



01163

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA
EN ARCILLAS EXPANSIVAS.

ROMMEL DE JESUS MIRANDA CUESTA

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)

CD. UNIVERSITARIA
DIRIGIDA POR M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA.

MEXICO, D. F.

ENERO 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

DEDICO ESTA TESIS:

A DIOS.

A mis padres, Julia y Jesús, por haberme dado la oportunidad de seguir estudiando y por todo su apoyo brindado con mucho cariño y amor.

A mis abuelitas, Cristina y Rufina, así como mi hermano, Hiram, por el apoyo incondicional que me han dado

A mi novia, Ivalú, por todo su amor y cariño que siempre me ha dado y que me ha permitido seguir adelante en cada meta que me he propuesto a realizar

A mis compañeros de la maestría, por toda su amistad.

Y a todas aquellas personas que me brindaron apoyo incondicional para poder terminar este trabajo.

Muchas gracias

AGRADECIMIENTOS

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por la oportunidad que me facilitó para realizar mis estudios de maestría.

A mi tutor y director de tesis, M.I. Agustín Deméneghi Colina, por todo el tiempo y enseñanzas brindadas durante el desarrollo de esta tesis.

A los ingenieros, Ing. Héctor Sanginés G., M.I. Reginaldo Hernández R., Ing David Delgado, por sus valiosos comentarios y sugerencias para mejoras de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

	Página
Índice general	i
Resumen	iii
Índice de tablas	iv
Índice de figuras	v
Simbología	vii
Objetivo	1
Introducción	3

CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO

1. Arcillas expansivas	6
Meteorización física	6
Meteorización química	7
Composición mineralógica de las arcillas	8
El agua en las arcillas expansivas	14
Capa activa en arcillas expansivas	16
2. Identificación de arcillas expansivas	18
3. Clasificación de arcillas expansivas	21
4. Cuantificación de la expansión	24

CAPÍTULO II. INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

1. Interacción estática suelo-estructura	30
2. Métodos de interacción estática suelo-estructura	32
3. Elección del método de interacción estática suelo-estructura A utilizarse	38

CAPÍTULO III. ANÁLISIS DEL MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Análisis del método tridimensional de interacción estática Suelo-estructura	39
Análisis estructural	40
Deformaciones del terreno de cimentación	47
Compatibilidad de deformaciones	49
Elementos mecánicos	50
1. Relación de la interacción estática con la arcilla expansiva	51
2. Ecuación de Janbu	53
2.1 Método no lineal para el cálculo de deformaciones en suelos cohesivos parcialmente saturados (cambio de succión)	57
3. Aplicación del método de interacción estática propuesto	59
3.1. Interacción estática con ecuación de Janbu	60
Interacción estática (estiaje a lluvias)	61
Interacción estática (lluvias a estiaje)	76
4. Comparación y discusión de resultados del análisis aplicado	81

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES

Conclusiones	-----	89
Anexo I. Programa de computadora	-----	91
Anexo II. Deducción de ecuación constitutiva y comprobación de elementos mecánicos por fórmulas	-----	122
Bibliografía	-----	127

RESUMEN

Este trabajo aborda, de forma genérica, aspectos relativos a las arcillas expansivas, resaltando su identificación, clasificación, medición de las contracciones y expansiones que se presentan en estos suelos, así como su complejidad, pero a la vez orientado sobre las previsiones que se deben tomar en cuenta para diseñar cimentaciones en estos suelos, como los factores ambientales y los relativos a la acción del hombre. Se estudia qué es la interacción estática suelo estructura y se discuten los métodos existentes pasados, relacionados específicamente al caso de las arcillas expansivas; se desarrolla un método tridimensional de interacción estática (Deméneghi, 1996) combinándolo con la ecuación de Janbu lo que permite incorporar los aspectos más relevantes de las arcillas expansivas. Mediante el desarrollo de un ejemplo, que ilustra como el método propuesto permite variar las condiciones de carga, las de humedad, en ciclos estacionales y la existencia de presiones negativas en el agua de estos suelos. Esto es para tener idea del comportamiento de estas arcillas y así determinar las deformaciones diferenciales y los elementos mecánicos (cortante y momento), que se pueden presentar por la presencia de una estructura cimentada en estos suelos, teniendo como fin el demostrar que el análisis de la interacción estática suelo-estructura si puede aplicarse a las arcillas expansivas con características no lineales en el suelo; además se presenta la elaboración de un programa de computadora en lenguaje FORTRAN llamado "INTSUEAR.FOR" que facilita la realización de este análisis. Concluyendo que los resultados obtenidos son factibles de utilizarse en la ingeniería de suelos.

ÍNDICE DE TABLAS.	Página.
Tabla 1.1 Características de la illita, caolinita y montmorilonita	13
Tabla 1.2 Prueba de laboratorio (identificar de arcillas expansivas)	19
Tabla 1.3. Sistema de clasificación (USAEWES)	23
Tabla 3.1. Parámetros de deformación (cambio de volumen)	55
Tabla 3.2. Parámetros de deformación (cambio de forma)	56
Tabla 3.3. Valores de influencia.	64
Tabla 3.4 Esfuerzos (1ª iteración).	67
Tabla 3.5. Módulos de variación volumétrica (1ª iteración). Janbu	67
Tabla 3.6 Reacciones y giros del sistema con Janbu (estiaje).	71
Tabla 3.7. Reacciones y giros del sistema con Janbu (lluvias)	77
Tabla 3.8. Resultados de interacción con Janbu (estiaje a lluvias)	82
Tabla 3.9 Resultados de época de lluvias con expansión mayor al centro.	83
Tabla A-1 Archivo de datos.	120
Tabla A-2 Archivo de resultados	121

ÍNDICE DE FIGURAS	Pagina.
Fig 1.1. Distribución de suelos expansivos	7
Fig 1.2. Polaridad en partículas	10
Fig 1.3 Unión hidrogeno.	10
Fig 1.4 Curva característica Succión-humedad volumétrica	15
Fig. 1.5 Presión de sobrecarga-déficit de expansión	25
Fig 1.6 Correlación de % de expansión-contenido de agua inicial	27
Fig. 1.7. Síntesis de expansión vertical desde la succión del suelo.	29
Fig 2.1 Asentamiento de una cimentación flexible.	30
Fig 2.2. Esfuerzos de contacto en una cimentación rígida.	31
Fig. 2.3. Hipótesis de Winkler	33
Fig 3.1. Geometría y cargas en la barra de cimentación	41
Fig 3.2. Convención de signos	41
Fig. 3.3. Desplazamientos de la barra inclinada.	44
Fig. 3.4 Giros de la barra paralela al plano x-y.	44
Fig 3.5. Cálculos de valores de influencia.	47
Fig 3.2.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria no lineal y módulos de deformación	53
Fig. 3.2.2. Variación (módulo deformación-presión de confinamiento).	54
Fig 3.2.3. Expansión y contracción de un elemento de suelo	57
Fig. 3.3.1 Características de la estructura y terreno.	62
Fig 3.3.2 Sistema de cargas, numeración de barras, etc	63
Fig. 3.3.3. Valores de influencia.	63
Fig 3.3.4 Bloques de reacciones, cortantes y momentos, Janbu(estiaje)	72
Fig. 3.3.5 Bloques de reacciones, cortantes y momentos. Janbu(lluvias)	75
Fig. 3.3.6. Representación (deformación del suelo, estiaje a lluvias), Janbu	76
Fig 3.3.7 Bloques de reacciones, cortantes y momentos. Janbu (lluvias)	79

Fig 3.3 8. Bloques de reacciones, cortantes y momentos, Janbu (estiaje).	79
Fig 3.3 9. Representación (deformación del suelo, lluvias a estiaje), Janbu	80
Fig. 3.3 10. División de la estructura.	81
Fig. 3.3.11. Diagrama de deformación en estiaje (Janbu).	85
Fig 3.3.12. Diagrama de deformación en lluvias (Janbu)	85
Fig 3.3 13. Diagrama de cortante en estiaje (Janbu)	86
Fig 3.3.14. Diagrama de momento en estiaje (Janbu)	86
Fig 3.3.15. Diagrama de cortante en lluvias (Janbu).	87
Fig 3.3.16. Diagrama de momento en lluvias (Janbu)	87
Fig 3.3.17 Diagrama de deformación (expansión mayor al centro), Janbu.	88
Fig A Diagrama de cargas y bloques de reacciones en estructura.	124

SIMBOLOGÍA (en orden de aparición)

A°	Espaciamiento basal	($^{\circ}$)
P_a	Fuerzas de atracción	
P_r	Fuerzas de repulsión	
θ	Humedad volumétrica	
D	Difusividad	(cm^2/seg)
t	Tiempo	(seg)
k	Permeabilidad	(cm/seg)
Ψ	Succión matricia	(kg/cm^2)
U_a	Presión de poro en el aire	(kg/cm^2)
U_w	Presión de poro en el agua	(kg/cm^2)
m	Metros	
$\%$	Porcentaje	
τ_m	Succión matricia sin presión de sobrecarga	(ton/ft^2)
w	Contenido de agua	($\%$)
pF	Logaritmo de la presión de succión	(cm)
w_p	Límite plástico	($\%$)
w_L	Límite líquido	($\%$)
I_p	Índice plástico	($\%$)
I_L	Índice de liquidez	($\%$)
τ_{inicial}	Succión inicial	(ton/ft^2)
s	Expansión del sustrato	($\%$)
y	Expansión del terreno bajo una presión	
h_s	Espesor del sustrato	
z'	Profundidad de zona activa	(m)
C	Fracción del suelo fino a 2 micras	
γ	Peso volumétrico del suelo	(ton/m^3)
C_t	Índice de succión	
G_s	Densidad de sólidos	
e_0	Relación de vacíos inicial	
P	Presión de sobrecarga	(kN/m^2)
δ	Desplazamiento o asentamiento	(m)
q	Carga puntual	(ton)
K	Módulo de reacción de la subrasante	
Δ	Vector de deformaciones de la estructura	
S	Matriz de flexibilidades del suelo	
E_i	Módulo de deformación el suelo	(ton/m^2)
P_c	Presión de confinamiento	(ton/m^2)
ϵ	Deformación	
\underline{K}	Matriz de rigidez de la estructura	
$\underline{\delta}$	Vector de desplazamientos	
\underline{P}^c	Vector de cargas de empotramiento	
\underline{P}^c	Vector de cargas concentradas	
L	Longitud	(m)
W	Carga uniformemente repartida	(ton/m)
$r_{r \text{ ó } s}$	Reacciones	(ton/m)
$\theta_{a,b,p \text{ ó } q}$	Giros angulares en la estructura	(radianes)

M	Momento flexionante	(ton-m)
V	Cortante	(ton)
E	Módulo de elasticidad	(ton/m ²)
I	Momento de inercia	(m ⁴)
Sen	Seno de un ángulo	(°)
Cos	Coseno de ángulo	(°)
α	alfa	
β	Beta	
d_k	distancia tributaria	(m)
a_k	Área tributaria	(m ²)
H_j	Espesor de estrato de suelo	(m)
σ	Esfuerzos	(ton/m ²)
l_{zi}	Valor de influencia	
δ_{oi}	expansión o contracción libre del suelo	(m)
P_s	Presión de succión	(ton/m ²)
P_t	Presión de tensión	(ton/m ²)
V	Volumen de un elemento	(m ³)
ν	Relación de Poisson	
n	Exponente que depende del tipo de suelo	
Ba	Absorción de moléculas de agua	
P_{cm}	Presión de confinamiento media	(ton/m ²)
P_a	Presión atmosférica	(ton/m ²)
K_0	Coefficiente de tierra en reposo	
CH	Alta plasticidad	
mv	Módulo de variación volumétrica	(m ² /ton)

NOTA: 0.1 ton/ft² = 9.58 kN/m²

OBJETIVO.

En el análisis de la estructura de cimentación usualmente se supone que la reacción del suelo es uniforme. Sin embargo, la rigidez de la estructura influye en las distribuciones de deformaciones y de elementos mecánicos, es decir, en la distribución de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Por ello es necesario considerar dicha rigidez en el análisis de una cimentación.

De los diferentes métodos de interacción estática suelo-estructura que se han desarrollado, la mayoría de ellos trata el problema de forma bidimensional, siendo que las estructuras son tridimensionales. Para tomar en cuenta esto último, se puede recurrir al método del elemento finito, sin embargo, este método requiere de gran esfuerzo numérico que en la mayoría de los despachos de cálculo no es posible realizar.

