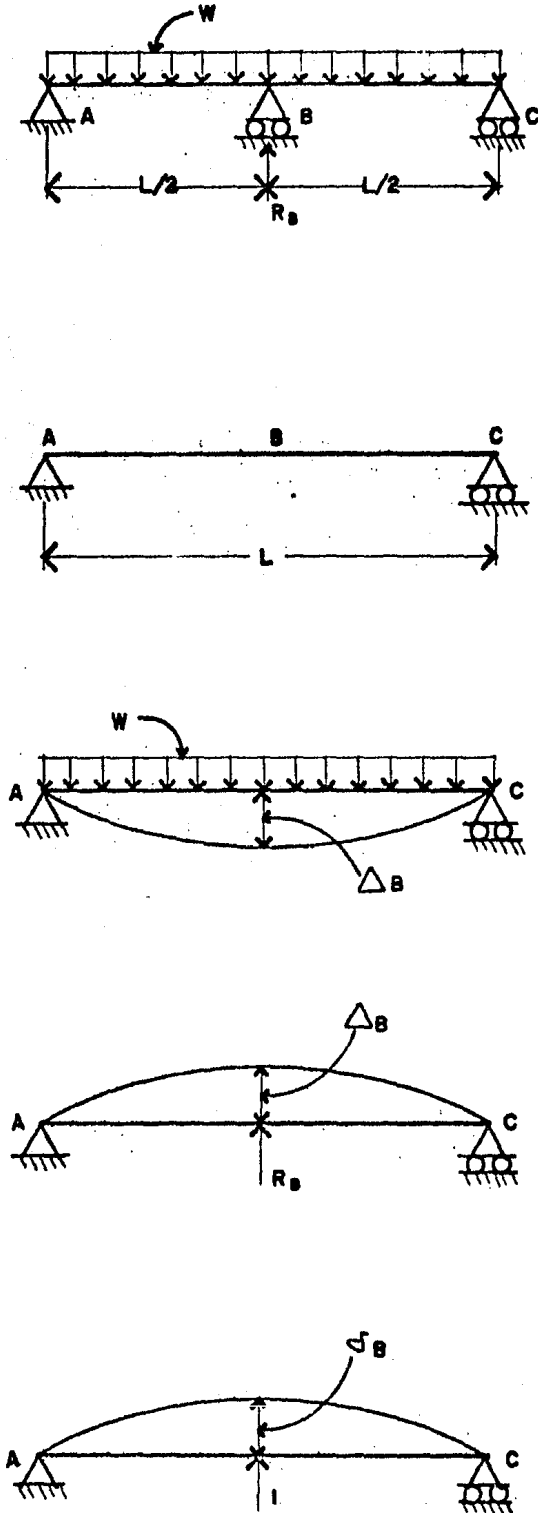


FIG. II.1 METODO DE LAS FLEXIBILIDADES

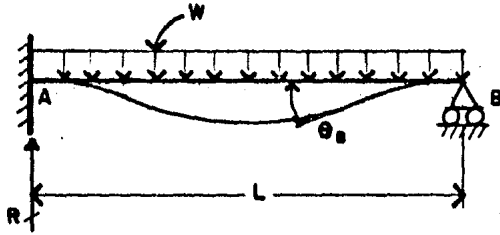


FIG. II.3 METODO DE LAS RIGIDECES

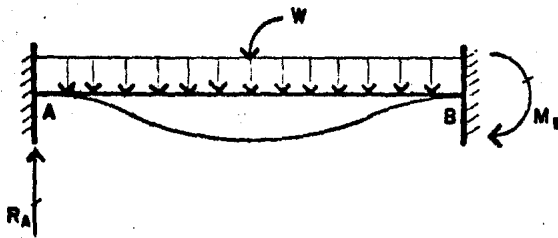


FIG. II.4 ESTRUCTURA FIJA

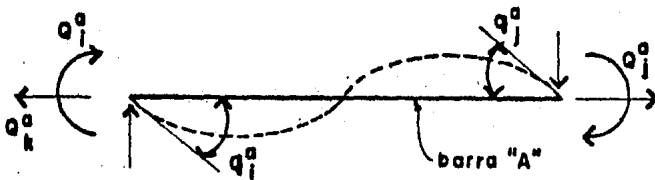


FIG. II.2 DEFORMACION PRODUCIDA POR UN CONJUNTO DE FUERZAS APLICANDO EL PRINCIPIO DE SUPERPOSICION

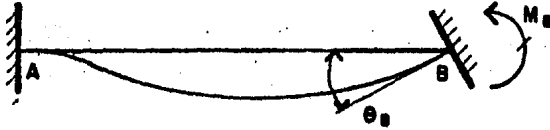


FIG. II.5 MOMENTO REACTIVO EN LA ESTRUCTURA FIJA

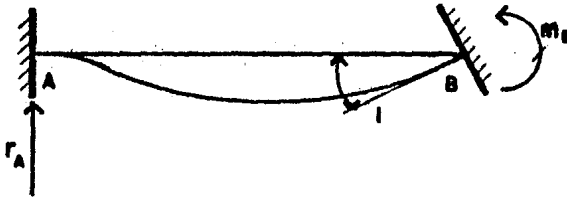


FIG. II.6 EFECTO DE UN VALOR UNITARIO DE ROTACION

C A P I T U L O . I I I

C A P I T U L O III

METODO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA PROPUESTO POR LEONARDO ZEEVAERT

Los métodos de interacción suelo-estructura, presentan la posibilidad de hacer intervenir la rigidez de la estructura de Cimentación, e incluso de la superestructura, lo cual se ve -- traducido en cierta uniformización de los asentamientos entre apoyos.

Anteriormente a la aparición de estos métodos, el Ingeniero estructurista suponía a la estructura como empotrada o articulada a su cimentación, sin tomar en cuenta el asentamiento diferencial existente entre apoyos, por lo cual ante la aparición de estos, la estructura podría sufrir un fuerte incremento en sus elementos mecánicos, los cuales en algunas ocasiones sobrepasaban los establecidos para diseño, provocando problemas estructurales.

Ahora bien, los métodos ISE como su nombre lo dice, están basados en las propiedades mecánicas y características tanto - del suelo como de la estructura y su finalidad es la de encontrar una configuración de desplazamientos que deben ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación.

En los dos Capítulos anteriores se ha dado una explicación de la base teórica en la que se encuentran sustentados estos métodos, por lo que referiremos nuestra atención a la explicación de los métodos de interacción suelo-estructura.

El primer método de interacción suelo-estructura expuesto, será el que propone el Dr. Leonardo Zeevaert en su libro Interacción Suelo-Estructura de Cimentación en el año de 1980. (Referencia 1).

En siguiente Capítulo, se expondrá un procedimiento de cálculo que partiendo de las ideas del anterior, propusieron los Ingenieros José Luis Sánchez Martínez y Pablo Enriquez Meza en una ponencia presentada en el Congreso de Ingeniería Estructural de Morelia, Mich., en 1982 (Referencia 2).

METODO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

1.- CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

El cálculo de los desplazamientos verticales de la superficie del suelo, tanto hundimientos como expansiones se encuentran basados en las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos del subsuelo (ver Capítulo I). A partir de ellos se puede encontrar un parámetro llamado α^N coeficiente de deformación volumétrica de un estrato N para un tiempo determinado t y

$\Delta\sigma_{ji}^N$ al incremento medio de esfuerzos en un punto j

para el mismo estrato N debido a la carga aplicada en un área tributaria \bar{a}_i (figura III.1), por lo que podemos -- calcular la deformación del estrato N como.

$$\Delta \delta_{ji}^N = \alpha^N \cdot \Delta \sigma_{ji}^N \dots\dots\dots 1.III$$

El desplazamiento vertical de la superficie en el punto - j, será la suma de las deformaciones de todos los estratos.

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot \Delta \sigma_{ji}^N \dots\dots\dots 2.III$$

Para el cálculo de esfuerzos $\Delta \sigma_{ji}^N$ en un punto cualquiera de la masa de suelo, lo podemos lograr aplicando una carga unitaria superficial q_i sobre un área tributaria \bar{a}_i (figura III.1), por lo que podemos expresar a $\Delta \sigma_{ji}^N$ como:

$$\Delta \sigma_{ji}^N = I_{ji}^N q_i \dots\dots\dots 3.III$$

donde el valor de N representa el estrato al que se refiere en cuestión. El punto i es aquel que se encuentra ubicado al centro del área tributaria \bar{a}_i , bajo una carga unitaria q_i y j el punto donde se calculan los esfuerzos resultantes. Sustituyendo 3.III en 2.III se obtiene:

$$\delta_{ij}^N = \sum_A^N \alpha^N I_{ji}^N \cdot q_i \dots\dots\dots 4.III$$

Ahora supongamos que un área tributaria está cargada con $q_i = +1$, con lo que podremos obtener el desplazamiento unitario vertical en el punto j debido a la carga unitaria en i :

$$\delta_{ji} = \sum_A^N \bar{a}_i \cdot I_{ji}^N \dots\dots\dots 5.III$$

donde I_{ji}^N representa el valor de influencia en un punto j dentro de un estrato N provocado por la acción de una -- área cargada unitariamente \bar{a}_i sobre un punto i . El cálculo de los valores de influencia se hará basado en las -- fórmulas de Frölich expuestas en el Capítulo I.

Una vez dispuesto el cálculo de la influencia I_{ji} en la forma mostrada en la figura III.2, se pueden obtener los desplazamientos verticales unitarios de la superficie debido a la carga $q_i = +1$ aplicada en el área tributaria -- del punto (1), de acuerdo con la siguiente ecuación matri

cial:

$$\begin{pmatrix} \delta_{11} \\ \delta_{21} \\ \delta_{31} \\ \delta_{41} \\ \vdots \\ \delta_{n1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} I_{11}^A & I_{21}^A & I_{31}^A & I_{41}^A & \dots & I_{n1}^A \\ I_{11}^B & I_{21}^B & I_{31}^B & I_{41}^B & \dots & I_{n1}^B \\ I_{11}^C & I_{21}^C & I_{31}^C & I_{41}^C & \dots & I_{n1}^C \\ I_{11}^D & I_{21}^D & I_{31}^D & I_{41}^D & \dots & I_{n1}^D \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ I_{11}^N & I_{21}^N & I_{31}^N & I_{41}^N & \dots & I_{n1}^N \end{pmatrix}^T \cdot \begin{pmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \\ \alpha^D \\ \vdots \\ \alpha^N \end{pmatrix}$$

o en notación índice

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta_{ji}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ I_{ji} \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} N \\ \alpha \end{bmatrix} \dots\dots\dots 6.III$$

es decir,

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta_{11}} \\ \overline{\delta_{21}} \\ \overline{\delta_{31}} \\ \overline{\delta_{41}} \\ \vdots \\ \overline{\delta_{n1}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B & I_{11}^C & \dots & I_{11}^N \\ I_{21}^A & I_{21}^B & I_{21}^C & \dots & I_{21}^N \\ I_{31}^A & I_{31}^B & I_{31}^C & \dots & I_{31}^N \\ I_{41}^A & I_{41}^B & I_{41}^C & \dots & I_{41}^N \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ I_{n1}^A & I_{n1}^B & I_{n1}^C & \dots & I_{n1}^N \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \\ \alpha^D \\ \vdots \\ \alpha^N \end{bmatrix}$$

Aplicando la ecuación 6.III para los puntos $i= 1, 2, 3\dots n$ se forma la matriz general para los n puntos deseados tal como sigue:

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta_{j1}} \\ \overline{\delta_{j2}} \\ \overline{\delta_{j3}} \\ \overline{\delta_{j4}} \\ \vdots \\ \overline{\delta_{jn}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{\delta_{11}} & \overline{\delta_{21}} & \overline{\delta_{31}} & \overline{\delta_{41}} & \dots & \overline{\delta_{n1}} \\ \overline{\delta_{12}} & \overline{\delta_{22}} & \overline{\delta_{32}} & \overline{\delta_{42}} & \dots & \overline{\delta_{n2}} \\ \overline{\delta_{13}} & \overline{\delta_{23}} & \overline{\delta_{33}} & \overline{\delta_{43}} & \dots & \overline{\delta_{n3}} \\ \overline{\delta_{14}} & \overline{\delta_{24}} & \overline{\delta_{34}} & \overline{\delta_{44}} & \dots & \overline{\delta_{n4}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \overline{\delta_{1n}} & \overline{\delta_{2n}} & \overline{\delta_{3n}} & \overline{\delta_{4n}} & \dots & \overline{\delta_{nn}} \end{bmatrix}$$

\dots\dots\dots 7.III

Esta matriz transpuesta y multiplicada por el vector de las cargas unitarias aplicadas en las áreas tributarias - \bar{a} , nos dará el vector de los desplazamientos verticales de la superficie cargada.

$$\begin{pmatrix} \delta_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{\delta}_{ji} \end{pmatrix}^T \cdot \begin{pmatrix} q_j \end{pmatrix}$$

δ en forma explícita:

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \vdots \\ \delta_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} & \bar{\delta}_{14} & \dots & \bar{\delta}_{1n} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \dots & \bar{\delta}_{2n} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \dots & \bar{\delta}_{3n} \\ \bar{\delta}_{41} & \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \dots & \bar{\delta}_{4n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \bar{\delta}_{n1} & \bar{\delta}_{n2} & \bar{\delta}_{n3} & \bar{\delta}_{n4} & \dots & \bar{\delta}_{nn} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ \vdots \\ q_n \end{pmatrix}$$

..... 8.III

Si las áreas cargadas se escogen iguales, se obtendrá --- una matriz simétrica de desplazamientos unitarios, es de cir, $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

A la expresión 8.III, se le conoce como la Ecuación Matricial de Asentamientos ó Hundimientos EMA.

1.1 Caso Simétrico

Cuando nos encontramos el caso de las cargas de q , son simétricas, es decir $q_1 = q_n, q_2 = q_{n-1}, q_3 = q_{n-2} \dots \dots q_{n-i} = q_{n-j}$, donde $j = 1 + i$. Se puede reducir la matriz simplificando el trabajo de cálculo, ya que también resulta por simetría $\delta_1 = \delta_n, \delta_2 = \delta_{n-1}, \delta_3 = \delta_{n-2} \dots \dots \delta_{n-i} = \delta_{n-j}$ donde $j = 1 + i$, por lo que,

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \overline{\delta}_{1,1} + \overline{\delta}_{1,n} & \overline{\delta}_{1,2} + \overline{\delta}_{1,n-1} & \overline{\delta}_{1,3} + \overline{\delta}_{1,n-2} \dots \overline{\delta}_{1,n-i} + \overline{\delta}_{1,n-2} \\ \overline{\delta}_{2,1} + \overline{\delta}_{2,n} & \overline{\delta}_{2,2} + \overline{\delta}_{2,n-1} & \overline{\delta}_{2,3} + \overline{\delta}_{2,n-2} \dots \overline{\delta}_{2,n-i} + \overline{\delta}_{2,n-2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \delta_{n,1} + \delta_{n,n} & \delta_{n,2} + \delta_{n,n-1} & \delta_{n,3} + \delta_{n,n-2} \dots \delta_{n,n-i} + \delta_{n,n-j} \end{pmatrix}$$

..... 9.III

1.2 Caso Asimétrico

Para lo cual se requiere que las cargas sean simétricas en valor absoluto pero de signo contrario, es decir, que: $q_1 = -q_n, q_2 = -q_{n-1}, q_3 = -q_{n-2} \dots \dots q_{n-i} = -q_{n-j}$, donde $j = i + 1$.

De la misma manera:

$$\delta_1 = -\delta_n, \delta_2 = -\delta_{n-1}, \delta_3 = -\delta_{n-2}, \dots \delta_{n-i} = -\delta_{n-j}$$

donde $j = i+1$.

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \vdots \\ \delta_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \overline{\delta_{11}} - \overline{\delta_{1n}} & \overline{\delta_{12}} - \overline{\delta_{1n-1}} & \overline{\delta_{13}} - \overline{\delta_{1n-2}} & \dots & \overline{\delta_{1n-i}} - \overline{\delta_{1n-j}} \\ \overline{\delta_{21}} - \overline{\delta_{2n}} & \overline{\delta_{22}} - \overline{\delta_{2n-1}} & \overline{\delta_{23}} - \overline{\delta_{2n-2}} & \dots & \overline{\delta_{2n-i}} - \overline{\delta_{2n-j}} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \delta_{n1} - \delta_{nn} & \delta_{n2} - \delta_{nn-1} & \delta_{n3} - \delta_{nn-2} & \dots & \delta_{nn-i} - \delta_{nn-j} \end{pmatrix}$$

..... 10.III

En ocasiones los problemas de cargas sobre el suelo se pueden descomponer en una acción simétrica y otra asimétrica. El análisis superponiendo dos casos nos dará la solución real reduciendo la laboriosidad del cálculo.

2.- ANALISIS ESTRUCTURAL

Dentro del Método de Zeevaert, se propone el cálculo de la ecuación matricial de interacción EMI, la cual tomará en cuenta la contribución de la rigidez de la estructura.

Ahora bien, nosotros basados en las ideas de la referencia 2, aprovecharemos las posibilidades que nos ofrecen los nuevos paquetes de Análisis Estructural para computadoras, y en base a ellos llevaremos a cabo el análisis interacción, suelo-estructura.

- MODELO MATEMATICO -

El modelo propuesto por Zeevaert para llevar a cabo el análisis suelo-estructura de una cimentación, es una viga rígida apoyada en una serie de resortes (o columnas equivalentes) separadas a distancias iguales, las cuales entre mayor número sean mayor precisión darán al cálculo. Estas columnas se encuentran empotradas en su extremo inferior y a su vez la viga tiene un apoyo que le evita desplazarse horizontalmente.

Estos resortes al ser cargados, les será inducida una deformación, por lo cual habrá una redistribución de las reacciones en los resortes, las cuales volverán a produ-

cir nuevas deformaciones. Este procedimiento se repetirá sucesivamente hasta que la configuración de deformación ya no varíe, con lo cual se garantiza el equilibrio entre la estructura de cimentación y el suelo.

El modelo de análisis, lo podemos ver representado genéricamente en la figura III.3.

Nosotros sabemos que no todos los paquetes de análisis cuentan con la opción de poder usar elementos resortes, ya que si así fuera bastaría solamente darle una rigidez K al resorte obtenida de la siguiente ecuación:

$$K = \frac{R_i}{\delta_i} \dots\dots\dots 11.III$$

donde R_i = reacción obtenida del programa en un resorte i
 δ_i = la deformación obtenida mediante la ecuación EMA.

Pero no es así. Ahora bien, la idea de encontrar un modelo equivalente, será la de poder usar programas de análisis donde no se tenga la opción del elemento resorte. Por lo cual, se pensó en sustituir los resortes por columnas equivalentes (ver figura III.4).

Para encontrar una relación entre la rigidez K del resorte y la rigidez de la columna equivalente, recurriremos -

a la mecánica de materiales, de la cual obtendremos:

$$K_i = \frac{R_i}{\delta_i} = \frac{E \cdot A_i}{L}$$

donde:

E es el módulo del young del material de la columna.

A_i es el área transversal de la columna i.

L la longitud de la columna

K_i la rigidez de la columna i

Como no es posible introducir el concepto de rigidez directamente, lo pondremos en función del área A_i, la cual si es dato dentro de las propiedades de la sección.

$$A_i = \frac{K_i \cdot L}{E}$$

Donde los parámetros L y E, permanecen siempre constantes, con lo cual tendremos incluida la rigidez en nuestro modelo.

3.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO

3.1 Cálculense los coeficientes volúmetricos de deformación α_C^N . Basándose en la teoría del Capítulo I- (para cada estrato).

3.2 Propóngase el tipo de cimentación a usar (zapatas-corridas ó retícula de cimentación).

3.3 Obténgase los siguientes datos.

Zapatas

χ (parámetro de Frölich tomando en cuenta el -- tipo de suelo, ver hoja No.) *

2B (ancho de la Zapata)

λ (Separación entre resortes del modelo)

Propiedades geométricas de la Zapata

A, I_z , E.

Retícula

χ (parámetro de Frölich que toma en cuenta el tipo de suelo, ver hoja No.) *

Propiedades geométricas de la retícula

A, I_z y E, de todas las secciones transversales- que forman la retícula.

- 3.4 Desarrollo del modelo matemático.
- 3.5 Cálculo de la matriz de influencia I_{ji} para las n -columnas en las que se dividió el suelo (ver Capítulo I).
- 3.6 Cálculo de la matriz $|\overline{\delta}_{ji}|$ de Asentamientos debidos a cargas unitarias.
- 3.7 Formación de la ecuación matricial de asentamientos EMA que se usará para el cálculo iterativo.
- 3.8 Se calculan los asentamientos para el suelo 100% -- flexible (resolviendo el modelo para propiedades -- nulas $A=0$ e $I_z=0$).
- 3.9 Cálculo de los asentamientos tomando en cuenta la -- rigidez (caso de zapatas y caso de retícula).
(Ver parte No. IV).
- 3.10 Las fuerzas del suelo serán las reacciones verticales P_i divididas entre el área tributaria correspondiente de la zapata (en la corrida final). En -- la retícula son directos los resultados.
- 3.11 Los elementos mecánicos se obtendrán directamente -- de los resultados de la corrida final.

4.- CALCULO DE ASENTAMIENTOS

- 4.1 De las reacciones obtenidas para el caso de suelo 100% e Elástico, se dividirán entre el área tributaria de la zapata (nos dará el vector de cargas por unidad).

$$q_i = \frac{P_i}{a_i} \quad i = 1 \dots n$$

- 4.2 El vector unitario de cargas lo introduciremos --- en la ecuación matricial de asentamientos (EMA).

$$\begin{bmatrix} \delta_{ji} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_i \end{bmatrix}$$

y obtendremos el vector de desplazamientos.

- 4.3 Con los valores de los desplazamientos y los valores de las reacciones podremos encontrar las rigideces.

$$K_i = \frac{P_i}{\delta_i}$$

- 4.4 Con los valores de la rigidez se puede calcular la nueva área equivalente mediante la expresión de la resistencia de materiales

$$A_i = \frac{K_i L}{E}$$

donde L es la longitud de la columna

E módulo de elasticidad de young, el se -- conservó constante.

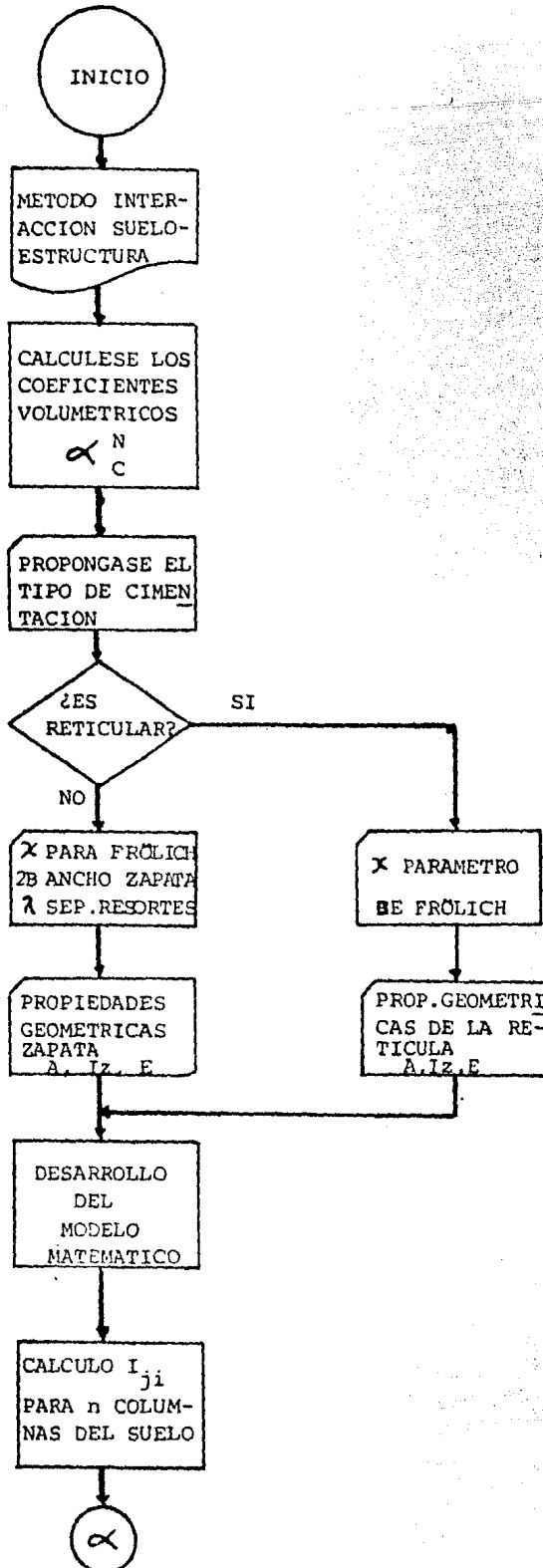
- 4.5 Con las nuevas áreas, se correrá nuevamente el ---

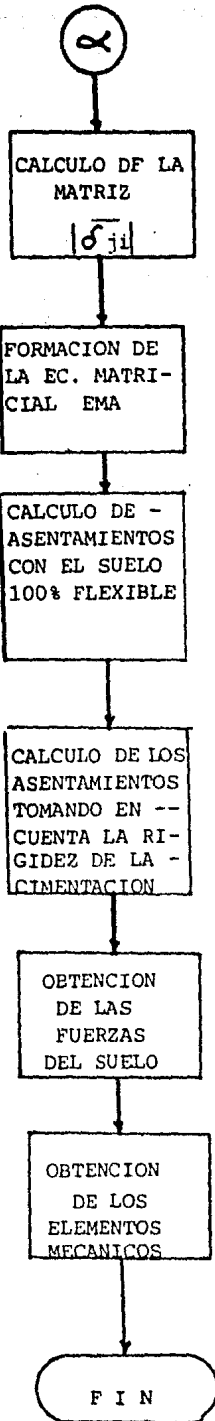
modelo de análisis y obtendremos nuevas reacciones en las columnas equivalentes.

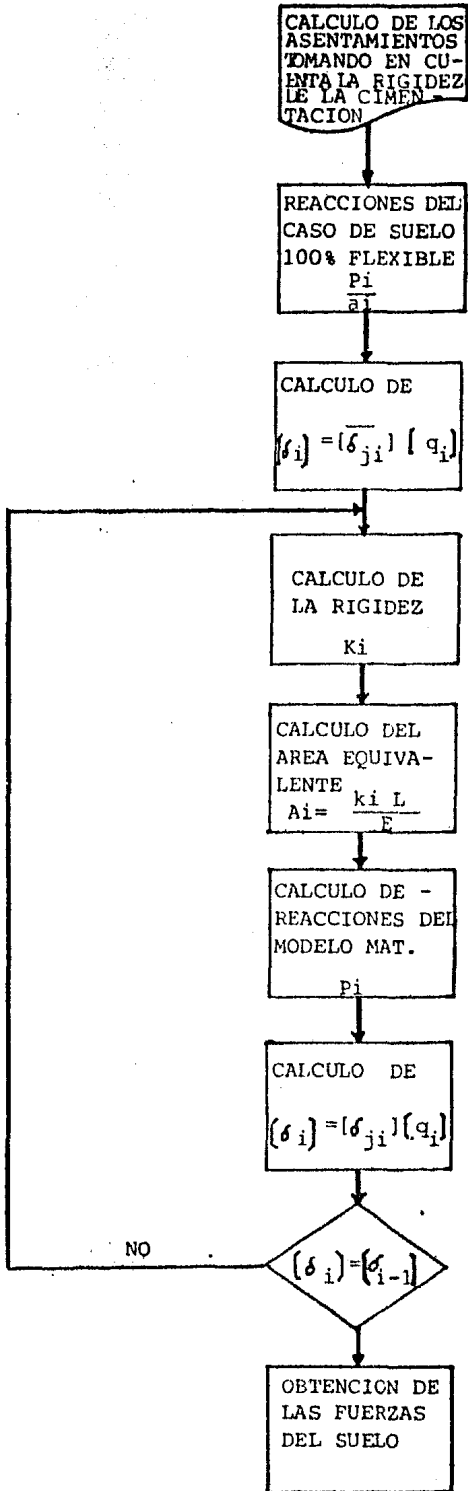
4.6 Repítase los pasos 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5 haciendo -- nuevas interacciones.

4.7 Deténgase el proceso cuando el valor de los asentamientos sea casi el mismo a la anterior interacción.

DIAGRAMA DE FLUJO







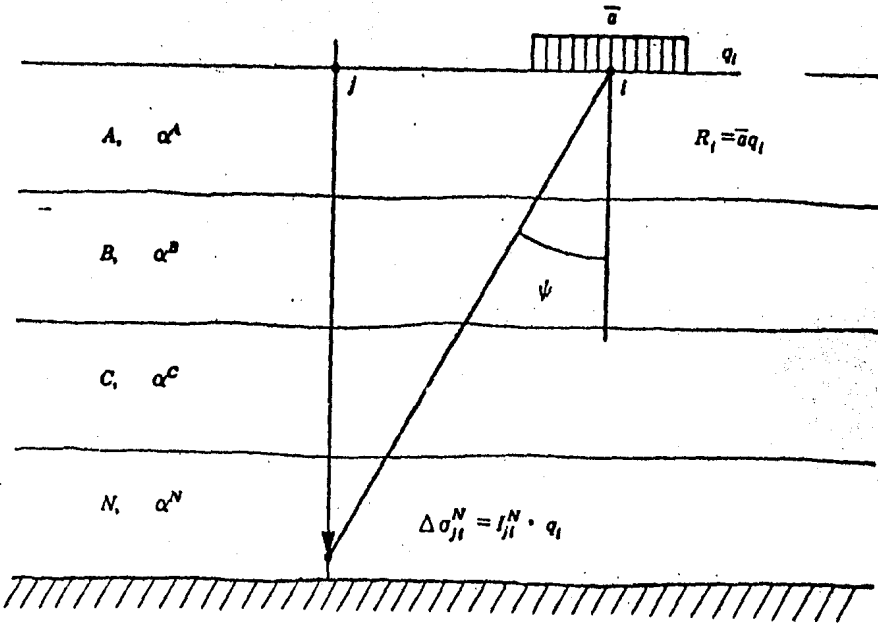


FIG. III.1 ESFUERZO VERTICAL BAJO UN PUNTO j PROVOCADO POR UNA CARGA UNITARIA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE UN PUNTO i .

	+1	2	3	4	1	
A	I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	I_{41}^A	I_{11}^A	α^A
B	I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	I_{41}^B	I_{11}^B	α^B
C	I_{11}^C	I_{21}^C	I_{31}^C	I_{41}^C	I_{11}^C	α^C

FIG. III.2 FACTORES DE INFLUENCIA PARA UNA CARGA UNITARIA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE EL PUNTO 1.

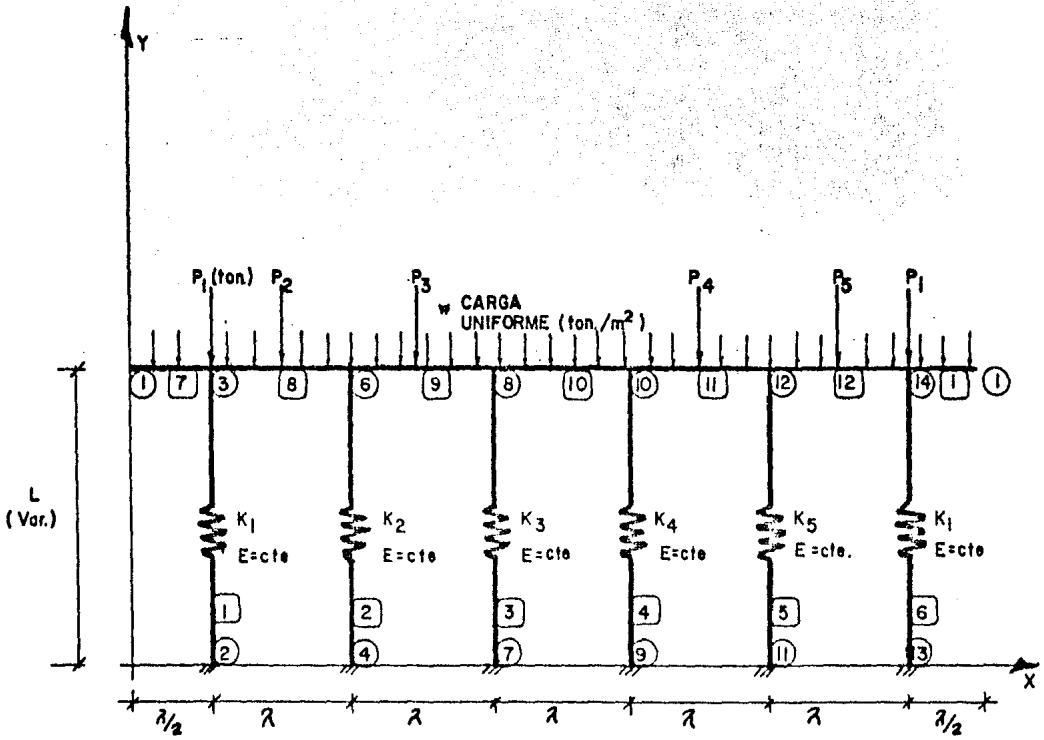


FIG. III.3 MODELO MATEMATICO DE LA ZAPATA CORRIDA USANDO RESORTES.

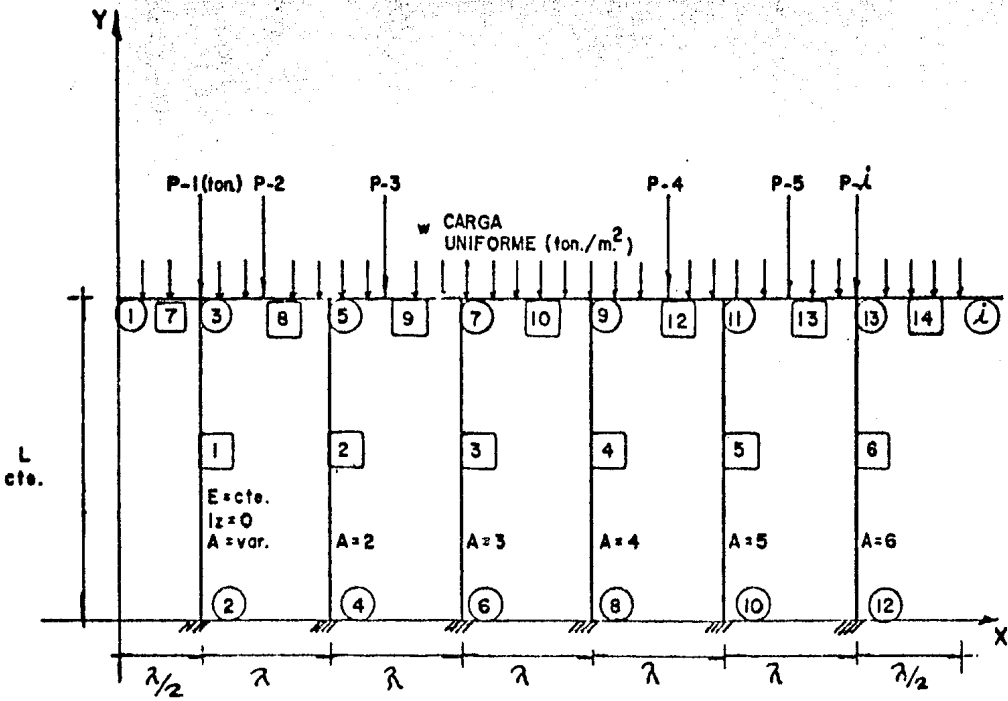


FIG. III.4 MODELO MATEMATICO DE LA ZAPATA CORRIDA USANDO COLUMNAS EQUIVALENTES.

C A P I T U L O I V

C A P I T U L O I V

METODO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA USANDO UN CRITERIO
NO ITERATIVO, MEDIANTE EL METODO DE LAS RIGIDECES.

El movimiento de la estructura de cimentación y el de la masa de suelo deben presentar una compatibilidad de deformaciones, siendo esta compatibilidad la condición adicional que aunada a la del equilibrio, deben cumplirse en una cimentación.

En el Capítulo anterior, se expuso un procedimiento para encontrar las configuraciones deformadas producidas por la interacción. Pero el inconveniente del método radica en que es iterativo, por lo cual se pensó en un método no iterativo -- el cual pudiera obtener resultados de forma directa.

Este método fue desarrollado por los Ingenieros José Luis Sánchez Martínez y Pablo Enriquez y Meza, (Referencia 2).

El método está basado en la consideración del conjunto -- suelo-estructura como un sistema estructural único, el cual -- puede ser resuelto mediante el método general de las Rigideces.

1.- Desarrollo del Método.

El Método consistirá en establecer primero la matriz de rigideces de la estructura, la cual, como se expuso en el Capitulo II, se hará ensamblando la matriz de rigideces de cada uno de sus miembros; posteriormente se plantea la matriz de rigideces del suelo, la cual se obtendrá a partir de la idealización del suelo como una serie de resortes interdependientes. La matriz de Rigideces del sistema será, la obtenida de sumar ambas matrices, por lo que los desplazamientos pueden ser obtenidos de la siguiente expresión:

$$\underline{D} = \underline{S}_T^{-1} \underline{A} \dots\dots\dots 1.IV$$

donde:

\underline{D} Representa el vector de desplazamientos desconocidos de la cimentación.

\underline{S}_T^{-1} Representa la inversa de la matriz de rigideces del sistema.

\underline{A} Representa el vector de acciones del sistema.

La expresión de la matriz de rigideces del sistema, es la establecida por:

$$\underline{S}_T = \underline{S}_S + \underline{S}_E \dots\dots\dots 2.IV$$

S_S Representa la matriz de rigideces del suelo.

S_E Representa la matriz de rigideces de la estructura.

$$\underline{S_E} = \underline{S_1} + \underline{S_2} + \underline{S_3} + \dots + \underline{S_i} \quad \dots\dots\dots 3.IV$$

Donde S₁, S₂, ..., S_i son las i matrices de rigideces de los i elementos.

Del método de las rigideces, podemos expresar la siguiente ecuación matricial.

$$\underline{A_i} = \underline{S_i} \underline{D} \quad \dots\dots\dots 4.IV$$

Donde

A_i representa el vector de acciones de un miembro i.

De la ecuación 4.IV, se puede generalizar para la interacción como

$$\underline{A} = \underline{S_T} \underline{D} \quad \dots\dots\dots 5.IV$$

De donde se puede despejar la ecuación general número 1.IV

$$\underline{A} \underline{S}_T^{-1} = \underline{D} = \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \\ D_{n+1} \\ \vdots \\ D_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_P \\ D_M \end{pmatrix}$$

Las fuerzas en el suelo pueden ser calculadas de la siguiente forma.

Fuerzas en el Suelo

$$\underline{A}_S = \underline{S}_S \underline{D}$$

$$\underline{A}_S = \begin{pmatrix} M_S & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_P \\ D_M \end{pmatrix} = \underline{M}_S \underline{D}_P = \underline{A}_S$$

$$\underline{A}_S = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ F_i \end{pmatrix}$$

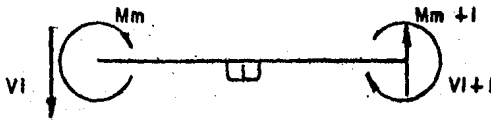
\underline{A}_S = Vector de fuerzas en los resortes (de suelo).

Los elementos mecánicos de los miembros pueden ser calculados mediante la expresión 4.IV, es decir, por ejemplo - la fuerza cortante en el extremo derecho de la primer ba-

rra puede ser calculada como:

$$S_{T21} D_1 + S_{T22} D_2 + S_{T23} D_3 + S_{T24} D_4 + \dots + S_{T2}^i D_i$$

Es decir los elementos mecánicos en los miembros se obtienen a partir de las matrices de rigidez del elemento i , - por ejemplo:



El vector acciones \underline{A}_i será:

$$\underline{A}_i = \begin{pmatrix} V_i \\ V_{i+1} \\ M_i \\ M_{i+1} \end{pmatrix} = \underline{S}_i \underline{D}$$

donde \underline{S}_i es la matriz de rigideces del miembro i .

\underline{D} es el vector de desplazamientos ya calculados.

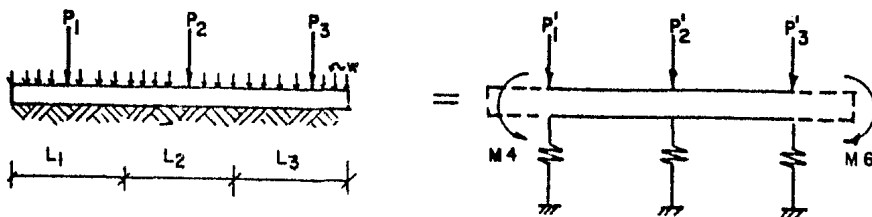
2.- Cálculo de la Matriz de Rigideces de la estructura de cimentación.

Idealización del problema.