Por esto, el primer objetivo de este trabajo es el desarrollo de un ejemplo resuelto paso a paso que explique la aplicación de un método de análisis tridimensional de interacción estática suelo-estructura para obtener tanto las reacciones del terreno, como las deformaciones (asentamientos, expansiones) y elementos mecánicos en cualquier punto que se estudie de la estructura (cimentación y superestructura), tomando en cuenta el efecto tridimensional, la rigidez de la estructura y el módulo de deformación del estrato del subsuelo, en este caso para una arcilla expansiva. El método propuesto es de sencilla utilización en cualquier despacho de cálculo y no necesita realizar un esfuerzo numérico tan grande como el que requiere el método del elemento finito.

En casos de la práctica de la ingeniería, es muy común encontrarse con el problema de analizar un mismo prototipo arquitectónico que desea construirse en diferentes sitios (conjuntos habitacionales). Esto nos lleva a estudiar un cierto tipo de estructura apoyada sobre terrenos con diferentes características de comportamiento.

Otro objetivo de este trabajo es estudiar los efectos de los movimientos producidos por la arcilla expansiva (desplazamientos diferenciales, cambio en los elementos mecánicos ocasionados por el comportamiento de la arcilla), empleándose un método tridimensional de interacción estática suelo-estructura (Deméneghi, 1996), combinándolo con la ecuación de Janbu, para después observar y discutir si es factible a usarse en la práctica profesional de la Ingeniería de suelos.

INTRODUCCIÓN.

Las arcillas expansivas cubren grandes áreas de la superficie de la tierra. Los problemas que se asocian con este tipo de suelos son las expansiones y agrietamiento de construcciones de cimentaciones, presas, pavimentos y canales revestidos, entre otros. Los daños resultan de movimientos diferenciales entre zapatas, cimentaciones continuas como losas y obras revestidas. La expansión puede también resultar por grandes esfuerzos de tensión en pilas.

La expansión en estas arcillas depende de un cierto número de factores, como son: frecuencia de precipitación, velocidad de evaporación, profundidad y actividad de la arcilla expansiva. Los movimientos diferenciales bajo una estructura dependen de factores como variación lateral de espesores y contenido de agua en estos suelos, heterogeneidad, variación de esfuerzos en el suelo de cimentación y otras causas relacionadas con el uso de la estructura.

En los pasados treinta años, una gran cantidad de investigaciones han sido conducidas para estudiar el comportamiento de arcillas expansivas, donde también se ha venido utilizando la medición de la succión del suelo, lo que permite una estimación más realista de los movimientos de estos suelos, así como un cierto número de métodos disponibles para estimar expansión y contracción bajo condiciones unidimensionales. También se han conducido investigaciones para el análisis de estructuras cimentadas en estos suelos (arcillas expansivas), por lo cual se dispone de un gran número de métodos para dicho análisis, entre ellos el de elementos finitos. Sin embargo el análisis en arcillas expansivas es complejo, pues el comportamiento de este tipo de suelos es altamente no lineal e involucra tanto flujos de aire como de agua.

Este trabajo tiene como objetivo el de conocer el comportamiento de la arcilla expansiva por la presencia de la estructura y por cambios de las estaciones del año (lluvias y estiaje), así como de conocer los posibles movimientos diferenciales y elementos mecánicos que se

presenten en la estructura de cimentación y superestructura determinados por un método de interacción estática suelo-estructura (Deméneghi, 1996), y está integrado por cuatro capítulos, los cuales se resumen en forma general a continuación: en el capítulo I, marco teórico, se habla sobre las arcillas expansivas, de qué minerales están compuestas, cómo se clasifican, qué influencia tiene el agua, qué es la capa activa en estos suelos, así como la identificación, clasificación y medición de la expansión de estas arcillas expansivas. En el capítulo II, interacción estática suelo-estructura, se discuten la importancia de la interacción estática, los métodos de análisis de interacción estática como son los empíricos, los de reacción de subrasante, los de teoría del espacio elástico semi-infinito, por mencionar como el del Dr Leonardo Zeevaert W, y el del M.I. Agustín Deméneghi C, así como el método seleccionado para realizarse en este trabajo para combinarlo con ciertas ecuaciones propuestas. En el capítulo III, análisis tridimensional de interacción estática, donde se explica de forma general del método de interacción estática (Deméneghi, 1996), de la ecuación de Janbu y del método no lineal de deformación en suelos cohesivos parcialmente saturados por cambio de succión (Deméneghi), así como, la exposición del método tridimensional de interacción aplicado a las arcillas expansivas, con un ejemplo resuelto paso a paso, combinándolo con la ecuación de Janbu (E_s) en la cual se toma en cuenta la no linealidad del suelo con la variación de la presión de confinamiento, así como suelo heterogéneo, variación de humedad y con estructuras sencillas o complejas que pueden ser fácilmente analizadas. Los parámetros requeridos para este análisis pueden ser determinados por pruebas convencionales o relaciones empíricas. Este método ha sido utilizado en el análisis de un cimiento continuo (zapata corrida) desplantada en una arcilla expansiva. La influencia del nivel de cargas, profundidad y variación de esfuerzos, así como la variación de los módulos de deformación del suelo son analizados conjuntamente, así como los resultados obtenidos de dichos análisis. Finalmente, en el capítulo IV, se presentan las conclusiones a las que se llegaron después de haber comparado y discutido estos resultados obtenidos para este análisis en cada ciclo estacional (estiaje a lluvia y viceversa).

CAPITULO I.-MARCO TEORICO.

I.1.-ARCILLAS EXPANSIVAS.

La corteza terrestre está compuesta principalmente por rocas cuya formación geológica ha tomado varios millones de años. Además, en el mismo periodo la superficie rocosa ha sufrido una desintegración y descomposición continua mediante procesos de meteorización, debido a la permanente exposición a los agentes atmosféricos como las inundaciones, actividad glacial y fuertes vientos. Gran parte de los residuos de rocas son fragmentadas, arrastradas y sometida a la abrasión por la meteorización y eventualmente son depositados a lo largo de cauces de ríos, lagos, océanos y glaciares. Con los cambios climáticos y las fluctuaciones de los niveles medios del mar y de la superficie terrestre, el ciclo de erosión, transporte y formación de depósitos de materiales producidos por la meteorización ha sido interrumpido, renovado y repetido innumerables veces a lo largo de decenas de miles de años. En algunos lugares el estrato superficial de suelo ha sido altamente meteorizado, rico en humus y capaz de soportar el crecimiento de vegetación.

La destrucción gradual de las masas de roca sólida en periodos largos se atribuye a dos tipos de meteorización, las cuales son: *Meteorización Física* y *Meteorización Química*.

METEORIZACIÓN FÍSICA.

Este fenómeno es producido por cambios periódicos de temperatura. Cuando tales cambios son de magnitud suficiente y súbitos, la expansión y contracción de las capas superficiales de las rocas pueden producir tensiones que fragmenten la roca. Otra manera de que se produzca ese fenómeno es por la acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas. efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho limos y solo en casos especiales arcillas.

METEORIZACIÓN QUÍMICA.

Este proceso engloba alteraciones más serias que la mera pulverización producida por la meteorización física. Como resultado de estos cambios, ciertos minerales desaparecen total o parcialmente y se forma material de origen secundario. Los procesos del fenómeno se realizan en un medio acuoso y dependen de la acción de descomposición del agua, reforzada por el anhídrido carbónico disuelto y en algunos casos por los ácidos orgánicos formados por la descomposición de residuos vegetales (Berry L, 1993).

Entonces debido a los fenómenos mencionados anteriormente, se originan los suelos, así como las arcillas expansivas que se localizan en varias zonas de todo el globo terrestre

Todos los suelos expansivos (arcillas), con un alto potencial de expansión se encuentran localizados generalmente en zonas húmedo-subhúmedo o semiáridas, debido a que en estas la falta de lixiviación ayuda a la formación de arcillas del tipo montmoriloníticas. Investigaciones realizadas arrojaron un resumen de diferentes países donde se tiene la presencia de depósitos de arcillas expansivas, como se puede observar en la Fig. 1.1.

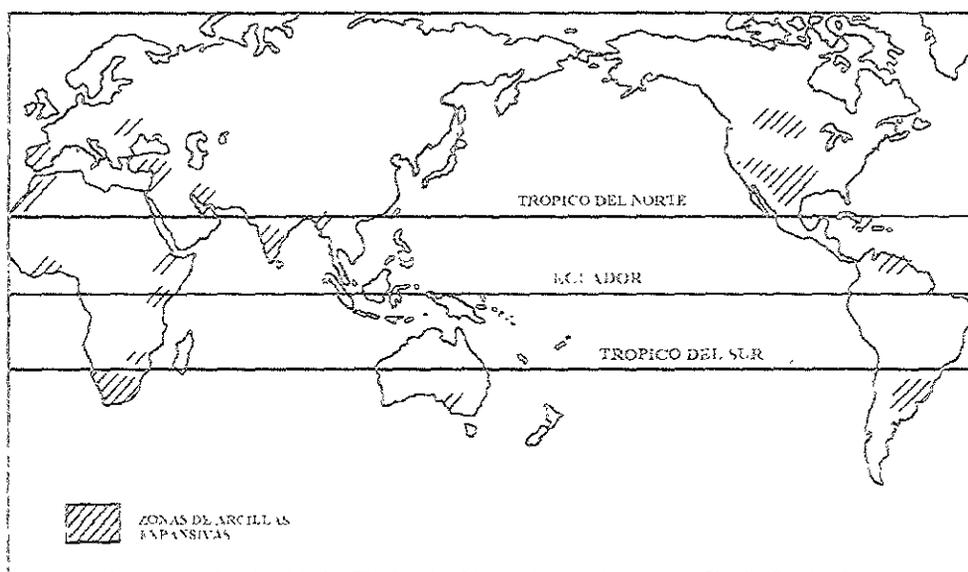


Fig. 1.1 Distribución de suelos expansivos (Arcillas).

Zonas de suelos expansivos (Arcillas) en el globo terrestre.

Australia	Turquía	India	Marruecos
Ghana	Sudáfrica	Israel	U.S.A.
Argentina	España	Canadá	México
Etiopía	Irán	Burma-moro	Venezuela
Cuba			

La fig. 1.1 indica que los suelos potencialmente expansivos (arcillas) están confinados en zonas húmedo-subhúmedo o semiáridas. Los suelos expansivos se encuentran en abundancia donde la evapotranspiración excede la precipitación.

Los suelos potencialmente expansivos (arcillas) pueden ser encontrados casi en todo el mundo. En naciones subdesarrolladas, muchos de los problemas de los suelos expansivos no han sido reconocidos. Esto a la expectativa que en regiones con más suelos expansivos serán descubiertos cada año en cuanto la cantidad de construcción incrementa.

COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS.

Al investigar el comportamiento de los suelos con partículas menores de $2\mu\text{m}$, se encuentra que éstos presentan una respuesta de tipo físicoquímico. La forma de los minerales que conforman la estructura de las arcillas es plana o alargada, características geométricas que inducen a que presenten una actividad eléctrica.

La composición mineralógica de las arcillas se puede definir a partir de las fuerzas en el interior de sus átomos o moléculas. La fuerza de valencia primaria se define como la unión entre átomos para formar moléculas y se debe a que los átomos comparten o intercambian los electrones de sus órbitas exteriores siendo estos suficientemente fuertes para no romperse al someterlas a los esfuerzos normales aplicables en ingeniería. Las uniones de valencias

secundarias son el producto de la unión de átomos de una molécula con átomos de otra molécula. A estas fuerzas se les conoce también como fuerzas de Van der Waals y actúan con una intensidad de 1/100 de la correspondiente a las fuerzas de valencia primaria y se deben a la interacción entre moléculas dipolares y otros dipolos o campos eléctricos. Un dipolo es una partícula cargada en la cual los centros de acción de las cargas positivas y negativas no coinciden (Fig. 1.2).

Las fuerzas de Van der Waals actúan en distancias mayores de 5 \AA . Las fuerzas de valencia primaria actúan en distancias de 1 a 2 \AA , es por eso que este tipo de unión es tan fuerte.

Otro tipo de enlace en las moléculas es el del hidrógeno, la unión de hidrógeno se presenta cuando un átomo (H^+) es atraído igualmente a otros dos átomos, formando un puente entre ellos (Fig.1.3). La unión hidrógeno actúa en distancias del orden de 2 a 3 \AA y es aproximadamente 10 veces más fuerte que la unión de valencia secundaria o de Van der Waals

La unión catiónica se presenta cuando un catión (Na^+ , Ca^{2+} , K^+ , etc.) es atraído igualmente por dos moléculas cargadas negativamente. Esta unión es similar a la unión hidrógeno, excepto que es mucho más débil e inestable.

La unión coulombica o electrostática, se presenta entre todas las partículas cargadas eléctricamente. Las estructuras de la molécula pueden ser polares y en función de la orientación de sus partículas, pueden desarrollarse fuerzas de Van der Waals. El espaciamiento entre las partículas es uno de los factores críticos que afectan el comportamiento ingenieril de los suelos y aún más cuando entre las partículas predominan fuerzas eléctricas, estas fuerzas dependen de la naturaleza del medio que separa a las partículas y a través de su constante dieléctrica, que es la relación de la fuerza de atracción en el vacío con respecto a la fuerza de atracción del medio particular en consideración. La constante dieléctrica en el agua está en función de las concentraciones iónicas que existen en ella.

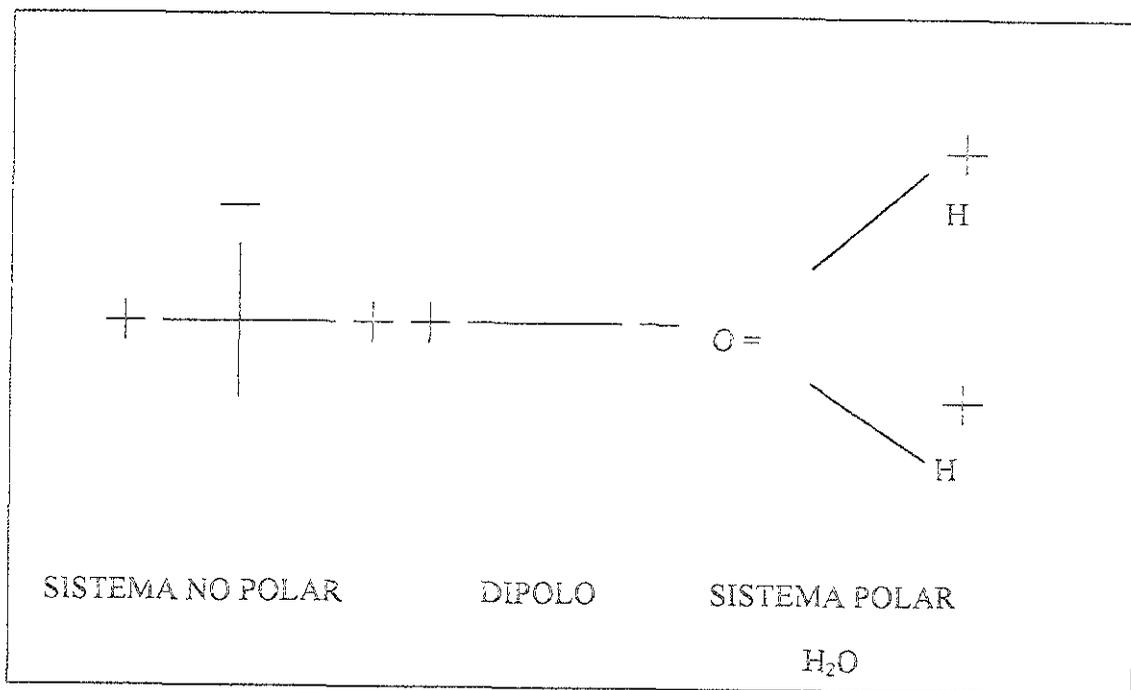


Fig 1.2. Polaridad en las partículas o moléculas.

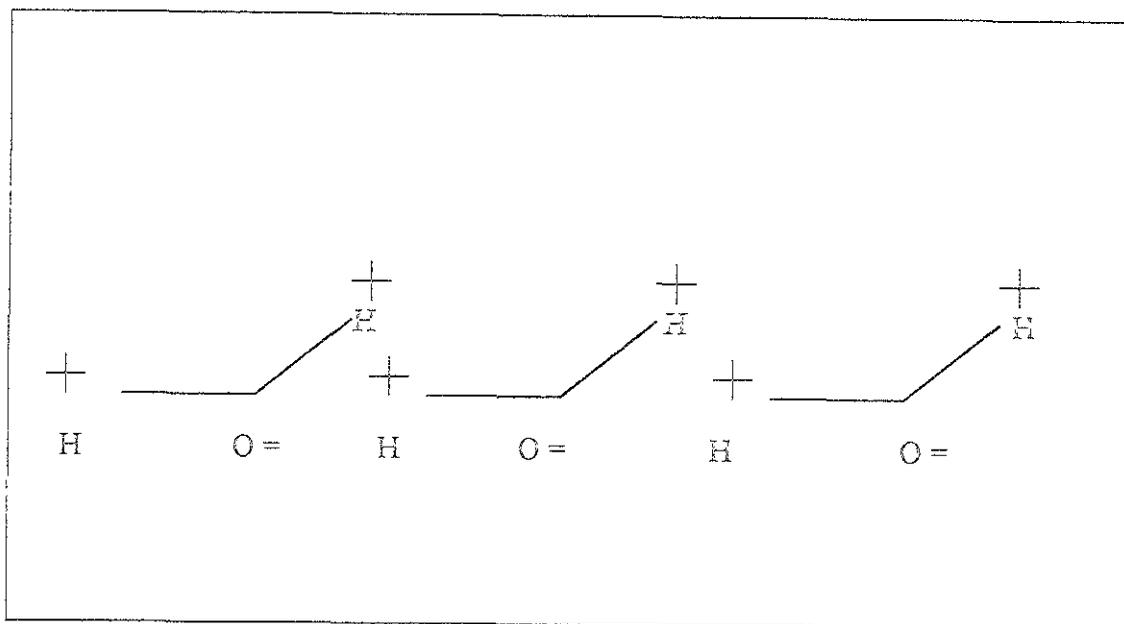


Fig 1.3 Unión hidrógeno.

En los suelos finos compuestos por minerales cristalinos predominan las fuerzas eléctricas; aunque pequeños en tamaños, tienen actividades superficiales muy bajas, lo que no contribuye a la generación de los efectos conocidos como plasticidad y cohesión (Mitchell, 1976). Estos minerales pueden referirse como no arcillosos, por ejemplo: el cuarzo y la calcita; son minerales no arcillosos que rara vez se presentan en tamaños menores a 2 micras.

Los minerales cristalinos cuya actividad superficial presenta cohesión y plasticidad, se definen como arcillosos. Se conocen aproximadamente 15 minerales principales de este tipo, pero podría decirse que en general se tienen 3 grupos dominantes:

- 1)- Ialitas.
- 2)- Caolinitas
- 3)- Montmorilonitas.

ILITAS.

Los minerales de la ilita están constituidos por una estructura básica llamada comúnmente "tricapa" y se forman colocándose una capa de sílice por encima y la otra por debajo de una capa de gibsita. Los extremos de todos los tetraedros formados en cada punto de la lámina de sílice apuntan al centro y es común que se formen láminas octaédricas de tipo iónica. La fórmula de la ilita es. $(OH)_4 K_2 (Si_6Al_{12}) A_{14} O_{20}$.

Las ligas intercapas de potasio son suficientemente fuertes de manera que el espaciamento basal entre ellas es de 10 Å. Aún y cuando la unidad estructural de la ilita es muy semejante a la montmorilonita, existe la excepción de que siempre se presente una sustitución isomorfa adicional de átomos de (Si^{4+}) por átomos de aluminio (Al^{3+}) , en la lámina de sílice, resultando una carga residual negativa más alta que la lámina de la montmorilonita. Sin embargo, el equilibrio con cationes de potasio (K^+) conduce a una liga fuerte entre las láminas de la ilita en la constitución de las partículas. La razón de este fenómeno es que los cationes intercambiables de potasio (K^+) son más fuertes que la liga de los cationes intercambiables que forman los

cristales de la montmorilonita. Lo anterior se debe en parte al hecho de que los cationes de potasio (K^{-1}) se fijan entre las superficies de las láminas de sílice y en consecuencia se encuentra mucho más cerca del catión intercambiado que en el caso de la montmorilonita, en donde el catión intercambiado queda en la lámina central. Por ello, la estructura de la illita no se expande por el paso del agua a través de sus láminas como sucede con la montmorilonita.

CAOLINITAS.

La estructura básica de la caolinita está formada por capas de gibsita alternadas con capas de sílice. La caolinita es el mineral más importante y común de los silicatos bicapa encontrados en ingeniería. La formación de los minerales caoliniticos se debe a que las fuerzas de las valencias no son satisfechas en los átomos de oxígeno superiores de las placas de sílice y del espaciamiento entre ellos. Las partículas de caolín se forman a causa del apilamiento de un cierto número de capas de la red cristalina sobre su superficie. La unión entre las unidades básicas bicapa está formada por enlaces de hidrógeno (O^{2-}) y por las fuerzas de valencias secundarias iones (OH). La fórmula estructural de los minerales de la caolinita es: $(OH)_8 Si_4 Al_4 O_{10}$

Las ligas sucesivas entre capas se deben a las fuerzas de atracción (Pa) de Van der Waals, con ligas de hidrógeno. Las ligas son suficientemente fuertes para que no exista expansión entre capas, es decir que las fuerzas de atracción (Pa) son mucho mayores que las fuerzas de repulsión (Pr). $Pa \gg Pr$.

MONTMORILONITAS.

La estructura de la montmorilonita está compuesta de minerales en tres capas, formados de elementos estructurales primarios como son: el sílice y la gibsita. El apilamiento de láminas sucesivas de elementos primarios en sentidos diferentes da lugar a la formación de diversos minerales polimórficos, denominados montmorilonitas. En este mineral las ligas entre los elementos laminares son de tipo iónicas (O^{2-}) y resultan ser débiles comparadas con las ligas

que forman los minerales de la caolinita (O_2 y OH), por ello, las moléculas de minerales de agua pueden entrar con relativa facilidad a la estructura laminar de los minerales que conforman las montmorilonitas, trayendo como consecuencia fuertes características de expansión. Estructuralmente pueden establecerse hasta seis capas moleculares de agua entre las láminas de sílice y la gibsita. Para drenar el agua que circula al interior de la estructura de las montmorilonitas se requiere temperaturas de 200 a 300 grados centígrados. La composición teórica molecular de la montmorilonita es: $(\text{OH})_4 \text{Si}_8 \text{Al}_4 \text{O}_{20} \cdot n$ (intercapas) H_2O

En la tabla 1.1, se presenta la estructura laminar de la illita, caolinita y la montmorilonita. Con esto se establecen las características de las partículas cuyos minerales son los más importantes en la formación estructural de las arcillas y específicamente de las arcillas expansivas

GRUPO DEL MINERAL	ESFOLIAMIENTO BASAL (°)	FORMA DE LA PARTICULA	LIGA INTER CAPAS	SUPERFICIE ESPECIFICA (M ² /GRS)	LÍMITES DE ATTERBERG			ACTIVIDAD (IP) (ARCILLA)
					WL (%)	WP (%)	LC (%)	
CAOLINITA	140	6 LÁMINAS GRUESAS ALARGADAS Y GIBSITAS DE 0.1 A 0.05 μm DE ESPESOR	LIGAS FUERTES INTERCAPAS DE HIDROGENO	10-20	30-100	25-40	25-29	0.38
ILLITA	100	APILAMIENTO DE LAS LÁMINAS DELGADAS DE 0.003 A 0.1 μm DE ESPESOR	LIGAS FUERTES INTERCAPAS DE POTASIO	65-120	60-120	35-60	15-17	0.90
MONTMORILONITA	96	9 QUINCE LÁMINAS DELGADAS DE 0.002 A 0.1 μm DE ESPESOR	LIGAS INTERCAPAS DE MAGNESIO Y CALCIO	700-840	100-900	50-100	85-15	7.2

Tabla 1.1 Características de la illita, caolinita y montmorilonita, relacionados con los límites de Atterberg y la actividad de la arcilla (Mitchell, 1976)

EL AGUA EN LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.

Es conocido que bajo el nivel de aguas freáticas el agua tiene presión positiva, y sobre este, existe únicamente agua en el suelo a presión negativa. Por encima del nivel de aguas freáticas, puede aceptarse que una porción inmediatamente arriba del mismo, permanece saturada, pero a presión de poro negativa, más arriba aún se encontrará al suelo parcialmente saturado (arcilla expansiva), con presión negativa en el agua de los poros.

En general, los suelos en la superficie están sujetos a los efectos de la evaporación o a la infiltración producto de la precipitación, así como a los ascensos y descensos del nivel de aguas freáticas, más frecuentemente relacionados con los cambios estacionales. Se agregan los efectos de las obras que construimos, que vienen a alterar las condiciones características del suelo virgen.

El flujo de agua en una arcilla expansiva ocurre como consecuencia de gradientes hidráulicos generados entre presiones negativas distintas, lo cual se ha estudiado extendiendo la ley de Darcy al caso de los suelos parcialmente saturados (Richards, 1931), obteniéndose ecuaciones típicas de procesos de difusión, como la segunda ecuación de difusión de Fick, para el caso especial en que la difusividad permanece constante (lo cual no es seguro suponer, excepto para rangos muy pequeños de humedad), considerando flujo unidimensional, sin efecto de la gravedad:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D(\theta) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (1.1)$$

En donde,

θ = es la humedad volumétrica, definida como el volumen de agua entre el volumen total de la masa del suelo.