Para poder encontrar la matriz de rigideces de nuestra estructura de cimentación, deberemos primeramente idealizar nuestra cimentación, para lo cual la supondremos apoyada en resortes con diferentes rigideces, los cuales entre -- más cercanos estén, mayor precisión nos dará en el análisis.

Ahora bien, de ser posible trataremos que la separación - entre resortes sea la misma, ya que ésto ahorrará mucho - trabajo numérico.

Para ilustrar nuestro método, usaremos la siguiente viga-simple.



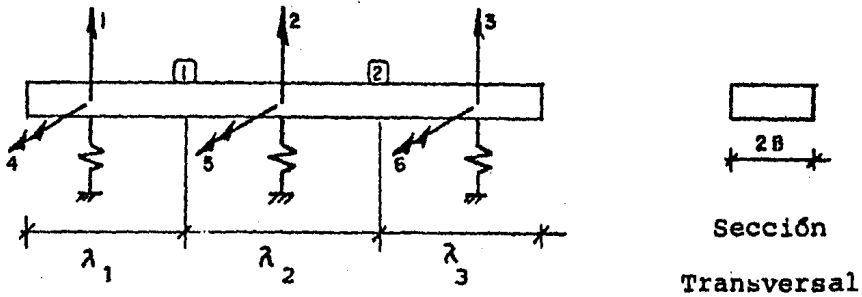
Donde

$$P'_1 = P_1 + \omega L_1$$

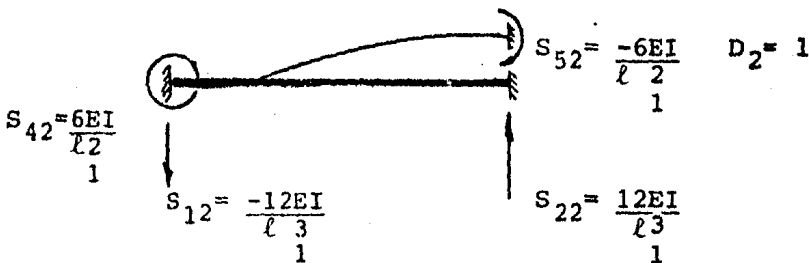
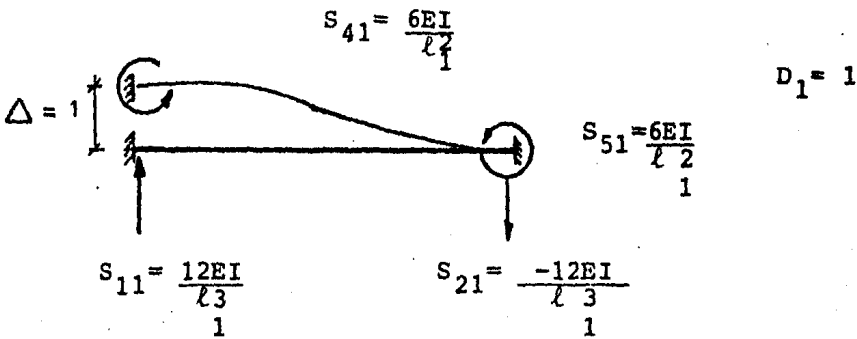
$$M_4 = \frac{\omega}{2} \frac{(L_1)^2}{2}$$

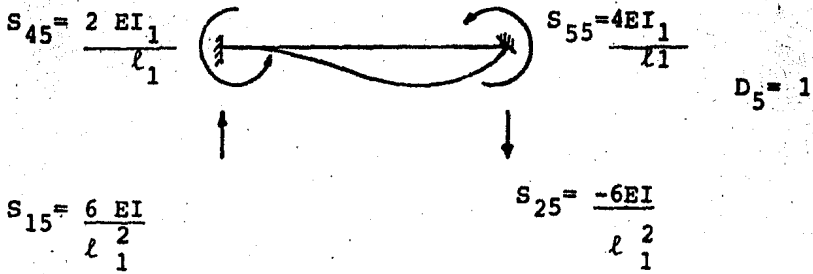
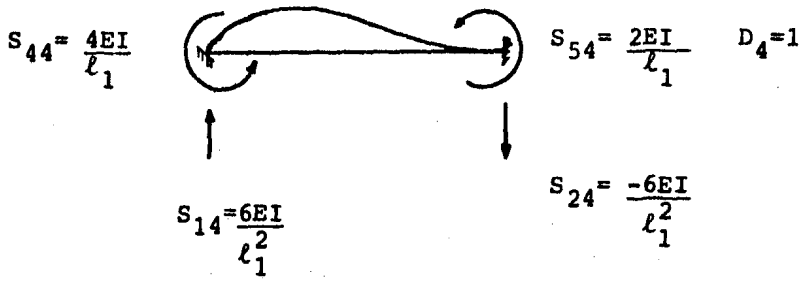
Consideremos que como desplazamientos desconocidos a los desplazamientos verticales y a los giros de los puntos -- de la estructura que se escojan.

Los desplazamientos se enumerarán, primero los tres movimientos verticales y a continuación los tres giros.



Calculemos la matriz de rigideces del miembro 1, primero- desplazemos el miembro 1.





La Matriz de Rigideces del Miembro 1, será:

$\underline{S}_1 =$

	1	2	3	4	5	6
1	S_{11}	S_{12}	0	S_{14}	S_{15}	0
2	S_{21}	S_{22}	0	S_{24}	S_{25}	0
3	0	0	0	0	0	0
4	S_{41}	S_{42}	0	S_{44}	S_{45}	0
5	S_{51}	S_{52}	0	S_{54}	S_{55}	0
6	0	0	0	0	0	0

De la misma forma podemos encontrar la matriz de rigideces del miembro 2.

$\underline{S}_2 =$

	1	2	3	4	5	6
1	0	0	0	0	0	0
2	0	S_{22}	S_{23}	0	S_{25}	S_{26}
3	0	S_{32}	S_{33}	0	S_{35}	S_{36}
4	0	0	0	0	0	0
5	0	S_{52}	S_{53}	0	S_{55}	S_{56}
6	0	S_{62}	S_{63}	0	S_{65}	S_{66}

Donde:

$$S_{33} = S_{22} = \frac{12EI_2}{L_2^3} ; \quad S_{32} = S_{23} = \frac{-12EI_2}{L_2^3}$$

$$S_{25} = S_{52} = S_{26} = S_{62} = \frac{6EI_2}{L_2^2}$$

$$S_{35} = S_{53} = S_{36} = S_{63} = \frac{-6EI_2}{L_2^2}$$

$$S_{55} = S_{66} = \frac{4EI_2}{L_2}$$

$$S_{56} = S_{65} = \frac{2EI_2}{L_2}$$

Donde S_{ji} = el valor de la acción correspondiente al desplazamiento desconocido j producido por la aplicación de un desplazamiento i con valor unitario.

Finalmente la matriz de rigideces de la estructura se obtiene:

$$\underline{S}_E = \underline{S}_1 + \underline{S}_2$$

Ahora bien, generalizando podremos encontrar la ecuación-

3.IV

$$\underline{S}_E = \underline{S}_1 + \underline{S}_2 + \dots + \underline{S}_i$$

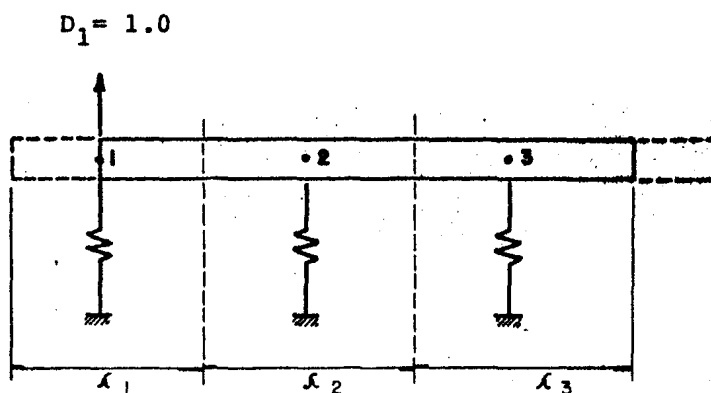
que es la matriz de rigideces de la estructura de cimentación.

Para el cálculo de la matriz de rigideces de la retícula, se procederá de la misma forma, es decir, enumerando primeramente los desplazamientos verticales, posteriormente todos los giros en una dirección y continuaremos con los giros en la otra dirección, con lo cual aseguraremos un orden en nuestra matriz de rigideces.

En el ejemplo de aplicación del Capítulo V, se encuentra en detalle el desarrollo de la matriz de rigideces de una retícula.

3.- Cálculo de la Matriz de Rigideces del suelo.

La matriz de rigideces del suelo, puede ser obtenida dando desplazamientos verticales unitarios a cada uno de los resortes que la idealizan y calculando las fuerzas que -- aparecen por concepto del desplazamiento.



Si desplazamos el nudo 1 unitariamente, es decir, $D_1 = 1$, aparecen fuerzas no sólo en el resorte 1, sino en todos los demás resortes, ya que el suelo es un medio continuo y los elementos están ligados entre sí. Lo mismo sucederá si aplicamos desplazamientos unitarios correspondientes a D_2 y a D_3 .

El conjunto de todas las fuerzas obtenidas constituyen -- la matriz de rigideces del suelo.

$$\underline{S}_S = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \end{matrix} \\ \begin{matrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} & \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix} \end{matrix}$$

Donde S_{ij} = fuerza que aparece en j al aplicar un desplazamiento vertical unitario i .

Ahora bien, el cálculo de la matriz de rigideces del suelo no puede obtenerse directamente ya que no se conoce la rigidez de los resortes, pero se puede obtener indirectamente mediante el método de las flexibilidades, es decir, obtener la matriz de flexibilidades que es la inversa de la matriz de rigideces.

$$\underline{S}_S = \underline{F}_S^{-1}$$

\underline{F}_S^{-1} Matriz de flexibilidades de la estructura del suelo.

La matriz de flexibilidades puede ser calculada determinando los hundimientos del terreno debidos a la aplicación de fuerzas unitarias, tal como se realizó el cálculo de la ecuación matricial EMA en el Capítulo anterior. Recordando la expresión de la ecuación matricial EMA.

$$\begin{bmatrix} \delta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{ji} \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} q_i \end{bmatrix}$$

δ bien

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix}$$

con lo cual podemos obtener los desplazamientos producidos por esfuerzos unitarios sobre áreas preestablecidas -- $(2B\lambda)$ en la superficie del terreno, donde $\bar{\delta}_{ij}$ = hundimiento de j al actuar un esfuerzo $q=1$ en una área con -- centro en i .

Ahora bien, la matriz $\begin{bmatrix} \delta_{ji} \end{bmatrix}^T$ fue calculada a partir de aplicar esfuerzos unitarios en la masa de suelo y la matriz de flexibilidades es calculada a partir de la aplicación de fuerzas unitarias, por lo que haremos la siguiente transformación.

$$q_i = 1 = \frac{P}{a_i}$$

donde $a_i = 2B\lambda$ y es el área con centro en i donde se aplica el esfuerzo unitario y si la carga $P=1.0$ la expresión del esfuerzo puede reducirse a:

$$q_i = \frac{1}{a_i}$$

Los desplazamientos producidos por las cargas unitarias-- se obtendrán dividiendo los elementos de $\left[\delta_{ij} \right]^T$ entre - el área a_i correspondiente, ésto es:

$$\underline{F_S} = \begin{pmatrix} \frac{\bar{\delta}_{11}}{a_1} & \frac{\bar{\delta}_{12}}{a_2} & \frac{\bar{\delta}_{13}}{a_3} \\ \frac{\bar{\delta}_{21}}{a_1} & \frac{\bar{\delta}_{22}}{a_2} & \frac{\bar{\delta}_{23}}{a_3} \\ \frac{\bar{\delta}_{31}}{a_1} & \frac{\bar{\delta}_{32}}{a_2} & \frac{\bar{\delta}_{33}}{a_3} \end{pmatrix}$$

Que como se expresó anteriormente es la matriz de flexi-- bilidades del suelo y su inversa es la matriz de rigideces, que es la requerida.

4.- Criterio del Método de las Rigideces aplicado a retículas de cimentación.

La aplicación del método de las rigideces a las retículas, es muy similar al aplicado en zapatas de cimentación y -- consiste básicamente en dividir el área de cimentación en una serie de áreas tributarias que correspondan a cada una de las columnas que descargan en la retícula. Considerar-- bajo cada una de ellas los resortes que idealizarán el --

suelo y de cuyo comportamiento se establecerá la matriz de flexibilidades del suelo.

La matriz de flexibilidades podrá ser obtenida de manera similar a la del caso anterior, es decir, se calcularán los esfuerzos que se generan en los distintos puntos del suelo y que deben utilizarse para calcular los asentamientos de los distintos estratos del suelo.

Para calcular los esfuerzos en la masa del suelo, utilizaremos la ecuación de Frölich que proporciona el esfuerzo que una carga unitaria aplicada en el centro de un área preestablecida provoca en los estratos compresibles del suelo. Ver la expresión número 18.I.a del Capítulo I.

Los resultados de la aplicación de esta expresión, sólo serán razonablemente precisos si las áreas en que se supone aplicada la carga son pequeñas. Es decir, que para obtener el efecto de una carga unitaria aplicada sobre cualquiera de los resortes se obtendrá ésta como la superposición de los efectos parciales que producirán fuerzas con valor $\frac{1}{n}$ aplicadas en las n subáreas en que se divide el área tributaria al resorte en consideración. Ahora bien, si la retícula tiene muchos nudos, la labor se complicará, prefiriendo hacer un programa de computadora para resolverlo.

Una vez obtenidas las matrices de influencia, se procederá a calcular la matriz de flexibilidades. Esto será de forma directa ya que en este caso si se usarán fuerzas y no esfuerzos.

De forma más explícita, podemos decir que para cada uno de los i resortes que forman la retícula, se obtendrá -- una matriz de influencia I_i la cual será de orden $i \times n$, donde i es el número de resortes de la retícula
 n es el número de estratos
 j será el punto donde aparece la influencia como consecuencia de una fuerza en i .

A continuación esta matriz se multiplicará por el vector de coeficientes volumétricos que es de orden $n \times 1$ y se obtendrá el renglón i de la matriz de flexibilidades -- del suelo, es decir:

$$\delta_{ji} = I_j \cdot \alpha_n$$

Una vez hechas las i multiplicaciones, finalmente encontraremos la matriz de flexibilidades del suelo F_s .

$$F_s = \sum_{i=1}^n \delta_{ji}$$

en forma explícita.

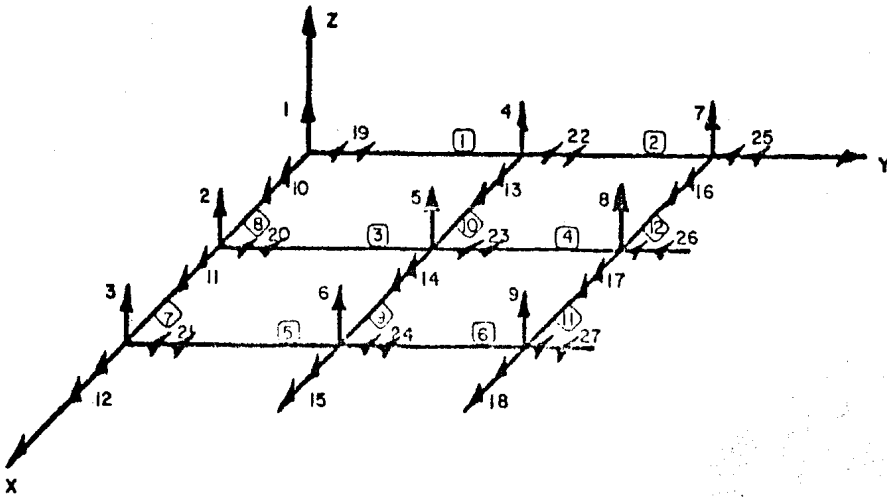
es decir:

$$F_S = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \dots & \delta_{1i} \\ \delta_{21} & \dots & \delta_{2i} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{i1} & \dots & \delta_{ii} \end{bmatrix}$$

El cálculo de la matriz de rigideces de la retícula, se--
 hará de manera similar al de la zapata, es decir, existi--
 rán n matrices de rigideces, una para cada una de los -
 n elementos que forman a la retícula. Por facilidad -
 de nuestro análisis la matriz de rigideces de nuestra re--
 tícula sólo tendrá 3 grados de libertad por cada nudo i--
 tendremos entonces que nuestra matriz de rigideces de la--
 retícula será de orden $3i \times 3i$ y el ensamblaje se rea--
 lizará de forma similar al de la zapata de cimentación.

Un punto importante para la sistematización de nuestro --
 procedimiento, será el de la numeración de nuestros gra--
 dos de libertad en la retícula, para lo cual recomendamos
 numerar los desplazamientos verticales en dirección del -
 eje Z .

Finalizaremos con los giros alrededor del ejes X y Y La--
 convención será desplazamientos en sentido del eje gene--
 ral serán positivos y los giros serán positivos siguiendo
 la convención de la mano derecha. Para un claro entendi--
 miento de lo expuesto, se hará la siguiente figura:



A excepción de lo antes expuesto, la aplicación del méto--
 do, seguirá los lineamientos expuestos al principio de es--
 te Capítulo.

C A P I T U L O V

C A P I T U L O V

EJEMPLO DE APLICACION

INTRODUCCION

Una vez expuestos los métodos directos e indirectos de Interacción Suelo-Estructura, realizaremos un ejemplo práctico, en el cual se podrá seguir paso a paso la aplicación de éstos, permitiendo observar las ventajas y desventajas de los mismos.

El ejemplo consistirá en resolver la cimentación de un edificio de forma simétrica y secciones prismáticas, el cual se cimentará en un suelo de alta compresibilidad. En el problema práctico se proponen dos alternativas de solución.

- Zapatas Corridas
- Retícula de Cimentación

Las anteriores se analizarán por los métodos expuestos en los Capítulos III y IV, de esta obra.

1.- GENERALES

Se requiere diseñar una estructura de concreto para un edificio de Tres (3) niveles, el cual servirá para alojar-

oficinas públicas y departamentos en condominio.

La estructura se encuentra localizada en la esquina formada por la Calzada Ignacio Zaragoza y la Calle de Secretaría del Trabajo en Ciudad Netzahualcoyotl, en el Estado de México, en los terrenos del antiguo Deportivo Bahfa, - (ver figura V.1)

2.- ESTUDIO DEL SUELO

2.1 Exploración.

El lugar en el que se efectuó el estudio, es una zona que cuenta con numerosa información, dentro del D.D.F., por lo que se juzgó conveniente efectuar solamente un sondeo de muestreo inalterado de 40.0 m. de profundidad (ver figura V.2) y dos pozos a cielo abierto para la localización de nivel de aguas freáticas (ver figuras V.3)

El N.A.F., se encontró aproximadamente a -2.00 m. en el pozo PCA-01 y a -2.50 m. en el pozo PCA-02. La ubicación de los sondeos SM-1, PCA-1 y PCA-2, se muestran en la figura V.1.

2.2 Estratigrafía.

Conforme a la zonificación que presenta el regla--

mento de Construcciones del Distrito Federal, el predio se localiza en la zona III, misma que se caracteriza por contar en su subsuelo con mantos de materiales compresibles, con espesores mayores de 20 m (en este caso mayores de 35 m)

Con los datos estadísticos y los obtenidos durante los trabajos de exploración, así como con los correspondientes del laboratorio, tanto de pruebas rutinarias, como especiales, se puede describir la siguiente secuela en la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

De 0.0 a 0.60 m, se detectó una capa de materiales de relleno entre 10 cm y 60 cm, formado por materiales como cascajo, raíces y limos, así como una losa de concreto (pozos PCA-1 y PCA-2). Estos materiales, tanto por necesidad del proyecto, como desde el punto de vista de mecánica de suelos, deben de retirarse, ya que no son propios para el apoyo de la cimentación.

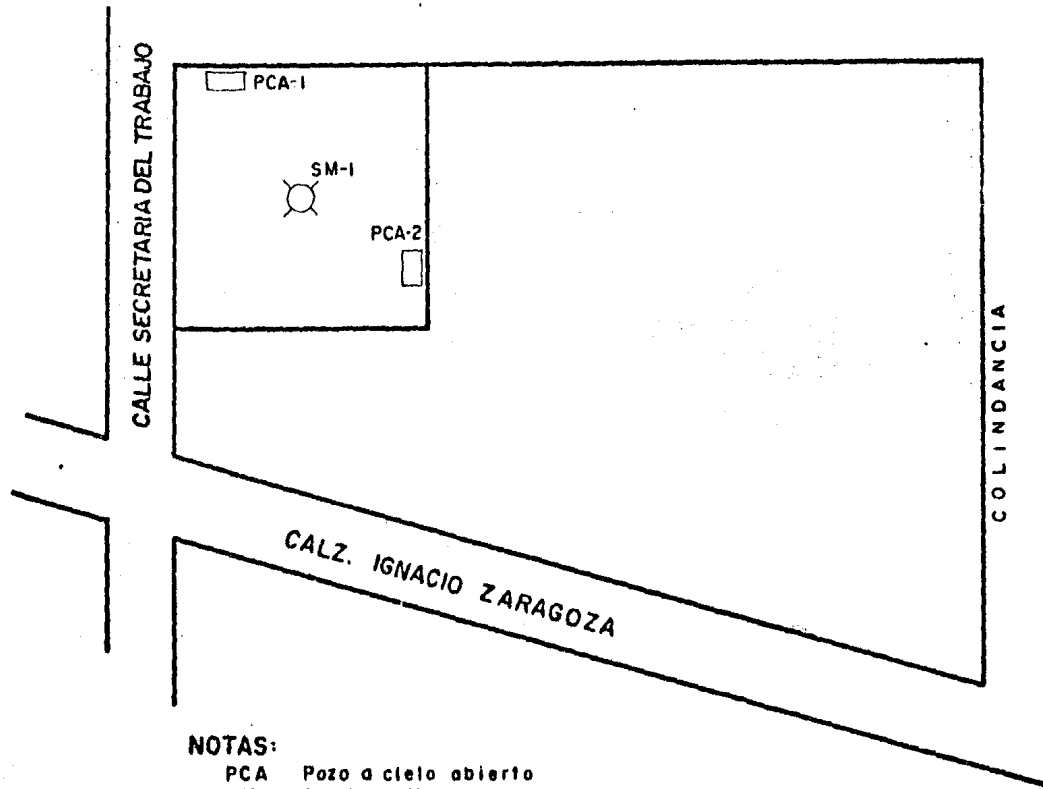
De 0.60m a 4.20 m, se encuentran capas de limo poco arenoso de color gris y café, de alta compresibilidad (MH) y consistencia blanda, que alcanzan su frontera inferior a una profundidad de 4.20 m. Su resistencia en ensayos de compresión simple ---

resultó de 1.48 Kg/ m^2 para muestras inalteradas a 1.0 m. de profundidad y 0.17 Kg/ m^2 para muestras correspondientes a 4.20 m. En pruebas de compresión triaxial se obtuvo un valor promedio de cohesión de 3.5 Kg/ m^2 y un ángulo de fricción interna de 16° . El peso volumétrico fue de 1.38 ton/m^3 . Por otra parte, las pruebas de consolidación unidimensional, denotan mediana compresibilidad. En este mismo manto, el nivel de aguas freáticas se estabilizó a 2.50 m.

El tercer estrato detectado, lo constituye la llamada "formación arcillosa superior", formada por arcilla volcánica verde, café y café rojiza, de consistencia muy blanda y alta compresibilidad (CH), con lentes de vidrio y arena, el principal de los cuales presenta un espesor de 60 cm. y se localiza a 7.80 m. de profundidad. La formación arcillosa superior, alcanza su frontera inferior a 39.6 m de profundidad, en donde se penetró 1.20 m. de un limo gris de compacidad media. que constituye una primera capa resistente.

Las arcillas volcánicas presentan un contenido natural de humedad variable de 300% y 500%, un peso volumétrico medio de 1.13 ton/m^3 y su resistencia-

media en compresión simple varfa entre 0.16 Kg/cm^2
y 0.46 kg/cm^2 . Los ensayos de consolidación co---
rrespondientes, denotan una alta compresibilidad



NOTAS:
 PCA Pozo a cielo abierto
 SM Sondeo Mixto

FIG. V.I - CROQUIS DE LOCALIZACION

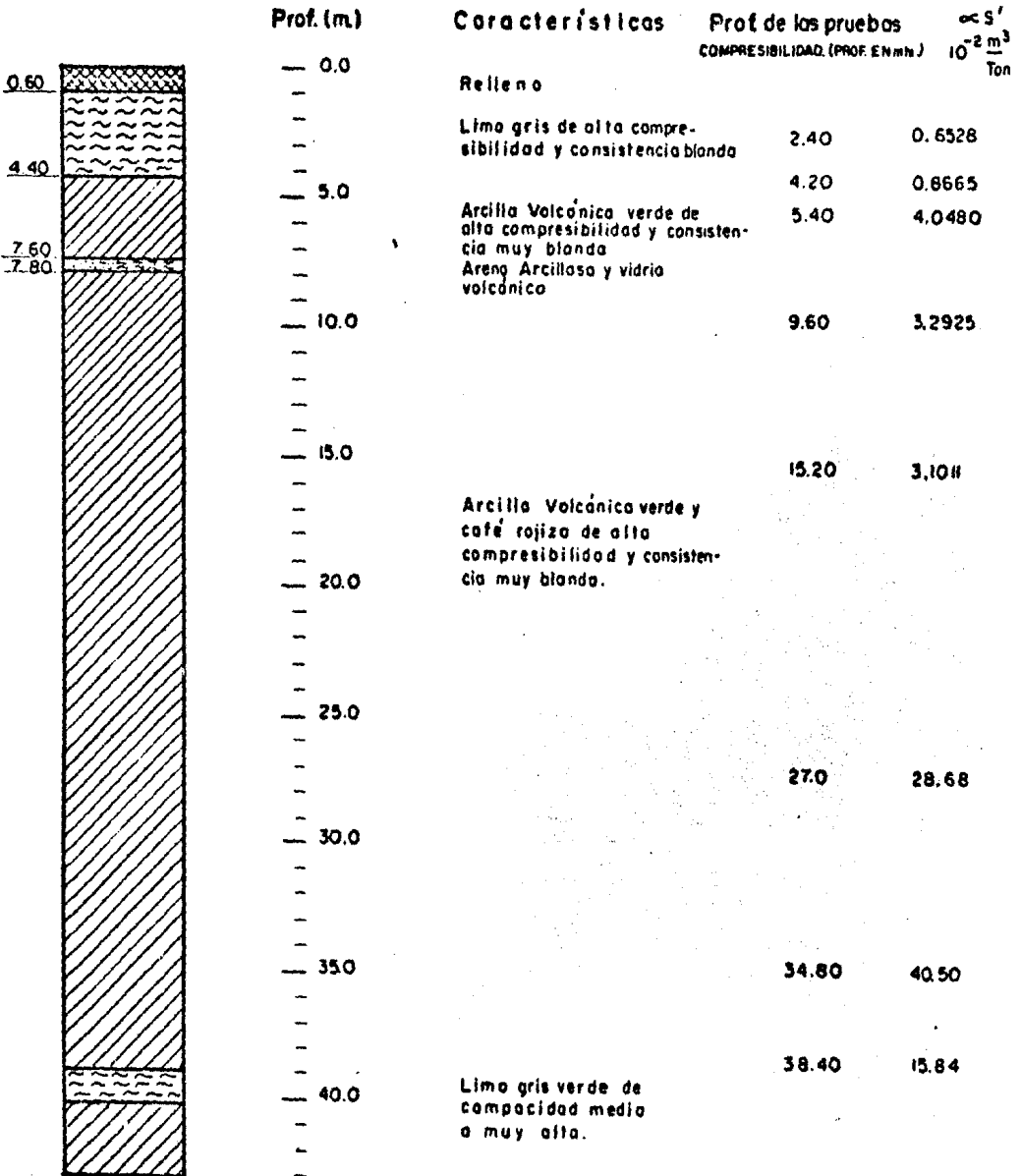


Fig. V.2. Sondeo Inalterado

Prof. (m)	γ_s	γ_h	q_u	CLASIFICACION	SUCS.	%arena	%finos	%grava	γ_s	γ_h	q_u	CLASIFICACION	SUCS.	%arena	%finos	%grava	
0.15				losa de concreto								losa de concreto					
0.30				rellena	X X							limo arenoso café y gris					
0.45			X X														
0.60			X X														
0.75				limo arenoso café								limo arenoso café y gris					
0.90																	
1.05																	
1.20	891	1430	1.36			B 92			846	1390	1.48				9	91	
1.35																	
1.60				N.A.F. a 1.60 m								N.A.F. a 1.80 m					
1.65																	

* 1.27 *

γ_s peso volumétrico seco en Kg/m³.
 γ_h peso volumétrico húmedo en Kg/m³.
 q_u resistencia a la compresión simple en Kg/cm².

FIGURA V.3

FACULTAD DE INGENIERIA

T E S I S

calculó: GMB	revisó: GMB	fecha: MARZO/84
-----------------	----------------	--------------------

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 422.6
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 176.6
SONDEO MIXTO	1	E1= 8.846
PROFUNDIDAD	5.4 M	E2= 2.145
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O No. 1

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	8.846			
		0.58692	0.05960	0.042
0.085	8.796			
		1.59225	0.16252	0.131
0.179	8.647			
		2.22460	0.23059	0.332
0.485	7.966			
		3.39492	0.37862	0.750
1.015	6.167			
		1.64078	0.22893	1.522
2.030	4.501			
		0.67623	0.12291	2.974
3.920	3.223			
		0.25199	0.05966	6.059
8.200	2.145			
		0.01579	0.00502	6.059
3.920	2.212			
		0.05452	0.01697	2.974
2.030	2.315			
		0.15974	0.04817	1.522
1.015	2.477			
		0.33565	0.09651	0.750
0.485	2.655			
		0.55132	0.15081	0.332
0.179	2.824			
		1.31289	0.34329	0.131
0.085	2.947			
		1.43643	0.36385	0.042
0.000	3.069			

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 330.4
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 143.9
SONDEO MIXTO	1	E1= 7.962
PROFUNDIDAD	9.6 M	E2= 2.167
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O No. 2

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	7.962	0.91976	0.10262	0.044
0.089	7.880	1.09772	0.12360	0.153
0.218	7.739	1.59682	0.18272	0.332
0.447	7.373	1.95457	0.23342	0.758
1.070	6.155	1.61812	0.22613	1.559
2.050	4.569	0.73370	0.13172	2.980
3.910	3.205	0.25069	0.05961	5.980
8.050	2.167	0.01111	0.00350	5.980
3.910	2.213	0.04304	0.01339	2.980
2.050	2.293	0.12437	0.03776	1.559
1.070	2.415	0.22825	0.06683	0.758
0.447	2.557	0.60532	0.17015	0.332
0.218	2.696	0.86614	0.23433	0.153
0.089	2.807	0.98687	0.25916	0.044
0.000	2.895			

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 309.4
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 128.3
SONDEO MIXTO	1	E1= 6.783
PROFUNDIDAD	27.0 M	E2= 1.555
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O N o . 3

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	6.783			
		0.51284	0.06589	0.043
0.086	6.738			
		0.66346	0.08573	0.147
0.208	6.657			
		1.99809	0.26091	0.322
0.436	6.202			
		2.71614	0.37711	0.706
0.977	4.732			
		1.40664	0.24536	1.518
2.060	3.209			
		0.49947	0.11865	3.010
3.960	2.260			
		0.16552	0.05076	6.090
8.220	1.555			
		0.01327	0.00519	6.090
3.960	1.611			
		0.04342	0.01662	3.010
2.060	1.694			
		0.13223	0.04907	1.518
0.977	1.837			
		0.26087	0.09193	0.706
0.436	1.978			
		0.63265	0.21238	0.322
0.208	2.123			
		0.83358	0.26691	0.147
0.086	2.224			
		1.29716	0.40225	0.043
0.000	2.336			

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 380.0
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 156.5
SONDEO MIXTO	1	E1= 9.500
PROFUNDIDAD	34.80 M	E2= 2.361
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O No. 4

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	9.500			
		1.68822	0.16078	0.042
0.085	9.356			
		1.07578	0.10387	0.132
0.180	9.254			
		1.68664	0.16448	0.296
0.412	8.862			
		3.73891	0.37908	0.746
1.080	6.365			
		1.95428	0.26533	1.570
2.060	4.450			
		0.64352	0.11807	2.940
3.820	3.317			
		0.22551	0.05223	5.940
8.060	2.361			
		0.01749	0.00520	5.940
3.820	2.435			
		0.05090	0.01481	2.940
2.060	2.525			
		0.17571	0.04984	1.570
1.080	2.697			
		0.25987	0.07028	0.746
0.412	2.871			
		0.69094	0.17849	0.296
0.180	3.031			
		1.37053	0.33997	0.132
0.085	3.161			
		1.52352	0.36609	0.042
0.000	3.291			

OBRA EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

W1= 480.5

LOCALIZACION ZARAGOZA

W2= 234.5

SONDEO MIXTO 1

E1= 11.625

PROFUNDIDAD 38.4 M

E2= 3.703

CLASIFICACION

C O N S O L I D O M E T R O No. 5

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	11.625			
		0.16077	0.01273	0.044
0.089	11.611			
		0.61892	0.04907	0.157
0.225	11.527			
		1.00222	0.08000	0.342
0.461	11.290			
		1.39280	0.11331	0.781
1.101	10.399			
		2.66378	0.23367	1.602
2.103	7.730			
		1.65634	0.18972	2.801
3.500	5.416			
		0.36290	0.05655	5.860
8.220	3.703			
		0.02229	0.00473	5.860
3.500	3.808			
		0.11387	0.02368	2.801
2.103	3.967			
		0.23605	0.04751	1.602
1.101	4.204			
		0.39324	0.07555	0.781
0.461	4.456			
		1.00221	0.18368	0.342
0.225	4.692			
		1.29973	0.22831	0.157
0.089	4.869			
		2.14687	0.36577	0.044
0.000	5.060			

OBRA EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

W1= 562.8

LOCALIZACION ZARAGOZA

W2= 247.9

SONDEO MIXTO 1

E1= 14.061

PROFUNDIDAD 13.20 M

E2= 3.674

CLASIFICACION

C O N S O L I D O M E T R O No. 6

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	14.061			
0.077	13.999	0.80851	0.05367	0.038
0.216	13.007	0.66460	0.04430	0.146
0.470	13.664	0.95669	0.06417	0.342
1.102	13.010	1.03431	0.07053	0.786
2.300	8.269	3.95785	0.28248	1.700
4.280	5.698	1.29826	0.14006	3.289
8.260	3.674	0.50862	0.07593	6.269
4.280	3.961	0.07215	0.01543	6.269
2.300	4.112	0.07607	0.01533	3.289
1.102	4.395	0.23636	0.04623	1.700
0.470	4.677	0.44645	0.08275	0.786
0.216	4.960	1.11482	0.19636	0.342
0.077	5.143	1.31477	0.22058	0.146
0.000	5.346	2.63418	0.42879	0.038

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 133.0
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 101.4
SONDEO MIXTO	1	E1= 3.379
PROFUNDIDAD	2.4 M	E2= 2.042
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O N o . 7

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	3.379			
0.100	3.347	0.32116	0.07333	0.050
0.209	3.329	0.16071	0.03696	0.154
0.473	3.291	0.14376	0.03320	0.341
1.336	3.195	0.11164	0.02601	0.904
2.859	2.938	0.16869	0.04020	2.097
5.602	2.407	0.19371	0.04918	4.230
9.460	2.042	0.09459	0.02776	7.531
5.602	2.056	0.00378	0.00124	7.531
2.859	2.094	0.01383	0.00452	4.230
1.336	2.150	0.03642	0.01176	2.097
0.473	2.232	0.09472	0.03006	0.904
0.209	2.293	0.23224	0.07185	0.341
0.100	2.337	0.40178	0.12199	0.154
0.000	2.389	0.52553	0.15748	0.050

OBRA	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	W1= 142.1
LOCALIZACION	ZARAGOZA	W2= 98.2
SONDEO MIXTO	1	E1= 3.470
PROFUNDIDAD	4.2 M	E2= 1.852
CLASIFICACION		

C O N S O L I D O M E T R O No. 8

PRESION KG/Cm ²	REL. DE VACIOS	AV Cm ² /KG	MV Cm ² /KG	PRESION MEDIA KG/Cm ²
0.000	3.470			
		0.34904	0.07807	0.055
0.111	3.431			
		0.29575	0.06673	0.176
0.242	3.392			
		0.21994	0.05006	0.377
0.513	3.333			
		0.38507	0.08886	0.973
1.434	2.978			
		0.25923	0.06515	2.232
3.032	2.564			
		0.14714	0.04128	4.470
5.908	2.141			
		0.07416	0.02360	7.857
9.806	1.852			
		0.00535	0.00187	7.857
5.908	1.873			
		0.01347	0.00468	4.470
3.032	1.911			
		0.03730	0.01281	2.232
1.434	1.971			
		0.09707	0.03267	0.973
0.513	2.060			
		0.21994	0.07186	0.377
0.242	2.120			
		0.34125	0.10936	0.176
0.111	2.165			
		0.83233	0.26297	0.055
0.000	2.257			

3.- ESTRUCTURA

Para resolver el problema estructural, usaremos una es---
tructuración formada por columnas y traveses de concreto ar
mado, las cuales formarán marcos de 3 crujiás en direccio
nes ortogonales (ver ubicación de columnas figura No. V.4)

3.1 Cargas Actuantes

Tanto cargas muertas como cargas vivas, fueron to-
madas del Reglamento de Construcciones del Distri
to Federal.

En el caso particular de la carga viva se conside-
ra la convencional actuando en zona de edificios -
de oficinas o edificios habitacionales.

3.2 Secciones.

Las secciones se propusieron de iguales dimensio--
nes para todas las columnas. Asimismo, se supuso
una misma sección para todas las traveses. El moti-
vo de esta hipótesis es el de simplificar el tra--
bajo, ya que el fin perseguido en este ejemplo es
el de mostrar los métodos ISE.

3.3 Condiciones de Carga para el Análisis.

Para ser acordes con lo estudiado en los Capítulos
III y IV, la única condición que se analizará será

la de CM + CV (Cargas gravitacionales), ya que su efecto se reflejará en el comportamiento de la estructura a largo plazo.

Se analizaron cuatro (4) marcos de la estructura, - ya que el comportamiento de la estructura puede -- ser generalizado con sólo estos análisis.

Los marcos de Análisis serán:

- Marco en el eje A
- Marco en el eje B
- Marco en el eje 1
- Marco en el eje 2

Posteriormente con las reacciones obtenidas del Análisis de la estructura, llevaremos a cabo los -- Análisis de Interacción Suelo-Estructura, para dos diferentes opciones de cimentación:

- Opción de cimentación por zapatas corridas
- Opción de cimentación en base a retículas de - contratraves.

3.4 Secuela de Cálculo para el Análisis Estructural.

3.4.1 Cargas Actuales

Los pesos volumétricos para la evaluación

de la carga muerta, fueron tomados del --
R.D.D.F.

Para el caso de la carga viva, se usó la-
actuante para la zona de azotea de 100 --
Kg/m² y para la zona de entrepiso se usó--
(120 + 420 (30)^{-0.5}) = 197 Kg/m².

3.4.2 Evaluación de Cargas

Para predimensionar las losas, considera-
remos el tablero de mayores dimensiones -
y ubicado en esquina, el cual tendrá un -
peralte efectivo igual a:

$$do = \frac{\text{Perímetro}(1.25 \times 8 + 8 + 1.25 \times 6 + 6)}{300} = 0.105 \text{ m}$$

Para evitar efectos de deflexión $d=1.3 do=$
 0.1365 cm. , por lo que el peralte total --
será $h=r + d=0.025+0.135=0.16 \text{ m.}$

3.4.3 Las cargas en zona de azotea.

P.P.Losa=	0.16 X 2400=	380.0	Kg/m ²
Peso Adicional=(Art. 244 R.D.D.F.)	20.0	"	
Tezontle= (0.10 X 1500)	150.0	"	
Firme= (0.02 X 2200)	44.0	"	
Peso adicional=(debido al firme)	20.0	"	
Enladrillado=(0.03 X 1800)	20.0	"	
Impermeabilizante	<u>6.0</u>	"	

$$\begin{aligned}
 \text{C.M.} &= 640.0 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{C.V.} &= \underline{100.0} \text{ " } \\
 \text{C.M.} + \text{C.V.} &= 740.0 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3.4.4 Carga para entrepiso tipo

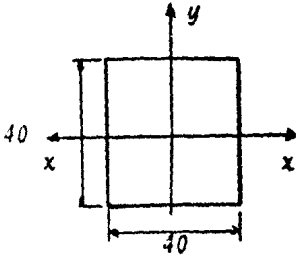
P.P. Losa	384	Kg/m ²
Peso Adicional	20	"
Firme y terrazo	145	"
Peso adicional	20	"
Muros divisorios	50	"
Plafón	<u>50</u>	"
	C.M. =	669 Kg/m ²
Carga viva	C.V. =	<u>197</u> "
		866 Kg/m ²

A las cargas anteriores se les aumentará el peso propio de los elementos estructurales.