D = es la difusividad, cm^2/seg .

t = es el tiempo, seg.

En forma más general y tomando en cuenta el efecto de la gravedad, la ecuación de difusividad puede tomar la forma:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \nabla [D(\theta) \nabla \theta] + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} = \nabla [D(\theta) \nabla \theta] + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (1.2)$$

Donde k la permeabilidad, (cm/seg)

La difusividad se define como la relación entre la permeabilidad, $k(\theta)$, y la capacidad específica de agua, $C(\theta)$. Fig. 1.4.

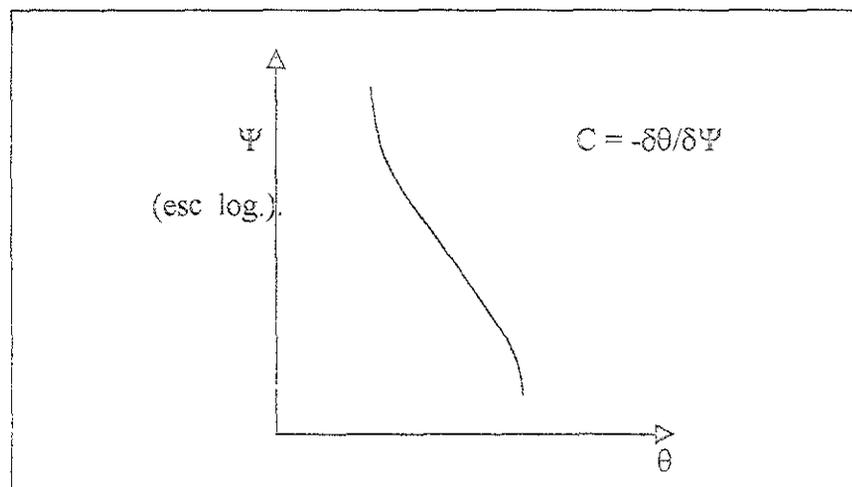


Fig 1.4 Curva característica succión-humedad volumétrica

$$D(\theta) = k(\theta)/C(\theta) = k(\theta) \frac{d\Psi}{d\theta} \quad (1.3)$$

Donde:

$\Psi = (U_a - U_w)$, es la succión mátrica, kg/cm^2

U_a = presión de poro en el aire del suelo. kg/cm^2

U_w = presión de poro en el agua del suelo. kg/cm^2 .

Debe mencionarse el cuidado que requiere el empleo del concepto de difusividad y de todas las relaciones derivadas de él, recordando que el proceso de movimiento del agua en el suelo no es de difusión, es de flujo de masa

El agua en el suelo puede tenerse también en forma de vapor, el cual también se mueve, ocurriendo de la misma manera como flujo de masa, aceptándose similar a la difusión. Las diferencias de temperatura que llegan a tenerse pueden causar diferencias considerables de presión de vapor, generándose los gradientes que dan lugar a la expansión

CAPA ACTIVA EN ARCILLAS EXPANSIVAS.

En obras de ingeniería es indispensable el conocimiento de la capa activa, cuando se desea construir en un sitio que revele la presencia de arcillas expansivas. Resulta sencillo identificar en campo la existencia de estos suelos, pues en tiempo de estiaje se observan con mucha claridad las grietas provocadas por la desecación. Cuando se tienen las condiciones climáticas y ambientales que favorecen el fenómeno de manera combinada con el suelo arcilloso con contenidos de minerales montmoriloníticos y nivel de aguas freáticas relativamente profundas, puede esperarse la existencia de arcillas expansivas. En el terreno virgen, deben investigarse las variaciones de humedad con la profundidad y respecto a las diferentes temporadas del año, además del reconocimiento directo de la estratigrafía y las manifestaciones que en sistemas de grietas se generan por la influencia de los ciclos estacionales.

Es necesaria la definición de la profundidad hasta la cual se tiene una influencia significativa de los períodos estacionales, sin ignorar los posibles efectos por ascensos y descensos del nivel de aguas freáticas, sobre todo cuando este no es muy profundo. Así, lo que se determina es la capa de suelo sujeta a cambios de su humedad que pueden ser significativos por su consecuencia en cambios de volumen, en expansiones y contracciones, en tiempos de lluvia y en épocas de

ostiaje, respectivamente. Esta capa activa se encuentra aproximadamente a la profundidad de 2 m a 4 m en estos suelos

La acción del hombre frecuentemente viene a alterar los equilibrios en la humedad del subsuelo, al construir sus obras y ante la alteración de los fenómenos de evaporación e infiltración del agua en el suelo, además del efecto de las fallas en instalaciones hidráulicas y sanitarias que pueden presentarse durante la vida de las obras. Todos estos efectos no pueden desestimarse, pues suelen ser causa de los daños de nuestras obras.

1.2. IDENTIFICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS.

La identificación temprana de arcillas expansivas, durante el reconocimiento y etapas preliminares de un proyecto es esencial, para permitir un apropiado muestreo, pruebas y diseño en etapas posteriores. Así, la investigación debe actualmente comprender cuatro etapas como son: visual, clima, pruebas de laboratorio y experiencia local.

Etapa visual - Realizar visitas a sitios o analizar por fotografía aérea, o ambas, son útiles para evaluar la posibilidad de presencia de arcilla expansiva existente en cierto lugar. Algunos de los indicadores que pueden ayudar para identificar naturalmente la ocurrencia de arcillas potencialmente expansivas son:

- a) Características del grumo de suelo.
 - Muy duro, cuando se encuentra seco y suave cuando esta humedo.
 - Semiduro, cuando se rompe con suficiente fuerza.
- b) Características del terreno.
 - Evidencia de flujo plástico (creep) en taludes
- c) Vegetación existente en el sitio, puede ser indicativo de la presencia de arcillas expansivas

Etapa del clima.- El grado de potencialidad que experimenta la arcilla expansiva por cambio de volumen es influenciado grandemente por el clima local. Los lugares con largos períodos de seca seguidos por períodos de clima lluvioso son más susceptibles a la actividad de arcilla expansiva. En áreas donde el nivel de agua superficial no existe, las condiciones de humedad en la arcilla dependen de la precipitación y evaporación que se presenten.

Pruebas de Laboratorio.- Pruebas simples de laboratorio, como límite líquido, límite plástico, límite de contracción (límites de Atterberg) y pruebas de hidrómetros pueden ser usadas para identificar arcillas potencialmente expansivas. Lógicamente estos suelos tienen límites líquidos

en exceso de 40% e índices de plasticidad en exceso de 15% y pueden ser considerados potencialmente expansivos. Otras pruebas más elaboradas, tales como Difracción de rayos-X y pruebas de capacidad de intercambio catiónico, son útiles en la determinación del presente y predominante mineral de arcilla, que es un factor fundamental en el comportamiento de la arcilla expansiva. La técnica para identificar este tipo de suelo se muestra en la Tabla 1.2

Tabla 1.2. Pruebas de laboratorio usadas en la identificación de arcillas expansivas (O'Neill, 1980)

Prueba	Referencia	Propiedades investigadas	Parámetros determinados
Límites de Atterberg	ASTM Standards 1991	Plasticidad, consistencia	$PI = w_L - w_p$ = índice plástico
Límite líquido (w_L)	ASTM D-4308	Límite más alto de agua (plasticidad)	
Límite plástico (w_p)	ASTM D-4318	Límite más bajo de agua (plasticidad)	$LI = (w - w_L) / (w_L - w_p)$ índice de liquidez
Límite de contracción (SI)	ASTM D-427	Límite más bajo de agua (suelo contraído)	R = relación de contracción v L _s = contracción lineal
Contenido de arcilla	ASTM D-422	Distribución de granos finos y tamaño de partículas	Porcentaje más fino de 2µm
Pruebas mineralógicas	Whiting (1964)	Mineralogía de partículas de arcilla	
Difracción Rayos-X	ASTM SIP 479 (1970)	Dimensión y características	Espaciamiento Basal (°)
Análisis diferencial térmico	Burnad (1965)	Reacciones características de tratamiento al calor	Área y amplitud de picos de reacción En termogramas
Microscopio electrónico	McClure y Dally (1973)	Tamaño y forma de partículas de arcilla	Observaciones visual de partículas
Capacidad de intercambio Cationico	Chapman (1965)	Deficiencia de carga y actividad en la Superficie de partículas de arcilla	CEC (meq/100g)
Prueba de libre expansión	Holtz y Gibbs (1956)	Expansión alta en muestras no confinadas y no consolidadas	Libre expansión = $(V_{humedo} - V_{seco}) / V_{seco} \times 100$
Potencial de cambio de volumen (PVC)	Terzaghi (1960)	Expansión unidimensional y presión de Compactado en muestras remoldeadas	SI (índice de expansión) y PVC
Prueba de CBR	Yoder y Witczak (1975)	Bajo presión de sobrecarga de muestras Compactadas	Porcentaje de expansión CBR (%)

Etapa de experiencia local.- No obstante las mejores pruebas de identificación son las mencionadas en la tabla 1.2, pero en algunos lugares donde no son identificadas estas arcillas expansivas, se toma en cuenta lo que la experiencia local y comportamiento de estructuras dejan en una cierta región geológica, utilizándose esto como la identificación de problemas potenciales.

Las arcillas expansivas llegan a ser más propensas al cambio de volumen cuando son remodeladas y compactadas, en gran parte porque la desintegración de cementación puede disipar la posible producción de alta presión de agua negativa. Por eso, la misma arcilla puede variar en estas características de expansión desde un lado a otro de un lugar, dependiendo si la arcilla está en su estado natural o ha sido compactado.

1.3. CLASIFICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS.

En una clasificación correcta debe incluirse el uso de propiedades índices acopladas con propiedades in-situ tal como *Densidad seca*, *Contenido de agua* y *Succión del suelo*.

La succión es un parámetro que caracteriza la presión de tensión (estiramiento) ejercida por el suelo en contacto con agua libre. Esto representa un potencial de salida de volumen de agua por el suelo y es extremadamente útil para calcular porcentajes de movimiento de agua a través de suelos parcialmente saturados.

La succión es la suma de dos componentes: la osmótica y la mátrica. La succión osmótica se origina de diferencias en concentraciones de sales solubles en los poros de agua y del agua libre siendo independiente del contenido de agua y de la presión de sobrecarga. La componente mátrica es la presión producida por el agua libre que tiene la misma concentración química que el fluido poroso del suelo, haciendo que esta succión dependa del contenido de agua y de la presión de sobrecarga. Por tanto la succión mátrica es la componente más importante con respecto al comportamiento volumétrico de arcillas expansivas.

En una relación entre succión inicial, presión exterior y cambio de volumen sobre un cierto suelo existente se le puede permitir el libre acceso de agua. Un estudio reciente ha mostrado que una relación numérica no parece ser universal para todos los suelos, pero una correlación general tal vez existe dentro de suelos o dentro de zona geológica y climática. Un resultado útil de este estudio fue el desarrollo de una relación paramétrica entre succión y contenido de agua inicial, los cuales pueden ser usados para clasificar correctamente a las arcillas potencialmente expansivas como: (O'Neill, 1980)

$$\text{Log } \tau_m = A - Bw \quad (\tau_m > 1 \text{ ton/ft}^2) \quad (1.4)$$

Donde: τ_m = Succión mátrica sin presión de sobrecarga, en ton/ft² (1ton/ft² = 95.8 kN/m²).

A,B = constantes y, w= contenido de agua como un porcentaje.

Estadísticamente la expansión es medida en el laboratorio usando la prueba de expansión-sobrecargada y puede ser correlacionada con los parámetros A y B. Los valores típicos de A y B para una cierta región fisiográfica son:

Región Fisiográfica	A	B
Húmedo-subhúmedo (0<TMI<20)	2.75-8.5	0.10-0.34
Semiárida (-40<TMI<-20)	2.5-5.8	0.12-0.25

Donde TMI = Índice de humedad de Thornthwaite (Thornthwaite Moisture Index).

Una correlación cercana presumiblemente puede ser obtenida localmente con cierta información dada.

La succión es la medición del potencial de expansión más definitiva, en vez del de contenido de agua y propiedades índices. La succión total ha sido la exitosa medida en el laboratorio y bajo condiciones favorables en el campo usando psicrómetros, aunque estos pueden ser corroidos en el lugar (in situ) por los diferentes p_h neutrales del suelo. También ha sido desarrollado un método indirecto para conocer los grumos del suelo, estos son envueltos en un papel filtro seco a 20° C, por varias horas (o varios días), luego el papel filtro se remueve y se le determina el contenido de humedad y la succión con la curva de calibración succión-contenido de humedad que se presente. Para el papel filtro blanco ribbon en Par standard S y 589 son:

$$\text{Succión en p}_f = 6.246 - 0.0723w_p \quad (w_p < 54\%) \quad (1.5)$$

Donde: w_p = contenido de humedad del papel filtro como un porcentaje (%), y pF = logaritmo matemático (\log_{10}) de la presión de succión en centímetros de agua

Tabla 1.3 Sistema de clasificación USAEWES (United States Army Engineer Waterways Experiment Station).

w_L (%)	I_p (%)	$\tau_{inicial}$ (ton/ft ²) ec. 1.4	Potencial de expansión (%)	Clasificación de potencial de expansión.
< 50	< 25	< 1.5	< 0.5	Bajo
50 - 60	25 - 35	1.5 - 4.0	0.5 - 1.5	Marginal
> 60	> 35	> 4.0	> 1.5	Alto

Entonces debe entenderse que la succión (y expansión) son influenciados por la atracción que hay entre las partículas del suelo (electrostática o enlaces cementantes) y que el muestreo tiende a afectar esos enlaces. Por esto, las mediciones de succión (o medición directa de la expansión en muestras) en el laboratorio pueden no correlacionarse cercanamente con la succión en el lugar (in-situ) a menos que el muestreo sea realizado con cuidado.

La USAEWES recomienda que la clasificación del potencial de expansión puede ser más confiable utilizando límite líquido (w_L), índice plástico (I_p) y succión inicial (in-situ, $\tau_{inicial}$), como se mostró en la tabla 1.3.

Este es uno de los numerosos sistemas de clasificación disponible para la ingeniería práctica. Ciertos autores creen que para ser más confiable, esto debería ser aplicado de la siguiente manera: 1) para potencial de expansión "bajo", el cambio de volumen será mínimo, por lo que se usan procedimientos normales de construcción; 2) para potencial de expansión "marginal", considera experiencia basada en el suelo (si no es disponible, tratarlo como alto potencial de expansión) y 3) para potencial de expansión "alto", determinar la cantidad de expansión, usando procedimientos descritos en la cuantificación de la expansión.

1.4. CUANTIFICACIÓN DE LA EXPANSIÓN (Determinación de cantidad de expansión).

Los valores cuantitativos de expansión pueden ser obtenidos de forma directa e indirecta y el diferencial de expansión puede ser estimado también de manera directa e indirectamente con el hecho de conocer el diseño racional de losas con pendientes. Los valores de expansión total son usados en apropiados sistemas de cimentación

Se han realizado mediciones de expansión total en laboratorio con pruebas de odómetro. Esencialmente muestras inalteradas son tomadas de lugares y profundidades representativas de un sitio en particular. Cada muestra es puesta en un odómetro y se le aplica presión igual a la sobrecarga total y además de un poco más de presión de sobrecarga. El agua libre es adicionada en la muestra y suficiente carga adicional es aplicada en pequeños incrementos para prevenir que se expanda hasta que la presión de expansión se desarrolle totalmente. El espécimen es descargado de la presión de sobrecarga en decrementos. Cada decremento es sostenido hasta que la expansión primaria se complete, verificándola por examinación en la gráfica de tiempo-expansión. Los resultados de esta prueba, relaciona a "pruebas de volumen de expansión constante" y pueden ser aplicados para el cálculo de expansión superficial como función de la sobrecarga del terreno:

$$y = \sum_{i=1}^N s (\%) h_i (0.01) \quad (1.6)$$

Donde:

$s (\%)$ = expansión del sustrato de suelo / bajo una presión aplicada igual a la presión de sobrecarga del terreno (representativa de la carga de la estructura) y además de presión de sobrecarga total, h_i = espesor del sustrato; y = expansión del terreno bajo cierta presión de sobrecarga del terreno, y N = número total de sustratos bajo la zona de succión constante

Para la obtención de valores de s (expansión) en varios valores de presión de sobrecarga del terreno en cada substrato puede aplicarse sucesivamente la ecuación 1.6 antes mencionada. Una gráfica de presión de sobrecarga de terreno-expansión del terreno puede ser desarrollada para un dado lugar como se muestra en la fig. 1.5.

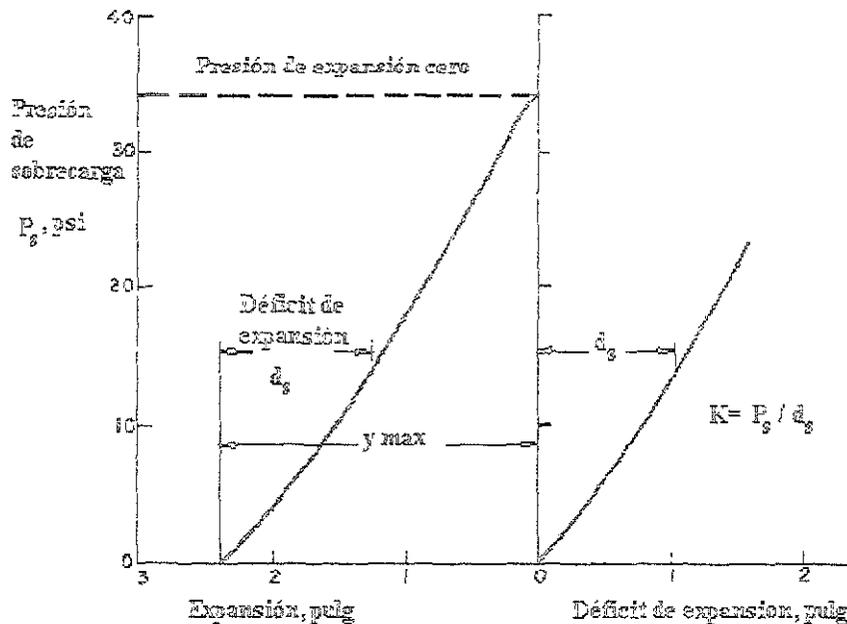


Fig 1.5. Presión de sobrecarga-déficit de expansión

Asumiendo que el movimiento del suelo sea unidimensional, puede ser desarrollado un perfil de potencial de expansión con cierta presión de sobrecarga en el terreno, realizando un adecuado número de pruebas en un cierto sitio.

La expansión diferencial en campo (sin estructura) puede ser estimada por la repetición del procedimiento en varios puntos de un sitio o lugar. Una estimación razonable del diferencial de expansión puede obtenerse en términos del porcentaje de expansión máxima total, pero con mucho cuidado debe ser ejercida en valores de estimación numérica aproximada del diferencial de expansión, porque la expansión total dependerá de las condiciones de humedad en el momento del muestreo. Los valores de potencial y expansión total probable que se presentan en ciertas condiciones típicas de una localidad deben ser obtenidas sobre un amplio rango de condiciones de humedad para diferentes estaciones del año. Estas deberían ser catalogadas

donde posiblemente las mediciones de expansión total para lugares específicos puedan compararse con límites superiores razonables esperados de esa área.

La cantidad exacta de expansión obtenida depende del procedimiento de prueba que se realice en el laboratorio. La profundidad de succión constante (o profundidad a la cual ocurre la expansión) de un cierto lugar puede ser medida directamente en donde el nivel de agua es profundo ($\geq 5\text{m}$), tomando numerosas mediciones de succión sobre varias temporadas de lluvia y seca. En caso de existir un alto nivel de agua, puede tomarse de manera conveniente la profundidad del nivel del agua. Otro método simple es la gráfica de índice de liquidez-profundidad ($I_L = (w - w_p) / I_p$), con el cual se puede conocer el nivel de agua de las muestras de suelo que han sido obtenidas en varias temporadas del año.

Existen numerosos métodos para medir el potencial de expansión total que puede ocurrir en un sitio y puede ser calculado desde simples parámetros. Muchos de estos métodos son correlativos y relacionan empíricamente propiedades sencillas del suelo, con el desplazamiento vertical (expansión). Estos métodos indirectamente y ordinariamente incluyen el efecto de succión del suelo a través del uso del contenido de agua inicial como un parámetro.

Método de McDowell (1956).- Este método origina un simple cambio de presión-volumen relacionado por el hinchamiento de las arcillas que dependen del contenido de agua, propiedades índices, presión vertical (sobrecarga más suelo) y profundidad de la zona activa. McDowell propuso un contenido de humedad inicial mínimo razonable de $0.2w_L + 9\%$ para caminos. Presumiblemente, estos valores también pueden ser aplicados en lugares donde se pretende construir cimentaciones superficiales.

Método de Vijayvergiya-Ghazzaly (O'Neill, 1980) - Este método determina un porcentaje de expansión de una muestra de arcilla bajo una sobrecarga de 0.1 ton/ft^2 (9.58 kN/m^2) en un consolidómetro, en función del contenido de humedad y el límite líquido, como se muestra en

la fig 1.6. La correlación cubre una extensa base de datos. Para la obtención de la superficie libre del potencial de expansión, y , se usa este método con la ecuación 1.7

$$y = 0.033 z' s \tag{1.7}$$

Donde z' = profundidad de zona activa, y s = expansión en porcentaje de la fig. 1.6.

Porcentaje de expansión.

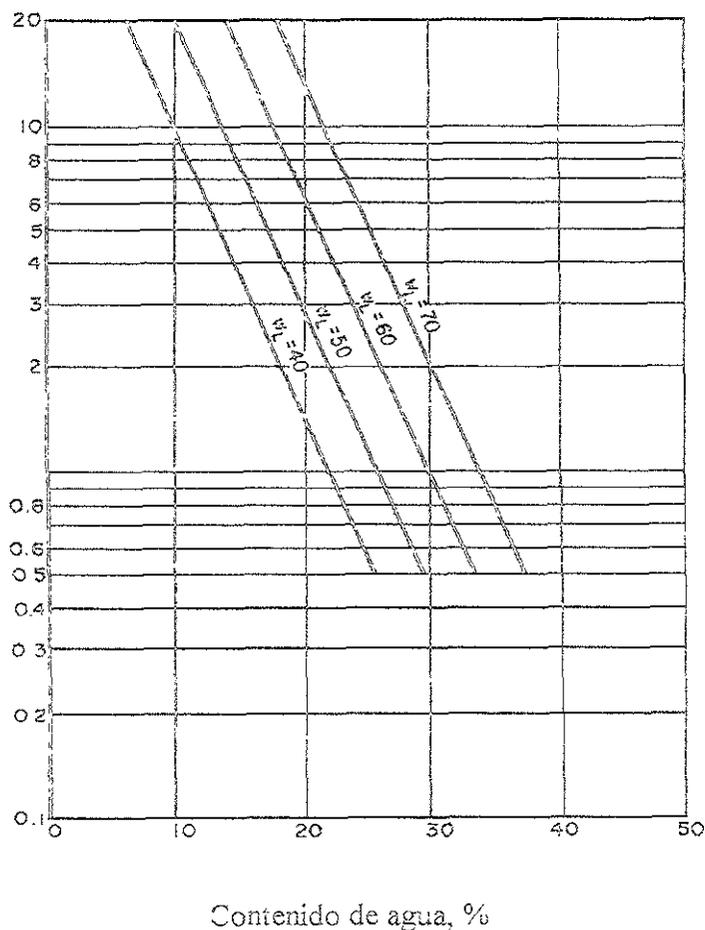
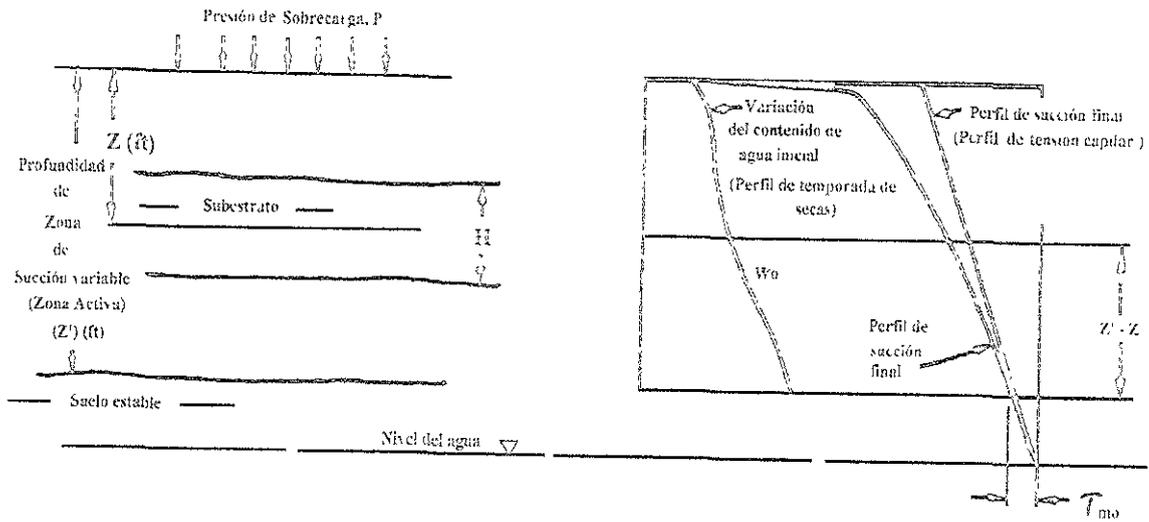


Fig 1.6 Correlación de porcentaje de expansión con límite líquido y contenido de agua inicial

Método de Seed-Woodward-Lundgren (1962).- Este es diferente de los dos métodos anteriores, los cuales pertenecen a suelos naturales, y este método da la expansión libre en porcentaje, el cual es el porcentaje de expansión de la muestra de arcilla bajo una sobrecarga de 0.1 ton/ft^2 (9.58 kN/m^2) en un consolidómetro con arcilla compactada cerca del contenido de humedad óptimo, como se muestra a continuación: $s = 3.6 \times 10^{-5} D^{2.44} C^{3.44}$; en donde $D = I_p / (C - 5)$, y $C =$ fracción del suelo fino a 2m, (%).