3.4.5 Propiedades para las secciones de Columnas y Trabes.

Como se explicó anteriormente, para fines didácticos, se supusieron de dimensiones constantes todas las secciones, tanto de trabes como de columnas.

Sección No. 1



Columnas.

$$A=0.16 \text{ m}^2$$

$$I_x= 0.00213333 \text{ m}^4$$

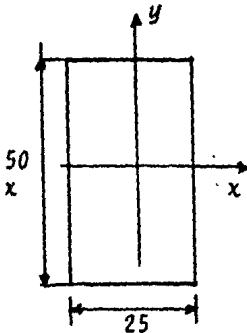
$$r_x= \sqrt{\frac{0.00213333}{0.16}} = 0.1154 \text{ m.}$$

$$r_y= 0.1154 \text{ m}$$

$$w = \frac{WT}{L_u} = \frac{2400 \times 0.16}{1.0} = 384 \text{ Kg/m}$$

$$E_c= 10,000 \sqrt{f'c} = 10000 \times \sqrt{250} = 15811388 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección No. 2



Trabes

$$A= 0.125 \text{ m}^2$$

$$I_x= 0.0026042 \text{ m}^4$$

$$I_y= 0.0006104 \text{ m}^4$$

$$r_x= 0.0721 \text{ m}$$

$$r_y= 0.1443 \text{ m.}$$

$$w = \frac{WT}{L_u} = 2400 \times 0.125 = 300 \text{ Kg/m.}$$

$$E_c= 158 \ 113.88 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.6 Areas tributarias para cálculo de cargas-actuales.

$$A_1= 6.25 \text{ m}^2$$

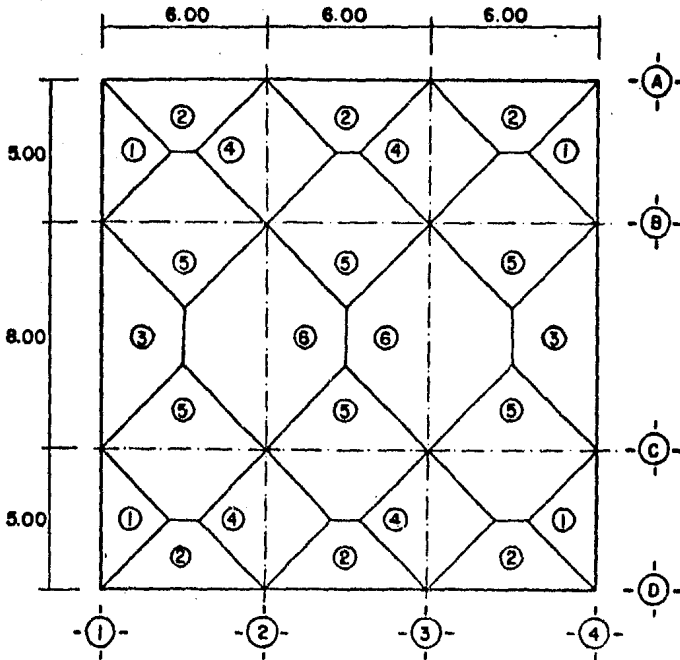
$$A_2= 8.75 \text{ m}^2$$

$$A_3=15.0 \text{ m}^2$$

$$A_4=12.50 \text{ m}^2$$

$$A_5=17.75 \text{ m}^2$$

$$A_6=30.0 \text{ m}^2$$



3.4.7 Cargas uniformemente repartidas para el análisis.

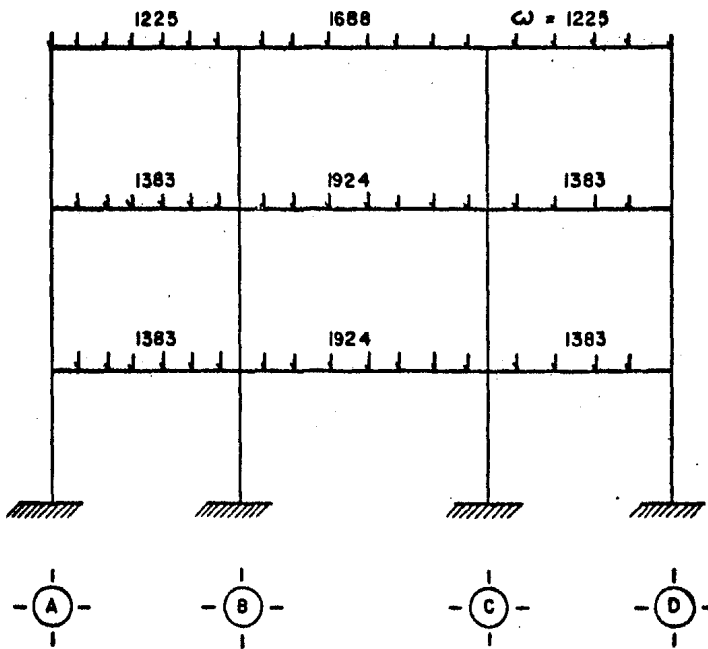
- a) Carga por área (Azotea) = 740 Kg/m^2
- b) Carga por área (entrepiso) = 866 Kg/m^2

<u>AREA</u>	<u>LONGITUD</u>	<u>CARGA CONCEN-</u> <u>TRADA.</u>	<u>CARGA UNIFORME</u> <u>MENTE REPARTI-</u> <u>DA</u>
1a.	5.00	4625	925
1b.	5.00	5412.5	1082.5
2a.	6.00	6475	1079.16
2b.	6.00	7577.5	1262.92
3a.	8.00	11100.0	1387.50
3b.	8.00	12990.0	1623.75
4a.	5.00	9250.0	1850.0
4b.	5.00	10825.0	2170.0
5a.	6.00	13135.0	2186.16
5b.	6.00	15371.5	2561.91
6a.	8.00	22200	2775.0
6b.	8.00	25980	3247.5

NOTA: A estas cargas se aumentará el peso propio de las traveses, es decir, + 300 Kg/m.

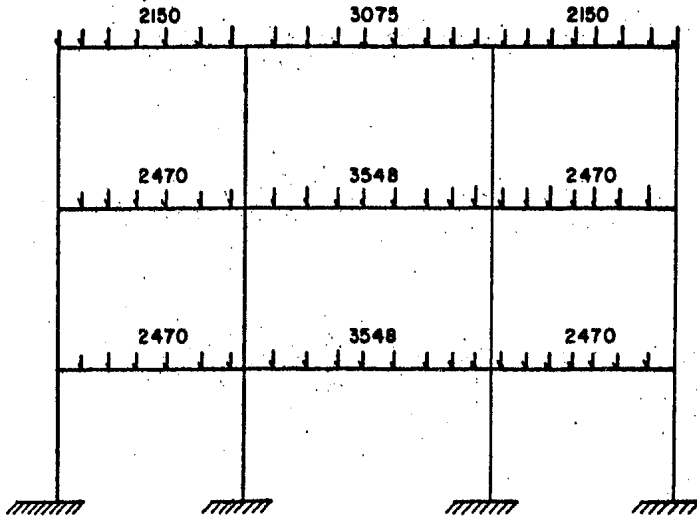
1a.	925	+	300	=	1225	kg/m
1b.	1082	+	300	=	1383	"
2a.	1079.16	+	300	=	1379	"
2b.	1262.92	+	300	=	1563	"
3a.	1387.5	+	300	=	1686	"
3b.	1623.75	+	300	=	1924	"
4a.	1850.0	+	300	=	2150	"
4b.	2170.0	+	300	=	2470	"
5a.	2186.16	+	300	=	2486	"
5b.	2561.91	+	300	=	2862	"
6a.	2775.0	+	300	=	3075	"
6b.	3247.5	+	300	=	3548	"

3.4.8 Marcos de Análisis.

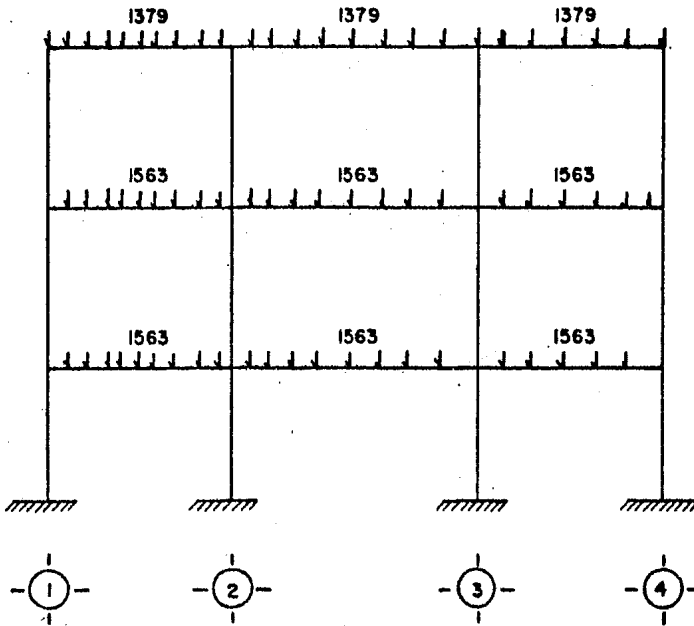


$$w = \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right]$$

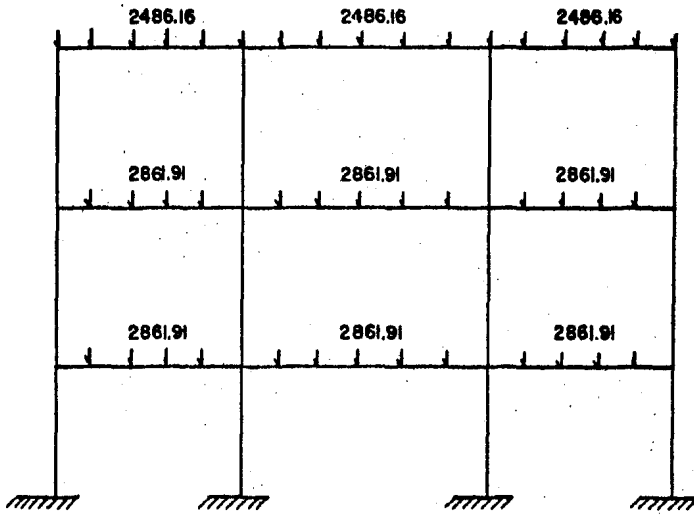
MARCO EXTREMO CM + CV



MARCO INTERIORES CM + CV



MARCO EXTREMO CM + CV



MARCO INTERIOR CM + CV

El análisis de los marcos anteriores, se realizó mediante el paquete de análisis estructural EASI-2.

Una vez obtenidas las reacciones de la estructura, procederemos al cálculo de la cimentación, para lo cual usaremos dos tipos de soluciones.

- CIMENTACION DE ZAPATAS CORRIDAS
- CIMENTACION DE RETICULA DE CONTRATRABES

Y cada una de estas soluciones las analizaremos por los métodos expuestos en los Capítulos III y IV.

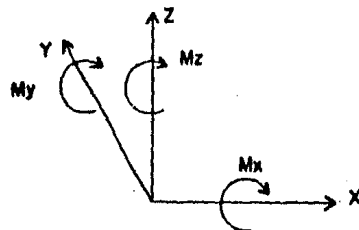
T A B L A D E R E A C C I O N E S

CM + CV

COLUMNA	Px Ton.	Py	Pt	Mx	My	Vx	Vy
A-1	8.58	12.56	21.14	-0.803	-0.400	0.330	0.679
A-2	15.27	26.94	42.21	0.058	-0.7116	0.587	-0.0536
A-3	15.27	26.94	42.21	-0.058	-0.7116	0.587	0.0536
A-4	8.58	12.56	21.14	0.803	-0.400	0.330	-0.679
B-1	34.03	22.93	56.96	-0.7114	-1.069	0.9074	1.257
B-2	62.05	49.15	111.20	-1.99	-1.99.51	1.693	0.098
B-3	62.05	49.15	111.20	1.99	-1.9	-1.693	-0.098
B-4	34.03	22.93	56.96	0.7114	-1.069	0.9074	-1.257
C-1	34.03	22.93	56.96	-.7114	1.069	-0.330	1.257
C-2	62.05	49.15	111.20	-1.99	1.995	1.693	0.098
C-3	62.05	49.15	111.20	-1.99	1.995	-1.693	-0.098
C-4	34.03	22.93	56.96	0.7114	1.069	0.330	-1.257
D-1	8.586	12.56	21.14	-0.803	0.400	-0.974	0.679
D-2	15.27	26.94	42.21	0.058	7.114	1.693	-0.0536
D-3	15.27	26.94	42.21	-0.058	7.114	1.693	0.0536
D-4	8.586	12.56	21.14	0.803	0.400	-0.974	-0.679

* 146 *

Σ 926 Ton.



PLANTA DE UBICACION DE COLUMNAS

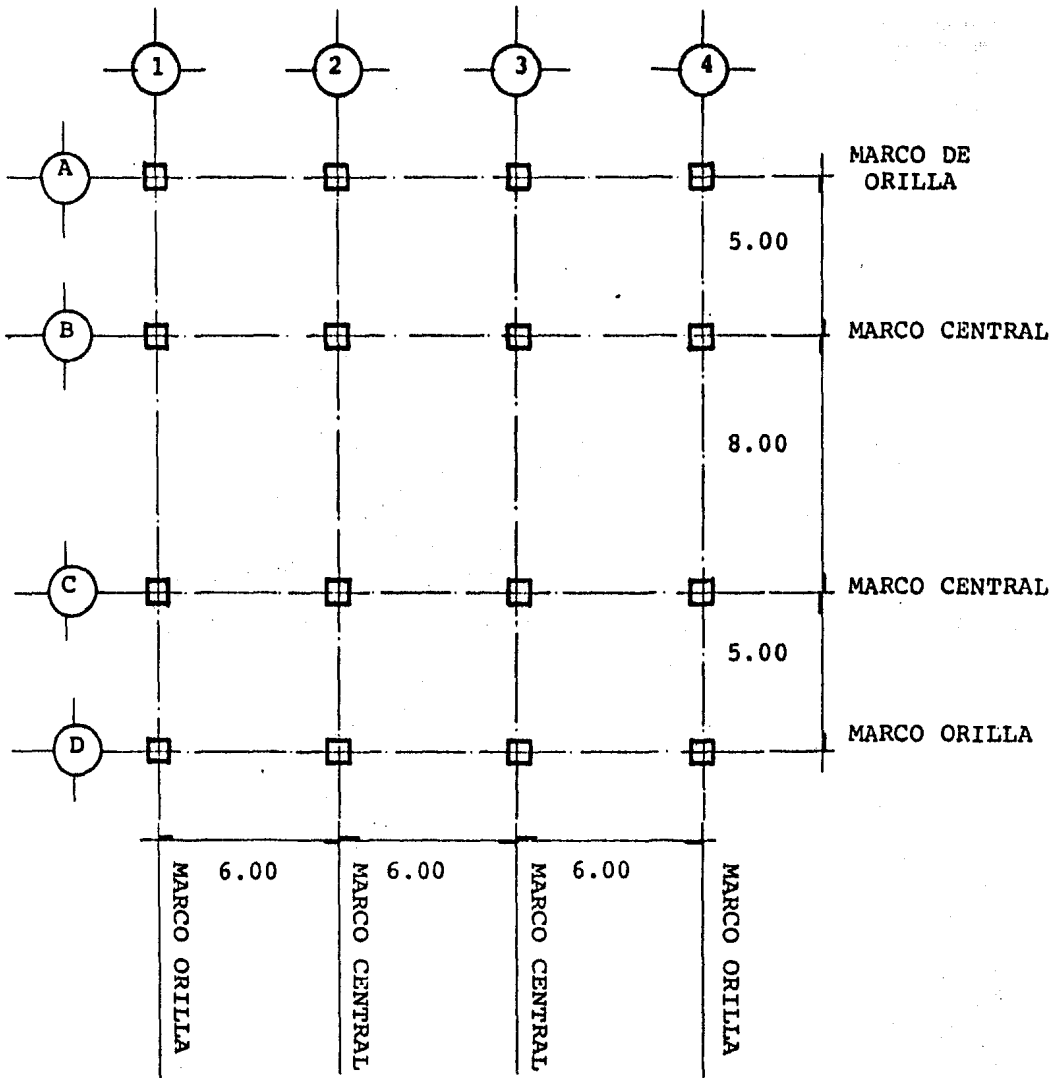


FIG. V.4 PLANTA DE UBICACION DE COLUMNAS

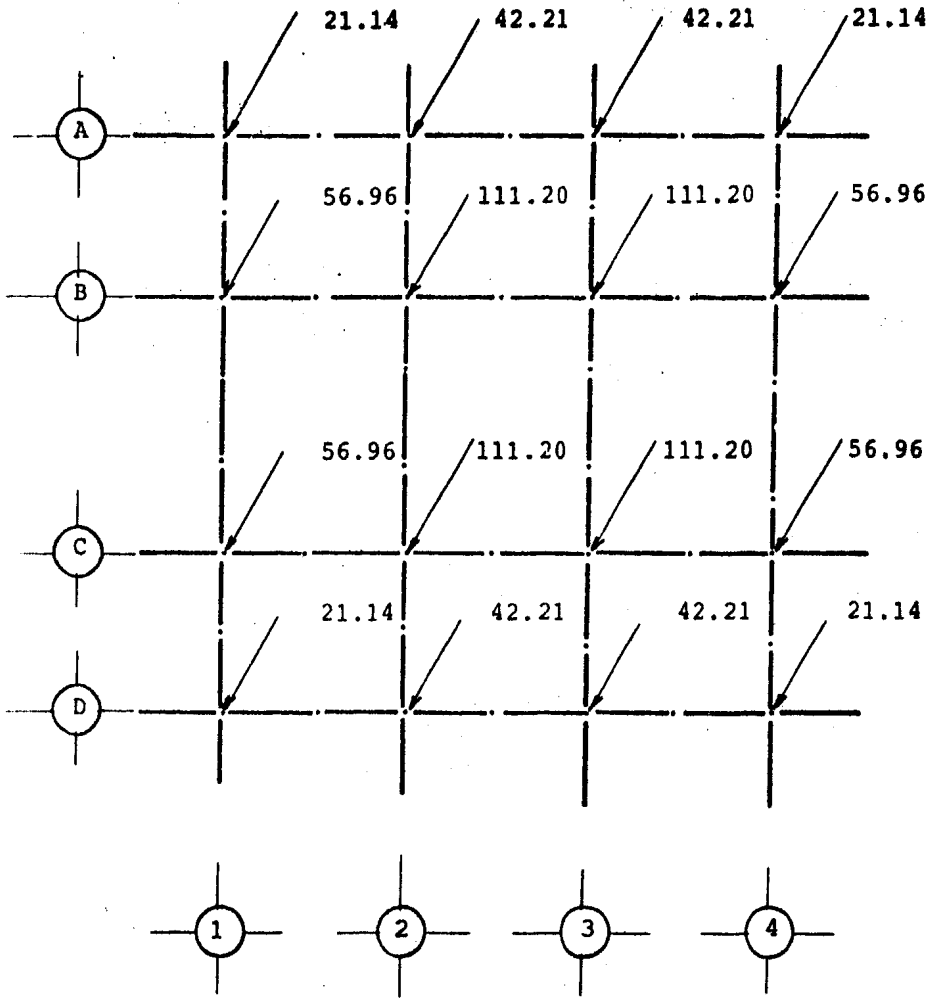
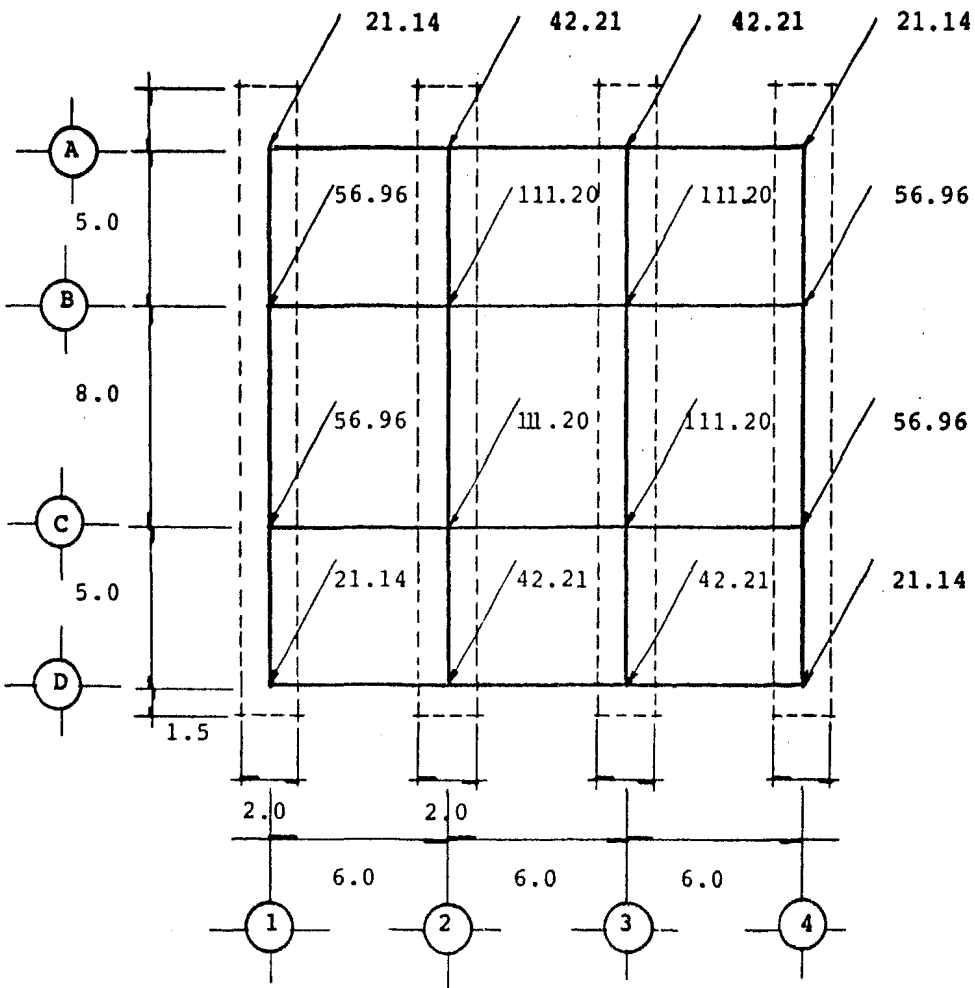


FIG. V.5 TABLA DE REACCION POR NUDO

GRAFICA DE REACCIONES



Reacciones para el programa de Interacción Suelo-Estructura

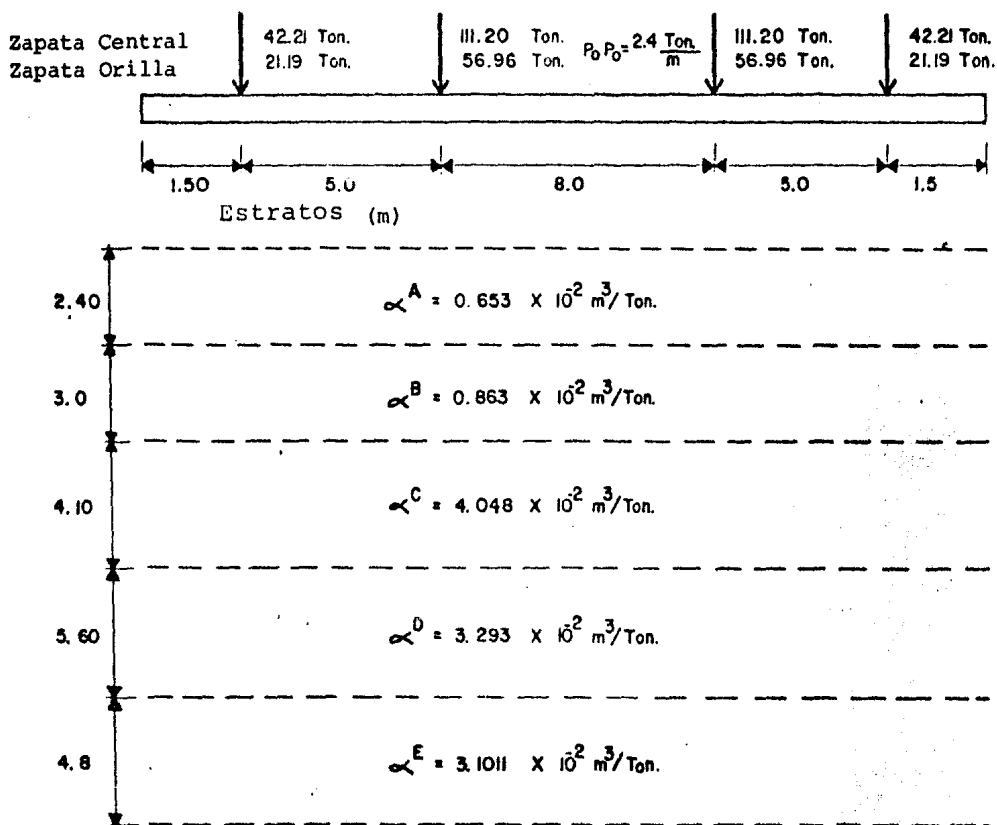
FIG. V.6 PLANTA DE LOCALIZACION DE ZAPATAS

4.- SOLUCION MEDIANTE LOS METODOS INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.
RA.

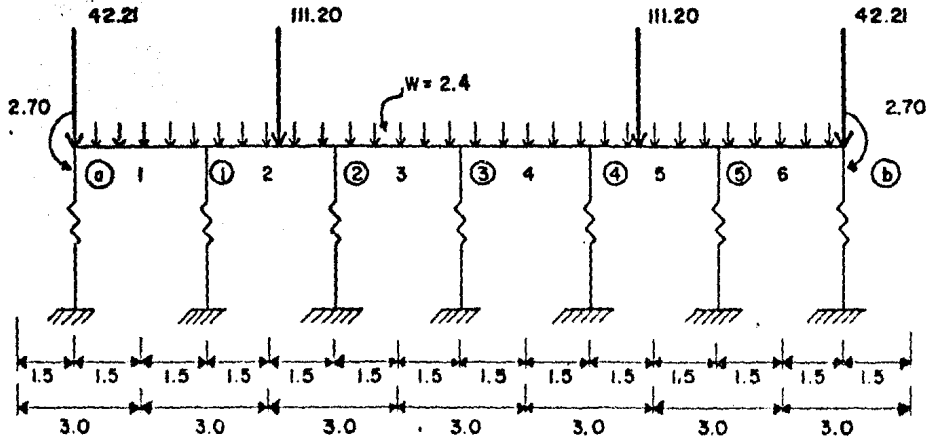
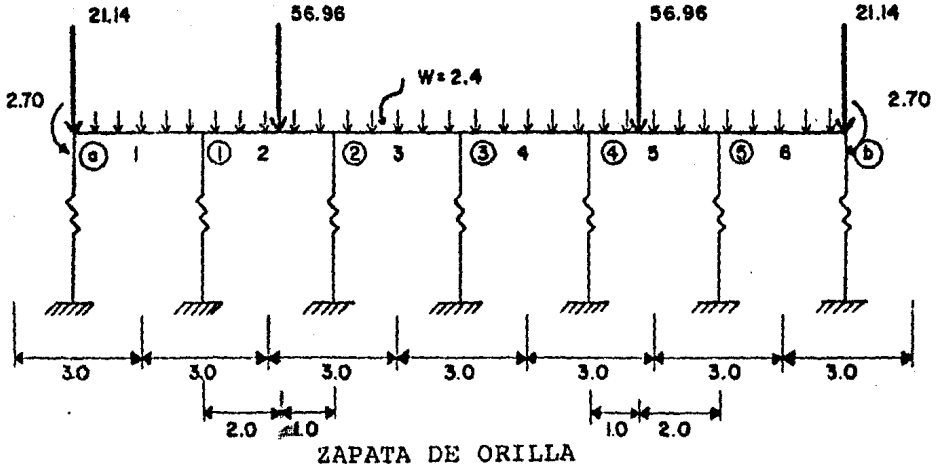
La primera opción a analizar, será la de zapatas corridas y el primer análisis de interacción Suelo-Estructura se - hará mediante el método de las rigideces visto en el Capítulo IV.

4.1 Método no iterativo ISE mediante el método de las rigideces.

- Zapatas Corridas-

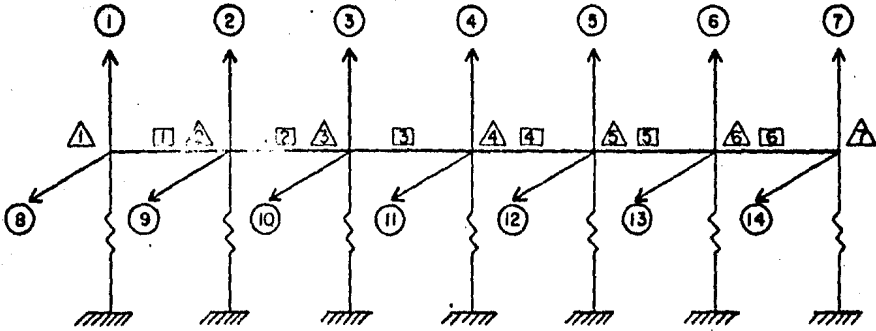


4.1.1 Idealización (Modelo Matemático) ISE no-Iterativo.

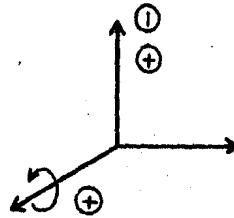
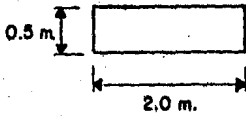


Momentos [ton - m]
 Cargas Puntuales [ton]
 Cargas Repartidas
 [ton - m]
 Dimensiones [m]

4.1.2 Cálculo de la Matriz de Rigideces de la estructura de cimentación.

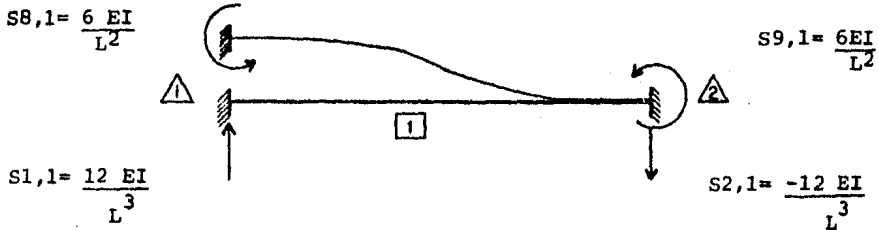


Sección Transversal



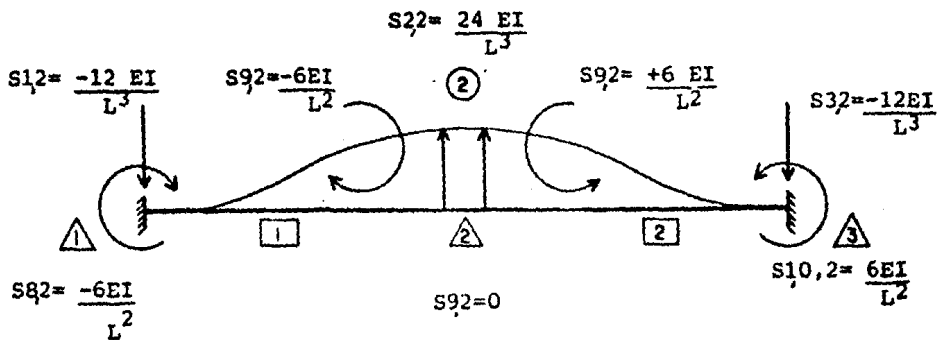
4.1.2.1 Cálculo de la Matriz de rigideces dando desplazamientos.

Elemento No. 1 (Desplazamiento en el nudo No. 1).



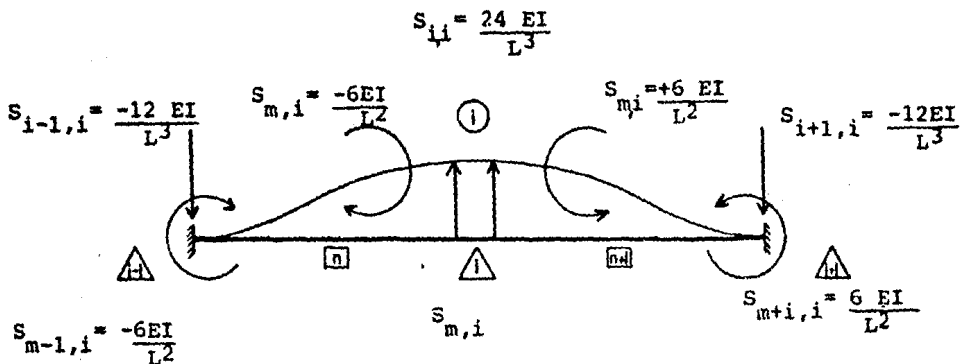
Elementos No. 1 y 2

(Desplazamiento en el nudo 2)



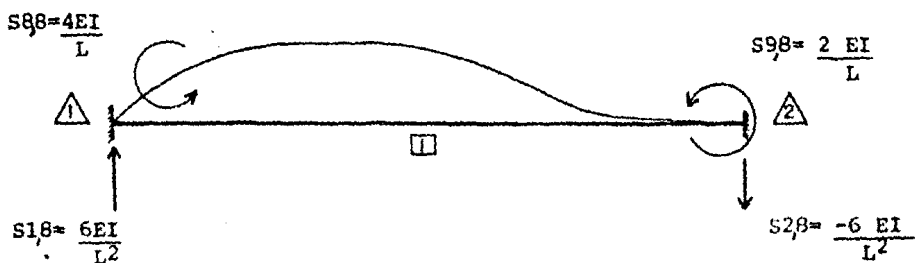
Por lo que se puede generalizar para un elemento--
No. n y $n + 1$.

(Desplazamiento en el nudo i)



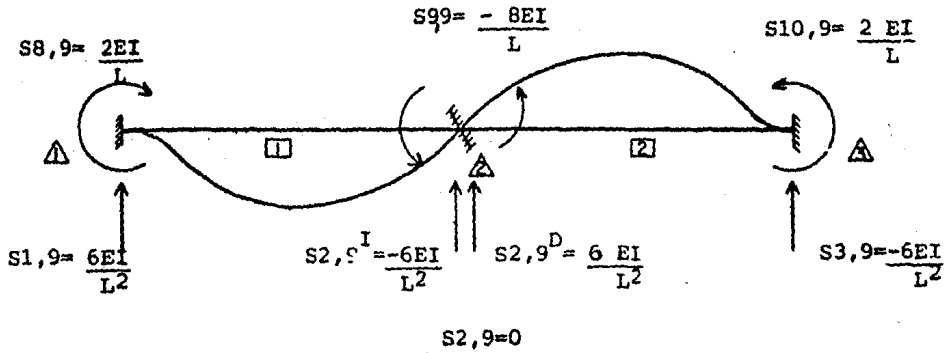
Elemento No. 1

(Giro No. 8)

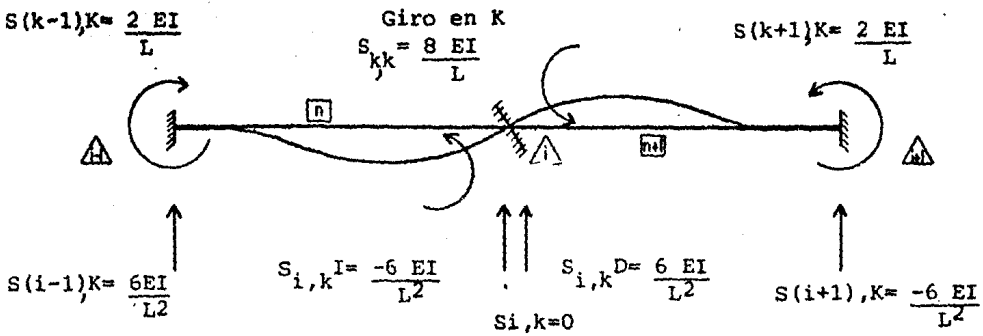


Elementos No. 1 y 2

(Giro No. 9)

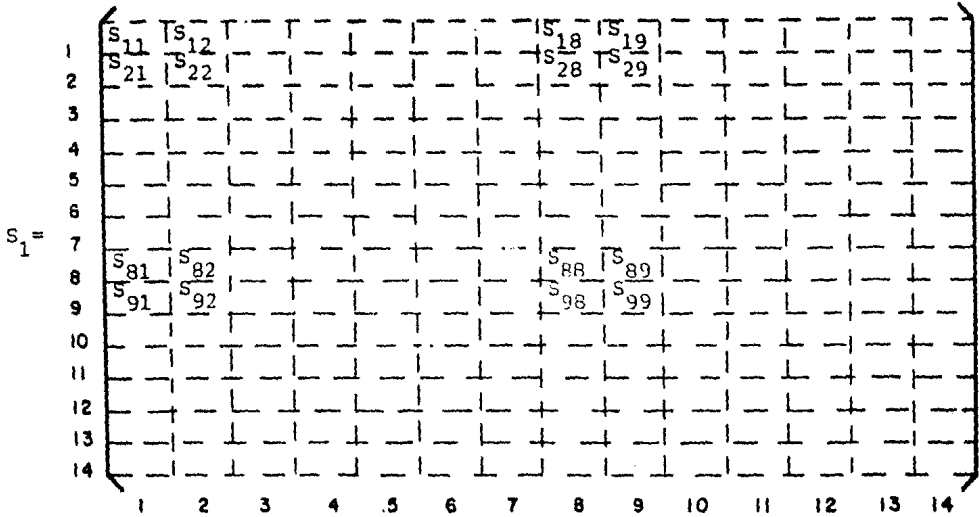


También se puede generalizar para un elemento ----
 n y n + 1. (Giro en el nudo K)