Método de cambio de succión (O'Neill, 1980) - Este método emplea el cambio de succión en condiciones inicial a final para el cálculo de expansión. Un resumen de este método se presenta en la fig 1.7. Para una condición del nivel del agua alto (succión estable=0 a profundidad del nivel del agua) la succión inicial y final para cada sustrato representativo puede ser conocidas. Para un nivel de agua superficial ($\leq 5\text{m}$) el equilibrio final de la succión ocurriría en un cierto tiempo en un sitio después de que ha sido estudiado y que puede ser asumido de manera razonable como se observa en la fig.1.7. Para áreas con condiciones de nivel de agua profundo, el equilibrio de succión debería ser medido en el lugar (in-situ) en varias temporadas para establecer valores razonables. En climas húmedo y semiárido, las arcillas tienen un equilibrio de $pF=3.5$ (potencial de succión. McKeen sugirió que un factor esencial que influye en las arcillas del lugar es el agrietamiento. Utilizando la fig 1.7, se hicieron cálculos en los cuales se asumen que no hay grietas en el suelo, puede que esto sea óptimo para originar buenos resultados de junta-cerrada en suelos, pero que pueden originar expansiones con valores muy altos (para un factor alto de $pF= 3$) que generen frecuentes, extensas y profundas grietas en el suelo.



Succión final después de la expansión

$$\tau_{mf} = \tau_{mo} + (Z' - Z) \gamma_w \quad (\text{válido para nivel de agua superficial.})$$

< 5m Below site grade)

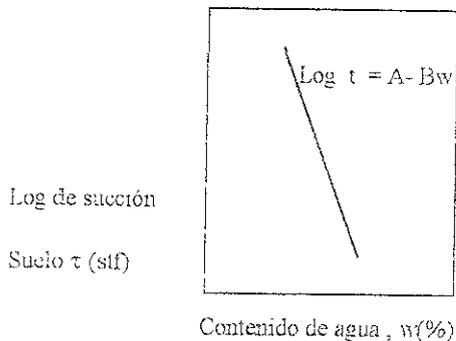
donde τ_{mo} = Valor medido de succión estable en base de la zona de succión variable (si el suelo en zona activa puede llegar a ser saturado, entonces τ_{mf} debería conservarse y tomado como cero)

$$\Delta_s \text{ (en substrato)} = H [C\tau / (1+e_o)]^n \{ \log [\tau_{im} / (\tau_{mf} + \alpha(p + \gamma z))] \}$$

$$= H [C\tau / (1+e_o)]^n \{ (A - Bw_o) - \log [\tau_{mf} + \alpha(p + \gamma z)] \}$$

Expansión = $\Sigma \Delta_s$ (para todos los substratos)

A = Ordenada de succión- curva de contenido de agua, B = Pendiente de succión - curva de contenido de agua



τ_{im} = Succión matricia inicial sin sobrecarga

$C\tau$ = Índice de succión = $\alpha G_s / 100 B$

G_s = Densidad de sólidos

e_o = Relación de vacíos inicial

W_o = Contenido de humedad inicial

P = presión de sobrecarga (tsf)

G = peso volumétrico del suelo (tsf).

Nota 1 tsf = 95.8 kN/m² . 1 tcf = 314 kN/m². A = Factor de compresibilidad del suelo = 0 Para $lp < 5$, = 0.0275 $lp - 0.125$ para $5 < lp < 40$. = 1 para $lp > 40$

Fig. 1 7.- Síntesis de Expansión vertical desde la succión del suelo.

II.1. INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA.

Las descargas que recibe la estructura de cimentación las transmite al suelo, causando incrementos de esfuerzos y por lo tanto, deformaciones en la masa del mismo.

La estructura de cimentación tiende a seguir cualquier asentamiento del suelo en que está soportada, asimismo la superestructura deberá seguir los desplazamientos de la estructura de cimentación en que se apoya. En una estructura de cimentación totalmente flexible cargada uniformemente, o sea con una carga constante por unidad de área, la distribución de los esfuerzos de contacto es uniforme y de la misma magnitud, se presenta la configuración de asentamientos en la fig. 2 1.

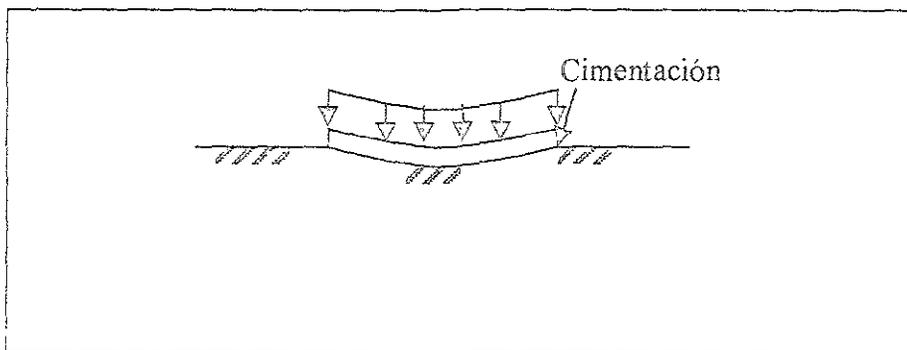


Fig. 2.1. Deformación de una cimentación flexible cargada uniformemente, en un suelo cohesivo

Debido a la rigidez que poseen tanto la estructura de cimentación como la superestructura se tenderán a nivelar los asentamientos diferenciales, redistribuyéndose las presiones de contacto, incrementando éstas en los extremos y reduciéndolas al centro, como se muestra en la fig 2.2.

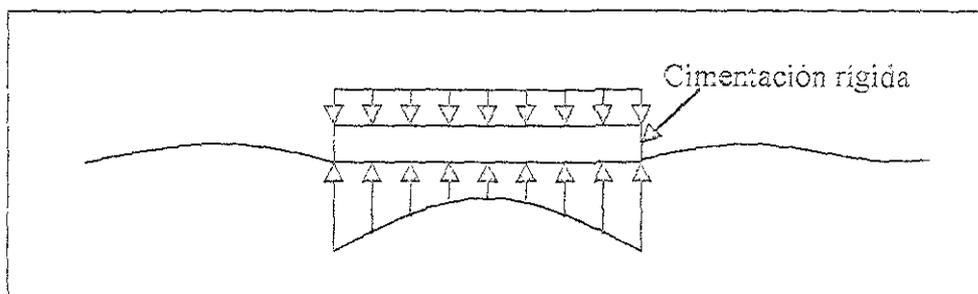


Fig. 2 2 Esfuerzos de contacto en una cimentación rígida en un suelo cohesivo.

Así pues, la estructura de cimentación y el suelo se sujetarán a una idéntica configuración de deformaciones que dependerá, por un lado, de la rigidez de la superestructura y de la estructura de cimentación, de la distribución e intensidad de las cargas y, por otro, de las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación-tiempo del suelo en que se apoye (en este caso será arcilla expansiva).

El problema fundamental en el diseño de cimentaciones, consiste en encontrar la correcta distribución de las presiones de contacto para que sea compatible la deformación de la superficie del suelo con la de la estructura de cimentación, es decir, la interacción estática suelo-estructura consistirá en encontrar un sistema de reacciones aplicadas simultáneamente a la estructura y al suelo que originen la misma configuración de asentamientos diferenciales

Concluyendo, se puede mencionar que si se realiza en forma correcta la interacción estática suelo-estructura, se podrá verificar que la cimentación de una estructura cumpla con dos funciones:

- 1) Proporcionar un apoyo adecuado a las descargas de la superestructura, distribuyendo estas de tal forma que se logre una seguridad específicamente por capacidad de carga del suelo
- 2) Lograr que los asentamientos totales y diferenciales se encuentren por debajo de los especificados en proyectos estructurales y arquitectónicos, es decir, que sean compatibles con las normas de cimentación

II.2. MÉTODOS DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA.

Los diferentes métodos de analizar la interacción estática suelo-estructura se distinguen por como representan el suelo. Estos métodos se mencionarán en forma descriptiva

Métodos empíricos.- Respecto a la determinación de asentamientos diferenciales, éstos se calculan considerando inicialmente la estructura de cimentación totalmente flexible, luego se corrigen los resultados obtenidos multiplicándolos por un factor menor que la unidad, para que de esta manera se tome en cuenta de una forma aproximada la rigidez de la estructura. El análisis de la cimentación se realiza adoptando varias soluciones posibles y razonables de la distribución de las presiones de contacto y luego se efectúa el diseño cubriendo esas posibilidades.

Teoría del módulo de la reacción de la subrasante.- El suelo se representa como resortes elásticos, los cuales actúan independientemente unos de otros como se muestra en la fig. 2.3. Esta hipótesis se atribuye a Winkler (Zambrano, 1982). El desplazamiento en un punto debido a una carga puntual es:

$$\delta = q / K \quad (2.1)$$

Donde.

δ = desplazamiento

q = Carga puntual

K = Módulo de la reacción de la subrasante(estrato)

Una extensa teoría matemática ha sido desarrollada a partir de la mencionada hipótesis. Entre los trabajos más relevantes se tienen: Chamecki S.(1956), el cual presentó uno de los primeros procedimientos para tomar en cuenta la interacción estática suelo-estructura, aplicable a vigas y a marcos estructurales. Este método trata el problema utilizando coeficientes de

transferencia de carga en la estructura y se calculan los asentamientos del suelo por procedimientos usuales. Este método es iterativo, otros métodos también desarrollados son el de Allen-Seven, Heill (Zambrano, 1982), entre otros

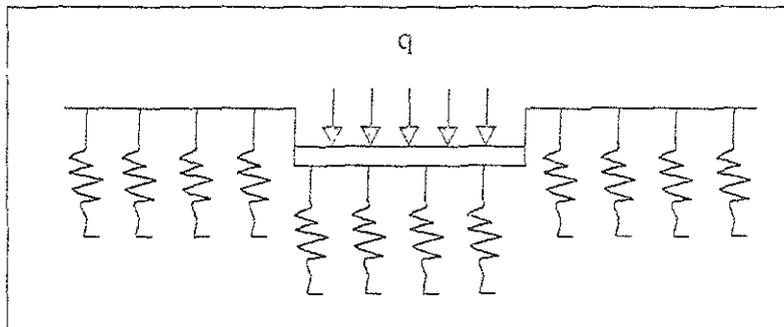


Fig 2.3. Hipótesis de Winkler.

Teoría del espacio elástico semi-infinito.- Representa el suelo como un medio continuo elástico semi-infinito, en el cual el módulo de elasticidad o Módulo de Young se considera constante o, también, variando linealmente con la profundidad. Zienkiewicz ha usado el espacio elástico semi-infinito con aplicación del elemento finito.

Sommer (1965)- Desarrolló un método para el análisis de traveses y losas de cimentación flexibles en una sola dirección, que permite tomar en cuenta la rigidez de la superestructura. En este método, la rigidez a la flexión del total de la estructura expresa la relación entre la rigidez de la cimentación y la superestructura mostrando las condiciones bajo las cuales los cálculos pueden simplificarse al sustituir al total de la estructura, por una losa imaginaria sin superestructura, cuya rigidez a la flexión sea igual al de la estructura real.

Este procedimiento fue desarrollado para el análisis de cimentaciones incluyendo la rigidez de una estructura a base de marcos y proporcionando las presiones de contacto en la cimentación, los asentamientos y los momentos flexionantes tanto en la cimentación, como en la superestructura. Para el análisis del suelo y de la estructura, se basa en la teoría de la

elasticidad y supone un medio isótropo para calcular la distribución de esfuerzos en la masa de suelo.