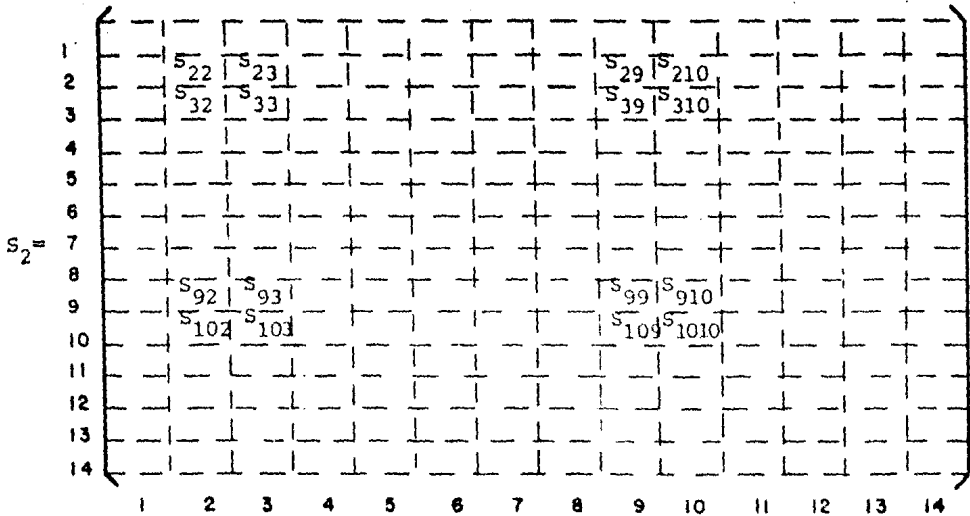


4.1.2.2 Cálculo de la matriz de rigideces por cada miembro.

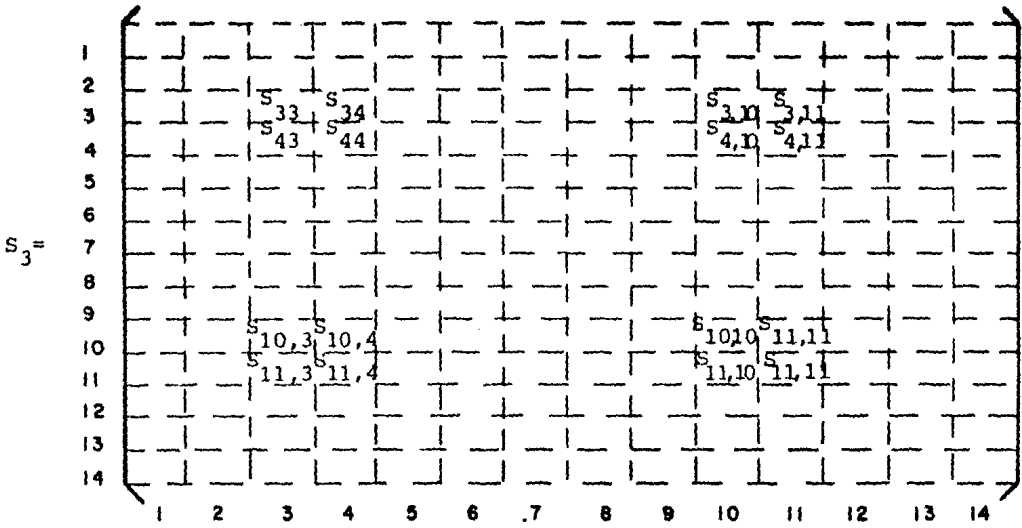
Miembro No. 1



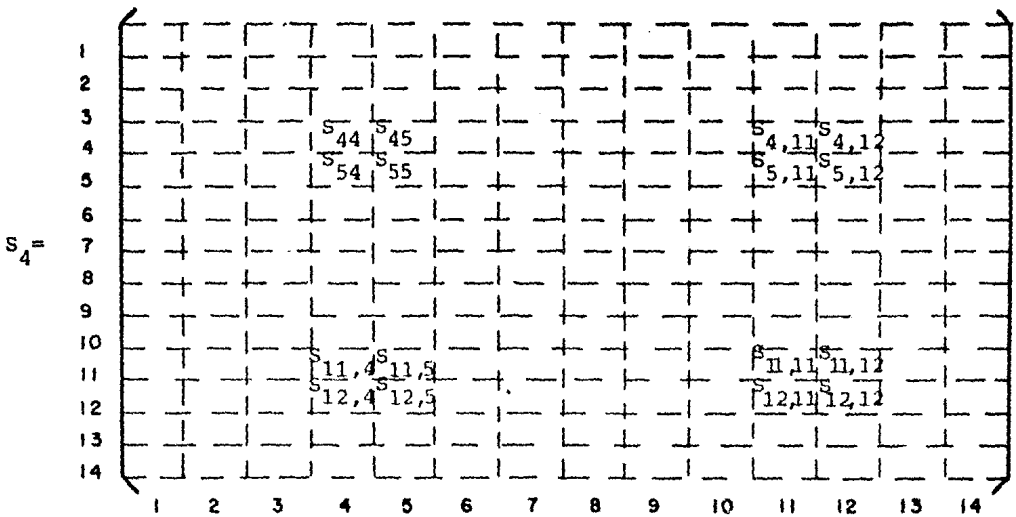
Miembro No.2



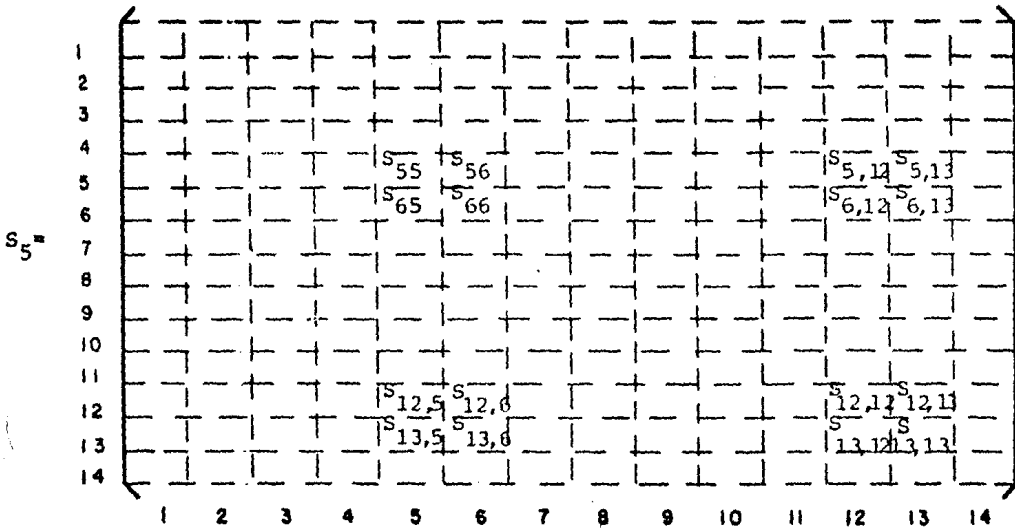
Miembro No. 3



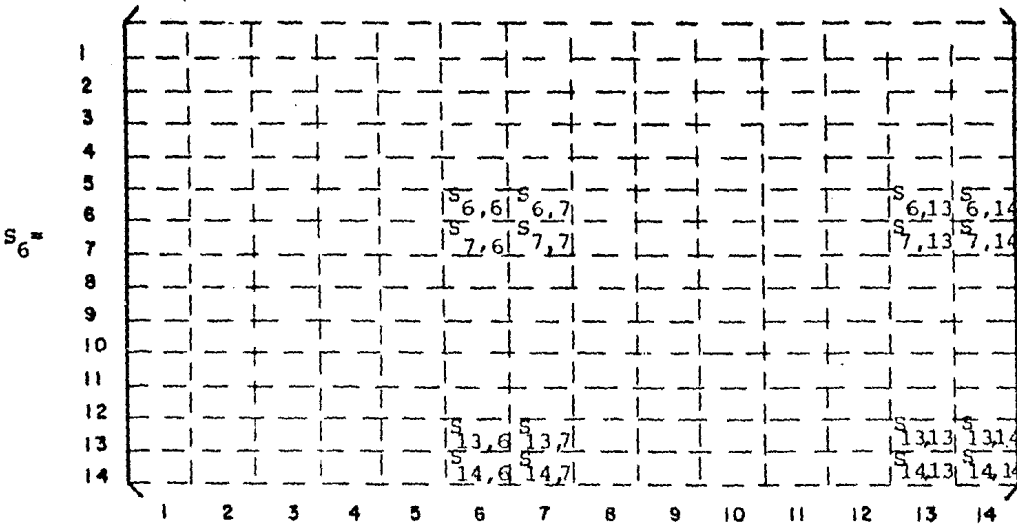
Miembro No. 4



Miembro No. 5



Miembro No. 6



Donde: (por elemento) obtendremos:

$$S_{1,1} = S_{2,2} = S_{3,3} = S_{4,4} = S_{5,5} = S_{6,6} = S_{7,7} = \frac{12 EI}{L^3}$$

$$S_{8,8} = S_{9,9} = S_{10,10} = S_{11,11} = S_{12,12} = S_{13,13} = S_{14,14} = \frac{4 EI}{L}$$

$$S_{1,2} = S_{2,1} = S_{2,3} = S_{3,2} = S_{3,4} = S_{4,3} = S_{4,5} = S_{5,4} = S_{6,5} = S_{6,7} = S_{7,6} = -\frac{12 EI}{L^3}$$

$$S_{8,9} = S_{9,8} = S_{9,10} = S_{10,9} = S_{10,11} = S_{11,10} = S_{11,12} = S_{12,11} = S_{12,13} = S_{13,12} = S_{13,14} = S_{14,13} = \frac{2 EI}{L}$$

$$S_{9,2I} = S_{10,3I} = S_{11,4I} = S_{12,5I} = S_{13,6I} = S_{2,9I} = S_{3,10I} = S_{4,11I} = S_{5,12I} = S_{6,13I} = -\frac{6 EI}{L^2}$$

$$S_{9,12D} = S_{10,3D} = S_{11,4D} = S_{12,5D} = S_{13,6D} = S_{2,9D} = S_{3,10D} = S_{4,11D} = S_{5,12D} = S_{6,13D} = \frac{6 EI}{L^2}$$

$$S_{8,1} = S_{1,8} = \frac{6 EI}{L^2} \quad S_{7,14} = S_{14,7} = -\frac{6 EI}{L^2}$$

$$S_{1,9} = S_{2,10} = S_{3,11} = S_{4,12} = S_{5,13} = S_{6,14} = S_{9,1} = S_{10,2} = S_{11,3} = S_{12,4} = S_{13,5} = S_{14,6} = \frac{6 EI}{L^2}$$

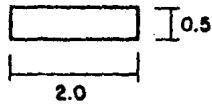
$$S_{2,8} = S_{3,9} = S_{4,10} = S_{5,11} = S_{6,12} = S_{7,13} = S_{8,2} = S_{9,3} = S_{10,14} = S_{11,5} = S_{12,6} = S_{13,7} = -\frac{6 EI}{L^2}$$

Finalmente, ensamblando obtendremos la --
matriz de rigideces de la estructura.

LA MATRIZ DE RIGIDECES DE LA ESTRUCTURA

1	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$						$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{6EI}{L^2}$					
2	$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{24EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$					$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{6EI}{L^2}$				
3		$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{24EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$				$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{6EI}{L^2}$				
4			$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{24EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$					$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{6EI}{L^2}$		
5				$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{24EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$				$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{6EI}{L^2}$		
6					$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{24EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$					$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{6EI}{L^2}$
7						$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{-12EI}{L^3}$					$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{-6EI}{L^2}$	
8	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{-6EI}{L^2}$						$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$					
9	$\frac{6EI}{L^2}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$					$\frac{2EI}{L}$	$\frac{8EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$				
10		$\frac{6EI}{L^2}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$					$\frac{2EI}{L}$	$\frac{8EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$			
11			$\frac{6EI}{L^2}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$					$\frac{2EI}{L}$	$\frac{8EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$		
12				$\frac{6EI}{L^2}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$					$\frac{2EI}{L}$	$\frac{8EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$	
13					$\frac{6EI}{L^2}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$					$\frac{2EI}{L}$	$\frac{8EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$
14						$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{-6EI}{L^2}$						$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

De la geometría del modelo y propiedades de la zapata.



$$E = 2.0 \text{ E6 Ton/m}^2$$

$$I = 0.02083 \text{ m}^4$$

$$L = 3.0 \text{ m}$$

Sustituyendo en los valores:

$$\frac{12}{L^3} EI = \frac{12 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3^3} = 18,515.60$$

$$\frac{24}{L^3} EI = \frac{24 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3^3} = 37,031.11$$

$$\frac{6}{L^2} EI = \frac{6 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3^2} = 27,773.3$$

$$\frac{4}{L} EI = \frac{4 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3} = 55,546.7$$

$$\frac{2}{L} EI = \frac{2 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3} = 27,773.3$$

$$\frac{8}{L} EI = \frac{8 \times 2.0 \text{E6} \times 0.02083}{3} = 111,093.33$$

Finalmente la matriz de rigideces de la estructura es como a continuación se indica:

1	18515.6	18515.6	0	0	0	0	0	0	2773.3	2773.3	0	0	0	0
2	18515.6	37031.8	18515.6	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0
3	0	18515.6	37031.8	18515.6	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0
4	0	0	18515.6	37031.8	18515.6	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0
5	0	0	0	18515.6	37031.8	18515.6	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0
6	0	0	0	0	18515.6	37031.8	18515.6	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3
7	0	0	0	0	0	18515.6	18515.6	0	0	0	0	0	2773.3	2773.3
8	2773.3	2773.3	0	0	0	0	0	55546.7	2773.3	0	0	0	0	0
9	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0	0	0
10	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0	0
11	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0	0
12	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0
13	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0
14	0	0	0	0	0	2773.3	2773.3	0	0	0	0	0	2773.3	55546.7
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

4.1.3 Cálculo de la matriz de rigideces del ---
suelo.

Siguiendo lo expuesto en el capítulo IV,-
ahora tendremos que encontrar la matriz -

de rigideces del suelo. Pero para lograr lo, primeramente encontremos la matriz de flexibilidades del mismo.

4.1.3.1 Encontremos la matriz de influencias I_{ji} para las siete (7) áreas cargadas unitariamente -- mediante la expresión No. 26.I- del capítulo I (para áreas uniformemente cargadas).

Datos:

$\chi = 2$ (Valor para suelos estratificados con diversas deformabilidades).

$2B=2.0m$ (Ancho de la zapata).

$\lambda = 3$ (Separación entre resortes).

$a=2B\lambda = 6m^2$ (Superficie del área cargada -- para obtener la matriz de flexibilidades).

Fórmula para la obtención de las influencias:

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} 2 \alpha_0 \right) (\sin \psi_1 - \sin \psi_2)$$

Por ejemplo calculemos el valor de influencia para el punto en el suelo de coordenadas $z=1.20\text{m}$ de profundidad y $X=3.0$.

$X=3.0$ m (distancia horizontal del punto al punto cargado unitariamente). Cuando se carga unitariamente la primera área.

Evaluemos los parámetros dados para las ecuaciones 28.I.a, --- 28.I.b y 28.I.c, las cuales podremos apreciar en la figura -- I.11 en el Capítulo I.

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{X^2 + Z^2}} = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{3.0^2 + 1.2^2}} \right] = 0.300 \text{ Rad}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{X + \lambda/2}{Z} = \tan^{-1} \left[\frac{3.0 + \frac{3.0}{2}}{1.2} \right] = 1.31 \text{ Rad}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{X - \lambda/2}{Z} = \tan^{-1} \left[\frac{3.0 - \frac{3.0}{2}}{1.2} \right] = 0.8965 \text{ Rad}$$

Evaluando los parámetros en la ecuación 26.I, obtendremos:

$$I_{2,1}^A = \frac{1}{\pi} (0.300 + \frac{1}{2} \sin 2(0.300) (\sin 1.31 - \sin 0.8965))$$

$$I_{1,a}^A = 0.03435$$

Donde A es el estrato donde se encuentra el --
punto J (ver Capítulo III).

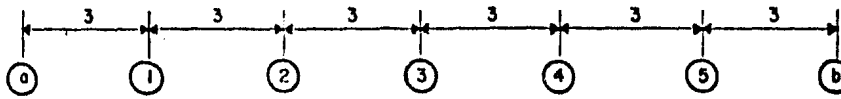
DATOS DE GEOMETRIA DE LA ZAPATA

$\lambda = 2$ (Suelos estratificados de diversas deformabilidades)

$2B = 2\text{m}$ (Ancho de la zapata)

$\lambda = 3$ (Separación entre resortes)

$a = 2E\lambda = 2 \times 3 = 6 \text{ m}^2$ (Para obtención de la matriz de flexibilidades)



E S T R A T O	z_i	d_i	Mej	1.0							a N C m ³ /ton
	m	m	10^{-2} m ² /T	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
A	1.20	2.40	0.27	0.5898	0.0344	0.0217	0.00004	0.0001	0.00005	0.00003	0.653
B	3.90	3.00	0.29	0.1123	0.0499	0.01155	0.00325	0.00117	0.0005	0.00026	0.867
C	7.50	4.20	0.94	0.0329	0.0248	0.01267	0.00576	0.00271	0.00137	0.00074	4.048
D	12.40	5.60	0.59	0.0123	0.0109	0.00813	0.0053	0.00332	0.0021	0.00129	3.293
E	17.60	4.80	0.65	0.00613	0.00579	0.00493	0.00386	0.00287	0.0021	0.00147	3.1011

* 165 *

MATRIZ DE INFLUENCIA PARA UNA CARGA UNITARIA g
APLICADA EN LA PRIMER COLUMNA (a)

$\times 10^{-2}$

De la figura anterior encontramos la matriz de influencia para una carga unitaria aplicada en la primer columna i=a

j=	a	1	2	3	4	5	b	Componentes
I _{aj}	0.5898	0.0344	0.0217	0.0004	0.0001	0.00005	0.00003	A
	0.1123	0.0499	0.01155	0.00323	0.00117	0.0005	0.00026	B
	0.0329	0.0248	0.01267	0.00576	0.00271	0.00137	0.00074	C
	0.0123	0.0109	0.00813	0.0053	0.00332	0.0021	0.00129	D
	0.00613	0.00579	0.00493	0.00386	0.00287	0.0021	0.00147	E

$$\alpha_{C}^N = \begin{pmatrix} 0.653 \\ 0.867 \\ 4.048 \\ 3.293 \\ 3.1011 \end{pmatrix}$$

x 10⁻²

Aplicando la ecuación Matricial

$$\begin{pmatrix} \overline{\delta}_{ja} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} I_{aj} \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \alpha_{C}^N \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \overline{\delta}_{ja} \end{pmatrix}$$

Desplazamientos unitarios en j debido a una área cargada en a

$$\begin{pmatrix} \overline{\delta}_{ji} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.00014 \end{pmatrix}$$

4.1.3.2 Ahora variamos nuestra área cargada unitariamente sobre los -- punto $i=a, 1, 2, 3, 4, 5, b$ tendremos los siguientes vectores.

$$\overline{\delta}_{ja} = \begin{bmatrix} 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.00014 \end{bmatrix} \quad \overline{\delta}_{j1} = \begin{bmatrix} 0.0022 \\ 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \end{bmatrix} \quad \overline{\delta}_{j2} = \begin{bmatrix} 0.0012 \\ 0.0022 \\ 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \end{bmatrix}$$

$$\overline{\delta}_{j3} = \begin{bmatrix} 0.0006 \\ 0.0012 \\ 0.0022 \\ 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \end{bmatrix} \quad \overline{\delta}_{j4} = \begin{bmatrix} 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0012 \\ 0.0022 \\ 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \end{bmatrix} \quad \overline{\delta}_{j5} = \begin{bmatrix} 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0012 \\ 0.0022 \\ 0.0068 \\ 0.0022 \end{bmatrix} \quad \overline{\delta}_{jb} = \begin{bmatrix} 0.00014 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0012 \\ 0.0022 \\ 0.0068 \end{bmatrix}$$

Por lo que la matriz asentamientos bajo área cargada unitariamente, será:

$$\left[\overline{\delta}_{jj} \right] = \begin{bmatrix} 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 & 0.00014 \\ 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 \\ 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 \\ 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 \\ 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 \\ 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 \\ 0.00014 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 \end{bmatrix}$$

4.1.3.3. La matriz de flexibilidades de-
suelo es:

$$F_S = \begin{matrix} \delta_{ij} \\ a_i \end{matrix} \begin{bmatrix} 1.13E-3 & 3.666E-4 & 2.0E-4 & 1.0E-4 & 5.0E-5 & 3.33E-5 & 2.33E-5 \\ 3.666E-4 & 1.13E-3 & 3.666E-4 & 2.00E-4 & 1.0E-4 & 5.0E-5 & 3.33E-5 \\ 2.0E-4 & 3.666E-4 & 1.13E-3 & 3.666E-4 & 2.0E-4 & 1.0E-4 & 5.0E-5 \\ 1.0E-4 & 2.0E-4 & 3.666E-4 & 1.13E-3 & 3.666E-4 & 2.0E-4 & 1.0E-4 \\ 5.0E-5 & 1.0E-4 & 2.0E-4 & 3.666E-4 & 1.13E-3 & 3.666E-4 & 2.0E-4 \\ 3.33E-5 & 5.0E-5 & 1.0E-4 & 2.0E-4 & 3.666E-4 & 1.13E-3 & 3.666E-4 \\ 2.33E-5 & 3.33E-5 & 5.0E-5 & 1.0E-4 & 2.0E-4 & 3.66E-4 & 1.13E-3 \end{bmatrix}$$

4.1.3.4 La matriz de rigideces del suelo

$$S_S = F_S^{-1}$$

$$S_{S_{ij}} = \begin{bmatrix} 997.94 & -306.86 & -47.77 & -16.28 & -7.21 & -4.05 & -3.10 \\ -306.86 & 1092.29 & -292.18 & -42.79 & -14.11 & -6.11 & -4.05 \\ -47.77 & -292.18 & 1092.29 & -291.43 & -42.51 & -14.11 & -7.21 \\ -16.28 & -42.79 & -291.43 & 1094.29 & -291.43 & -42.79 & -16.28 \\ -7.21 & -14.11 & -42.51 & -291.43 & 1094.29 & -292.18 & -47.77 \\ -4.05 & -6.11 & -14.11 & -42.79 & -292.18 & 1092.29 & -306.86 \\ -3.10 & -4.05 & -7.21 & -16.28 & -47.77 & -306.86 & 997.91 \end{bmatrix}$$

4.1.4 Matriz de Rigideces Suelo - Estructura.

1	19513.5	18822.2	47.77	16.28	7.21	4.05	3.10	2773.3	2773.3	0	0	0	0	0
2	18822.2	3123.4	18807.7	42.79	14.11	6.11	4.05	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0
3	47.77	18807.7	3125.7	18807.7	42.51	14.11	7.21	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0
4	16.28	42.79	18807.7	3125.7	18807.7	42.79	16.28	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0
5	7.21	14.11	42.51	18807.7	3125.7	18807.7	47.77	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0
6	4.05	6.11	14.11	42.79	18807.7	3123.4	1882.4	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3
7	3.10	4.05	7.21	16.28	47.77	18822.2	19513.5	0	0	0	0	0	2773.3	2773.3
8	2773.3	2773.3	0	0	0	0	0	5546.7	2773.3	0	0	0	0	0
9	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0	0	0
10	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0	0
11	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	0	0
12	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	2773.3	0
13	0	0	0	0	2773.3	0	2773.3	0	0	0	2773.3	11093.3	2773.3	2773.3
14	0	0	0	0	0	2773.3	2773.3	0	0	0	0	0	2773.3	5546.7
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

$$S_t = S_E + S_S$$

de la expresión

$$A = S_T^{-1} D \quad S_T^{-1} A = D$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	9.7233 E-04	5.6629 E-04	2.7675 E-04	1.1292 E-04	3.5102 E-05	2.8854 E-05	-1.1921 E-05	-1.4322 E-04	-1.1959 E-04	7.3990 E-05	-3.7813 E-05	1.6397 E-05	6.6350 E-06	4.0859 E-06
2	5.6629 E-04	5.952 E-04	4.6796 E-04	2.9645 E-04	1.6099 E-04	6.9635 E-05	2.8853 E-05	2.2406 E-05	-1.5813 E-05	-5.7488 E-05	-5.3073 E-05	3.7190 E-05	2.5014 E-05	2.0852 E-05
3	2.7675 E-04	4.6796 E-04	5.7280 E-04	4.7749 E-04	3.1079 E-04	1.6099 E-04	3.5102 E-05	6.7138 E-05	5.6937 E-05	1.1729 E-06	-5.2089 E-05	5.4825 E-05	4.5121 E-05	4.0382 E-05
4	1.1292 E-04	2.9645 E-04	4.7749 E-04	5.7790 E-04	4.7750 E-04	2.9645 E-04	1.1292 E-04	6.062 E-05	6.229 E-05	5.4789 E-05	3.1832 E-11	5.4789 E-05	6.229 E-05	6.0618 E-05
5	3.5102 E-05	1.6099 E-04	3.1079 E-04	4.7749 E-04	5.73 E-04	4.6796 E-04	2.7675 E-04	4.0382 E-05	4.5121 E-05	5.4825 E-05	5.209 E-05	1.173 E-06	5.694 E-05	6.714 E-05
6	2.8854 E-06	6.9604 E-05	1.6099 E-04	2.9645 E-04	4.6796 E-04	5.9529 E-05	5.6629 E-04	2.085 E-05	2.5015 E-05	3.7189 E-05	5.3073 E-05	5.7488 E-05	1.5813 E-05	2.2406 E-05
7	1.1921 E-05	2.8854 E-06	3.5102 E-05	1.1292 E-04	2.7675 E-04	5.6629 E-04	9.723 E-04	4.0859 E-06	6.635 E-06	1.6398 E-05	3.7814 E-05	7.3991 E-05	1.1959 E-04	1.4322 E-04
8	1.4322 E-04	2.2406 E-05	6.7138 E-05	6.0618 E-05	4.0382 E-05	2.0852 E-05	4.086 E-06	8.5655 E-06	3.032 E-05	3.4217 E-06	5.7947 E-06	6.9989 E-06	5.975 E-06	5.3956 E-06
9	1.1959 E-04	1.5813 E-05	5.6937 E-05	6.229 E-05	4.5112 E-05	2.5015 E-05	6.635 E-06	3.032 E-05	4.3138 E-05	9.6589 E-06	3.6702 E-06	6.794 E-06	6.4289 E-06	5.9754 E-05
10	7.3991 E-05	5.7488 E-05	1.1731 E-06	5.4789 E-05	5.4825 E-05	3.719 E-05	1.640 E-05	3.422 E-06	9.659 E-06	3.3106 E-05	6.1992 E-06	4.251 E-06	6.794 E-06	6.9989 E-06
11	2.7814 E-05	5.3073 E-05	5.2089 E-05	6.3665 E-11	5.2090 E-05	5.3073 E-05	3.7814 E-05	5.7947 E-05	3.6714 E-06	6.1991 E-06	3.1946 E-05	6.1991 E-06	3.6702 E-06	5.7948 E-06
12	1.6398 E-05	3.7118 E-05	5.4825 E-05	5.4789 E-06	1.1730 E-06	5.7488 E-05	7.399 E-05	6.9989 E-06	6.7943 E-06	4.251 E-06	6.1992 E-06	3.3106 E-05	9.6589 E-06	3.4217 E-06
13	6.635 E-06	2.5015 E-05	4.512 E-05	6.229 E-05	5.694 E-05	1.5813 E-05	1.1959 E-04	5.975 E-06	6.4289 E-06	6.7943 E-06	3.6702 E-06	9.6589 E-06	4.3139 E-05	3.032 E-05
14	4.0859 E-06	2.085 E-05	4.0382 E-05	6.062 E-05	6.7138 E-05	2.2406 E-05	1.4322 E-04	5.3955 E-06	5.9753 E-06	6.9989 E-06	5.7948 E-06	3.4218 E-06	3.032 E-05	8.5656 E-05

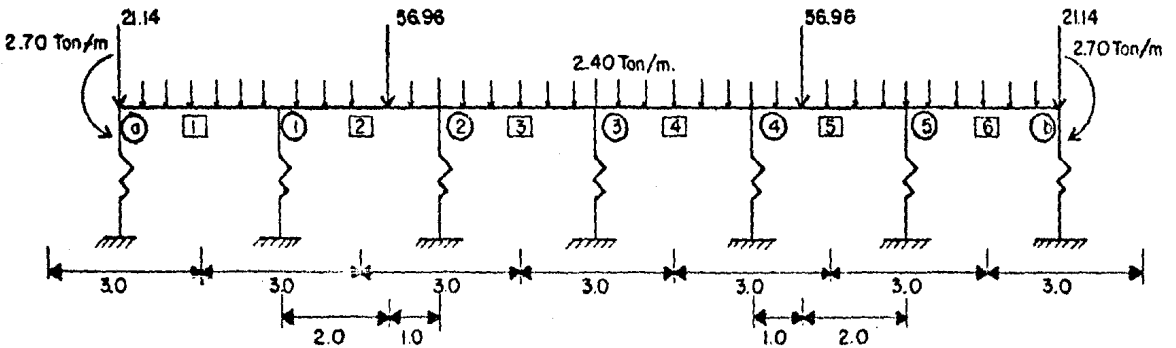
MATRIZ DE FLEXIBILIDADES
SUELO - ESTRUCTURA

4.1.5 Cálculo del vector de cargas (mediante -- fuerzas de fijación).

4.1.5.1 1º Condición de carga.

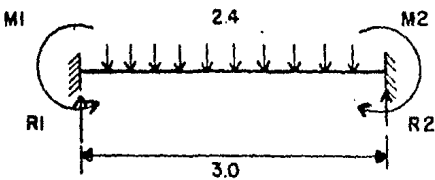
Cálculo de fuerzas de fijación y fuerzas exteriores.

Zapata Orilla..



Cálculo de Fuerzas de Fijación.

CASO 1

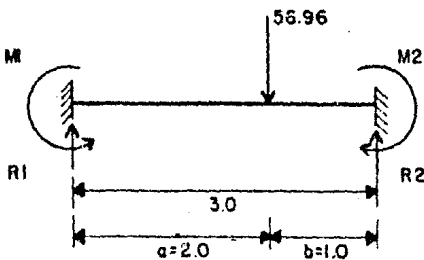


$$M1 = -M2 = \frac{w l^2}{12} = \frac{2.4 \times 3.0^2}{12}$$

$$M1 = -M2 = 1.8 \text{ Ton-m}$$

$$R1 = R2 = \frac{w l}{2} = \frac{2.4 \times 3.0}{2} = 3.6 \text{ ton}$$

CASO 2



$$M1 = P a b^2 = \frac{56.96 (2.0) (1.0)^2}{12 (3.0)^2} = 12.66 \text{ ton-m}$$

$$M2 = \frac{P a^2 b}{12 (3.0)^2} = \frac{56.96 (2.0)^2 (1.0)}{12 (3.0)^2} = 25.315 \text{ ton-m}$$

$$R1 = P - R2 = 14.77 \text{ Ton.}$$

$$R2 = \frac{P a^2 (a + 3b)}{12 (3.0)^2} = \frac{56.96 (2.0)^2 (2.0 + 3(1))}{12 (3.0)^2}$$

$$R2 = 42.19 \text{ Ton.}$$

Vectores de fuerzas de fijación por barra.

Se hará siguiendo el orden establecido para la obtención de la matriz de rigideces.

F_0^1	=	$\begin{pmatrix} V_5 \\ V_2 \\ M_{03} \\ M_9 \\ 0 \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{pmatrix}$	BARRA No. 1
F_0^2	=	$\begin{pmatrix} V_2 \\ V_3 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 18.37 \\ 45.79 \\ 14.46 \\ -27.115 \end{pmatrix}$	BARRA No. 2
F_0^3	=	$\begin{pmatrix} V_3 \\ V_4 \\ M_{010} \\ M_{011} \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{pmatrix}$	BARRA No. 3
F_0^4	=	$\begin{pmatrix} V_4 \\ V_5 \\ M_{011} \\ M_{012} \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{pmatrix}$	BARRA No. 4
F_0^5	=	$\begin{pmatrix} V_5 \\ V_6 \\ M_{012} \\ M_{013} \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 45.79 \\ 18.37 \\ 27.115 \\ -14.46 \end{pmatrix}$	BARRA No. 5
F_0^6	=	$\begin{pmatrix} V_6 \\ V_7 \\ M_{013} \\ M_{014} \end{pmatrix}$	=	$\begin{pmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{pmatrix}$	BARRA No. 6

Ensamblando el Vector de fuerzas de fijación.

$$\begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 V_{O1} \\
 V_{O2} \\
 V_{O3} \\
 V_{O4} \\
 V_{O5} \\
 V_{O6} \\
 V_{O7} \\
 M_{O8} \\
 M_{O9} \\
 M_{O10} \\
 M_{O11} \\
 M_{O12} \\
 M_{O13} \\
 M_{O14}
 \end{array} \right\} F_O =
 \end{array}
 =
 \begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 3.6 \\
 21.97 \\
 49.39 \\
 7.20 \\
 49.39 \\
 21.97 \\
 3.6 \\
 1.8 \\
 12.66 \\
 -25.315 \\
 0 \\
 25.315 \\
 -12.66 \\
 -1.8
 \end{array} \right\}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 V_{E1} \\
 V_{E2} \\
 V_{E3} \\
 V_{E4} \\
 V_{E5} \\
 V_{E6} \\
 V_{E7} \\
 M_{E8} \\
 M_{E9} \\
 M_{E10} \\
 M_{E11} \\
 M_{E12} \\
 M_{E13} \\
 M_{E14}
 \end{array} \right\} FE =
 \end{array}
 =
 \begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 -24.74 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 -24.74 \\
 2.7 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 -2.7
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

VECTOR DE FUERZAS DE
FIJACION F_O

VECTOR DE FUERZAS EXTER-
NAS F_E

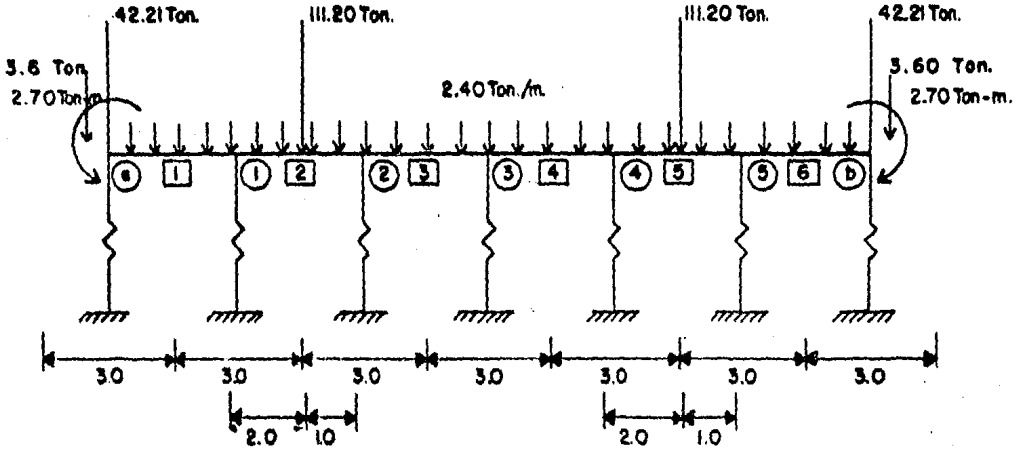
$$P = F_E - F_O$$

$$\begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 V_1 \\
 V_2 \\
 V_3 \\
 V_4 \\
 V_5 \\
 V_6 \\
 V_7 \\
 M_8 \\
 M_9 \\
 M_{10} \\
 M_{11} \\
 M_{12} \\
 M_{13} \\
 M_{14}
 \end{array} \right\} P =
 \end{array}
 =
 \begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{l}
 -28.34 \\
 -21.97 \\
 -49.39 \\
 -7.20 \\
 -49.39 \\
 -21.97 \\
 -28.34 \\
 0.9 \\
 -12.66 \\
 25.315 \\
 0 \\
 -25.315 \\
 12.66 \\
 -0.9
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

VECTOR DE CARGAS PARA
EL CASO DE LA ZAPATA-
DE ORILLA.

Cálculo de Fuerzas, fijación y fuerzas exterior.

ZAPATA CENTRAL



Cálculo de Fuerzas de Fijación

CASO 1

$$M_2 = -M_1 = \frac{W l^2}{12} = 1.8 \text{ Ton.}$$

$$R_1 = R_2 = \frac{W l}{2} = 3.6 \text{ Ton.}$$

$$M_1 = \frac{P a b^2}{12} = \frac{111.20 (2.0) (1.0)}{(3.0)^2} = 24.71 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = \frac{P a^2 b}{12} = \frac{111.20 (2.0)^2 (1.0)}{(3.0)^2} = 49.42 \text{ Ton-m}$$

$$R_1 = P - R_2 = 111.20 - 82.37 = 28.83 \text{ Ton}$$

$$R_2 = \frac{P a^2}{l^3} (a + 3b) = \frac{111.20 (2.0)^2}{(3.0)^2} (2 + 3) = 82.37 \text{ Ton}$$

Vector de fijación por Barra.

Comentario.

Se hará siguiendo el orden establecido para la obtención de la matriz de rigideces.

$$F_{O1}^1 = \begin{Bmatrix} V_{O1} \\ V_{O2} \\ M_{O8} \\ M_{O9} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 1}$$

$$F_{O2}^2 = \begin{Bmatrix} V_{O2} \\ V_{O3} \\ M_{O9} \\ M_{O10} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 32.43 \\ 85.97 \\ 26.51 \\ -51.22 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 2}$$

$$F_{O3}^3 = \begin{Bmatrix} V_{O3} \\ V_{O4} \\ M_{O10} \\ M_{O11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 3}$$

$$F_{O4}^4 = \begin{Bmatrix} V_{O4} \\ V_{O5} \\ M_{O11} \\ M_{O12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ 1.8 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 4}$$

$$F_{O5}^5 = \begin{Bmatrix} V_{O5} \\ V_{O6} \\ M_{O12} \\ M_{O13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 85.97 \\ 32.43 \\ 51.22 \\ -26.51 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 5}$$

$$F_{O6}^6 = \begin{Bmatrix} V_{O6} \\ V_{O7} \\ M_{O13} \\ M_{O14} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \\ 1.8 \\ -1.8 \end{Bmatrix} \quad \text{BARRA No. 6}$$

ENSAMBLANDO EL VECTOR

$$F_O = \begin{pmatrix} V_{O1} \\ V_{O2} \\ V_{O3} \\ V_{O4} \\ V_{O5} \\ V_{O6} \\ V_{O7} \\ M_{O8} \\ M_{O9} \\ M_{O10} \\ M_{O11} \\ M_{O12} \\ M_{O13} \\ M_{O14} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3.6 \\ 36.03 \\ 89.57 \\ 7.20 \\ 89.57 \\ 36.03 \\ 3.60 \\ 1.80 \\ 24.71 \\ -49.42 \\ 0.0 \\ 49.42 \\ -24.71 \\ -1.80 \end{pmatrix} \quad F_E = \begin{pmatrix} -45.82 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -45.82 \\ 2.70 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -2.7 \end{pmatrix}$$

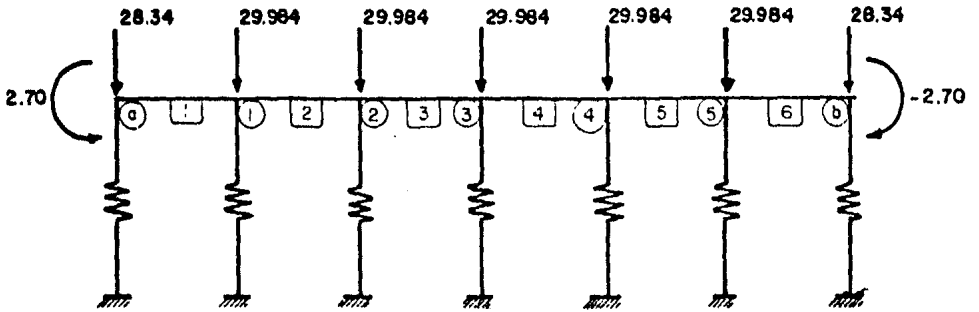
$$P = F_E - F_O$$

$$P = \begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \\ V_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \\ M_{11} \\ M_{12} \\ M_{13} \\ M_{14} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -49.42 \\ -36.03 \\ -89.57 \\ -7.20 \\ -89.57 \\ -36.03 \\ -49.42 \\ 0.90 \\ -24.71 \\ 49.42 \\ 0.0 \\ -49.42 \\ 24.71 \\ -0.9 \end{pmatrix}$$

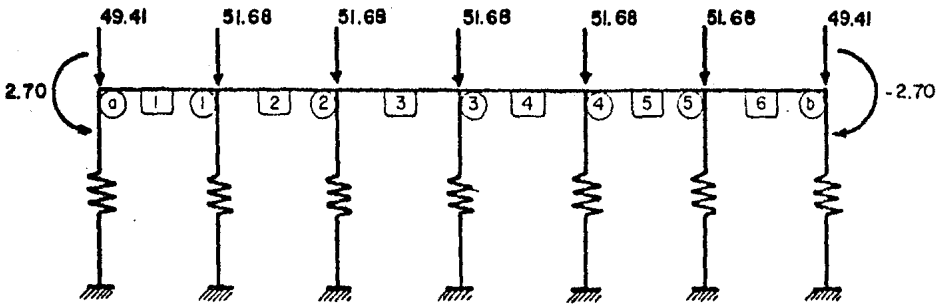
VECTOR DE CARGAS

ZAPATA CENTAL.

4.1.5.2 2° Condición de Carga.



ZAPATA ORILLA



ZAPATA CENTRAL

Vectores de Carga de la 2° condición son:

C	C_{ZO}	C_{ZC}
V_1	-28.34	-49.41
V_2	-29.984	-51.68
V_3	-29.984	-51.68
V_4	-29.984	-51.68
V_5	-29.984	-51.68
V_6	-29.984	-51.68
V_7	-28.34	-49.41
M_8	2.70	2.70
M_9	0	0
M_{10}	0	0
M_{11}	0	0
M_{12}	0	0
M_{13}	0	0
M_{14}	-2.7	-2.70

ZAPATA
ORILLA

ZAPATA
CENTRAL

4.1.6 Cálculo de Asentamientos Cimentación 100% - Flexible.

Comentario. Para este cálculo no se toma en cuenta la contribución de la rigidez de la estructura.

$$\delta_{100\%} = F_s A$$

PRIMER CASO DE CARGAS

NUDO	Z A P A T A (ton)		ASENTAMIENTO (cm)	
	ORILLA	CENTRAL	ORILLA	CENTRAL
a	-28.34	-49.42	-5.45	-9.45
1	-21.97	-36.03	-6.17	-10.55
2	-49.39	-89.57	-8.56	-15.09
3	-7.20	-7.20	-5.88	-9.81
4	-49.39	-89.57	-8.56	-15.09
5	-21.97	-36.03	-6.17	-10.55
b	-28.34	-49.42	-5.45	-9.45

SEGUNDO CASO DE CARGAS

NUDO	C A R G A S (ton)		DESPLAZAMIENTO ASENTAMIENTO (cm)	
	ORILLA	CENTRAL	ORILLA	CENTRAL
a	-28.34	-49.41	-5.53	-9.57
1	-29.984	-51.68	-6.67	-11.52
2	-29.984	-51.68	-7.20	-12.41
3	-29.984	-51.68	-7.35	-12.68
4	-29.984	-51.68	-7.20	-12.41
5	-29.984	-51.68	-6.67	-11.52
b	-28.34	-49.41	-5.53	-9.57

4.1.7. Cálculo de desplazamientos verticales.

4.1.7.1 Caso de Carga No. 1.

$$D = S^{-1} A$$

ZAPATA CENTRAL

NUDO	DESPLAZAMIENTO (m)	NUDO	GIRO (RAD)
1	-0.0968967	1	-0.0050495
2	-0.1117458	2	-0.0046691
3	-0.1203118	3	-0.00038471
4	-0.1197776	4	-0.0000010074 (-1.0074 E-07)
5	-0.1203295	5	+0.000381123
6	-0.1117458	6	+0.00471834
7	-0.0968885	7	+0.00504946

ZAPATA ORILLA

NUDO	DESPLAZAMIENTO (m)	NUDO	GIRO (Radianes)
1	-0.0560913	1	-0.0028679
2	-0.0645278	2	-0.0026197
3	-0.0695122	3	-0.00033536
4	-0.0694489	4	-0.00000005635 (-5.635 E-08)
5	-0.069522	5	+0.000333782
6	-0.0645278	6	+0.00266859
7	-0.0560905	7	+0.0028679

4.1.7.2 Caso de Carga No. 2.

ZAPATA CENTRAL

NUDO	DESPLAZAMIENTO (m)	NUDO	GIRO (RAD)
1	-0.0991966	1	-0.0038045
2	-.01101926	2	-0.00346718
3	-0.1179635	3	-0.00184056
4	-0.12060324	4	0.00000000
5	-0.1179635	5	-0.00184056
6	-0.1101926	6	0.00346718
7	-0.0991966	7	+0.00378762

ZAPATA ORILLA

NUDO	DESPLAZAMIENTO VERTICAL (m)	NUDO	GIRO (RAD)
1	-0.0573961	1	-0.0021496
2	-0.063697	2	-0.001759
3	-0.0682169	3	-0.0010529
4	-0.0698132	4	-4.6615 E-08
5	-0.0682228	5	9.66765 E-04
6	-0.063697	6	-0.0019046
7	-0.0573954	7	-0.00214598

4.1.8 Cálculo de las Fuerzas en el Suelo.

$$A_s = S_s D$$

ZAPATA CENTRAL

F_1	997.94	-306.86	-47.77	-16.28	-7.21	-4.05	-3.10	δ_1
F_2	-306.86	1092.29	-292.18	-42.79	-14.11	-6.11	-4.05	δ_2
F_3	-47.77	-292.18	1094.29	-291.43	-42.51	-14.11	-7.21	δ_3
F_4	-16.68	-42.79	-291.43	1094.29	-291.43	-42.79	-16.28	δ_4
F_5	-7.21	-14.11	-42.51	-291.43	1094.29	-292.18	-47.77	δ_5
F_6	-4.05	-6.11	-14.11	-42.79	-292.18	1092.29	-306.86	δ_6
F_7	-3.10	-4.05	-7.21	-16.28	-47.77	-306.86	997.94	δ_7

VECTORES DE DESPLAZAMIENTO

-0.0992
-0.1102
-0.1179
-0.1207
-0.1179
-0.1102
-0.0992

-0.0969
-0.11175
-0.1203
-0.1198
-0.1203
-0.11175
-0.0969

-9.3297
-7.9297
-8.2703
-8.4435
-8.2703
-7.9297
-9.32978

-9.329
-7.929
-8.270
-8.450
-8.270
-7.929
-9.329

CASO No. 1

CASO No. 2

CASO No. 1

CASO No. 2

Para obtener las fuerzas entre unidad de área, se dividirá entre 6 m^2 .

ZAPATA DE ORILLA

F_1	997.94	-306.86	-47.77	-16.28	-7.21	-4.05	-3.10	δ_1
F_2	-306.86	1092.29	-292.18	-42.79	-14.11	-6.11	-4.05	δ_2
F_3	-47.77	-292.18	1094.29	-291.43	-42.51	-14.11	-7.21	δ_3
F_4	-16.68	-42.79	291.43	1094.29	-291.43	-42.79	-16.28	δ_4
F_5	-7.21	-14.11	-42.51	-291.43	1094.29	-292.18	-47.77	δ_5
F_6	-4.05	-6.11	-14.11	-42.79	-292.18	1092.29	-306.86	δ_6
F_7	-3.10	-4.05	-7.21	-16.28	-47.77	-306.86	997.94	δ_7

VECTORES DE
DESPLAZAMIENTOS
[m]

-0.05609
-0.0645
-0.0695
-0.0694
-0.0695
-0.0645
-0.05609

-0.05739
-0.0637
-0.0682
-0.0698
-0.0682
-0.0637
-0.05739

VECTORES DE
FUERZAS EN EL SUELO
[ton/m²]

-5.13265
-4.727147
-5.0056558
-4.6777199
-5.0056558
-4.72714785
-5.132656433

-5.045
-4.620
-4.44
-5.038
-4.44
-4.62
-5.405

CASO No. 1

CASO No. 2

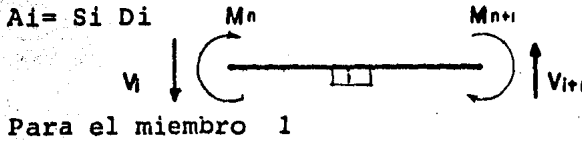
CASO No. 1

CASO No. 2

Para obtener fuerzas entre unidad de área, se dividirá la fuerza entre 6 m².

4.1.9 Cálculo de los elementos mecánicos de la estructura de cimentación.

4.1.9.1 Se obtienen las matrices de rigideces de los elementos.



$$A_1 = \begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \\ M_8 \\ M_9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{18} & S_{19} \\ S_{21} & S_{22} & S_{28} & S_{29} \\ S_{81} & S_{82} & S_{88} & S_{89} \\ S_{91} & S_{92} & S_{98} & S_{99} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_8 \\ \theta_9 \end{pmatrix}$$

Para el miembro 2

$$A_2 = \begin{pmatrix} V_2 \\ V_3 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{22} & S_{23} & S_{29} & S_{210} \\ S_{32} & S_{33} & S_{39} & S_{310} \\ S_{92} & S_{93} & S_{99} & S_{910} \\ S_{102} & S_{103} & S_{109} & S_{1010} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_9 \\ \theta_{10} \end{pmatrix}$$

Para el miembro 3

$$A_3 = \begin{pmatrix} V_3 \\ V_4 \\ M_{10} \\ M_{11} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{33} & S_{34} & S_{310} & S_{311} \\ S_{43} & S_{44} & S_{410} & S_{411} \\ S_{103} & S_{104} & S_{1010} & S_{1011} \\ S_{113} & S_{114} & S_{1110} & S_{1111} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_{10} \\ \theta_{11} \end{pmatrix}$$

Para el miembro 4

$$A_4 = \begin{pmatrix} V_4 \\ V_5 \\ M_{11} \\ M_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{4,4} & S_{4,5} & S_{4,11} & S_{4,12} \\ S_{5,4} & S_{5,5} & S_{5,11} & S_{5,12} \\ S_{11,4} & S_{11,5} & S_{11,11} & S_{11,12} \\ S_{12,4} & S_{12,5} & S_{12,11} & S_{12,12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_{11} \\ \theta_{12} \end{pmatrix}$$

Para el miembro 5

$$A_5 = \begin{pmatrix} V_5 \\ V_6 \\ M_{12} \\ M_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{5,5} & S_{5,6} & S_{5,12} & S_{5,13} \\ S_{6,5} & S_{6,6} & S_{6,12} & S_{6,13} \\ S_{12,5} & S_{12,6} & S_{12,12} & S_{12,13} \\ S_{13,5} & S_{13,6} & S_{13,12} & S_{13,13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_5 \\ \delta_6 \\ \theta_{12} \\ \theta_{13} \end{pmatrix}$$

Para el miembro 6

$$A_6 = \begin{pmatrix} V_6 \\ V_7 \\ M_{13} \\ M_{14} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{6,6} & S_{6,7} & S_{6,13} & S_{6,14} \\ S_{7,6} & S_{7,7} & S_{7,13} & S_{7,14} \\ S_{13,6} & S_{13,7} & S_{13,13} & S_{13,14} \\ S_{14,6} & S_{14,7} & S_{14,13} & S_{14,14} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_6 \\ \delta_7 \\ \theta_{13} \\ \theta_{14} \end{pmatrix}$$

Evaluando la matriz de Rigideces del elemento en---
ambas zapatas, son iguales las matrices.

$$A_1 = \begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \\ M_8 \\ M_9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,733.3 & 27,773.3 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.3 & -27,773.3 \\ 27,773.3 & -27,773.3 & 55,546.7 & 27,773.3 \\ 27,773.3 & -27,773.3 & 27,773.3 & 55,546.7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_8 \\ \theta_9 \end{pmatrix}$$

$$A_2 = \begin{pmatrix} V_2 \\ V_3 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,773.33 & 27,773.33 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.33 & -27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 55,546.7 & 27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 27,773.33 & 55,546.7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_9 \\ \theta_{10} \end{pmatrix}$$

$$A_3 = \begin{pmatrix} V_3 \\ V_4 \\ M_{10} \\ M_{11} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,773.33 & 27,773.33 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.33 & -27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 55,546.7 & 27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 27,773.33 & 55,546.7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_{10} \\ \theta_{11} \end{pmatrix}$$

$$A_4 = \begin{pmatrix} V_4 \\ V_5 \\ M_{11} \\ M_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,773.33 & 27,773.33 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.33 & -27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 55,546.7 & 27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 27,773.33 & 55,546.7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_{11} \\ \theta_{12} \end{pmatrix}$$

$$A_5 = \begin{pmatrix} V_5 \\ V_6 \\ M_{12} \\ M_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,773.33 & 27,773.33 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.33 & -27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 55,546.7 & 27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 27,773.33 & 55,546.7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_5 \\ \delta_6 \\ \theta_{12} \\ \theta_{13} \end{pmatrix}$$

$$A_6 = \begin{pmatrix} V_6 \\ V_7 \\ M_{13} \\ M_{14} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18,515.6 & -18,515.6 & 27,773.33 & 27,773.33 \\ -18,515.6 & 18,515.6 & -27,773.33 & -27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 55,546.7 & 27,773.33 \\ 27,773.33 & -27,773.33 & 27,773.33 & 55,546.7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_6 \\ \delta_7 \\ \theta_{13} \\ \theta_{14} \end{pmatrix}$$

4.1.9.2 Calculando los elementos Mecánicos.

ZAPATA ORILLA

ZAPATA CENTRAL

	CONDICION 1		CONDICION 2		CONDICION 1		CONDICION 2	
M I E M B R O 1	-0.0561	3.055	-0.0574	8.054	-0.0969	4.814	-0.0992	1.574
	-0.0645	-3.055	-0.0637	-8.054	-0.1117	-4.814	-0.1101	-1.574
	-0.0028	1.110	-0.0027	6.6655	-0.0051	7.498	-0.0038	-2.22
	-0.0026	8.054	-0.0018	17.50	-0.0048	12.497	-0.0035	6.943

M I E M B R O 2	-0.0645	10.51	-0.0637	5.65	-0.1117	16.71	-0.1101	-5.00
	-0.0695	-10.51	-0.0682	-5.65	-0.1203	-16.71	-0.1179	5.00
	-0.0026	-15.97	-0.0017	-1.388	-0.0048	-32.05	-0.0034	-30.27
	-0.0003	47.49	-0.0010	18.33	-0.0004	86.98	-0.0018	15.28

M I E M B R O 3	-0.0695	11.29	-0.0682	-0.46	-0.1203	19.81	-0.1179	-0.56
	-0.0694	-11.29	-0.0698	0.46	-0.1198	-19.81	-0.1207	0.56
	-0.0003	-21.66	-0.0010	-13.88	-0.0003	-34.95	-0.0018	-26.38
	0.0	12.22	0.0	15.27	0.0	24.44	0.0	24.71
	Di	Ai	Di	Ai	Di	Ai	Di	Ai

i = 1...3

No se resolvieron los otros tres miembros por ser simétricos entre sí.

4.1.10 Diagramas de Elementos Mecánicos

4.1.10.1 1° Condición de Carga

ZAPATA ORILLA

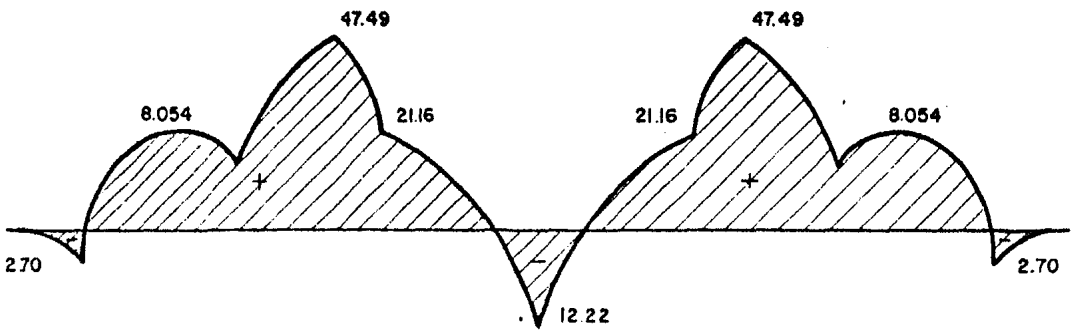
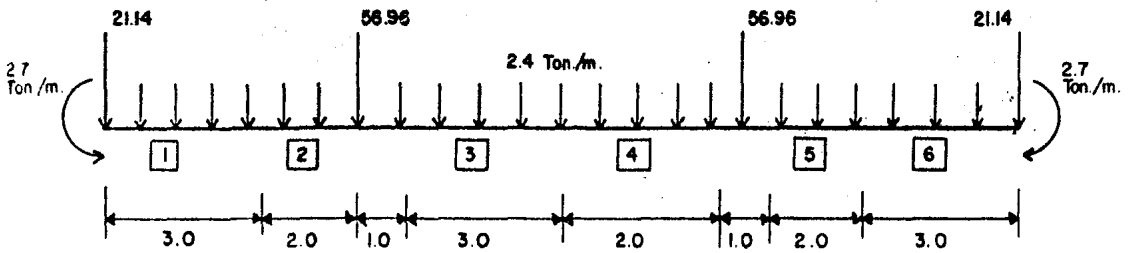


Diagrama de Momentos Flexionantes (ton/m)

4.1.10.2 1° Condición de Carga

ZAPATA CENTRAL

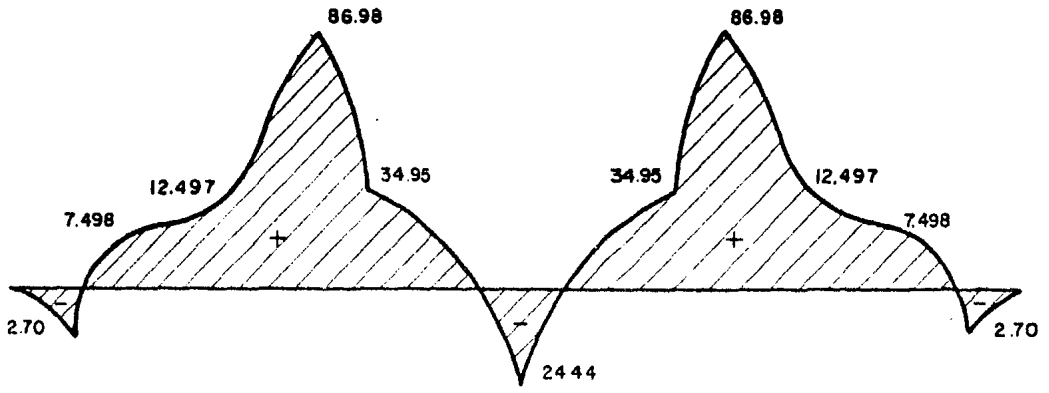
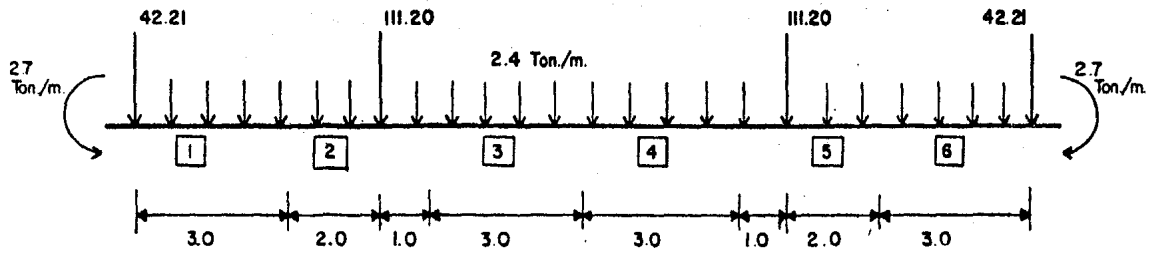
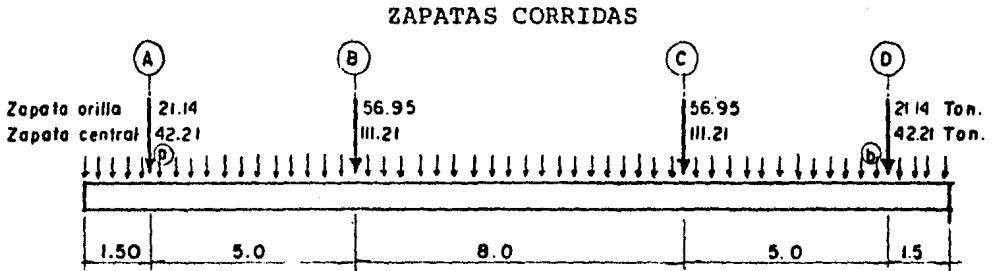


Diagrama de Momentos Flexionantes (ton/m)

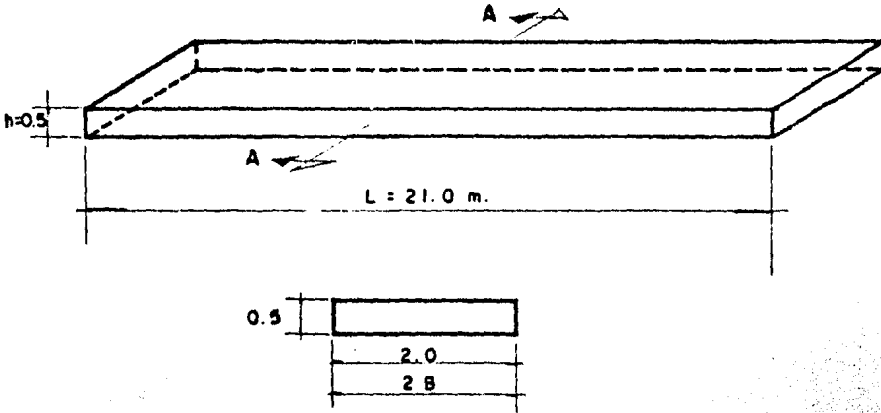
4.2 Método ISE Iterativo desarrollado por P.H.D. Zeevart.



ESTRATOS
(m)

A	$\alpha^A = 0.653 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton}$	$h=2.40$
B	$\alpha^B = 0.863 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton}$	$h=30$
C	$\alpha^C = 4.048 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton}$	$h=4.20$
D	$\alpha^D = 3.293 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton}$	$h=5.60$
E	$\alpha^E = 3.1011 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton}$	$h=4.80$

4.2.1 Geometría de la zapata.



Seccion "A-A"

PROPIEDADES

$$A = 1.0 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$I_z = 0.021 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$E = 2.0 \text{ E6 (ton/m}^2\text{)}$$

4.2.2 Datos Generales.

$\chi = 2$ (Cálculo de esfuerzos en suelos estratificados con diversas compresibilidades.)

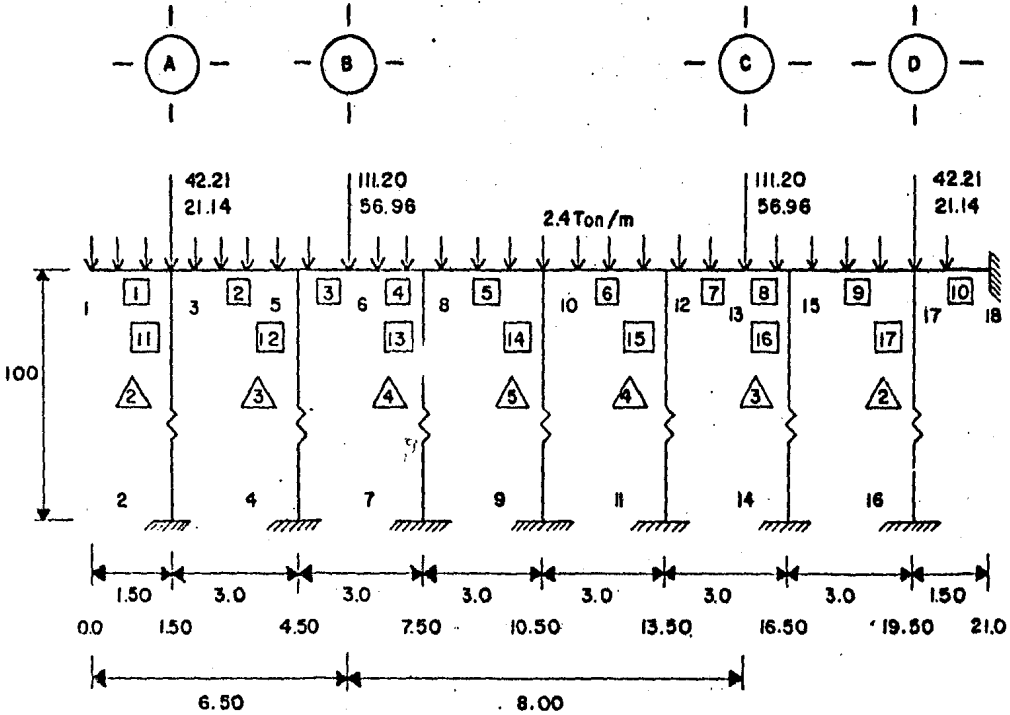
$2B = 2.0 \text{ m}$ (Ancho de la cimentación)

$\lambda = 3.0 \text{ m}$ (Separación entre resortes)

αc Los valores de compresión de los estratos, se consideran a largo plazo.

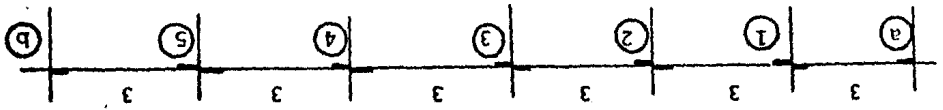
N.A.F. El nivel de aguas freáticas se considera debajo del desplante de la cimentación.

4.2.3 Modelo Matemático (Método de Zeevaert)



Nudos 18
 Materiales 5
 Elementos 17
 Cargas distribuidas 10
 Cargas puntuales 4
 Nudos Rest. 8

MATERIALES	E (ton/m ²)	A (m ²)	I _z (m ⁴)
Material 1	2.0 E6	1.0	0.021
Material 2	2.0 E6	0.026348	1.0 E-5
Material 3	2.0 E6	0.022356	1.0 E-5
Material 4	2.0 E6	0.02078	1.0 E-5
Material 5	2.0 E6	0.0202125	1.0 E-5



E	Z1	m	m	10-2 m ² /T		0.5898	0.0344	0.0217	0.0004	0.0001	0.0005	0.0003	0.653
							0.0499	0.0155	0.00325	0.00117	0.0005	0.00026	0.867
							0.1123	0.0499	0.0155	0.00117	0.0005	0.00026	0.867
B	3.90	3.00	0.29	0.1123	0.0499	0.0155	0.00325	0.00117	0.0005	0.00026	0.867		
C	7.50	4.20	0.94	0.0329	0.0248	0.01267	0.00576	0.00271	0.00137	0.00074	4.048		
D	12.40	5.60	0.59	0.0123	0.0109	0.00813	0.0053	0.00332	0.0021	0.00129	3.293		
E	17.60	4.80	0.65	0.00613	0.00579	0.00493	0.00386	0.00287	0.0021	0.00147	3.1011		

* 192 *

a
N
C
m³/TON

MATRIZ DE INFLUENCIA PARA UNA AREA CARGADA UNITARIAMENTE APLICADA EN LA COLUMNA (a)

X10⁻²

De la figura anterior, podemos encontrar la matriz de influencia para una carga unitaria aplicada en la primera columna (a).

$$\begin{matrix}
 j= & a & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & b \\
 I_{aj}= & \begin{pmatrix}
 0.5898 & 0.0344 & 0.0217 & 0.0004 & 0.0001 & 0.00005 & 0.0003 \\
 0.1123 & 0.0499 & 0.01155 & 0.00323 & 0.00117 & 0.0005 & 0.00026 \\
 0.0329 & 0.0248 & 0.01267 & 0.00576 & 0.00271 & 0.00137 & 0.00074 \\
 0.0123 & 0.0109 & 0.00813 & 0.0053 & 0.00332 & 0.0021 & 0.00129 \\
 0.0613 & 0.00579 & 0.00493 & 0.00386 & 0.00287 & 0.0021 & 0.00147
 \end{pmatrix}
 \end{matrix}$$

Y si:

$$\alpha_C^N = \begin{pmatrix} 0.0653 \\ 0.867 \\ 4.048 \\ 3.293 \\ 3.1011 \end{pmatrix} \times 10^{-2}$$

Aplicando la Ecuación Matricial

$$\begin{pmatrix} \delta_{ja} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} I_{aj} \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \alpha_C^N \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0068 \\ 0.0022 \\ 0.0012 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0002 \\ 0.00014 \end{pmatrix}$$

VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS UNITARIOS EN j DEBIDOS A UNA AREA CARGADA EN a.

Si variamos nuestras áreas cargadas en las columnas a, 1, 2, 3, 4, 5, b, obtendremos la siguiente Matriz de Influencias.

$$\left[\overline{\delta}_{ji} \right]^T = \begin{pmatrix} 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 & 0.00014 \\ 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 \\ 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 \\ 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 \\ 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 \\ 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 \\ 0.00014 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 \end{pmatrix}$$

$$\overline{\delta}_{ij} = \overline{\delta}_{ji} \Rightarrow \left[\overline{\delta}_{ji} \right]^T = \left[\overline{\delta}_{ji} \right]$$

La cual servirá para formar la ecuación matricial de asentamientos EMA.

$$\left[\overline{\delta}_{ji} \right]^T |q_i| = |\delta_i|$$

donde

$|q_i|$ es el vector de cargas por unidad de área.

$|\delta_i|$ es el vector de desplazamientos.

4.2.5 Cálculo de los asentamientos iniciales para iniciar el cálculo por el método iterativo.

Comentarios.

Nuestro modelo matemático lo resolveremos - para cuando no existe ninguna rigidez en la estructura que simula al suelo, para lo --- cual supondremos que $A = 0$ e $I_z = 0$ en las -- columnas equivalentes. De ese análisis obtuvimos las siguientes reacciones.

PUNTOS	a	1	2	3	4	5	b
ZAPATA ORILLA (Reacción total) (ton)	-30.37	-29.275	-29.35	-28.61	-29.35	-29.275	-30.37
ZAPATA CENTRAL (Reacción total) (ton)	-52.37	-50.87	-50.79	-49.17	-50.79	-50.87	-52.17

Los vectores de cargas por unidad de área son:

$\left q_i \right = \begin{bmatrix} -5.06 \\ -4.88 \\ -4.89 \\ -4.77 \\ -4.89 \\ -4.88 \\ -5.06 \end{bmatrix}$ <p style="text-align: center;">ORILLA</p>	$\left q_i \right = \begin{bmatrix} -8.73 \\ -8.48 \\ -8.47 \\ -8.20 \\ -8.47 \\ -8.48 \\ -8.73 \end{bmatrix}$ <p style="text-align: center;">CENTRAL</p>
--	---

Sustituyéndolos en la matriz EMA obtendremos:

$$\begin{array}{c}
 \left| \begin{array}{c} \delta \\ i \end{array} \right| = \begin{array}{c} -5.70 \\ -6.60 \\ -7.08 \\ -7.17 \\ -7.08 \\ -6.60 \\ -5.70 \end{array} \\
 \text{(m)} \\
 \times 10^{-2}
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{c}
 \left| \begin{array}{c} \delta \\ i \end{array} \right| = \begin{array}{c} -9.85 \\ -11.47 \\ -12.26 \\ -12.38 \\ -12.26 \\ -11.47 \\ -9.95 \end{array} \\
 \text{(m)} \\
 \times 10^{-2}
 \end{array}$$

ZAPATA ORILLA

ZAPATA CENTRAL

que nos representan los asentamientos para la primera iteración.

4.2.6 Cálculo de asentamientos tomando en cuenta la rigidez de la estructura del suelo.

Comentarios.

El método (debido a Zeevaert) mostrado en el Capítulo III, es un método de análisis iterativo, el cual tiene una rápida convergencia hacia el valor final de los asentamientos. Ahora bien, como se propuso en este Capítulo, usaremos el modelo matemático propuesto en la página 191, ya que permi

te el uso de programas de análisis que no cuenten con la opción de elementos resorte. Para nuestro caso, se usa el programa de -- Análisis Estructural EASI-2.

El sistema de cargas será el mismo que se presenta en el modelo matemático, ya que -- el fin a seguir será el comparar los resultados con los obtenidos en la primera parte de este ejemplo.

Debemos aclarar que la geometría del modelo se conservará constante y sólo se variarán las propiedades geométricas de las columnas equivalentes que forman el modelo matemático para hacer la analogía del resorte.

4.2.6.1 Cálculo de los asentamientos para la Zapata Orilla.

Comentarios.

Se realizará el procedimiento completo para la primera iteración, en el cual se expresa paso a paso el proceso hasta llegar a los primeros desplazamientos. La segunda iteración, la realizaremos en forma de tabla, lo cual le dará mayor

eficiencia al proceso y así continuaremos hasta que los valores de los asentamientos converjan.

Para el caso de la Zapata Central, ya no se llevará a cabo el desarrollo de la primera iteración explícitamente, sino usaremos directamente las tablas de aplicación.

Para realizar la primera iteración, seguiremos el procedimiento expuesto en la página 94 del Capítulo III.

1° ITERACION

Procedimiento.

Se corrió el modelo suponiendo al suelo cien por ciento flexible, es decir, usamos la hipótesis de que las columnas no tienen ninguna rigidez, para lo cual se supone :

$$A = 1.0 E^{-5} m^2 \text{ e } I_z = 1.0 E^{-5} m^4$$

Nota: I_z siempre permanecerá con este valor para todo el proceso.

a) Del modelo obtuvimos las siguientes reacciones.

COLUMNA	a	1	2	3	4	5	b
Reacción Total (ton) Rt	30.37	29.275	20.35	28.61	29.35	29.275	30.37

b) A continuación, calcularemos la reacción por área uniformemente cargada.

$$q_i = \frac{Rt}{a}$$

Donde q_i = Reacción por unidad de área.

Rt = Reacción total

a = 2B λ = Área tributaria

$$Si = a = 2 \times 3 = 6 \text{ m}^2$$

	a	1	2	3	4	5	b
Reacción por unidad de área $ q_i $ (ton/m ²)	5.06	4.88	4.89	4.77	4.89	4.88	5.06

c) Este nuevo vector de cargas se usará para calcular el vector de desplazamientos, es decir.

$$\begin{pmatrix} \delta_{ji} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_i \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0014 & 5.06 & 0.057 \\ 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 & 4.88 & 0.066 \\ 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 0.0003 & 4.89 & 0.0708 \\ 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 0.0006 & 4.77 & 0.0717 \\ 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 0.0022 & 0.0012 & 4.89 & 0.0708 \\ 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0060 & 0.0022 & 4.60 & 0.066 \\ 0.00014 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0006 & 0.0012 & 0.0022 & 0.0068 & 5.06 & 0.057 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{pmatrix}$$

	a	1	2	3	4	5	b
DESPLAZAMIENTOS.	0.057	0.066	0.0708	0.0717	0.0708	0.066	0.057

d) Cálculo de la rigidez por resorte.

$$K = \frac{Rt}{\delta} = \frac{30.37}{0.057} = 532.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

	a	1	2	3	4	5	b
RIGIDEZ (K) ton/m	532.81	443.56	414.55	399.02	414.55	443.56	532.81

e) Cálculo del área equivalente.

$$A = \frac{KL}{E} = \frac{532.81 \times 100}{2.0E6} = 0.02664$$

AREA EQUIVALENTE (m ²)	a	1	2	3	4	5	b
	0.02664	0.02218	0.020727	0.01995	0.020727	0.02218	0.02664

MOMENTO DE INERCIA	1.0E-5	1.0E-5	1.0E-5	1.0E-5	10.05	1.0E-5	1.0E-5

Ix

f) Una vez obtenidas las áreas -- equivalentes, se deberán introducir al programa de cálculo, el cual nos dará nuevas reacciones, con las cuales llevaremos a cabo la segunda iteración.

A continuación mostraremos las siguientes iteraciones, tanto en la Zapata Central como en la Zapata de Orilla.

CASO MODELO ZEEVAERT
 ITERACION 1
 ZAPATA ORILLA

CONCEPTO	a	1	2	3	4	5	b
REACCION TOTAL (TON)	30.37	29.275	29.35	28.61	29.35	29.275	30.37
REACCION UNITARIA (TON/m ²)	5.06	4.88	4.89	4.77	4.89	4.88	5.06
DESPLAZAMIENTO (m)	0.057	0.066	0.0708	0.0717	0.0708	0.066	0.057
RIGIDEZ (TON/m)	532.81	443.56	414.55	399.02	414.55	443.56	532.81
AREA (m ²) EQUIVALENTE	0.0266	0.0221	0.0207	0.0199	0.207	0.0221	0.0266
I _x = cte. (m ⁴)	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8

0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	0.00014	5.06	0.057
0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	4.88	0.066
0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	4.89	0.0708
0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	4.77	= 0.0717
0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	4.89	0.0708
0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	4.88	0.066
0.00014	0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	9.06	0.057

(δ_{ji}) $1921 = 1821$

E. M. A.

CASO MODELO ZEEVAERT
 ITERACION 2
 ZAPATA ORILLA

CONCEPTO	a	1	2	3	4	5	b
REACCION TOTAL (TON)	30.53	29.19	29.41	28.32	29.41	29.19	30.53
REACCION UNITARIA (TON/m ²)	5.09	4.87	4.90	4.72	4.90	4.87	5.09
DESPLAZAMIENTO (m)	0.057	0.0661	0.0708	0.0714	0.0708	0.0661	0.097
RIGIDEZ (TON/m)	535.61	441.13	415.39	396.36	415.39	441.13	535.61
AREA (m ²) EQUIVALENTE	0.0267	0.0220	0.02076	0.0198	0.0207	0.0220	0.0267
I _x = cto. (m ⁴)	1.0 E-5	1.0 E-5	1.0 E-5	1.0 E-5	1.0 E-5	1.0 E-5	1.0 E-5

0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	0.00014	=	5.09	0.057
0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002		4.87	0.0661
0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003		4.90	0.0708
0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006		4.72	0.0714
0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012		4.90	0.0708
0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022		4.87	0.6617
0.00014	0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068		5.09	0.057

$\{ \delta_{ji} \} 1921 = 1821$

E. M. A.

CASO MODELO ZEEVAERT
 ITERACION 3
 ZAPATA ORILLA

CONCEPTO	a	1	2	3	4	5	b
REACCION TOTAL (TON)	30.64	29.04	29.52	28.19	29.52	29.04	30.64
REACCION UNITARIA (TON/m ²)	5.11	4.84	4.92	4.70	4.92	4.84	5.11
DESPLAZAMIENTO (m)	0.057	0.066	0.071	0.071	0.071	0.066	0.057
RIGIDEZ (TON/m)	537.54	440.00	415.77	397.04	415.77	440.00	537.54
AREA (m ²) EQUIVALENTE							
I _x = cte. (m ⁴)	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8

0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	0.00014	5.11	0.057
0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	4.84	0.066
0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	4.92	0.071
0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	4.70	0.071
0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	4.92	0.071
0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	4.84	0.066
0.00014	0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	5.11	0.057

$[\delta_{jj}] \quad |q_{j1} = |f_{j1}$

E. M. A.

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE
 EASI Finite Element Program
 MODELO ZEEVAERTIII

FILE SPEC: JRIUNI

NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
2	1.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	1.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
4	4.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	4.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
6	6.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
7	7.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	7.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
9	1.05000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
10	1.05000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
11	1.35000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
12	1.35000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
13	1.45000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
14	1.65000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
15	1.65000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
16	1.95000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
17	1.95000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
18	2.10000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.00000E+00	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.10000E-02
2	2.67000E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
3	2.20560E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
4	2.07690E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
5	1.98100E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	1	3	0	0	0.00000E+00
2	1	3	5	0	0	0.00000E+00
3	1	5	6	0	0	0.00000E+00
4	1	6	8	0	0	0.00000E+00
5	1	8	10	0	0	0.00000E+00
6	1	10	12	0	0	0.00000E+00
7	1	12	13	0	0	0.00000E+00
8	1	13	15	0	0	0.00000E+00
9	1	15	17	0	0	0.00000E+00
10	1	17	18	0	0	0.00000E+00

11	2	2	3	0	0	0.00000E+00
12	3	4	5	0	0	0.00000E+00
13	4	7	8	0	0	0.00000E+00
14	5	9	10	0	0	0.00000E+00
15	4	11	12	0	0	0.00000E+00
16	3	14	15	0	0	0.00000E+00
17	2	16	17	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS:

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
1	-2.40000E+00	9.00000E+01
2	-2.40000E+00	9.00000E+01
3	-2.40000E+00	9.00000E+01
4	-2.40000E+00	9.00000E+01
5	-2.40000E+00	9.00000E+01
6	-2.40000E+00	9.00000E+01
7	-2.40000E+00	9.00000E+01
8	-2.40000E+00	9.00000E+01
9	-2.40000E+00	9.00000E+01
10	-2.40000E+00	9.00000E+01

NODE LOADS:

NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
3	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
2	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
4	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
7	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
9	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
11	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
14	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
16	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
18	0	0	0	0	0	0	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	-2.88765E-11	-5.36919E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.76645E-04
	3	4.04471E-06	3.60054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.70027E+00
2	3	3.10860E-05	5.90026E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.70256E+00
	5	-2.29966E-05	1.29974E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.19847E+00
3	5	5.59433E-05	2.77438E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.19593E+00
	6	-5.05504E-05	-2.29438E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.48834E+01
4	6	5.05504E-05	-3.40162E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.48831E+01
	8	-4.78540E-05	3.64162E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.96669E+01

5	8	5.27567E-05	-6.89587E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.96654E+01
	10	-4.46674E-05	1.40959E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.18221E+01
6	10	4.46659E-05	1.40940E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.18220E+01
	12	-3.65765E-05	-6.89470E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.96673E+01
7	12	3.16720E-05	3.64181E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.96622E+01
	13	-2.89756E-05	-3.40181E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.48007E+01
8	13	2.89757E-05	-2.29429E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.48007E+01
	15	-2.35820E-05	2.77429E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.19451E+00
9	15	-9.36372E-06	1.29997E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.19729E+00
	17	1.74531E-05	5.90003E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.70303E+00
10	17	-5.25827E-05	3.60115E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.70069E+00
	18	5.66274E-05	-1.14727E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.91704E-04
11	2	3.06403E+01	-3.51307E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.17102E-03
	3	-3.06403E+01	3.51307E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.34205E-03
12	4	2.90435E+01	-3.29467E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.09821E-03
	5	-2.90435E+01	3.29467E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.19645E-03
13	7	2.95226E+01	-4.90270E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.63426E-04
	8	-2.95226E+01	4.90270E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.26852E-04
14	9	2.81900E+01	1.45619E-09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.85399E-08
	10	-2.81900E+01	-1.45619E-09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.70792E-08
15	11	2.95224E+01	4.90446E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.63482E-04
	12	-2.95224E+01	-4.90446E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.26964E-04
16	14	2.90431E+01	3.29464E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.09821E-03
	15	-2.90431E+01	-3.29464E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.19643E-03
17	16	3.06400E+01	3.51295E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.17099E-03
	17	-3.06400E+01	-3.51295E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.34198E-03

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	2.31260E-10	-5.20520E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.89542E-03
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	2.32785E-10	-5.72074E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.92756E-03
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	1.92223E-10	-6.58403E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.74556E-03
6	1.38976E-10	-7.02090E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.30001E-03
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	1.14375E-10	-7.10738E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.08565E-04
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	4.13066E-11	-7.11242E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.21340E-07
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	-1.96253E-11	-7.10732E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.08705E-04
13	-3.47872E-11	-7.02882E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.30009E-03
14	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	-6.10664E-11	-6.50395E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.74553E-03
16	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	-4.09530E-11	-5.72070E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.92747E-03

18	0.00000E+00	-9.12311E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.11151E-03
NODE REACTIONS:						
NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
2	6.17204E-05	5.28169E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.05761E-03
4	5.81224E-05	5.03559E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.93741E-03
7	6.15718E-06	5.14255E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.05239E-04
9	8.40665E-10	4.80279E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.80212E-08
11	-6.15496E-06	5.14257E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.05165E-04
14	-5.81186E-05	5.03565E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.93729E-03
16	-6.17239E-05	5.28181E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.05747E-03
18	5.66143E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

CASO MODELO ZEEVAERT II
 ITERACION 1
 ZAPATA CENTRAL

CONCEPTO	a	1	2	3	4	5	b
REACCION TOTAL (TON)	52.37	50.87	50.79	49.17	50.79	50.87	52.37
REACCION UNITARIA (TON/m ²)	8.73	8.48	8.47	8.20	8.47	8.48	8.73
DESPLAZAMIENTO (m)	0.098	0.114	0.122	0.123	0.122	0.114	0.098
RIGIDEZ (TON/m)	531.68	443.50	414.27	397.17	414.27	443.50	531.68
AREA (m ²) EQUIVALENTE	0.026	0.022	0.020	0.019	0.020	0.022	0.026
I _x = cte. (m ⁴)	1.0 E-S	1.0 E-S	1.0 E-S	1.0 E-S	1.0 E-S	1.0 E-S	1.0 E-S

0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	0.00014	8.73	0.0985
0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	8.48	0.1147
0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	8.47	0.1226
0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	8.20	0.1238
0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	8.47	0.1226
0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	8.48	0.1147
0.00014	0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	8.73	0.0985

(δ_{ji}) |_{q₁} = |δ₁

E. M. A.

CASO MODELO ZEEVAERT II
 ITERACION 3
 ZAPATA CENTRAL

CONCEPTO	a	1	2	3	4	5	b
REACCION TOTAL (TON)	52.76	50.50	51.31	48.07	51.31	50.50	52.76
REACCION UNITARIA (TON/m ²)	8.79	8.42	8.55	8.01	8.55	8.42	8.79
DESPLAZAMIENTO (m)	0.0988	0.1144	0.12278	0.1228	0.12278	0.1144	0.0989
RIGIDEZ (TON/m)	534.01	441.43	417.90	391.32	417.90	441.43	534.01
AREA (m ²) EQUIVALENTE	0.267	0.0220	0.0208	0.0195	0.0208	0.0220	0.0267
Ix = cto. (m ⁴)	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8	1.0 E-8

0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	0.00014	8.79	0.0988
0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002	8.42	0.1144
0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	0.0003	8.55	0.12278
0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	0.0006	8.01	0.12278
0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	0.0012	8.55	0.12278
0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	0.0022	8.42	0.1144
0.00014	0.0002	0.0003	0.0006	0.0012	0.0022	0.0068	8.79	0.0988

$$(\delta_{ji}) \quad |q_{21}| = |q_{12}|$$

E.M.A.