La relación entre los asentamientos y las presiones de contacto se obtienen formando la matriz de flexibilidades del suelo a partir de los valores de influencia para asentamientos unitarios. Y al final se utiliza el concepto de rigidez relativa cimentación-suelo K_r

Flores Victoria (1968).- Planteó otro método iterativo en el cual se aplica una distribución de presiones al suelo con la que se calculan los asentamientos. Con esos asentamientos se determina el estado de cargas que debe tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo sucesivamente hasta lograr la convergencia. Posteriormente (Flores Victoria y Esteva, 1970), presentaron un procedimiento simplificado en el que se considera que el suelo es un medio elástico lineal-semi-infinito, que la cimentación es rectangular con una red ortogonal de trabes y que la rigidez de la superestructura puede despreciarse.

Damy (1977).- Presentó un procedimiento incremental en el que se toma en cuenta el comportamiento no lineal del suelo aplicando incrementos del vector de carga suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983).- Considera el suelo como un medio estratificado, donde se asigna el valor correspondiente a las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo de todos y cada uno de los estratos.

El módulo de reacción no es invariante en la deformación presentada en otro punto, además, depende de los siguientes factores:

- a) Distribución de los esfuerzos de cortante.
- b) Propiedades elasto-plásticas y viscosas del suelo.
- c) Tiempo.
- d) Condiciones hidráulicas.
- e) Distribución de esfuerzos en la masa del suelo.
- f) Estratigrafía.
- g) Distribución e intensidad de las cargas.

De donde se concluye que el módulo de reacción no puede ser considerado constante. Para el cálculo de los esfuerzos en la masa del suelo inducidos por las cargas actuantes, se utiliza la Teoría de la Elasticidad o alguna de sus modificaciones para aproximarse a las condiciones estratigráficas y propiedades de compresibilidad

En este método se forma la ecuación matricial de asentamientos (EMA), que relaciona los asentamientos del suelo en función de las cargas aplicadas en la superficie.

$$\delta = Dq \quad (2.2)$$

Donde

δ = Vector de asentamientos en el contacto cimentación-suelo.

D = Matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias.

q = Vector de cargas aplicadas en el contacto cimentación-suelo.

La matriz D se forma a partir del concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie. Después se forma la ecuación matricial de interacción (EMI), que es la que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmite el suelo.

$$SX = \Delta \quad (2.3)$$

Donde: S = Matriz de flexibilidades del suelo.

X= Vector de cargas del suelo sobre la estructura

Δ = Vector de deformaciones de la estructura.

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor del módulo de cimentación por área tributaria K, definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza), entre la deformación que produce

Método del Elemento Finito.- Este es un método aproximado para resolver ecuaciones diferenciales de problemas con valores en la frontera o con valores en la frontera e iniciales, así como problemas con materiales no-homogeneos y complejos que se presenten en ingeniería Este método se basa en la matriz de rigideces. Esquemáticamente, la secuencia del método del elemento finito se puede resumir en los pasos siguientes:

- a) El medio continuo se divide en varias regiones, denominados elementos finitos (discretización), de formas convenientes (líneas, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, etc).
- b) Se realiza una selección apropiada de ciertos puntos (elementos finitos) denominados puntos nodales, en donde se especifican las variables de la ecuación diferencial que se aproximan mediante una combinación lineal de funciones de interpolación seleccionadas adecuadamente y de los valores de las variables y en algunos casos de sus derivadas.
- c) Con el uso de los métodos variacionales o de los residuos pesados las ecuaciones diferenciales se transforman en ecuaciones del elemento finito en forma aislada
- d) Los elementos finitos aislados se agrupan para formar un sistema global de ecuaciones diferenciales o de ecuaciones algebraicas.

$$[F] = [K][\delta] \quad (2.4)$$

Donde: F = Fuerzas actuantes en el sistema.

K = Matriz de rigideces

δ = Vector de desplazamiento

e) Los valores de las variables de las ecuaciones diferenciales (desplazamientos) quedan definidos al resolver el sistema de ecuaciones simultáneas correspondiente

El M.I. Agustín Deméneghi Colina (1979,1983,1985).- Propuso otro método de interacción estática suelo-estructura en el que las reacciones del terreno son consideradas como un sistema de cargas sobre la estructura, de igual magnitud y de sentido contrario a las cargas que la cimentación transmite al suelo. Durante el proceso de análisis, estas cargas son manejadas como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero como no se conocen las reacciones del suelo, las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de asentamientos del terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo. En esta etapa se utiliza el concepto de valores de influencia de Zeevaert (1980). Al sustituir las deformaciones del suelo en las ecuaciones obtenidas a través del método de rigideces, el problema se resuelve en forma directa, sin necesidad de iteraciones. Otras de las ventajas que ofrece este método son que realiza un análisis tridimensional con relativa sencillez, que permite tomar en cuenta la rigidez de toda la superestructura y que se puede programar en una computadora con facilidad

Resumiendo, se puede decir que se han desarrollado diferentes técnicas de interacción estática suelo-estructura, de las cuales la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno utilizando la matriz de flexibilidades del suelo, mientras que para el análisis estructural, algunos métodos emplean la matriz de rigideces y otros la de flexibilidades

Así también, gran parte de los métodos de interacción analizan el problema en forma bidimensional, siendo que las estructuras son tridimensionales. También existen métodos que nos permiten hacer análisis en dos direcciones ortogonales y superponer los efectos de ellos, representando así el fenómeno tridimensional, pero se tiene una desventaja con estas técnicas que es la de no poder conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación.

11.3. ELECCIÓN DEL MÉTODO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A UTILIZARSE.

La masa del suelo, en que se apoya la estructura, no puede ser considerada como constituida por elementos aislados que actúan independientemente unos de otros

Así mismo, los suelos no se pueden representar como un medio continuo elástico, especialmente los suelos finos parcialmente saturados que dependen en gran parte de la succión del suelo. Además, la mayoría de los depósitos de suelos son estratificados, en los que todos y cada uno de estos posee propiedades mecánicas de resistencia y deformación

Como en este estudio que se realiza se pretende conocer el comportamiento que se presentan entre las arcillas expansivas y la estructura. Haciendo que este conjunto se discretice en elementos que no sean aislados y que tome en cuenta la acción de un punto i que influye en un punto j del medio, así como el fenómeno tridimensional. En este análisis se considerará la presencia de la succión y de la variación del módulo tangente inicial de deformación con la presión de confinamiento en el suelo. En atención de entre los métodos señalados, el método propuesto por Deméneghi (1983, 1992, 1996), considera a los elementos no aislados, la influencia de un punto i en otro punto j , el efecto tridimensional, así como la facilidad de acoplarle los efectos de succión y presión de confinamiento. Por lo que se utilizará este procedimiento. En este análisis seleccionado al suelo se le aplicará la ecuación de Janbu, con el fin de conocer aspectos fundamentales de las arcillas expansivas.

CAP. III .- ANÁLISIS DEL MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA.

Este método se basa para el análisis de la estructura en la teoría de la elasticidad, así como, para la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, realizándose para áreas rectangulares uniformemente cargadas ya sea para el caso Boussinesq (medio elástico, semiinfinito, isotropo y homogéneo), caso Westergaard (deformaciones horizontales restringidas), caso Frohlich (módulo de deformación que aumenta con la profundidad), o algún otro caso cuya solución sea conocida para este tipo de cargas.

El análisis de deformación en el suelo se lleva a cabo por medio de la matriz de flexibilidades del mismo. La masa de suelo se discretiza en elementos que no son aislados porque toma en cuenta que la acción en un punto i del medio ejerce influencia sobre otro punto j de él, tratando así a la masa del suelo como un medio continuo.

Cabe mencionar que la técnica de interacción que se utiliza (Deméneghi, 1983), para cierto nivel de esfuerzos establecido, no requiere de iteraciones para converger, ya que este método consiste en mantener las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas, después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera Ley de Newton). Luego se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo para formar un sistema de ecuaciones cuya solución es única, evitándose así que el proceso sea iterativo, pero si el suelo es heterogéneo, se requerirá hacer las reacciones uniformes para conocer los esfuerzos, así como los módulos de variación volumétrica, por lo cual este método requerirá de iteraciones.

La estructura se analiza por medio del método de las rigideces. Para poder obtener los elementos mecánico en cualquier punto de la estructura, así como las reacciones del terreno

sobre la cimentación y los asentamientos al centro de las losas o en cualquier otro punto de la subestructura que se desee.

Esta técnica de interacción consiste en.

- a) Considerar a las reacciones del terreno de cimentación como cargas, manejándolas como incógnitas
- b) Se calculan los hundimientos del suelo en función de la cargas que actúan sobre él (Por tercera ley de Newton, a toda acción corresponde una reacción igual en magnitud y de sentido contrario), estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del terreno de cimentación
- c) Una vez establecido el sistema de ecuaciones entre estructura y suelo se establece la compatibilidad de deformaciones, igualando los desplazamientos entre ambos medios, resolviéndose así el problema al obtener los hundimientos del suelo y reacciones sobre la estructura.
- d) Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar los giros en los nudos de la estructura, y con estos resultados, se calculan los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación

ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Esta técnica de interacción emplea el método de rigideces para llevar a cabo el análisis estructural. en el que la ecuación general de equilibrio está dada por (Deméneghi 1983)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (3.1)$$

Donde: \underline{K} = matriz de rigideces de la estructura.

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

\underline{P}^e = vector de cargas de empotramientos

\underline{P}^c = vector de cargas concentradas.

La matriz de rigideces y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continua, sometida al sistema de cargas como se muestra en la fig. 3.1

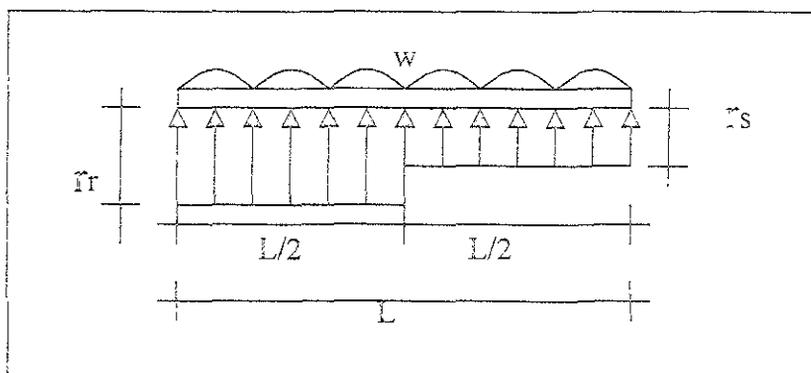


Fig 3.1. Geometría y cargas en la barra de cimentación.

En la fig 3.2a. se muestran los desplazamientos de la barra de cimentación, los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 3.2a). Los momentos son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas normales horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 3.2b.).

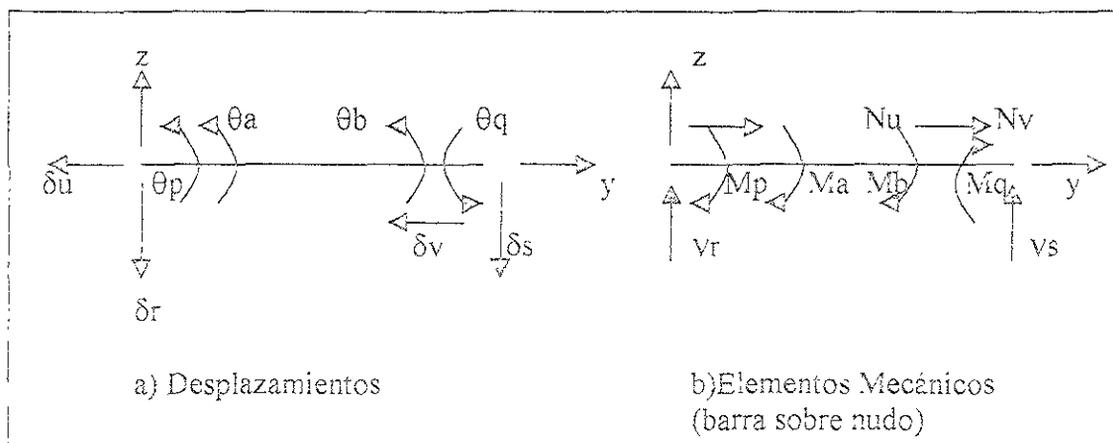


Fig 3.2 Convención de signos

El vector de cargas de empotramiento vale:

$$(\underline{P}_m')^c = \begin{bmatrix} WL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -WL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ WL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -WL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Estas son las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de cada una de las barras según sean sus condiciones de apoyo. Para obtener la matriz de rigideces de toda la estructura (K), es necesario sumar las matrices de rigidez (K_m) de todas las barras. De igual forma, el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura (P^c), se obtiene sumando los vectores de cargas de empotramiento (P_m^c) de todas las barras. La determinación del vector de cargas concentradas (P_c), se logra asignando a cada grado de libertad la carga concentrada que actúa sobre él. Posteriormente para el análisis de toda la estructura se realiza satisfaciendo la ecuación (3.1).