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE
 EASI Finite Element Program
 MODELO ZEEVAERT11

FILE SPEC: TRIUNI
 NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
2	1.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	1.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
4	4.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	4.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
6	6.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
7	7.50000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	7.50000E+00	1.00000E+02	0.00000E+00
9	1.05000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
10	1.05000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
11	1.35000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
12	1.35000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
13	1.45000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
14	1.65000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
15	1.65000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
16	1.95000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
17	1.95000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00
18	2.10000E+01	1.00000E+02	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.00000E+00	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.10000E-02
2	2.67000E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
3	2.20720E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
4	2.00950E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05
5	1.95660E-02	2.00000E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-05

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	1	3	0	0	0.00000E+00
2	1	3	5	0	0	0.00000E+00
3	1	5	6	0	0	0.00000E+00
4	1	6	8	0	0	0.00000E+00
5	1	8	10	0	0	0.00000E+00
6	1	10	12	0	0	0.00000E+00
7	1	12	13	0	0	0.00000E+00
8	1	13	15	0	0	0.00000E+00
9	1	15	17	0	0	0.00000E+00
10	1	17	18	0	0	0.00000E+00
11	2	2	3	0	0	0.00000E+00
12	3	4	5	0	0	0.00000E+00
13	4	7	8	0	0	0.00000E+00

14	5	9	10	0	0	0.00000E+00
15	4	11	12	0	0	0.00000E+00
16	3	14	15	0	0	0.00000E+00
17	2	16	17	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS:

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
1	-2.40000E+00	9.00000E+01
2	-2.40000E+00	9.00000E+01
3	-2.40000E+00	9.00000E+01
4	-2.40000E+00	9.00000E+01
5	-2.40000E+00	9.00000E+01
6	-2.40000E+00	9.00000E+01
7	-2.40000E+00	9.00000E+01
8	-2.40000E+00	9.00000E+01
9	-2.40000E+00	9.00000E+01
10	-2.40000E+00	9.00000E+01

NODE LOADS:

NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
3	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
2	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
4	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
7	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
9	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
11	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
14	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
16	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
18	1	0	0	0	0	0	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	2.93312E-11	1.23978E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.01553E-04
	3	4.04465E-06	3.59999E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.69921E+00
2	3	5.76837E-05	7.00732E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.70414E+00
	5	-4.95944E-05	1.92602E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	7.51830E+00
3	5	1.07717E-04	5.01631E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.51437E+00
	6	-1.02324E-04	-4.53631E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03041E+02
4	6	1.02324E-04	-6.58430E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.03045E+02
	8	-9.96274E-05	6.82430E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.60038E+01
5	8	1.05705E-04	-1.68143E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.60037E+01
	10	-9.76952E-05	2.40143E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.52390E+01

6	10	9.76960E-05	2.40130E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.52390E+01
	12	-8.96066E-05	-1.68130E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.60025E+01
7	12	8.34517E-05	6.82335E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.60030E+01
	13	-8.07552E-05	-6.50335E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03037E+02
8	13	8.07551E-05	-4.53626E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.03039E+02
	15	-7.53622E-05	5.01626E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	7.51366E+00
9	15	1.72437E-05	1.92750E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.51703E+00
	17	-9.15431E-06	7.00724E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.70457E+00
10	17	-5.25697E-05	3.59950E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.69936E+00
	18	5.66143E-05	5.00679E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.00656E-03
11	2	5.28169E+01	-6.17204E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.05761E-03
	3	-5.28169E+01	6.17204E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.11523E-03
12	4	5.03559E+01	-5.01224E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.93741E-03
	5	-5.03559E+01	5.01224E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.07403E-03
13	7	5.14255E+01	-6.15710E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.05239E-04
	8	-5.14255E+01	6.15710E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.10479E-04
14	9	4.80279E+01	-8.40665E-10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.80717E-08
	10	-4.80279E+01	8.40665E-10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.60433E-08
15	11	5.14257E+01	6.15496E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.05165E-04
	12	-5.14257E+01	-6.15496E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.10331E-04
16	14	5.03565E+01	5.01106E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.93729E-03
	15	-5.03565E+01	-5.01106E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.07457E-03
17	16	5.28181E+01	6.17239E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.05747E-03
	17	-5.28181E+01	-6.17239E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.11493E-03

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	6.25502E-10	-9.12202E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.11189E-03
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	6.27010E-10	-9.09081E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.14404E-03
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	5.46560E-10	-1.14072E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.04354E-03
6	4.41539E-10	-1.21847E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.17319E-03
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	3.91052E-10	-1.23057E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.13099E-04
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	2.78442E-10	-1.22733E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.00602E-08
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	9.79649E-11	-1.23057E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.12913E-04
13	5.69132E-11	-1.21840E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.17292E-03
14	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	-2.11455E-11	-1.14073E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.04322E-03
16	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	-4.09440E-11	-9.89104E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.14366E-03

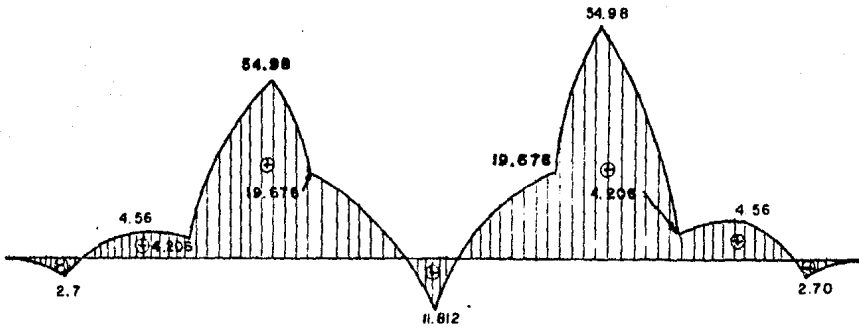
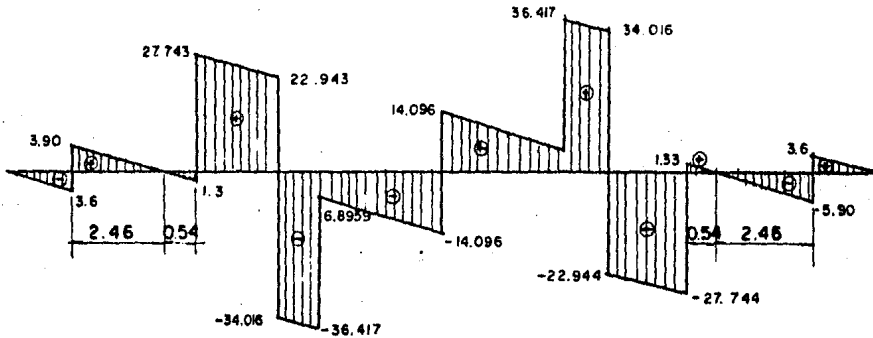
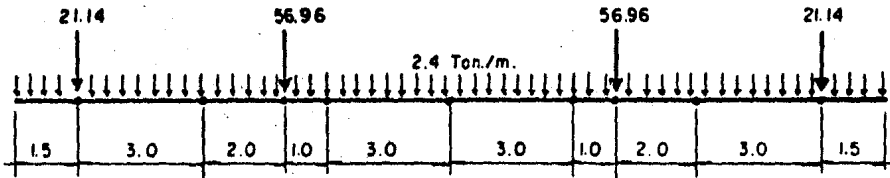
10	0.00000E+00	-5.20510E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.09532E-03
NODE REACTIONS:						
NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
2	3.51307E-05	3.06403E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.17102E-03
4	3.29467E-05	2.90435E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.09822E-03
7	4.90278E-06	2.95226E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.63426E-04
9	-1.45619E-09	2.81908E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.85399E-08
11	-4.90446E-06	2.95224E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.63482E-04
14	-3.29464E-05	2.90431E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.09821E-03
16	-3.51296E-05	3.06400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.17099E-03
18	5.66274E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

4.2.7 Elementos Mecánicos finales en las Zapatas.

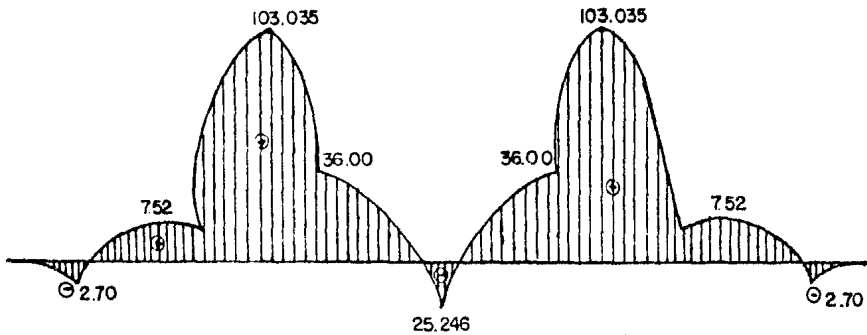
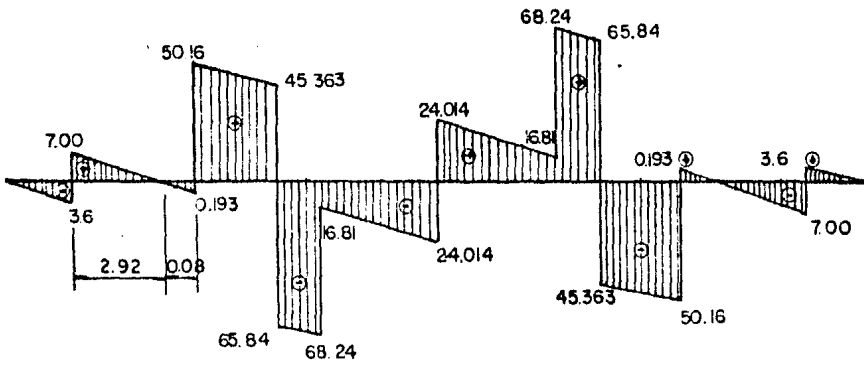
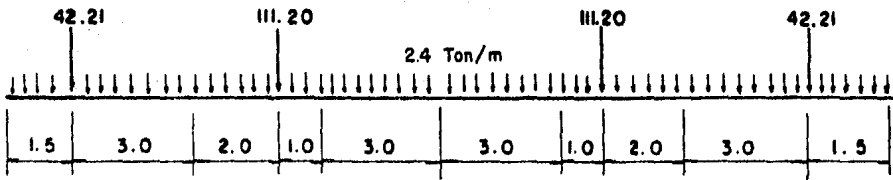
4.2.7.1 Elementos Mecánicos en Zapata de Orilla.

Comentario.

Los valores se obtuvieron directamente del listado de las tercerascorridas EASI-2, de cada caso de zapatas.

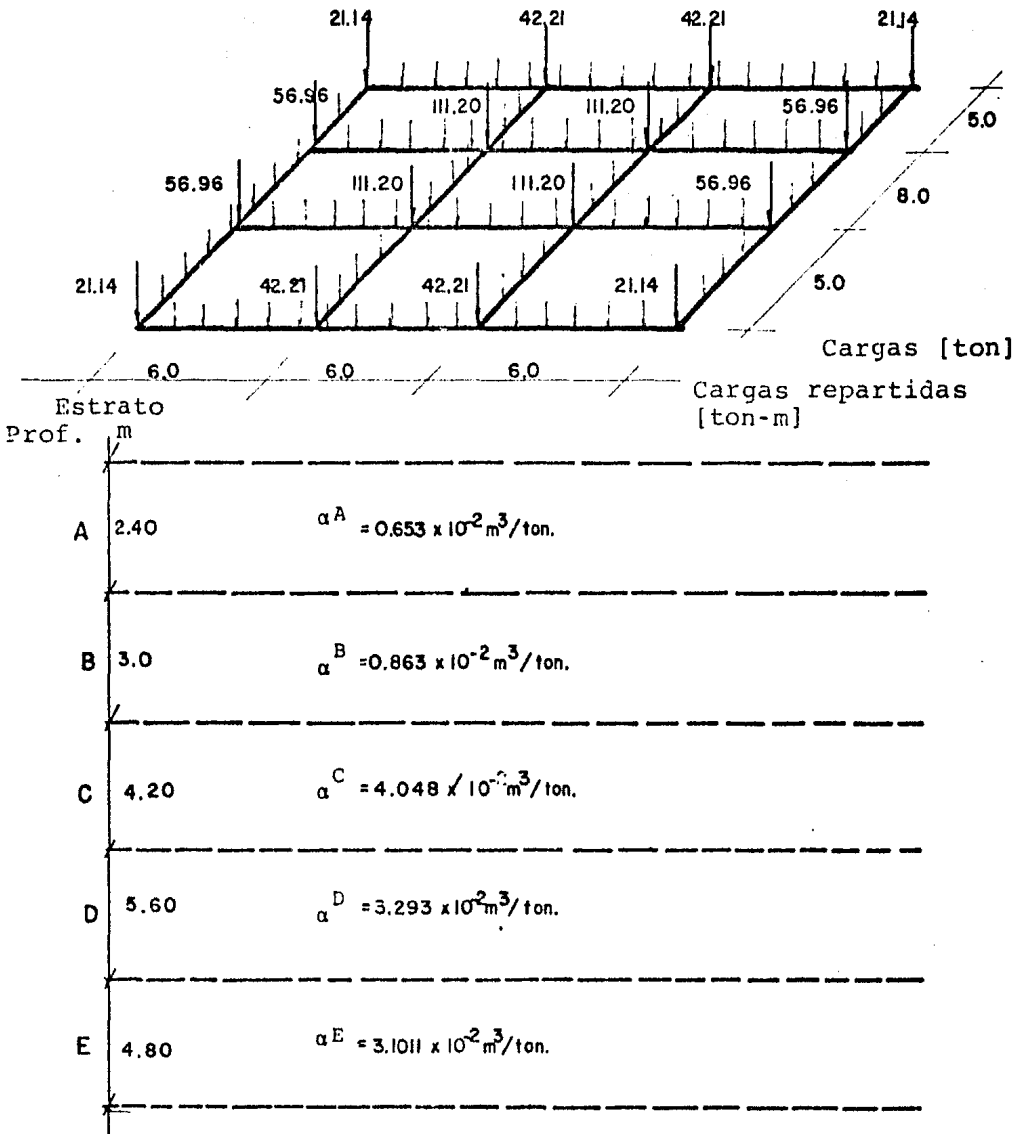


4.2.7.2 Elementos Mecánicos en Zapata del--
Centro.

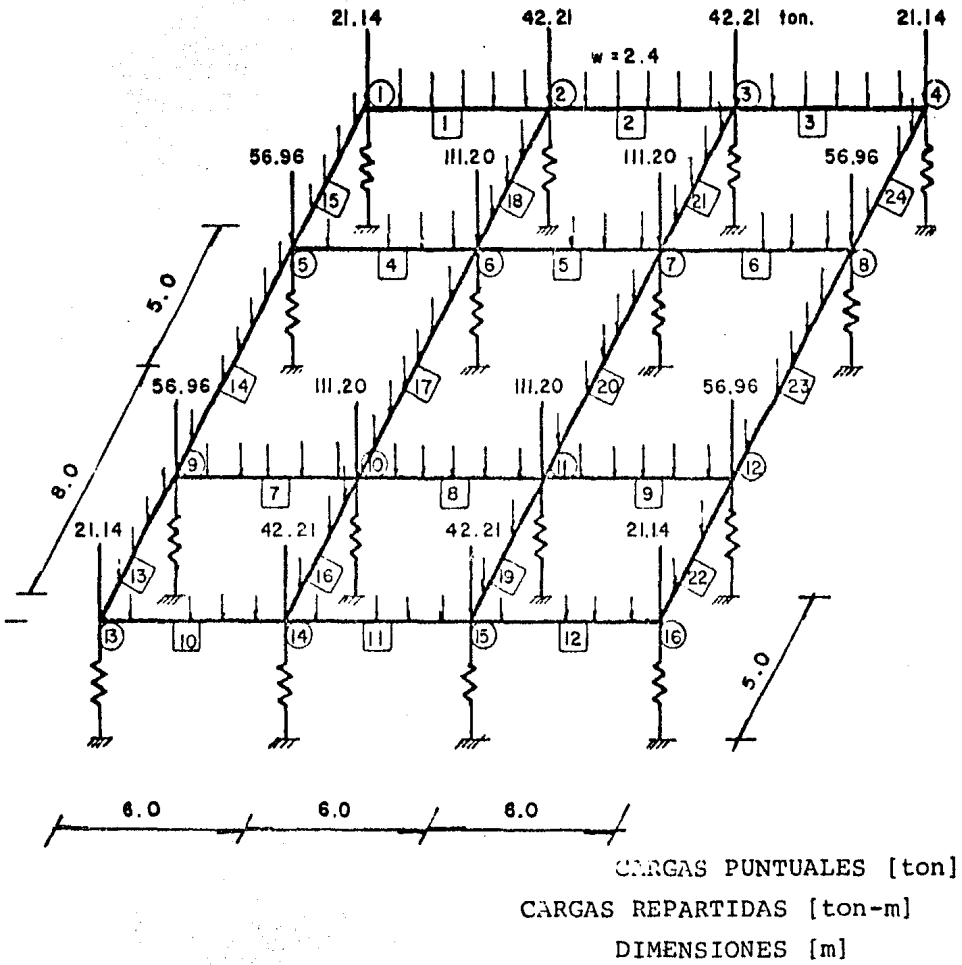


4.3 Método no Iterativo, aplicando el método de las --
rigideces.

4.3.1 Opción retícula de contratraves de cimentación.

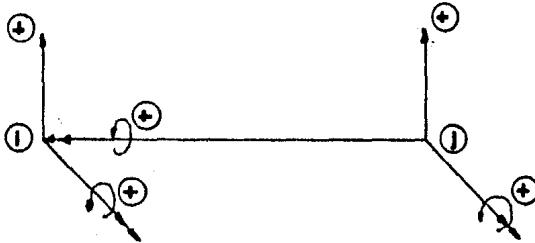
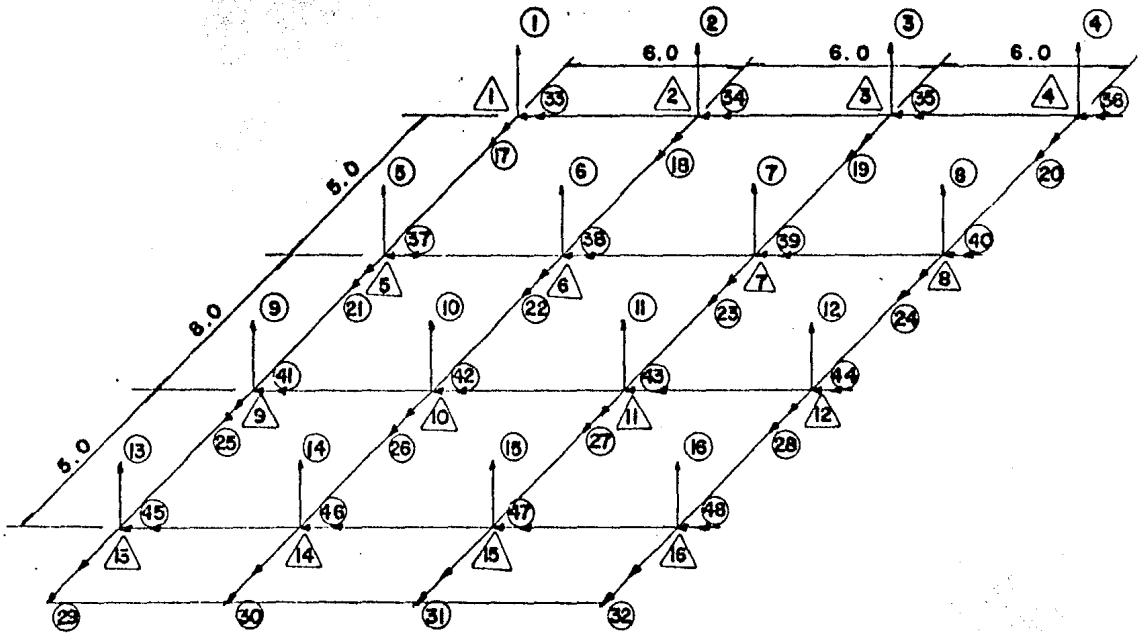


4.3.2 IDEALIZACION MODELO MATEMATICO ISE NO ITERATIVO



MODELO MATEMATICO DE ANALISIS PARA RETICULA DE
CONTRATRABES

4.3.3 CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZES DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION

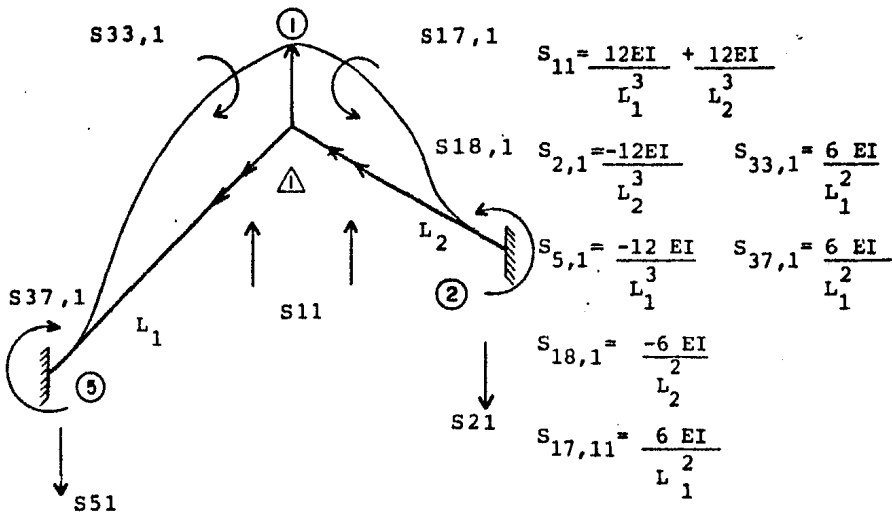


CONVENCION DE SIGNOS

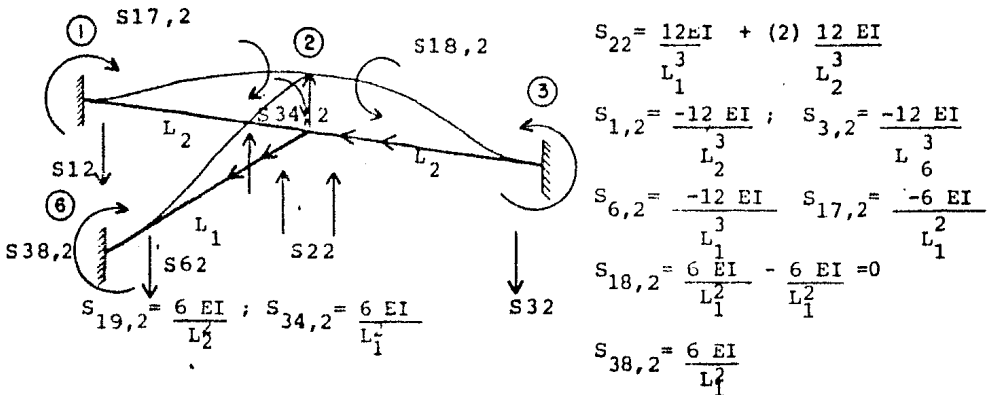
El cálculo de la matriz de rigideces de la retícula se lleva a cabo de la misma manera que para el caso de la zapata corrida, es decir, aplicando desplazamientos y giros en la retícula.

Para ejemplificar, desarrollaremos los más importantes.

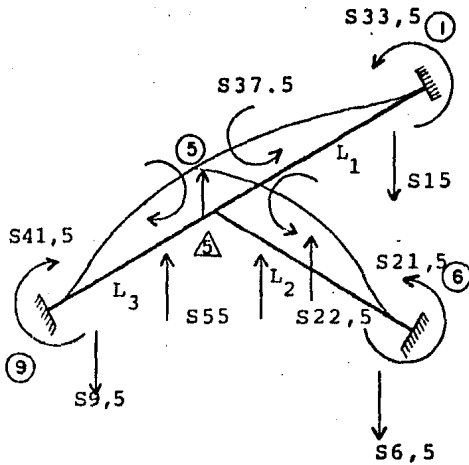
Desplazamiento en el Nudo \triangle



Desplazamiento en el nudo \triangle



Desplazamiento en el nudo $\triangle 5$



$$S_{55} = \frac{12 EI}{L_1^3} + \frac{12 EI}{L_2^3} + \frac{12 EI}{L_3^3}$$

$$S_{15} = \frac{-12 EI}{L_1^3}; \quad S_{6,5} = \frac{-12 EI}{L_2^3}$$

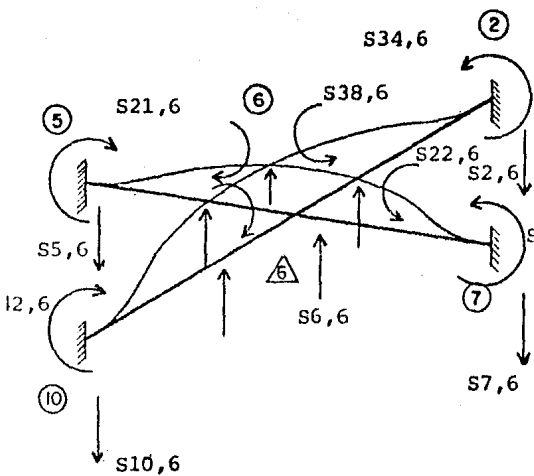
$$S_{9,5} = \frac{-12 EI}{L_3^3}; \quad S_{21,5} = \frac{6 EI}{L_2^2}$$

$$S_{22,5} = \frac{6 EI}{L_2^2}; \quad S_{33,5} = \frac{6 EI}{L_1^2}$$

$$S_{37,5} = \frac{6 EI}{L_1^2} - \frac{6 EI}{L_3^2}$$

$$S_{41,5} = \frac{6 EI}{L_3^2}$$

Desplazamiento en el nudo $\triangle 6$



$$S_{66} = (2) \frac{12 EI}{L_2^3} + \frac{12 EI}{L_1^3} + \frac{12 EI}{L_3^3}$$

$$S_{2,6} = \frac{-12 EI}{L_1^3}; \quad S_{5,6} = \frac{-12 EI}{L_2^3}$$

$$S_{7,6} = \frac{-12 EI}{L_2^3}; \quad S_{10,6} = \frac{-12 EI}{L_3^3}$$

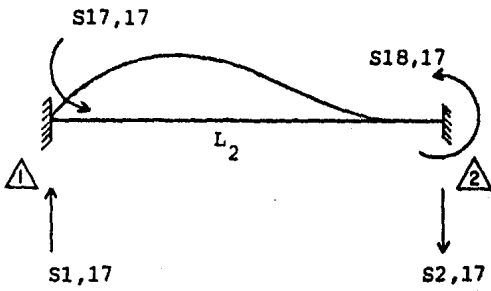
$$S_{21,6} = \frac{6 EI}{L_2^2}; \quad S_{22,6} = \frac{6 EI}{L_2^2} - \frac{6 EI}{L_2^2} = 0$$

$$S_{23,6} = \frac{6 EI}{L_2^2}; \quad S_{34,6} = \frac{-6 EI}{L_1^2}$$

$$S_{38,6} = \frac{6 EI}{L_1^2} - \frac{6 EI}{L_3^2}$$

$$S_{42,6} = \frac{-6 EI}{L_3^2}$$

Giro en el nudo $\triangle 1$ (Giro No. 17)



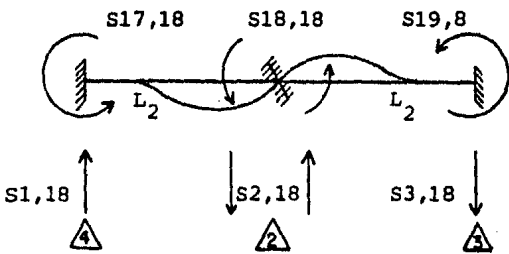
$$S_{17,17} = \frac{4 EI}{L^2}$$

$$S_{18,17} = \frac{2 EI}{L^2}$$

$$S_{1,17} = \frac{6 EI}{L^2}$$

$$S_{2,17} = \frac{-6 EI}{L^2}$$

Giro en el nudo $\triangle 2$ (Giro No. 18)



$$S_{18,18} = \frac{4 EI}{L_2} + \frac{4 EI}{L_2}$$

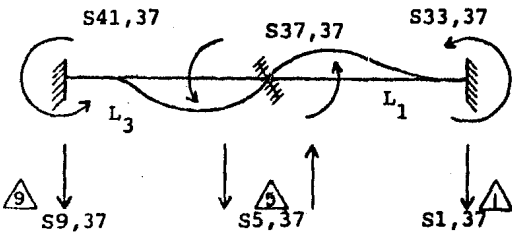
$$S_{17,18} = \frac{2 EI}{L_2}$$

$$S_{19,18} = \frac{2 EI}{L_2}$$

$$S_{1,18} = \frac{6 EI}{L_2}, \quad S_{3,18} = \frac{-6 EI}{L_2}$$

$$S_{2,18} = \frac{-6 EI}{L_2} + \frac{6 EI}{L_2} = 0$$

Giro en el nudo $\triangle 37$ (Giro No. 37)



$$S_{37,37} = \frac{4 EI}{L_1} + \frac{4 EI}{L_3}$$

$$S_{41,37} = \frac{2 EI}{L_3}$$

$$S_{33,37} = \frac{2 EI}{L_1}$$

$$S_{1,37} = \frac{-6 EI}{L_1^2}$$

$$S_{5,37} = \frac{-6 EI}{L_3^2} + \frac{6 EI}{L_1^2}$$

$$S_{9,37} = \frac{-6 EI}{L_3^2}$$

Giro en el nudo $\triangle 9$ (Giro No. 41)



$$S_{41,41} = \frac{4 EI}{L_3} + \frac{4 EI}{L_1}$$

$$S_{37,41} = \frac{2 EI}{L_3}$$

$$S_{45,41} = \frac{2 EI}{L_1}$$

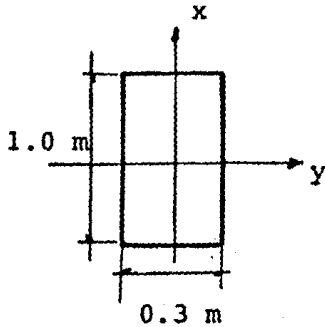
$$S_{5,41} = \frac{-6 EI}{L_3^2}$$

$$S_{9,41} = \frac{6 EI}{L_3^2} = \frac{6 EI}{L_1^2}$$

$$S_{13,41} = \frac{-6 EI}{L_1^2}$$

Para formar la matriz de rigideces de la estructura se requiere resolver todos los 16 desplazamientos - y 32 giros con lo cual se completará la matriz de - rigideces de la estructura.

De la geometría del modelo y propiedades de la red-
tícula de contratraves.



$$E = 2,000,000 \text{ ton/m}^2$$

$$I_x = 0.025 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.0025 \text{ m}^4$$

$$L_1 = 5.0 \text{ m}$$

$$L_2 = 6.0 \text{ m}$$

$$L_3 = 8.0 \text{ m}$$

$$\frac{6 EI}{L_1^2} = \frac{(6) (2 E6) (0.025)}{(5)^2} = 12,000.00$$

$$\frac{6 EI}{L_2^2} = \frac{(6) (2E6) (0.025)}{(6)^2} = 8,333.33$$

$$\frac{6 EI}{L_3^2} = \frac{(6) (2E6) (0.025)}{(8)^2} = 4,687.50$$

$$\frac{4 EI}{L_1} = \frac{(4) (2E6) (0.025)}{5} = 40,000.00$$

$$\frac{4 EI}{L_2} = \frac{(4) (2 E6) (0.025)}{6} = 33,333.33$$

$$\frac{4 EI}{L_3} = \frac{(4) (2E6) (0.025)}{8} = 25,000.00$$

$$\frac{2 EI}{L_1} = \frac{(2) (2E6) (0.025)}{5} = 20,000.00$$

$$\frac{2 EI}{L_2} = \frac{(2) (2E6) (0.025)}{6} = 16,666.67$$

$$\frac{2 EI}{L_3} = \frac{(2) (2E6) (0.025)}{9} = 12,500.00$$

$$\frac{12 EI}{L_1^3} = \frac{(12) (2 E6) (0.025)}{(5)^3} = 4,800.00$$

$$\frac{12 EI}{L_2^3} = \frac{(12) (2E6) (0.025)}{(6)^3} = 2,777.78$$

$$\frac{12 EI}{L_3^3} = \frac{(12) (2E6) (0.025)}{(8)^3} = 1,171.88$$

Sustituyendo estos valores en las rigideces obtenidos en los 48 elementos, obtenemos la Matriz de Rigideces de la estructura de la retícula de la cimentación.

4.3.4 Cálculo de la matriz de rigideces del suelo.

Comentarios.

Siguiendo lo expuesto en el Capítulo IV, para encontrar la matriz de rigideces del suelo, se tendrán que obtener la matriz de flexibilidades del mismo.

- a) Encontremos la matriz de influencias -- $\{I_{ij}\}$ para los 16 puntos cargados unitariamente mediante la expresión 18a.I del Capítulo I. (Para cargas unitarias aplicadas en la frontera de un medio seminfinito).

DATOS

$\alpha = 2$ (Valor para suelos estratificados con diversas deformabilidades).

λ (Sera variable pues dependerá de la distancia entre los resortes de la retícula).

La fórmula para la obtención de influencias, será:

$$I_{ij}^N = \frac{1}{\pi z_j^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r_j}{z_j}\right)^2} \right]^2$$

si $r_j = \sqrt{x_j^2 + y_j^2}$

Por ejemplo, calculemos el valor de influencia para el punto en el suelo de coordenadas $Z=1.20$ m de profundidad, $X= 6.0$ y $Y=0$.

Cuando se aplica una carga unitaria en el área tributaria del punto ①,

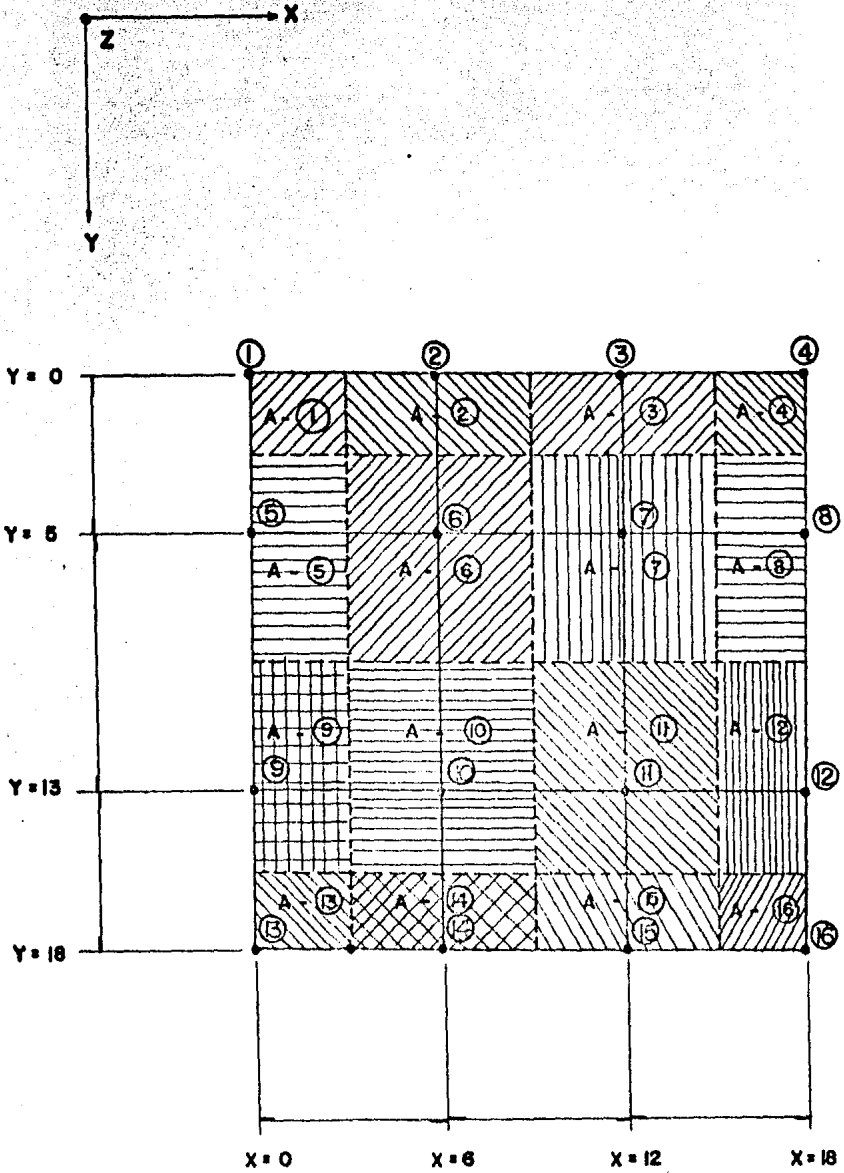
Coordenada del punto de aplicación de la carga unitaria para el área tributaria-

① $X=1.5$ y $Y=1.25$

$$r = \sqrt{(6.0 - 1.5)^2 + (1.25 - 0)^2} = 4.67 \text{ m}$$

$$I_{2,1}^A = \frac{1}{\pi \times 1.20^2} \left[\frac{1}{1 + \frac{4.67}{1.20}} \right]^2 = 0.000849$$

El anterior procedimiento, se hace con cada uno de los 16 puntos que forman la red y a su vez cada uno de estos puntos tienen 5 estratos, por lo que cada matriz de influencia asociada a un punto i , será de 16 renglones por 5 columnas.



AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA PARA LOS 16 PUNTOS DE LA RETICULA

	1	2	3	4	5
1	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
2	.000848	.00353	.00294	.00159	.00089
3	.000036	.0003	.00063	.00069	.00055
4	0	0	.00016	.000267	.00029
5	.00145	.00487	.0034	.00169	.00093
6	.00036	.0019	.0022	.0014	.0008
7	.000029	.0003	.00055	.0006	.0005
8	0	.0001	.00015	.00025	.00028
9	0	.0002	.00046	.00057	.00049
10	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
11	0	.00007	.00019	.0003	.00032
12	0	.00003	.00008	.00015	.0002
13	0	.00005	.00015	.00026	.00028
14	0	.00005	.00014	.00024	.00026
15	0	.00003	.00009	.00017	.0002
16	0	.00002	.00005	.0001	.00013

N U M E R O (COL.)	E S T R A T O	Z _i	d _i	α_C^N
		m	m	m ³ /Ton
1	A	1.20	2.40	0.653
2	B	3.90	3.00	0.867
3	C	7.50	4.20	4.048
4	D	12.40	5.60	3.293
5	E	17.60	4.80	3.1011

$\times 10^{-2}$

En la matriz de Influencias -
los renglones representan los
nudos de la retícula.

Las columnas representan el-
número del estrato.

MATRIZ DE INFLUENCIA

I ^N
j 1

Para una carga unitaria aplicada al
centro del área cargada asociada al
punto 1.

	1	2	3	4	5
1	.00085	.0035	.0029	.0016	.00089
2	.0221	.0209	.00565	.00207	.00103
3	.0003	.00184	.00203	.00134	.00082
4	.00002	.00019	.00044	.00055	.00048
5	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
6	.00191	.00565	.0036	.00174	.00094
7	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
8	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
9	.00002	.00014	.00034	.00046	.00042
10	.00002	.00021	.00047	.00057	.00049
11	.000015	.00014	.00034	.00046	.00042
12	0	.00055	.00016	.00026	.00028
13	0	.00044	.00013	.00022	.00025
14	0	.00006	.00016	.00026	.00028
15	0	.00004	.00013	.00022	.00025
16	0	.00003	.00008	.00015	.00018

MATRIZ DE INFLUENCIA
I N
j 2

	1	2	3	4	5
1	.00036	.0003	.00063	.00064	.00055
2	.0003	.00184	.00203	.00134	.00082
3	.221	.0209	.00565	.00297	.00103
4	.0003	.00174	.002	.00133	.0008
5	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
6	.00017	.0011	.00158	.00118	.00076
7	.00190	.00565	.0036	.00174	.00094
8	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
9	0	.00055	.00016	.00026	.00028
10	.000015	.00014	.00034	.00046	.00042
11	.000023	.00021	.00042	.00057	.00049
12	.000015	.00014	.00034	.00046	.00042
13	0	.00003	.00008	.00015	.00018
14	0	.00044	.00013	.00022	.00025
15	0	.00006	.00016	.00026	.00028
16	0	.00044	.00013	.00022	.00025

MATRIZ DE INFLUENCIA
I N
j 3

	1	2	3	4	5
1	0	0	.0016	.00027	.00029
2	.00002	.00019	.00044	.00055	.00048
3	.0003	.00017	.002	.00133	.0008
4	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
5	0	.00004	.00012	.00021	.00024
6	.00003	.0003	.00055	.0006	.0005
7	.00036	.0019	.0022	.0014	.0008
8	.00145	.00487	.0034	.00169	.00093
9	0	.00003	.00008	.00015	.0002
10	0	.00007	.00019	.0003	.00032
11	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
12	.00002	.0002	.00046	.00057	.00049
13	0	.00002	.00005	.0001	.00013
14	0	.00003	.00009	.00017	.0002
15	0	.00005	.00014	.00024	.00026
16	0	.00005	.00015	.00026	.00028

MATRIZ DE INFLUENCIA

$$I \begin{matrix} N \\ j4 \end{matrix}$$

	1	2	3	4	5
1	.00145	.0048	.0034	.00169	.0009
2	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
3	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
4	0	.00004	.00012	.00021	.00021
5	.221	.0209	.00565	.00207	.00103
6	.00097	.0039	.0031	.00162	.0009
7	.00014	.00095	.0014	.0011	.00074
8	0	.00006	.00017	.00027	.00029
9	.0001	.00073	.00119	.00101	.00069
10	.00006	.00049	.0009	.00087	.00064
11	.00002	.00013	.00034	.00045	.00042
12	0	.00004	.00012	.00021	.00024
13	.00002	.00014	.00035	.00046	.00043
14	.00001	.00012	.00029	.00042	.00040
15	0	.00006	.00016	.00026	.00028
16	0	.00002	.00007	.00014	.00018

MATRIZ DE INFLUENCIA

$$I \begin{matrix} N \\ j5 \end{matrix}$$

	1	2	3	4	5
1	.0004	.0019	.0022	.0014	.0008
2	.000191	.00565	.0036	.00174	.00094
3	.00017	.0011	.00158	.00118	.00076
4	.00003	.0003	.00055	.0006	.0005
5	.00097	.0039	.0031	.00162	.0009
6	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
7	.00030	.00184	.0021	.00136	.00082
8	.0002	.00019	.00045	.00055	.00048
9	.00005	.00036	.00073	.00076	.00059
10	.0001	.00077	.00124	.00103	.00071
11	.00005	.00036	.00073	.00076	.00059
12	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
13	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
14	.00002	.00019	.00045	.00055	.00048
15	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
16	0	.00005	.00013	.00022	.00025

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
j 6

	1	2	3	4	5
0	0	.0003	.00055	.0006	.0005
1	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
2	.00190	.00565	.0036	.00174	.00094
3	.00036	.0010	.0022	.0014	.0008
4	.00014	.00095	.0014	.0011	.00074
5	.00030	.00184	.0021	.00136	.00080
6	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
7	.00033	.00184	.0021	.0014	.00082
8	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
9	.00006	.00036	.00073	.00076	.00059
10	.0001	.00077	.00124	.00103	.00071
11	.00006	.00036	.00073	.00076	.00059
12	0	.00005	.00013	.00022	.00025
13	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
14	.00001	.00077	.00124	.00103	.00071
15	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
16	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
j 7

	1	2	3	4	5
1	0	.0001	.00015	.00025	.00028
2	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
3	.00017	.00113	.00158	.00118	.00076
4	.00145	.00487	.0034	.0017	.00093
5	0	.00006	.00017	.00027	.00029
6	.00002	.00019	.00045	.00055	.00048
7	.00033	.00184	.0021	.0014	.0082
8	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
9	0	.00004	.00012	.0002	.00024
10	.00002	.00014	.00034	.00045	.00042
11	.00006	.00005	.00021	.00086	.00064
12	.0001	.00073	.0012	.00101	.00070
13	0	.00002	.00007	.00014	.00017
14	0	.00006	.00016	.00006	.00028
15	.00001	.00012	.00030	.00042	.0004
16	.0002	.00014	.00035	.00046	.00043

MATRIZ DE INFLUENCIA
 $I \begin{matrix} N \\ j \end{matrix} 8$

	1	2	3	4	5
1	0	.0002	.00046	.00057	.00049
2	.00002	.00014	.00034	.00046	.00042
3	0	.00055	.00016	.00026	.00028
4	0	.00003	.00008	.00015	.0002
5	.0001	.00073	.00119	.00101	.00069
6	.00005	.00036	.00073	.00076	.00059
7	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
8	0	.00004	.00012	.0002	.00024
9	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
10	.00097	.00385	.00306	.00162	.0009
11	.00004	.00031	.00065	.00070	.00050
12	0	.00006	.00017	.00027	.00029
13	.00056	.00269	.00257	.0015	.00087
14	.00021	.00132	.00174	.00124	.00078
15	.00002	.00021	.00049	.00059	.00050
16	0	.00005	.00014	.00024	.00027

MATRIZ DE INFLUENCIA
 $I \begin{matrix} N \\ j \end{matrix} 9$

	1	2	3	4	5
1	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
2	.00002	.00021	.00047	.00057	.00049
3	.000015	.00014	.00034	.00046	.00042
4	0	.00007	.00019	.0003	.00032
5	.00006	.00049	.0009	.00087	.00064
6	.0001	.00077	.00124	.00103	.00071
7	.00006	.00036	.00073	.00076	.00059
8	.00002	.00014	.00034	.00045	.00042
9	.00097	.00385	.00306	.00162	.0009
10	.2211	.0209	.00565	.00207	.000103
11	.00033	.00184	.0021	.00136	.00083
12	.00002	.00019	.00045	.00055	.00048
13	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072
14	.00066	.003	.00271	.00153	.00080
15	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072
16	.00002	.00014	.00014	.0005	.00043

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
I j 10

	1	2	3	4	5
1	0	.00007	.00019	.0003	.00034
2	.000015	.00014	.00034	.00046	.00042
3	.000023	.00021	.00047	.00057	.00049
4	.00002	.00016	.00039	.0005	.00045
5	.00002	.00013	.00034	.00046	.00042
6	.00005	.000036	.00075	.00076	.00059
7	.0001	.00077	.00124	.00103	.00071
8	.00006	.00005	.00091	.00086	.00064
9	.00004	.00031	.00065	.00070	.00050
10	.00033	.00184	.0021	.00136	.00083
11	.2211	.0209	.00565	.00207	.00010
12	.00033	.0018	.0021	.0014	.00082
13	.00002	.00014	.00035	.00047	.00043
14	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072
15	.00066	.00299	.00271	.00153	.00088
16	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
I j 11

	1	2	3	4	5
1	0	.00003	.00008	.00015	.0002
2	0	.00055	.00016	.00026	.00028
3	.00015	.00014	.00034	.00046	.00042
4	.000021	.0002	.00046	.00057	.00049
5	0	.00004	.00012	.0004	.00024
6	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
7	.0006	.00036	.00073	.00076	.00059
8	.0001	.00073	.0012	.00101	.0007
9	0	.00006	.00017	.00027	.00029
10	.00002	.00019	.00045	.00055	.00048
11	.00033	.0018	.0021	.0014	.0082
12	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
13	0	.00005	.00014	.00024	.00026
14	.00002	.00021	.00049	.00059	.00049
15	.00021	.00132	.00174	.00124	.00028
16	.00056	.00268	.00257	.00149	.00087

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
j 12

	1	2	3	4	5
1	0	.00005	.0002	.00026	.00028
2	0	.00044	.00013	.00022	.00025
3	0	.00003	.00008	.00015	.00018
4	0	.00002	.00005	.00001	.00013
5	.00002	.00014	.00035	.00046	.00043
6	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
7	0	.00005	.00013	.00022	.00025
8	0	.00002	.00007	.00014	.00017
9	.00056	.00269	.00257	.0015	.00087
10	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072
11	.00002	.00019	.00035	.00047	.00045
12	0	.00065	.00014	.00024	.00026
13	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
14	.00085	.00353	.00294	.00159	.00089
15	.00004	.0003	.00063	.00069	.00055
16	0	.00006	.00016	.00020	.00029

MATRIZ DE INFLUENCIA

I N
j 13

	1	2	3	4	5
1	0	.000051	.00014	.00024	.00026
2	0	.00006	.00016	.00026	.00028
3	0	.00044	.00013	.00022	.00025
4	0	.00003	.00009	.00017	.0002
5	.00001	.00012	.00029	.00042	.00040
6	.00002	.00019	.00045	.00055	.00048
7	.00001	.00010	.00026	.00037	.00037
8	0	.00006	.00016	.00006	.00028
9	.00021	.00132	.00174	.00124	.00078
10	.00066	.003	.00271	.00153	.00080
11	.00012	.00083	.0013	.00106	.00072
12	.00002	.00021	.00049	.00059	.00049
13	.00085	.00353	.00294	.00159	.00089
14	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103
15	.00033	.0018	.0021	.0014	.00082
16	.00002	.0002	.00045	.00055	.00048

MATRIZ DE INFLUENCIA

I ^N
j 14

	1	2	3	4	5
0	0	.00003	.00009	.00017	.0002
0	0	.00004	.00013	.00023	.00025
0	0	.00006	.00016	.00026	.00028
0	0	.00005	.00014	.00024	.00026
0	0	.00006	.00016	.00026	.00028
.00001	.00010	.00026	.00037	.00037	
.00001	.00077	.00124	.00103	.00071	
.00001	.00012	.0003	.00042	.0004	
.00002	.00021	.00049	.00059	.0005	
.00012	.00083	.0013	.00106	.00072	
.00021	.00132	.00174	.00124	.00078	
.00004	.0003	.00063	.00069	.00055	
.00033	.0209	.00565	.00207	.00103	
.2211	.0209	.00565	.00207	.00103	
.00033	.0018	.0021	.0014	.00082	

MATRIZ DE INFLUENCIA

I ^N
j 15

	1	2	3	4	5
1	0	.0006	.0011	.00096	.0007
2	0	.00003	.00008	.00015	.00018
3	0	.00044	.00013	.00022	.00025
4	0	.00005	.00015	.00026	.00028
5	0	.00002	.00007	.00014	.00018
6	0	.00005	.00013	.00022	.00025
7	.00001	.0001	.00026	.00037	.00037
8	.0002	.00014	.00035	.00046	.00043
9	0	.00005	.00014	.00024	.00027
10	.00002	.00014	.00014	.0005	.00043
11	.00012	.00083	.0013	.00105	.00072
12	.00056	.00268	.00257	.00149	.00087
13	0	.00006	.00016	.00026	.00029
14	.00002	.0002	.00045	.00055	.00048
15	.00033	.0018	.0021	.0014	.0082
16	.2211	.0209	.00565	.00207	.00103

MATRIZ DE INFLUENCIA

I ^N
j 16

Una vez obtenidas las matrices de influencia:

$$I_{ji}^N \quad \text{donde } N = 1...5$$

$$i = 1....16$$

$$j = 1.....16$$

llevaremos a cabo el producto por el vector α_C^N

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta}_{ji} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{ji}^N \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} \alpha_C^N \end{bmatrix}$$

por ejemplo el producto de

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta}_{j1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{ji}^N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_C^N \end{bmatrix} \quad \text{es:}$$

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta}_{j1} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 0.00195 & 1 \\ 0.00024 & 2 \\ 0.00007 & 3 \\ 0.00002 & 4 \\ 0.00027 & 5 \\ 0.00018 & 6 \\ 0.00006 & 7 \\ 0.00002 & 8 \\ 0.00005 & 9 \\ 0.00004 & 10 \\ 0.00003 & 11 \\ 0.00001 & 12 \\ 0.00002 & 13 \\ 0.00002 & 14 \\ 0.00001 & 15 \\ 0.00001 & 16 \end{pmatrix}$$

No será necesario transponer I_{ji}^N porque $I_{ij}^N = I_{ji}^N$ de lo cual podremos afirmar que

$$\begin{bmatrix} \overline{\delta}_{ji} \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} \overline{\delta}_{ji} \end{bmatrix}$$

Realizando los 16 productos matriciales, obtendremos la matriz de asentamientos - bajo cargas unitarias aplicadas al centro del área cargada asociada a un punto i donde $i = 1 \dots 16$ ó mejor conocida - como la Matriz de Flexibilidades del Suelo.

LA MATRIZ DE RIGIDEZES DEL SUELO ES

$$S_s = F_s^{-1}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	-12.16	-54.79	-9.889	-1.061	-64.710	-31.011	-1.349	-0.4	-6.664	-2.399	-3.164	-0.771	-1.745	-1.417	-0.437	-1.281
2	-54.79	536.21	-35.215	-5.279	-19.35	-66.672	-22.767	-2.549	-3.373	-7.869	-1.771	-3.933	-1.729	-0.339	-0.75	-0.252
3	-9.889	-35.215	532.527	-32.625	-1.706	-24.276	-66.439	-20.539	-3.710	-2.445	-7.737	-3.602	-0.031	-1.444	-1.713	-1.94
4	-1.061	-5.279	-32.625	527.846	-0.275	-8.202	-29.055	-63.578	-2.088	-2.46	-2.139	-7.02	-0.164	-8.269	-0.025	-1.319
5	-64.710	-19.35	-1.706	-0.275	534.176	-55.416	-26.442	-0.38	-22.581	-14.705	-1.331	-1.757	-4.805	-4.174	-0.089	-0.125
6	-31.011	-66.672	-24.276	-8.202	-55.416	539.799	-31.116	-0.173	-11.966	-18.327	-10.47	-4.082	-4.881	-6.083	-3.751	-0.986
7	-1.349	-22.767	-66.439	-29.055	-26.442	-31.116	555.274	101.196	-3.026	-9.889	-15.736	-5.613	-1.072	0.079	-24.313	-1.186
8	-0.4	-2.549	-20.539	-63.578	-0.38	-0.173	-101.196	546.052	-1.44	-2.088	-11.842	-21.51	-0.415	0.408	-0.485	-7.338
9	-6.664	-3.373	-3.710	-2.088	-22.581	-11.966	-3.026	-1.44	529.526	-55.961	-2.327	-0.652	-49.106	26.515	-7.585	-0.582
10	-2.399	-7.869	-2.445	-2.46	-14.705	-18.327	-9.889	-2.088	-55.961	551.199	106.36	-12.832	-18.583	-6.894	-14.656	-4.095
11	-3.164	-1.771	-7.737	-2.139	-1.331	-10.47	-15.736	-11.842	-2.327	106.36	566.646	104.145	-0.357	13.931	43.16	-27.994
12	-0.771	-3.933	-3.602	-7.02	-1.757	-4.082	-5.613	-21.51	-0.652	-12.832	104.145	46.258	-1.553	-6.805	-21.673	62.669
13	-1.745	-1.729	0.031	-0.164	-4.805	-4.881	-1.077	-0.415	-49.106	-18.583	0.357	-1.553	527.008	57.713	-10.83	-0.622
14	-1.417	-0.339	-1.444	-8.269	-4.174	-6.083	-0.079	-0.405	-26.515	-46.894	-13.931	-6.805	-57.713	532.35	-37.052	-9.813
15	-0.437	-0.75	1.713	-0.025	-0.089	-3.751	-24.313	-0.485	-7.585	-14.656	-43.16	-21.673	-10.83	-37.052	532.47	56.171
16	-1.281	-0.252	-1.94	-1.319	-0.125	-0.986	-1.186	-7.338	-0.582	-4.095	-27.994	62.669	-0.622	-9.813	-56.171	531.705

LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO ES

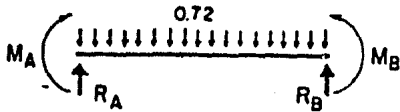
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	.00195	.00024	.00024	.00007	.00002	.00027	.00018	.00006	.00005	.00004	.00003	.00001	.00002	.00001	.00001	.00001
2	.00024	.00195	.00017	.00005	.00014	.00029	.00014	.00005	.00004	.00006	.00004	.00003	.00002	.00002	.00002	.00001
3	.00007	.00017	.00195	.00016	.00004	.00014	.00029	.00015	.00003	.00004	.00006	.00004	.00001	.00002	.00002	.00002
4	.00002	.00005	.00016	.00195	.00002	.00006	.00018	.00027	.00002	.00003	.00004	.00009	.00001	.00004	.00002	.00002
5	.00027	.00014	.00004	.00002	.00195	.00025	.00013	.00003	.00004	.00009	.00004	.00002	.00004	.00004	.00002	.00001
6	.00018	.00029	.00014	.00006	.00025	.00195	.00017	.00005	.00008	.00011	.00008	.00004	.00004	.00005	.00004	.00002
7	.00006	.00014	.00029	.00018	.00013	.00017	.00195	.00040	.00004	.00008	.00011	.00007	.00002	.00003	.00011	.00003
8	.00002	.00005	.00015	.00027	.00013	.00005	.00040	.00195	.00002	.00004	.00009	.00011	.00001	.00002	.00004	.00005
9	.00005	.00004	.00003	.00002	.00011	.00008	.00004	.00002	.00195	.00024	.00007	.00002	.00021	.00015	.00006	.00002
10	.00004	.00006	.00004	.00003	.00009	.00011	.00008	.00004	.00024	.00195	.00040	.00005	.00012	.00022	.00012	.00006
11	.00003	.00004	.00006	.00004	.00004	.00008	.00011	.00009	.00007	.00040	.00195	.00040	.00004	.00012	.00022	.00018
12	.00001	.00003	.00004	.00005	.00002	.00004	.00007	.00012	.00002	.00005	.00040	.00195	.00002	.00006	.00015	.00027
13	.00002	.00002	.00001	.00001	.00004	.00004	.00002	.00001	.00021	.00012	.00004	.00002	.00195	.00024	.00007	.00002
14	.00002	.00002	.00002	.00004	.00005	.00005	.00003	.00002	.00015	.00022	.00012	.00006	.00024	.00195	.00017	.00007
15	.00001	.00002	.00002	.00002	.00002	.00004	.00004	.00004	.00006	.00012	.00022	.00015	.00007	.00017	.00195	.00024
16	.00001	.00001	.00002	.00002	.00001	.00002	.00001	.00005	.00002	.00006	.00018	.00027	.00002	.00007	.00024	.00195

4.3.5 Cálculo del vector de cargas.

El cálculo del vector de cargas se llevará de la misma forma en que se llevó a cabo - en el caso de la Zapata Corrida.

Obtención de fuerzas de fijación para los tres casos particulares de fuerzas uniformemente distribuidas en la viga.

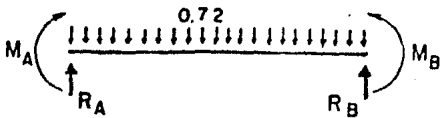
a) Viga longitud $l=5.00m$



$$M_A = -M_B = \frac{Wl^2}{12} = \frac{0.72 \times 5^2}{12} = 1.5 \text{ ton/m}$$

$$R_A = R_B = \frac{Wl}{2} = \frac{0.72 \times 5}{2} = 1.8 \text{ ton}$$

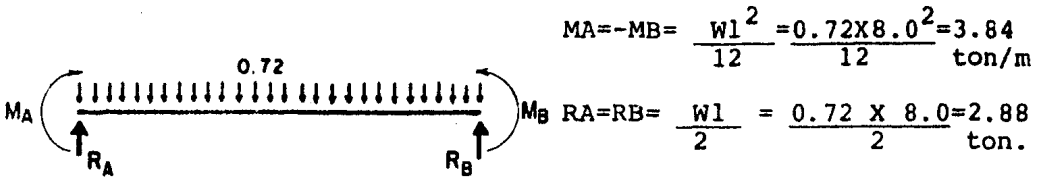
b) Viga longitud $l=6.00m$



$$M_A = -M_B = \frac{Wl^2}{12} = \frac{0.72 \times 6.0^2}{12} = 2.16 \text{ ton/m}$$

$$R_A = R_B = \frac{Wl}{2} = \frac{0.72 \times 6.0}{2} = 2.16 \text{ ton}$$

c) Viga longitud $l=8.00m$



$$M_A = -M_B = \frac{Wl^2}{12} = \frac{0.72 \times 8.0^2}{12} = 3.84 \text{ ton/m}$$

$$R_A = R_B = \frac{Wl}{2} = \frac{0.72 \times 8.0}{2} = 2.88 \text{ ton.}$$

Dado que las fuerzas son en dos direcciones, realizaremos el ensamblaje del vector en -- forma gráfica, por lo que.

$$P = F_e - F_f$$

donde P = es el vector de cargas

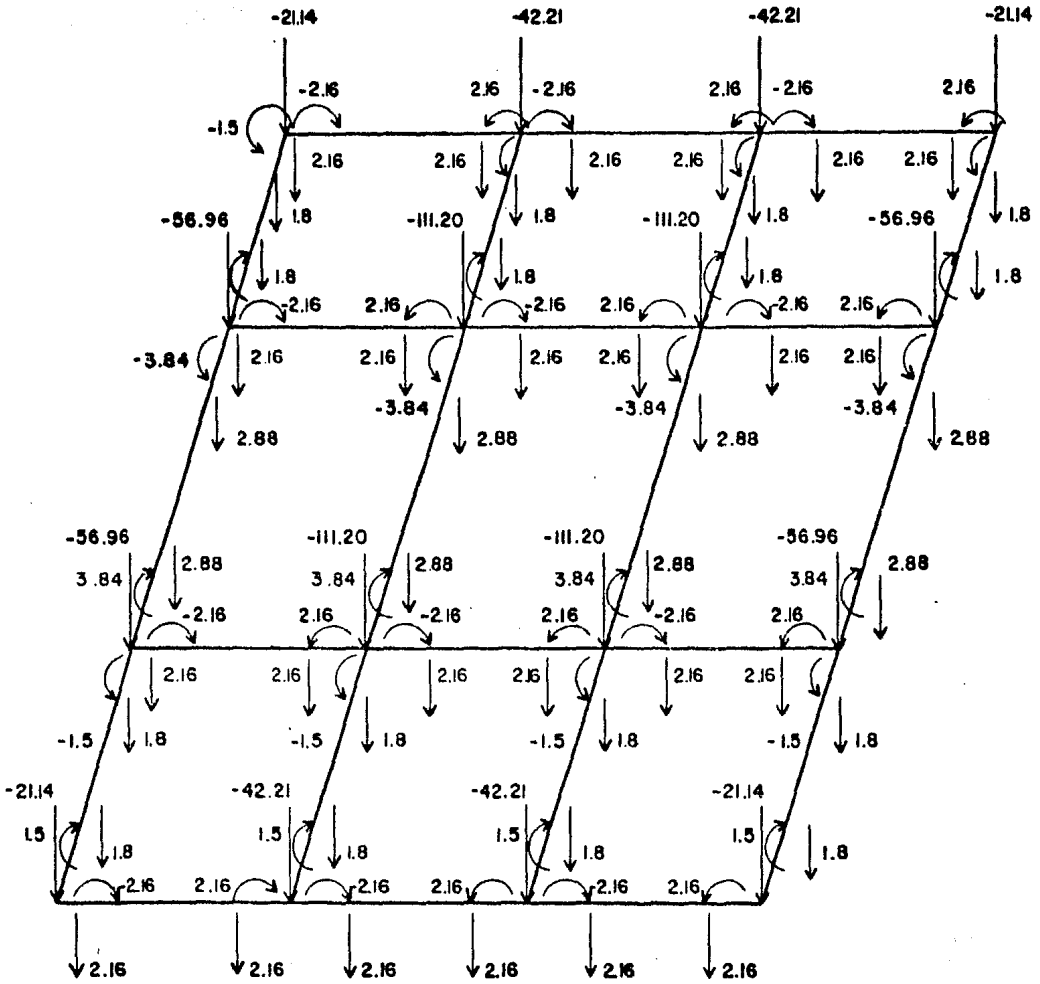
F_e = es el vector de fuerzas exteriores

F_f = es el vector de fuerzas de fijación.

El ensamblaje del vector lo realizaremos en las siguientes figuras:

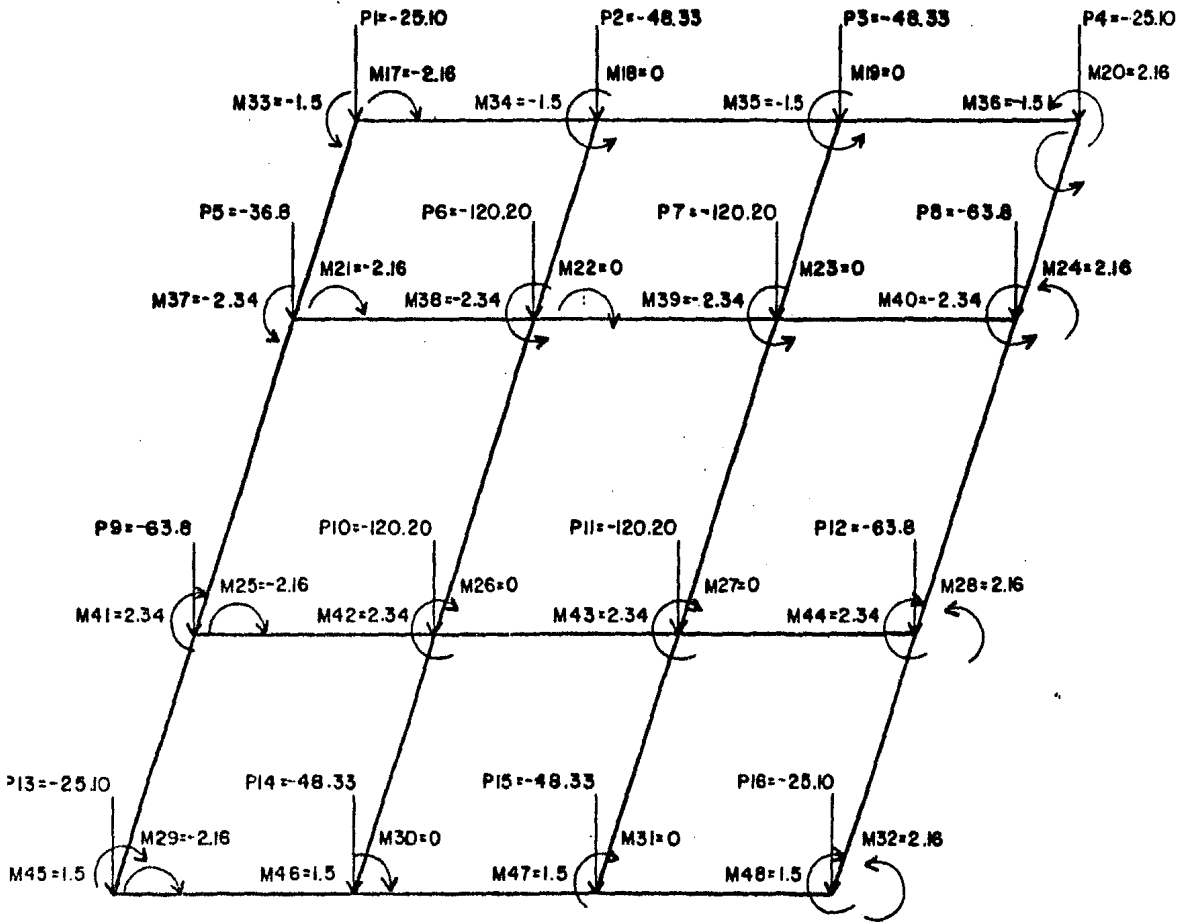
P1	-25.10
P2	-48.33
P3	-48.33
P4	-25.10
P5	-63.80
P6	-120.20
P7	-120.20
P8	-63.80
P9	-63.80
P10	-120.20
P11	-120.20
P12	-63.80
P13	-25.10
P14	-48.33
P15	-48.33
P16	-25.10
P17	-2.16
P18	0
P19	0
P20	2.16
P21	-2.16
P22	0
P23	0
P24	2.16

P25	-2.16
P26	0
P27	0
P28	2.16
P29	-2.16
P30	0
P31	0
P32	2.16
P33	-1.50
P34	-1.50
P35	-1.50
P36	-1.50
P37	-2.34
P38	-2.34
P39	-2.34
P40	-2.34
P41	2.34
P42	2.34
P43	2.34
P44	2.34
P45	1.50
P46	1.50
P47	1.50
P48	1.50



ENSAMBLAJE GRAFICO DEL VECTOR DE CARGAS

$$P = F_e - F_f$$



Fuerzas (Ton)
Momentos (Ton-m)

VECTOR ENSAMBLADO DE CARGAS

4.3.6 Cálculo de los asentamientos de la cimentación cien por ciento flexible (caso retícula).

$$\delta_{100\%} = F_s A$$

Comentario.

En este cálculo, no se tomó en cuenta la -- contribución de la rigidez de la estructura.

NUDO	CARGAS (Ton)	ASENTAMIENTOS (cm)
1	-25.10	-12.62
2	-48.33	-19.27
3	-48.33	-19.12
4	-25.10	-12.35
5	-63.80	-21.098
6	-120.20	-33.71
7	-120.20	-35.33
8	-63.80	-23.18
9	-63.80	-20.67
10	-120.20	-35.96
11	-120.20	-37.21
12	-63.80	-22.36
13	-25.10	-11.094
14	-48.33	-18.14
15	-48.33	-18.90
16	-25.10	-12.38

4.3.7 Cálculo de desplazamientos

WORKFILE: JOEL/99 (03/07/84)

100	
200	
300	
400	EL VECTOR SOLUCION ES
500	$\lambda_1 = -.1710069E+00$
600	$\lambda_2 = -.2083681E+00$
700	$\lambda_3 = -.2079348E+00$
800	$\lambda_4 = -.1690934E+00$
900	$\lambda_5 = -.2119798E+00$
1000	$\lambda_6 = -.2741638E+00$
1100	$\lambda_7 = -.2784557E+00$
1200	$\lambda_8 = -.2206712E+00$
1300	$\lambda_9 = -.2067876E+00$
1400	$\lambda_{10} = -.2754668E+00$
1500	$\lambda_{11} = -.2818197E+00$
1600	$\lambda_{12} = -.2254030E+00$
1700	$\lambda_{13} = -.1596915E+00$
1800	$\lambda_{14} = -.2062310E+00$
1900	$\lambda_{15} = -.2121550E+00$
2000	$\lambda_{16} = -.1772460E+00$
2100	$\lambda_{17} = -.7337616E-02$
2200	$\lambda_{18} = -.3694942E-02$
2300	$\lambda_{19} = .3673466E-02$
2400	$\lambda_{20} = .7835404E-02$
2500	$\lambda_{21} = -.1232500E-01$
2600	$\lambda_{22} = -.6571586E-02$
2700	$\lambda_{23} = .5373415E-02$
2800	$\lambda_{24} = .1182421E-01$
2900	$\lambda_{25} = -.1359690E-01$
3000	$\lambda_{26} = -.7275371E-02$
3100	$\lambda_{27} = .5182369E-02$
3200	$\lambda_{28} = .1157779E-01$
3300	$\lambda_{29} = -.9185757E-02$
3400	$\lambda_{30} = -.5027795E-02$
3500	$\lambda_{31} = .3065207E-02$
3600	$\lambda_{32} = .7259452E-02$
3700	$\lambda_{33} = -.9518711E-02$
3800	$\lambda_{34} = -.1502288E-01$
3900	$\lambda_{35} = -.1609149E-01$
4000	$\lambda_{36} = -.1173174E-01$
4100	$\lambda_{37} = -.5621292E-02$
4200	$\lambda_{38} = -.9506648E-02$
4300	$\lambda_{39} = -.1020455E-01$
4400	$\lambda_{40} = -.7558177E-02$
4500	$\lambda_{41} = .6836793E-02$
4600	$\lambda_{42} = .9631447E-02$
4700	$\lambda_{43} = .9661173E-02$
4800	$\lambda_{44} = .6596948E-02$
4900	$\lambda_{45} = .1072293E-01$
5000	$\lambda_{46} = .1599252E-01$
5100	$\lambda_{47} = .1610631E-01$
5200	$\lambda_{48} = .1118617E-01$

4.3.8 Cálculo de las fuerzas en el suelo.

$$A_s = S_s D$$

F_1	-50.11		δ_1	-0.1710	1
F_2	-60.086		δ_2	-0.2084	2
F_3	-60.665		δ_3	-0.2079	3
F_4	-51.02		δ_4	-0.1691	4
F_5	-64.018		δ_5	-0.212	5
F_6	-87.42		δ_6	-0.274	6
F_7	-79.50		δ_7	-0.2785	7
F_8	-66.13	$= S_s$	δ_8	-0.221	8
F_9	-66.059		δ_9	-0.2068	9
F_{10}	-80.42		δ_{10}	-0.2755	10
F_{11}	-86.21		δ_{11}	-0.2818	11
F_{12}	-64.20		δ_{12}	-0.2254	12
F_{13}	-51.15		δ_{13}	-0.1599	13
F_{14}	-60.90		δ_{14}	-0.2062	14
F_{15}	-61.82		δ_{15}	-0.21216	15
F_{16}	-50.12		δ_{16}	-0.1772	16

4.3.9 Cálculo de los elementos mecánicos de la---
Estructura de Cimentación.

Los miembros 1, 2, 3, 16, 17 y 18.

MATRIZ DE RIGIDECES DEL MIEMBRO 1

$$S_1 = \begin{pmatrix} S_{1,1} & S_{1,2} & S_{1,17} & S_{1,18} \\ S_{2,1} & S_{2,2} & S_{2,17} & S_{2,18} \\ S_{17,1} & S_{17,2} & S_{17,17} & S_{17,18} \\ S_{18,1} & S_{18,2} & S_{18,17} & S_{18,18} \end{pmatrix}$$

MATRIZ DE RIGIDECES DEL MIEMBRO 2

$$S_2 = \begin{pmatrix} S_{2,2} & S_{2,3} & S_{2,18} & S_{2,19} \\ S_{3,2} & S_{3,3} & S_{3,18} & S_{3,19} \\ S_{18,2} & S_{18,3} & S_{18,18} & S_{18,19} \\ S_{19,2} & S_{19,3} & S_{19,18} & S_{19,19} \end{pmatrix}$$

MATRIZ DE RIGIDECES DEL MIEMBRO 3

$$S_3 = \begin{pmatrix} S_{3,3} & S_{3,4} & S_{3,19} & S_{3,20} \\ S_{4,3} & S_{4,4} & S_{4,19} & S_{4,20} \\ S_{19,3} & S_{19,4} & S_{19,19} & S_{19,20} \\ S_{20,3} & S_{20,4} & S_{20,19} & S_{20,20} \end{pmatrix}$$

A= Si Di

A= Vector de acciones

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 1

$$\begin{pmatrix} 2777.78 & -2777.78 & 8333.3 & 8333.33 \\ -2777.78 & 2777.78 & 8333.3 & 8333.33 \\ 8333.3 & 8333.33 & 33333.3 & 16666.7 \\ 8333.3 & -8333.33 & 16666.7 & 33333.3 \end{pmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_{17} \\ \theta_{18} \end{matrix} = \begin{pmatrix} -0.1710 \\ -0.2084 \\ -0.00756 \\ -0.00369 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 10.14 \\ -10.14 \\ -1.833 \\ 62.67 \end{pmatrix} \begin{matrix} V_1 \\ V_2 \\ M_{17} \\ M_{18} \end{matrix}$$

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 2

$$\begin{pmatrix} 2777.78 & -2777.78 & 8333.33 & 8333.33 \\ -2777.78 & 2777.78 & -8333.3 & -8333.3 \\ 8333.3 & -8333.33 & 33333.33 & 16666.7 \\ 8333.3 & -8333.33 & 16666.7 & 33333.33 \end{pmatrix} \begin{matrix} \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_{18} \\ \theta_{19} \end{matrix} = \begin{pmatrix} -0.2984 \\ -0.2079 \\ -0.00369 \\ 0.00387 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0.111 \\ 0.111 \\ -62.67 \\ 63.33 \end{pmatrix} \begin{matrix} V_2 \\ V_3 \\ M_{18} \\ M_{19} \end{matrix}$$

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 3

$$\begin{pmatrix} 2777.78 & -2777.78 & 8333.3 & 8333.33 \\ -2777.78 & 2777.78 & -8333.3 & -8333.33 \\ 8333.3 & -8333.3 & 33333.3 & 16666.7 \\ 8333.3 & -8333.3 & 16666.7 & 33333.3 \end{pmatrix} \begin{matrix} \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_{19} \\ \theta_{20} \end{matrix} = \begin{pmatrix} -0.2079 \\ -0.1691 \\ -0.00387 \\ -0.00784 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -10.19 \\ 10.19 \\ -63.67 \\ 2.50 \end{pmatrix} \begin{matrix} V_3 \\ V_4 \\ M_{18} \\ M_{19} \end{matrix}$$

MATRIZ DE RIGIDECEs DEL MIEMBRO 16

$$S_{16} = \begin{pmatrix} S_{10,10} & S_{14,10} & S_{42,10} & S_{46,10} \\ S_{10,14} & S_{14,14} & S_{42,14} & S_{46,14} \\ S_{10,42} & S_{14,42} & S_{42,42} & S_{46,42} \\ S_{10,46} & S_{14,46} & S_{42,46} & S_{46,46} \end{pmatrix}$$

MATRIZ DE RIGIDECEs DEL MIEMBRO 17

$$S_{17} = \begin{pmatrix} S_{6,6} & S_{10,6} & S_{38,6} & S_{42,6} \\ S_{6,10} & S_{10,10} & S_{38,10} & S_{42,10} \\ S_{6,38} & S_{10,38} & S_{38,38} & S_{42,38} \\ S_{6,42} & S_{10,42} & S_{38,42} & S_{42,42} \end{pmatrix}$$

MATRIZ DE RIGIDECEs DEL MIEMBRO 18

$$S_{18} = \begin{pmatrix} S_{2,2} & S_{6,2} & S_{34,2} & S_{38,2} \\ S_{2,6} & S_{6,6} & S_{34,6} & S_{38,6} \\ S_{2,34} & S_{6,34} & S_{34,34} & S_{38,34} \\ S_{2,38} & S_{6,38} & S_{34,38} & S_{38,38} \end{pmatrix}$$

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 16

$$\begin{pmatrix} 4800 & -4800 & 12000 & 12000 \\ 4800 & 4800 & -12000 & -12000 \\ 12000 & -12000 & 40000 & 20000 \\ 12000 & -12000 & 20000 & 40000 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{14} \\ \theta_{42} \\ \theta_{46} \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix} -25.2 \\ 25.2 \\ -126.6 \\ 0.6 \end{pmatrix}
 \begin{matrix} V_{10} \\ V_{14} \\ M_{42} \\ M_{46} \end{matrix}$$

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 17

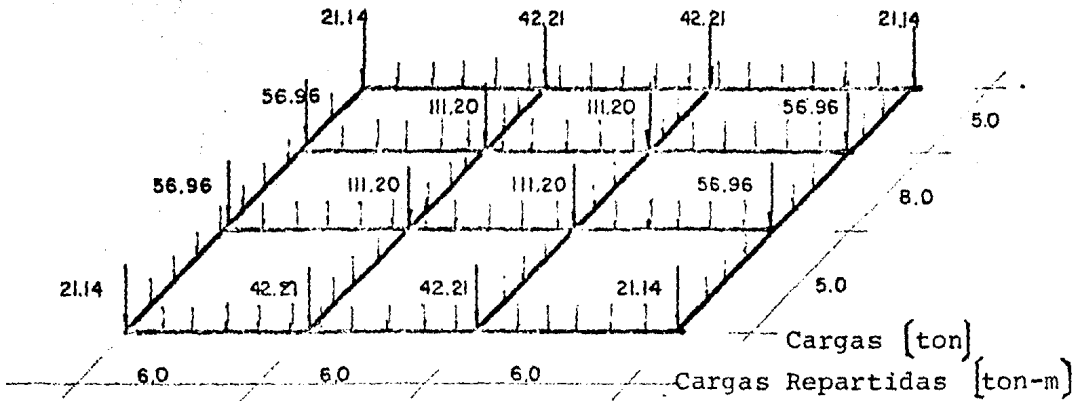
$$\begin{pmatrix} 1172 & -1172 & 4688 & 4688 \\ -1172 & 1172 & -4688 & -4688 \\ 4688 & -4688 & 25000 & 12500 \\ 4688 & -4688 & 12500 & 25000 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix} \delta_6 \\ \delta_{10} \\ \theta_{38} \\ \theta_{42} \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix} -2.20 \\ 2.20 \\ -110.82 \\ 128.44 \end{pmatrix}
 \begin{matrix} V_6 \\ V_{10} \\ M_{38} \\ M_{42} \end{matrix}$$

ELEMENTOS MECANICOS DEL MIEMBRO 18

$$\begin{pmatrix} 4800 & -4800 & 12000 & 12000 \\ -4800 & 4800 & -12000 & -12000 \\ 12000 & -12000 & 40000 & 20000 \\ 12000 & -12000 & 20000 & 40000 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix} \delta_2 \\ \delta_6 \\ \theta_{34} \\ \theta_{38} \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix} 21.84 \\ -21.84 \\ -0.40 \\ 109.6 \end{pmatrix}
 \begin{matrix} V_2 \\ V_6 \\ M_{34} \\ M_{38} \end{matrix}$$

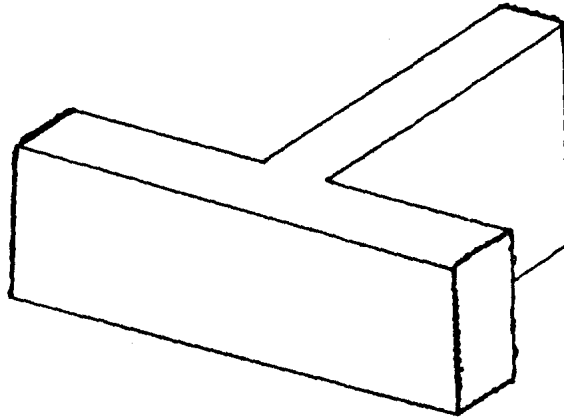
4.4 Método Iterativo desarrollado por P.H.D. Zeevaert.

OPCION RETICULA DE CONTRATRABES

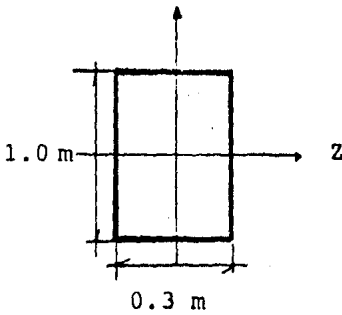


Prof. (m)	Estrato
A 2.40	$\alpha^A = 0.653 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton.}$
B 3.0	$\alpha^B = 0.863 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton.}$
C 4.20	$\alpha^C = 4.048 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton.}$
D 5.60	$\alpha^D = 3.293 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton.}$
E 4.80	$\alpha^E = 3.1011 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ton.}$

4.4.1 Geometría de la retícula.



SECCION



PROPIEDADES

$$A = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I_z = 0.025 \text{ m}^4$$

$$E = 2.0 \times 10^6 \text{ ton / m}^2$$

$$L_1 = 5.0 \text{ m}$$

$$L_2 = 6.0 \text{ m}$$

$$L_3 = 8.0 \text{ m}$$

4.4.2 Datos Generales

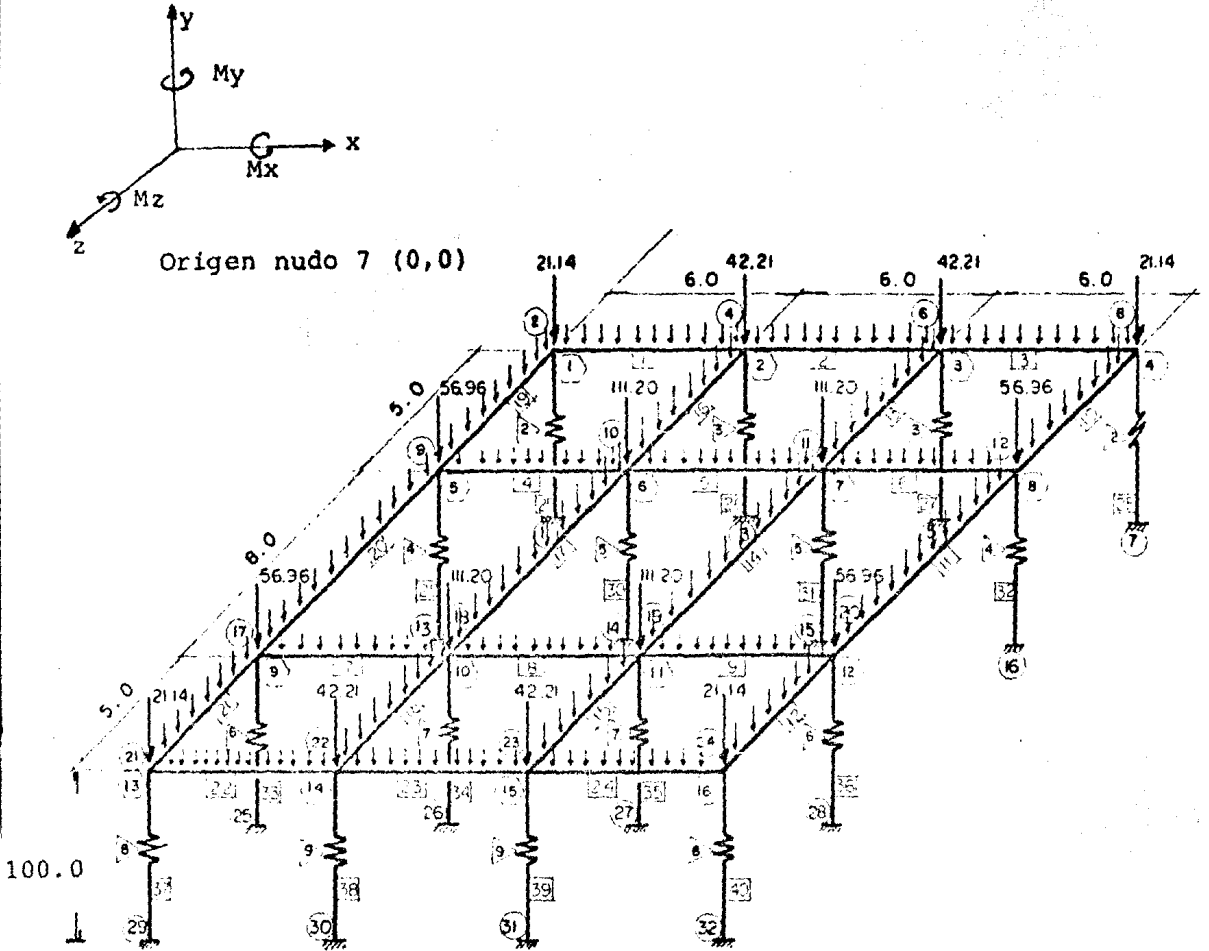
$\chi = 2$ (Cálculo de esfuerzos en suelos estratificados con diversas compresibilidades).

λ = Variable (Separación entre resortes).

αc = Valores de compresiones de los estratos, se consideran a largo plazo.

N.A.F. = Nivel de aguas freáticas, se considera debajo del desplante de la cimentación.

4.4.3 MODELO MATEMATICO ISE ITERATIVO



Cargas (ton)
 Carga Uniforme
 $w = 0.72 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$

NUDOS 18
 MATERIALES 5
 ELEMENTOS 17
 CARGAS DISTRIBUIDAS 10
 CARGAS PUNTUALES 4
 NUDOS RESTRINGIDOS 8

- NUDO (MODELO MATEMATICO)
- ⊙ NUDO (IDENTIFICACION ISE)
- ELEMENTO
- △ MATERIAL

4.4.4 Cálculo de la ecuación matricial EMA.

Recomendando lo expuesto en el Capítulo --- III, ahora nosotros encontraremos la ecuación matricial de asentamientos EMA, la --- cual presenta la siguiente forma:

$$\left[\overline{\delta}_{ij} \right]^T \cdot \left[q_i \right] = \left[\delta_i \right]$$

Donde $\left[\overline{\delta}_{ij} \right]^T$ representa la matriz de asentamientos bajo cargas puntuales unitarias.

$\left[q_i \right]$ Es el vector de cargas puntuales aplicadas en los nudos de la retícula (sólo en el caso de la retícula, serán cargas puntuales).

$\left[\delta_i \right]$ Es el vector de Asentamientos bajo los nudos de la retícula. Cuando se encuentra bajo un estado de cargas $\left[q_i \right]$.

Para calcular $\left[\overline{\delta}_{ij} \right]^T$, nosotros recurriremos a la matriz de influencias $\left[I_{ij} \right]$. Esta se calcula para cada uno de los 16 puntos que forman la retícula. Finalmente obtendremos:

$$\left[\overline{\delta}_{ji} \right] \left[I_{ji}^N \right]^T \left[\begin{matrix} a & N \\ c & C \end{matrix} \right]$$

donde $i=1.....16$

$j=1.....16$

LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO ES

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	.00195	.00024	.00024	.00007	.00002	.00027	.00018	.00006	.00005	.00004	.00003	.00001	.00002	.00001	.00001	.00001
2	.00024	.00195	.00017	.00005	.00014	.00029	.00014	.00005	.00004	.00006	.00004	.00003	.00002	.00002	.00002	.00001
3	.00007	.00017	.00195	.00016	.00004	.00014	.00029	.00015	.00003	.00004	.00006	.00004	.00001	.00002	.00002	.00002
4	.00005	.00005	.00016	.00195	.00002	.00006	.00018	.00027	.00002	.00003	.00004	.00009	.00001	.00004	.00002	.00002
5	.00027	.00014	.00004	.00002	.00195	.00025	.00013	.00003	.00004	.00009	.00004	.00002	.00004	.00004	.00002	.00001
6	.00018	.00029	.00014	.00006	.00025	.00195	.00017	.00005	.00008	.00011	.00008	.00004	.00004	.00005	.00004	.00002
7	.00006	.00014	.00029	.00018	.00013	.00017	.00195	.00040	.00004	.00008	.00011	.00007	.00002	.00003	.00011	.00003
8	.00006	.00005	.00015	.00027	.00003	.00005	.00040	.00195	.00002	.00004	.00009	.00011	.00001	.00002	.00004	.00005
9	.00005	.00004	.00003	.00002	.00011	.00008	.00004	.00002	.00195	.00024	.00007	.00002	.00021	.00015	.00006	.00002
10	.00004	.00005	.00004	.00003	.00009	.00011	.00008	.00004	.00024	.00195	.00040	.00005	.00012	.00022	.00012	.00006
11	.00003	.00004	.00006	.00004	.00004	.00008	.00011	.00009	.00007	.00040	.00195	.00040	.00004	.00012	.00022	.00018
12	.00001	.00003	.00004	.00005	.00002	.00004	.00007	.00012	.00002	.00005	.00040	.00195	.00002	.00006	.00015	.00027
13	.00002	.00002	.00001	.00001	.00004	.00004	.00002	.00001	.00021	.00012	.00004	.00002	.00195	.00024	.00007	.00002
14	.00002	.00002	.00002	.00004	.00005	.00005	.00003	.00002	.00015	.00022	.00012	.00006	.00024	.00195	.00017	.00007
15	.00001	.00002	.00002	.00002	.00002	.00004	.00004	.00004	.00006	.00012	.00022	.00015	.00007	.00017	.00195	.00024
16	.00001	.00001	.00002	.00002	.00001	.00002	.00003	.00005	.00002	.00006	.00018	.00027	.00002	.00007	.00024	.00195

- | | |
|----------|---------------|
| q_1 | δ_1 |
| q_2 | δ_2 |
| q_3 | δ_3 |
| q_4 | δ_4 |
| q_5 | δ_5 |
| q_6 | δ_6 |
| q_7 | δ_7 |
| q_8 | δ_8 |
| q_9 | δ_9 |
| q_{10} | δ_{10} |
| q_{11} | δ_{11} |
| q_{12} | δ_{12} |
| q_{13} | δ_{13} |
| q_{14} | δ_{14} |
| q_{15} | δ_{15} |
| q_{16} | δ_{16} |

La obtención detallada de $\left[\begin{matrix} \delta_{ji} \end{matrix} \right]^T$ se muestra en la parte 4.3.4 de este mismo capítulo.

4.4.5 Cálculo de los asentamientos iniciales para iniciar el cálculo mediante el método iterativo.

Comentarios.

Como se explicó dentro del Capítulo III, una vez desarrollado el modelo matemático y adaptado al programa de Análisis EASI 2, iniciaremos el proceso iterativo de encontrar los asentamientos en la retícula, para lo cual haremos que nuestra estructura que simula al suelo no tenga ninguna rigidez, es decir, que las propiedades de las columnas que simulan al suelo sean $A=0$ e $I_z=0$.

Reacciones de la primera corrida EASI/2 Retícula.

<u>*NUDO</u>	<u>REACCION</u>
1	45.14
2	59.84
3	59.84
4	45.14
5	64.14
6	88.10
7	88.10
8	64.14
9	64.14
10	88.10
11	88.10
12	64.14
13	49.14
14	59.84
15	59.84
16	45.14

*Identificación (ISE)

4.4.6 Cálculo de los Asentamientos, tomando en cuenta la rigidez de la estructura y del suelo.

Los valores obtenidos en el inciso anterior, son el principio del Análisis iterativo, el cual como vimos para el caso de las zapatas, tiene una rápida convergencia hacia los asentamientos finales.

Tal como referimos en el Capítulo III, dentro del modelo matemático, conservaremos constante la geometría del mismo y lo que variaremos será solamente las propiedades geométricas de las columnas equivalentes (simulación del suelo) las cuales son la analogía del resorte.

El sistema de cargas será el mismo que se mostró en el modelo matemático y no se variarán en ningún momento.

A diferencia del caso de las zapatas corridas, ya no se realizará el procedimiento detallado para el cálculo de Asentamientos, ya que es similar al efectuado en la parte 4.2 con una diferencia, la de que no debe-

mos dividir nuestras reacciones totales entre el área tributaria, ya que es diferente la forma en que se obtuvieron las matrices de Influencia para los dos casos, por lo -- que debemos directamente posmultiplicar el vector de reacciones $\begin{bmatrix} q_i \end{bmatrix}$ a la matriz -- de asentamientos bajo cargas puntuales unitarias $\begin{bmatrix} \delta \\ j_i \end{bmatrix}^T$

CORRIDA FINAL DE LA RETICULA BAJO EL MODELO ISE

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE
 EASI Finite Element Program
 MODELO ISE RETICULA

FILE SPEC: RETICULA

NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E+01
2	0.00000E+00	1.00000E+00	1.00000E+01
3	0.00000E+00	0.00000E+00	1.20000E+01
4	0.00000E+00	1.00000E+00	1.20000E+01
5	0.00000E+00	0.00000E+00	6.00000E+00
6	0.00000E+00	1.00000E+00	6.00000E+00
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00
9	5.00000E+00	1.00000E+00	1.00000E+01
10	5.00000E+00	1.00000E+00	1.20000E+01
11	5.00000E+00	1.00000E+00	6.00000E+00
12	5.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00
13	5.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E+01
14	5.00000E+00	0.00000E+00	1.20000E+01
15	5.00000E+00	0.00000E+00	6.00000E+00
16	5.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	1.30000E+01	1.00000E+00	1.00000E+01
18	1.30000E+01	1.00000E+00	1.20000E+01
19	1.30000E+01	1.00000E+00	6.00000E+00
20	1.30000E+01	1.00000E+00	0.00000E+00
21	1.00000E+01	1.00000E+00	1.00000E+01
22	1.00000E+01	1.00000E+00	1.20000E+01
23	1.00000E+01	1.00000E+00	6.00000E+00
24	1.00000E+01	1.00000E+00	0.00000E+00
25	1.30000E+01	0.00000E+00	1.00000E+01
26	1.30000E+01	0.00000E+00	1.20000E+01
27	1.30000E+01	0.00000E+00	6.00000E+00
28	1.30000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
29	1.00000E+01	0.00000E+00	1.00000E+01
30	1.00000E+01	0.00000E+00	1.20000E+01
31	1.00000E+01	0.00000E+00	6.00000E+00
32	1.00000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	3.00000E-01	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-04	2.55000E-03	2.50000E-02
2	1.40000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
3	1.40000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
4	1.50000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
5	1.40000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05

6	1.50000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
7	1.60000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
8	1.40000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
9	1.40000E-02	2.00000E+06	1.00000E+02	1.00000E-05	1.00000E-05	1.00000E-05
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	2	4	0	0	0.00000E+00
2	1	4	6	0	0	0.00000E+00
3	1	6	8	0	0	0.00000E+00
4	1	9	10	0	0	0.00000E+00
5	1	10	11	0	0	0.00000E+00
6	1	11	12	0	0	0.00000E+00
7	1	17	18	0	0	0.00000E+00
8	1	18	19	0	0	0.00000E+00
9	1	19	20	0	0	0.00000E+00
10	1	8	12	0	0	0.00000E+00
11	1	12	20	0	0	0.00000E+00
12	1	20	24	0	0	0.00000E+00
13	1	6	11	0	0	0.00000E+00
14	1	11	19	0	0	0.00000E+00
15	1	19	23	0	0	0.00000E+00
16	1	4	10	0	0	0.00000E+00
17	1	10	18	0	0	0.00000E+00
18	1	18	22	0	0	0.00000E+00
19	1	2	9	0	0	0.00000E+00
20	1	9	17	0	0	0.00000E+00
21	1	17	21	0	0	0.00000E+00
22	1	21	22	0	0	0.00000E+00
23	1	22	23	0	0	0.00000E+00
24	1	23	24	0	0	0.00000E+00
25	2	1	2	0	0	0.00000E+00
26	3	3	4	0	0	0.00000E+00
27	3	5	6	0	0	0.00000E+00
28	2	7	8	0	0	0.00000E+00
29	4	13	9	0	0	0.00000E+00
30	5	14	10	0	0	0.00000E+00
31	5	15	11	0	0	0.00000E+00
32	4	16	12	0	0	0.00000E+00
33	6	25	17	0	0	0.00000E+00
34	7	26	18	0	0	0.00000E+00
35	7	27	19	0	0	0.00000E+00
36	6	28	20	0	0	0.00000E+00

17	10	0.00000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.84000E+00
	18	0.00000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.84000E+00
18	18	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.50000E+00
	22	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.50000E+00
19	2	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.50000E+00
	9	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.50000E+00
20	9	0.00000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.84000E+00
	17	0.00000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.84000E+00
21	17	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.50000E+00
	21	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.50000E+00

NODE LOADS:

NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
2	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
19	0.00000E+00	-1.11200E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	0.00000E+00	-5.69600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
21	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
23	0.00000E+00	-4.22100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
24	0.00000E+00	-2.11400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
1	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
3	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
5	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
7	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
13	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
14	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
15	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
16	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
25	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
26	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
27	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
28	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
29	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00

30	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
31	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
32	0	1	0	0	0	0	0.00000E+00
12	0	0	1	0	0	0	0.00000E+00
23	1	0	0	0	0	0	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	2	-1.22070E-04	1.18318E+01	1.19209E-05	-6.53818E-06	-1.99318E-04	-1.33276E-04
	4	1.22070E-04	-7.51183E+00	-1.19209E-05	6.53818E-06	1.27792E-04	5.88311E+01
2	4	-6.18352E-04	2.12958E+00	5.28574E-04	6.57583E-08	-1.39046E-03	-5.88313E+01
	6	6.18352E-04	2.19042E+00	-5.28574E-04	-6.57583E-08	-1.77860E-03	5.78486E+01
3	6	-3.66211E-04	-7.48147E+00	-5.31912E-04	6.65490E-06	1.88721E-03	-5.78487E+01
	8	3.66211E-04	1.18815E+01	5.31912E-04	-6.65490E-06	1.38378E-03	-5.74589E-05
4	9	-1.61128E-03	1.65716E+01	1.68933E-04	-3.88127E-06	-6.07814E-04	-5.19863E-02
	10	1.61128E-03	-1.22516E+01	-1.68933E-04	3.88127E-06	-3.58582E-04	8.65214E+01
5	10	-2.19442E-03	2.17181E+00	6.67895E-04	5.83133E-08	-1.86862E-03	-8.65473E+01
	11	2.19442E-03	2.14899E+00	-6.67895E-04	-5.83133E-08	-2.14100E-03	8.66133E+01
6	11	-1.57768E-03	-1.22627E+01	-5.29051E-04	4.18118E-06	1.72520E-03	-8.65880E+01
	12	1.57768E-03	1.65827E+01	5.29051E-04	-4.18118E-06	1.45149E-03	5.19750E-02
7	17	-1.78898E-03	1.65462E+01	3.81231E-04	4.83987E-06	-1.31464E-03	-4.80917E-02
	18	1.78898E-03	-1.22262E+01	-3.81231E-04	-4.83987E-06	-9.71794E-04	8.63655E+01
8	18	-1.95313E-03	2.18588E+00	8.59499E-04	8.47649E-10	-2.43388E-03	-8.63881E+01
	19	1.95313E-03	2.13472E+00	-8.59499E-04	-8.47649E-10	-2.72179E-03	8.65398E+01
9	19	-1.78898E-03	-1.22493E+01	-3.85176E-04	4.87232E-06	1.18340E-03	-8.65189E+01
	20	1.78898E-03	1.65693E+01	3.85176E-04	4.87232E-06	7.28687E-04	5.53814E-02
10	8	-4.88281E-04	1.56412E+01	5.37157E-04	-6.95738E-06	-1.38521E-03	-1.44728E-04
	12	4.88281E-04	-1.28412E+01	-5.37157E-04	6.95738E-06	-1.38836E-03	6.92868E+01
11	12	-1.58691E-03	2.88831E+00	6.41346E-05	-1.25219E-08	-1.58881E-04	-6.92365E+01
	20	1.58691E-03	2.87669E+00	-6.41346E-05	1.25219E-08	-3.63827E-04	6.92631E+01
12	20	-9.76562E-04	-1.28398E+01	1.85966E-04	6.93884E-06	-3.76781E-04	-6.92376E+01
	24	9.76562E-04	1.56398E+01	-1.85966E-04	-6.93884E-06	-5.47489E-04	4.26939E-02
13	6	1.85886E-03	2.17699E+01	3.82792E-05	3.58243E-06	-2.81334E-04	-6.48631E-04
	11	-1.85886E-03	-1.81699E+01	-3.82792E-05	-3.58243E-06	-1.25888E-03	9.98588E+01
14	11	1.86182E-03	2.88246E+00	1.18817E-04	-1.88426E-08	5.41181E-04	-9.98986E+01
	19	-1.86182E-03	-2.87754E+00	-1.18817E-04	1.88426E-08	4.82977E-04	9.99183E+01
15	19	3.42214E-03	-1.81618E+01	-4.98772E-04	3.46588E-06	1.28592E-03	-9.98785E+01
	23	-3.42214E-03	2.17612E+01	4.98772E-04	-3.46588E-06	1.29832E-03	6.43919E-02
16	4	-2.44141E-04	2.18872E+01	-4.58956E-04	3.37125E-06	1.25988E-03	-1.52349E-04
	10	2.44141E-04	-1.82872E+01	4.58956E-04	-3.37125E-06	1.83188E-03	1.88836E+02
17	10	-2.87528E-03	2.88316E+00	-2.77638E-04	-3.55158E-06	1.17812E-03	-1.88873E+02
	18	2.87528E-03	2.87684E+00	2.77638E-04	3.55158E-06	1.84388E-03	1.88899E+02
18	18	-1.78898E-03	-1.81978E+01	-9.97853E-04	-3.43994E-06	2.35748E-03	-1.88856E+02

	22	1.70090E-03	2.17970E+01	9.07053E-04	3.43994E-06	2.57074E-03	6.71995E-02
19	2	0.00000E+00	1.54306E+01	-5.29289E-05	6.79630E-06	1.97411E-04	-9.13143E-05
	9	0.00000E+00	-1.10306E+01	5.29289E-05	-6.79630E-06	6.38962E-05	7.11529E+01
20	9	-1.22070E-03	2.60120E+00	-1.11341E-04	-4.74993E-08	5.47171E-04	-7.11765E+01
	17	1.22070E-03	3.07072E+00	1.11341E-04	4.74993E-08	3.43000E-04	6.95060E+01
21	17	-9.76562E-04	-1.21006E+01	-4.03001E-04	-6.00350E-06	9.75609E-04	-6.95535E+01
	21	9.76562E-04	1.57006E+01	4.03001E-04	6.00350E-06	1.04332E-03	5.04453E-02
22	21	-1.46404E-03	1.17697E+01	2.50923E-04	6.50318E-06	-1.00099E-03	-2.91135E-02
	22	1.46404E-03	-7.44967E+00	-2.50923E-04	-6.50318E-06	-5.41607E-04	5.76074E+01
23	22	-7.32422E-04	2.15699E+00	7.43620E-04	-1.40066E-08	-2.03005E-03	-5.76097E+01
	23	7.32422E-04	3.16301E+00	-7.43620E-04	1.40066E-08	-2.43092E-03	5.76004E+01
24	23	0.00000E+00	-7.44276E+00	-2.00142E-04	-6.62607E-06	1.13407E-03	-5.76573E+01
	24	0.00000E+00	1.17620E+01	2.00142E-04	6.62607E-06	5.46455E-04	4.09124E-02
25	1	4.04024E+01	7.27596E-12	-2.10279E-11	0.00000E+00	2.32031E-10	-2.32031E-10
	2	-4.04024E+01	-7.27596E-12	2.10279E-11	0.00000E+00	-1.39690E-09	1.39690E-09
26	3	5.06349E+01	-1.45519E-11	0.00000E+00	0.00000E+00	1.16415E-10	-9.31323E-10
	4	-5.06349E+01	1.45519E-11	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.90497E-10	1.06265E-09
27	5	5.06009E+01	-1.45519E-11	-7.27596E-12	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.65661E-10
	6	-5.06009E+01	1.45519E-11	7.27596E-12	0.00000E+00	6.90492E-10	1.06265E-09
28	7	4.05027E+01	7.27596E-12	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.32031E-10	4.65661E-10
	8	-4.05027E+01	-7.27596E-12	0.00000E+00	0.00000E+00	1.06265E-09	-2.32031E-09
29	13	6.43022E+01	6.15002E-04	1.29350E-03	0.00000E+00	-7.76099E-02	3.71267E-02
	9	-6.43022E+01	-6.15002E-04	-1.29350E-03	0.00000E+00	-5.17400E-02	2.44614E-02
30	14	0.57951E+01	9.47402E-04	6.39066E-04	7.10543E-15	-3.03440E-02	5.69359E-02
	10	-0.57951E+01	-9.47402E-04	-6.39066E-04	-7.10543E-15	-2.55626E-02	3.70124E-02
31	15	0.57906E+01	9.96012E-04	-6.30793E-04	3.55271E-15	3.03276E-02	5.97607E-02
	11	-0.57906E+01	-9.96012E-04	6.30793E-04	-3.55271E-15	2.55517E-02	3.90405E-02
32	16	6.43040E+01	7.52067E-04	-1.29370E-03	0.00000E+00	7.76223E-02	4.50052E-02
	12	-6.43040E+01	-7.52067E-04	1.29370E-03	0.00000E+00	5.17400E-02	3.02016E-02
33	25	6.44045E+01	-0.09172E-04	1.21942E-03	7.10543E-15	-7.32000E-02	-4.03765E-02
	17	-6.44045E+01	0.09172E-04	-1.21942E-03	-7.10543E-15	-4.06600E-02	-3.25407E-02
34	26	0.50375E+01	-1.04790E-03	5.66134E-04	-1.06501E-14	-3.40039E-02	-6.27069E-02
	18	-0.50375E+01	1.04790E-03	-5.66134E-04	1.06501E-14	-2.25295E-02	-4.20020E-02
35	27	0.50015E+01	-9.95002E-04	-7.10050E-04	-7.100543E-15	4.24071E-02	-5.97402E-02
	19	-0.50015E+01	9.95002E-04	7.10050E-04	7.100543E-15	2.05179E-02	-3.98321E-02
36	28	6.43669E+01	-6.50450E-04	-1.36443E-04	1.06501E-14	0.17490E-02	-3.91144E-02
	20	-6.43669E+01	6.50450E-04	1.36443E-04	-1.06501E-14	5.46929E-02	-2.59314E-02
37	29	4.06100E+01	-1.24479E-03	7.62950E-04	-1.06501E-14	-4.59653E-02	-7.45139E-02
	21	-4.06100E+01	1.24479E-03	-7.62950E-04	1.06501E-14	-3.03297E-02	-4.99656E-02
38	30	5.07149E+01	-1.66664E-03	3.16207E-04	-1.06501E-14	-1.91655E-02	-9.99113E-02
	22	-5.07149E+01	1.66664E-03	-3.16207E-04	1.06501E-14	-1.24632E-02	-6.67524E-02

39	31	5.86915E+01	-1.61341E-03	-5.45545E-04	-3.55271E-15	3.25444E-02	-9.68040E-02
	23	-5.86915E+01	1.61341E-03	5.45545E-04	3.55271E-15	2.20101E-02	-6.45365E-02
40	32	4.85418E+01	-1.08414E-03	-9.92076E-04	7.10543E-15	5.93363E-02	-6.51354E-02
	24	-4.85418E+01	1.08414E-03	9.92076E-04	-7.10543E-15	3.98713E-02	-4.32788E-02

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	-9.19704E-01	0.00000E+00	7.53189E-01	-7.38100E-03	3.01775E-03	-9.55920E-03
2	3.62159E-02	-1.72866E-01	1.50885E-02	-7.38100E-03	3.01775E-03	-9.55919E-03
3	-1.33010E+00	0.00000E+00	3.79082E-01	-3.63993E-03	3.01794E-03	-1.34821E-02
4	1.81089E-02	-2.09411E-01	1.50885E-02	-3.63993E-03	3.01794E-03	-1.34821E-02
5	-1.34427E+00	0.00000E+00	-3.42110E-01	3.57206E-03	3.01771E-03	-1.34427E-02
6	5.14993E-08	-2.09603E-01	1.50885E-02	3.57206E-03	3.01771E-03	-1.34426E-02
7	-9.63075E-01	0.00000E+00	-7.15129E-01	7.30218E-03	3.01746E-03	-9.44971E-03
8	-1.81036E-02	-1.73910E-01	1.50885E-02	7.30217E-03	3.01746E-03	-9.44971E-03
9	3.62159E-02	-2.14607E-01	5.38339E-08	-1.07792E-02	3.01760E-03	-6.00154E-03
10	1.81089E-02	-2.68110E-01	3.77211E-08	-5.32556E-03	3.01783E-03	-8.33030E-03
11	4.26754E-08	-2.68121E-01	1.57768E-08	5.32328E-03	3.01766E-03	-8.30011E-03
12	-1.81036E-02	-2.14616E-01	0.00000E+00	1.07809E-02	3.01750E-03	-5.83940E-03
13	-1.54695E+00	0.00000E+00	3.23375E+00	5.38958E-02	3.01768E-03	2.56617E-02
14	-2.37233E+00	0.00000E+00	1.59767E+00	2.66278E-02	3.01783E-03	3.94704E-02
15	-2.49003E+00	0.00000E+00	-1.59698E+00	-2.66164E-02	3.01766E-03	4.15005E-02
16	-1.87855E+00	0.00000E+00	-3.23426E+00	-5.39044E-02	3.01750E-03	3.13695E-02
17	3.62160E-02	-2.14948E-01	-2.41398E-02	-1.07412E-02	3.01752E-03	5.87393E-03
18	1.81089E-02	-2.68242E-01	-2.41398E-02	-5.29714E-03	3.01772E-03	8.29785E-03
19	2.85179E-08	-2.68130E-01	-2.41399E-02	5.33772E-03	3.01755E-03	8.29836E-03
20	-1.81035E-02	-2.14557E-01	-2.41399E-02	1.07909E-02	3.01733E-03	5.85497E-03
21	3.62160E-02	-1.73607E-01	-3.92267E-02	-7.29936E-03	3.01755E-03	9.58413E-03
22	1.81089E-02	-2.09696E-01	-3.92267E-02	-3.57717E-03	3.01783E-03	1.34540E-02
23	0.00000E+00	-2.09612E-01	-3.92267E-02	3.60477E-03	3.01759E-03	1.34451E-02
24	-1.81035E-02	-1.73364E-01	-3.92267E-02	7.32586E-03	3.01725E-03	9.46899E-03
25	2.01569E+00	0.00000E+00	3.05337E+00	5.00090E-02	3.01752E-03	-3.37155E-02
26	2.61617E+00	0.00000E+00	1.42016E+00	2.35889E-02	3.01772E-03	-4.36624E-02
27	2.48951E+00	0.00000E+00	-1.77030E+00	-2.95854E-02	3.01755E-03	-4.14918E-02
28	1.62977E+00	0.00000E+00	-3.40624E+00	-5.68511E-02	3.01733E-03	-2.71024E-02
29	3.10475E+00	0.00000E+00	1.91522E+00	3.17896E-02	3.01755E-03	-5.18665E-02
30	4.16297E+00	0.00000E+00	7.98564E-01	1.31786E-02	3.01783E-03	-6.94432E-02
31	4.03353E+00	0.00000E+00	-1.35602E+00	-2.27311E-02	3.01759E-03	-6.72255E-02
32	2.71397E+00	0.00000E+00	-2.47235E+00	-4.13365E-02	3.01725E-03	-4.51726E-02

NODE REACTIONS:

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	0.00000E+00	4.84024E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	5.86349E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.00000E+00	5.86039E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.00000E+00	4.85827E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

C O N C L U S I O N E S

El problema de Interacción Suelo-Estructura, es un campo de estudio relativamente nuevo dentro de la Ingeniería, por lo que existen todavía muchas incógnitas en el comportamiento de la estructura de cimentación y el suelo en que se apoya. De tal manera, podemos pensar, que ninguno de los métodos desarrollados hasta ahora, son suficientemente aproximados al comportamiento real. Sin embargo, los métodos expuestos aquí, intentan tomar en cuenta la mayoría de los factores que actúan en el problema, con las limitantes propias de la Teoría Elástica.

Una vez teniendo en cuenta este antecedente, realizaremos un análisis cualitativo de los métodos expuestos en esta Tesis.

Primeramente se expusieron las ventajas, desventajas y alcances, finalizando con un análisis comparativo de ambos.

El Método Interacción Suelo-Estructura no iterativo, como lo dice su título, presenta la posibilidad de poder obtener -- los resultados de una forma directa sin tener que realizar un proceso iterativo, el cual suele ser tedioso y complicado para algunos casos. Su principal ventaja radica en el hecho de que se encuentra basado en el Método de las Rigideces, con lo cual contamos con una serie de conocimientos desarrollados a últimas fechas, para su uso sistemático en las computadoras.

Es decir, aprovechando esta ventaja, se puede desarrollar un programa de computadora lo suficientemente general que pueda resolver desde zapatas corridas, hasta retículas de cimentación.

La forma es, como se menciona anteriormente, aprovechando las técnicas desarrolladas para la aplicabilidad del Método de las Rigideces bajo programas de computadoras. A continuación se bosquejan estas técnicas.

La Matriz de Rigideces del Suelo y de la Estructura, podrán ser formadas de ensamblar cada una de las matrices de rigideces de cada uno de los elementos que forman la cimentación. Este hecho garantiza la generalidad del programa.

Las cargas se manejarían en forma vectorial, es decir, el vector de cargas sería el resultado de ensamblar los vectores de carga actuantes de cada uno de los elementos de la cimentación.

Una vez obtenidos la Matriz de Rigideces del Suelo-Estructura y el Vector de Cargas, se resolvió el sistema de ecuaciones mediante un método iterativo para la solución de sistemas de ecuaciones.

El método propuesto será el método de Choleski, ya que es

un método aplicable sólo a matrices definidas positivas como es el caso de la Matriz de Rigideces. Una vez obtenidos los desplazamientos, se obtuvieron los elementos mecánicos, con lo cual terminaríamos de resolver nuestro problema

Es importante la precisión con la que trabaje la computadora, ya que por ser un método directo, los errores acarreados por el redondeo, con cada paso van siendo mayores.

La forma como se plantea el método de las rigideces, nos permite pensar en la posibilidad de incluir en el análisis a la superestructura con la sola dificultad de encontrar la forma de ensamblar la matriz del suelo a la de la estructura total y con esto obtener los elementos mecánicos de estructura deformada por el asentamiento.

En los Capítulos IV y V, se explicó y desarrolló paso a paso las ventajas del método, con la finalidad de que se apliquen y canalicen estos conocimientos en su uso práctico en la computadora.

El método de Interacción Suelo-Estructura iterativo, tiene como principal ventaja la de poder ser aplicable con sólo contar con un programa de Análisis de Marcos. Para nuestro caso, se usó el programa EASI-2 en Basic.

Los problemas resueltos convergieron rápidamente y se pudo verificar que en la 2a. iteración ya se había alcanzado el 95% del resultado final, lo cual para fines prácticos es bueno.

Para este método, los elementos mecánicos de la cimentación, se obtienen directamente del listado del programa de marcos planos.

En ambos métodos entre menor separación exista entre los resortes, serán más precisos los resultados que se obtengan, ya que debemos recordar que el suelo es un medio continuo.

Los asentamientos encontrados por ambos métodos para las dos opciones de cimentación, fueron muy similares y la posible diferencia radica en la aproximación lograda por el Método Iterativo contra los errores de redondeo del Método no Iterativo. Asimismo, los elementos mecánicos obtenidos en la cimentación por ambos métodos fueron muy semejantes.

En el caso de la zapata corrida, resuelta por el método no iterativo, se usaron dos condiciones de carga diferentes, cumpliendo la condición de equilibrio vertical. De ahí se pudo observar que el asentamiento vertical y la reacción del suelo fueron similares, pero los giros entre las secciones de la zapata se encontraron discrepantes, lo cual se tradujo en un fuerte incremento en los momentos flexionantes actuantes en la

sección transversal de la zapata. De lo cual podemos deducir la importancia de la rigidez de la cimentación en el análisis.

Otro punto importante es la numeración de los grados de libertad para el modelo matemático en el Método ISE no iterativo. Siendo la mejor manera de numerar la de ir tomando en cuenta los tres grados de libertad por cada nudo hasta terminar, a diferencia de que en la tesis se numeró primero los grados de libertad verticales, para continuar con los giros en las dos direcciones ortogonales. Este problema se refleja en la Matriz de Rigideces, la cual presenta una dispersión de términos importantes con respecto a la diagonal principal. Mientras que de numerar de la primera forma nos llevaría a que los términos, se encuentren alrededor de la diagonal principal. - Esto nos permitiría usar un menor semiancho de banda para almacenamiento de las matrices de rigideces del suelo y de la estructura, con lo cual se necesitará una menor capacidad de almacenamiento y un menor tiempo de proceso de computadora.

La numeración usada en la Tesis presentó mejores posibilidades para la explicación didáctica. Un concepto similar deberá usarse para la numeración de nudos en el método iterativo.

Como se pudo observar durante este trabajo, ambos métodos pueden ser de gran utilidad en la aplicación práctica y su uso dependerá del equipo electrónico con que se cuente y la capacidad de adaptarlo a la computadora.

B I B L I O G R A F I A

ZEEVAERT LEONARDO, "Interacción Suelo-Estructura de Cimenta---
ción", Ed. Limusa, México 1980.

SANCHEZ MARTINEZ JOSE LUIS, ENRIQUEZ MEZA PABLO, "Método de --
Interacción Suelo-Estructura para Cimentaciones Superficiales"
3er. Congreso de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich. 1982.

ZEEVAERT LEONARDO, "Foundation Engineering for Difficult Sub--
soil Conditions", 3a. Reimpresión, Von Nostrand Reinhold Co.,--
New York 1973.

BOWLES JOSEPH F., "Foundation Analysis and Design", Second Edi
tion, International Student Edition, McGraw-Hill Kogakusha Ltd.

GERE JAMES Y WEAVER WILLIAM, "Análisis de Estructuras Reticula
res", Compañía Editorial Continental, S. A., México 1980.

GHOLI A. Y NEVILLE A.M., "Structural Analysis", Second Edition
Chapman and Hall Ltd., Londres 1978.

HSIEH YUAN-YU, "Elementary Theory of Structures", Prentice - -
Hall International, New Jersey 1973.

CERVANTES BELTRAN RAMON, "Apuntes de la materia Teoría General
de las Estructuras I", DEPEFI, UNAM México 1983.

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, "Mecánica de Suelos", Tomos -
I y II, Editorial Limusa, México 1979.

TERZAGHI KARL, "Theoretical Soil Mechanics", John Willey and -
Sons Inc., New York 1967

TIMOSHENKO S. Y GOODIER J.N., "Theory of Elasticity", McGraw -
Hill Book Company Inc., New York 1934.