A continuación se conocerá la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí, en los que en cada marco pueden existir barras inclinadas. En las barras inclinadas de las figs. 3.3 y 3.4, los desplazamientos del sistema local están relacionados con los desplazamientos del sistema global mediante las siguientes expresiones.

$$\theta_{p'} = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (3.4)$$

$$\theta_{q'} = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (3.5)$$

$$\delta r' = \delta r \cos \alpha - \delta u \sin \alpha \quad (3.6)$$

$$\delta s' = \delta s \cos \alpha - \delta v \sin \alpha \quad (3.7)$$

$$\delta u' = \delta r \sin \alpha + \delta u \cos \alpha \quad (3.8)$$

$$\delta v' = \delta s \sin \alpha + \delta v \cos \alpha \quad (3.9)$$

$$\theta_{a'} = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (3.10)$$

$$\theta_{b'} = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (3.11)$$

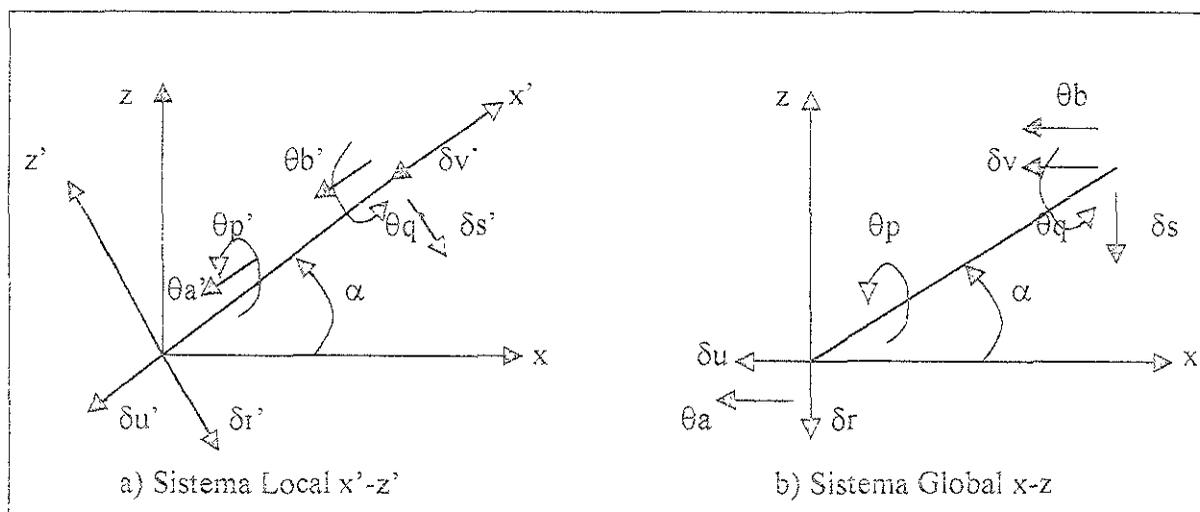
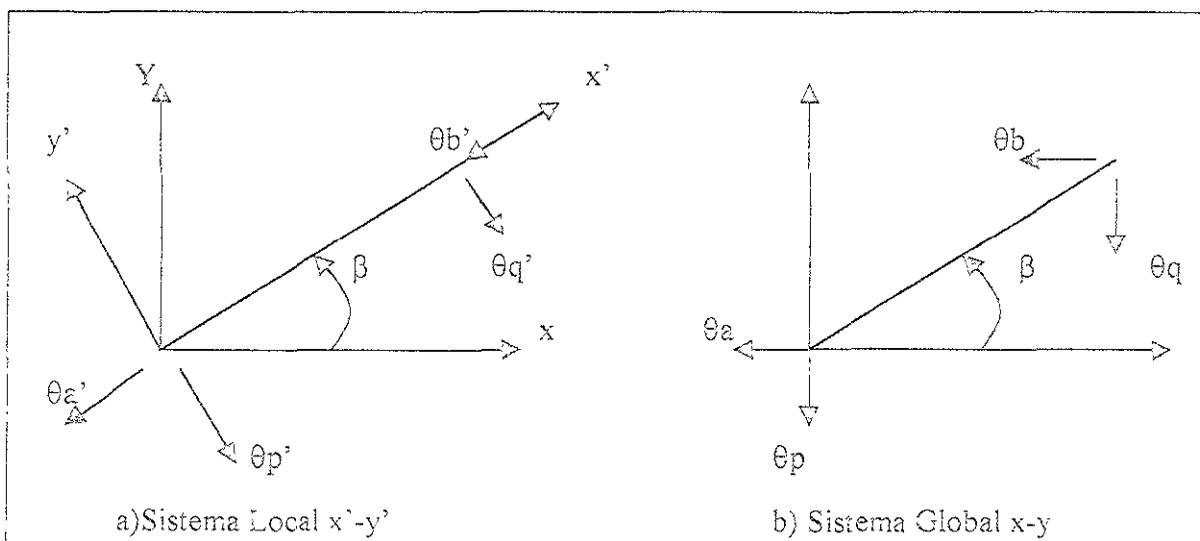


Fig. 3.3. Desplazamientos de la barra inclinada

Fig. 3.4. Giros de la barra paralela al plano $x-y$

El sistema global se expresa de la siguiente manera:

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}_m^e \quad (3.12)$$

Donde: \underline{K}_m = matriz de rigidez de una barra inclinada

Considerando lo siguiente, tenemos.

θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	θ_a	θ_b	
$[DC2B+FS2B]$	$[(D/2)C2B-FS2B]$	$[-MCBCA]$	$[MCBCA]$	$[MCBSA]$	$[-MCBSA]$	$[-DCBSB+FCBSB]$	$[-(D/2)CBSB-FSBCB]$	θ_p
$[(D/2)C2B-FS2B]$	$[DC2B+FS2B]$	$[-MCBCA]$	$[MCBCA]$	$[MCBSA]$	$[-MCBSA]$	$[-(D/2)CBSB-FSBCB]$	$[-DCBSB-FCBSB]$	θ_q
$[-MCACB]$	$[-MCACB]$	$[NC2A-QS2A]$	$[-NC2A-QS2A]$	$[-NCASA+QCASA]$	$[NCASA-QCASA]$	$[MCASB]$	$[MCASB]$	δ_r
$[MCACB]$	$[MCACB]$	$[-NC2A-QS2A]$	$[NC2A-QS2A]$	$[NCASA-QCASA]$	$[-NCASA-QCASA]$	$[-MCASB]$	$[-MCASB]$	δ_s
$[MSACB]$	$[MSACB]$	$[-NC2A-QS2A]$	$[NC2A-QS2A]$	$[NCASA+QCASA]$	$[-NCASA-QCASA]$	$[-MSASB]$	$[-MSASB]$	δ_u
$[-MSACB]$	$[-MSACB]$	$[NC2A-QS2A]$	$[-NC2A-QS2A]$	$[-NCASA+QCASA]$	$[NCASA-QCASA]$	$[MSASB]$	$[MSASB]$	δ_v
$[-DCBSB+FCBSB]$	$[-(D/2)CBSB-FSBCB]$	$[MCASB]$	$[-MCASB]$	$[-MSASB]$	$[MSASB]$	$[DS2B-FC2B]$	$[(D/2)S2B-FC2B]$	θ_a
$[-(D/2)CBSB-FSBCB]$	$[-DCBSB-FCBSB]$	$[MCASB]$	$[-MCASB]$	$[-MSASB]$	$[MSASB]$	$[(D/2)S2B-FC2B]$	$[DS2B-FC2B]$	θ_b

Donde:

(3.12')

$$D=4EI/L \quad M=6EI/L^2 \quad N=12EI/L^3 \quad Q=AE/L \quad F=GI/L$$

$$SA=\text{Sen } \alpha \quad S2A=\text{Sen}^2 \alpha \quad SB=\text{Sen } \beta \quad S2B=\text{Sen}^2 \beta$$

$$CA=\text{Cos } \alpha \quad C2A=\text{Cos}^2 \alpha \quad CB=\text{Cos } \beta \quad C2B=\text{Cos}^2 \beta$$

En una barra inclinada sometida a carga uniforme w en el sistema local x^1-z^1 , el vector \underline{P}_w^e en el sistema global vale:

$$\underline{(P_m)}^e = \begin{bmatrix} (WL^2/12) \cos \beta \\ (-WL^2/12) \cos \beta \\ (-WL/2) \cos \alpha \\ (-WL/2) \cos \alpha \\ (WL/2) \text{ sen } \alpha \\ (WL/2) \text{ sen } \alpha \\ (-WL^2/12) \text{ sen } \beta \\ (WL^2/12) \text{ sen } \beta \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

La matriz \underline{K}_m y el vector \underline{P}_m^e proporcionan la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general x - y - z , respectivamente.

La secuencia de cálculo es la siguiente; primero se emplean las ecs (3.12 y 3.13) para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de cada una de las barras en el sistema global. Como mencionamos antes, la matriz de rigideces de la estructura completa se halla mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec (3.1), se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura. La determinación de los elementos mecánicos en la barra m requiere de la previa determinación de sus desplazamientos en el sistema local, con el empleo de las ecs. (3.4 a 3.11). Los elementos mecánicos en la barra m se hallan con la ec. (3.2)

DEFORMACIONES DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Las deformaciones que se presentan en el terreno de cimentación dependen de las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura por la tercera ley de Newton. Por este motivo, los asentamientos del terreno se pueden calcular en función de estas cargas. Considerando una reacción r_k actuando en la superficie como se muestra en la fig.3.5. La presión vertical vale $(r_k d_k)/a_k$, donde d_k y a_k , son la longitud y área en las que actúa la carga, respectivamente.

La deformación del estrato de espesor H_j , debida a la carga r_k vale:

$$\delta_{ijk} = (1/E_{z,ij}) H_j \sigma_{zijk}$$

Pero $(\sigma_z)_{ijk} = I_{ijk} (r_k d_k / a_k)$

Donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual está dado por el esfuerzo normal vertical en el punto i , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973), es decir, representa el punto bajo el cuál se lleva a cabo el análisis, el estrato en cuestión y el área en el que actúa la carga, respectivamente. A través de la ecuación de Boussinesq para distribución de esfuerzos verticales se obtienen los valores de influencia, bajo los puntos i , a la mitad de los estratos j , debidos a cargas unitarias aplicadas en las áreas k .

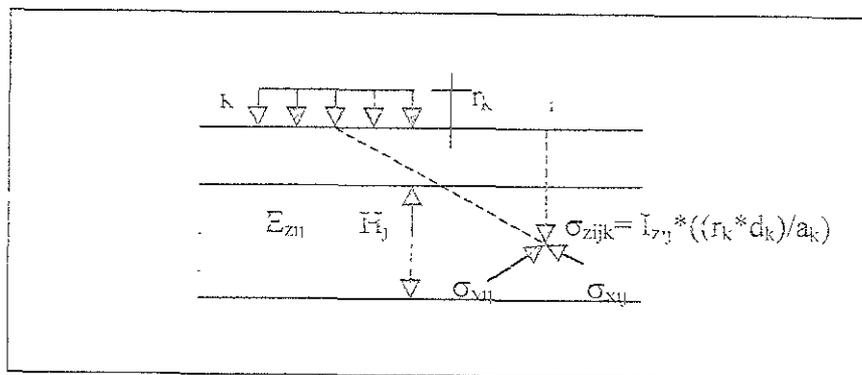


Fig 3 5 Cálculo de los asentamientos del terreno, con los valores de influencia z,x,y

El valor de influencia en dirección de z se presenta con la ecuación de Damy (3.14), que es la siguiente

$$I_{ijk} = (1/2\pi) \{ (1/(x^2+z^2)) + (1/(y^2+z^2)) * (xyz/(x^2+y^2+z^2)^{3/2}) + \text{angtan} (xy/z(x^2+y^2+z^2)^{1/2}) \}$$

(3.14)

(Damy, 1985)

Para los valores de influencia horizontales (x, y), se utilizarán las ecuaciones de Dashkó y Kagán (1980) (3.15 y 3.16), las cuales son:

$$I_{xij} = (1/2\pi) \{ \pi/2 - (xyz/(x^2+z^2)A) - \text{angtan} (zA/xy) + ((1-2\nu)(\text{angtan} y/x - \text{angtan} yA/xz)) \}$$

(3.15)

$$I_{yij} = (1/2\pi) \{ \pi/2 - (xyz/(y^2+z^2)A) - \text{angtan} (zA/xy) + ((1-2\nu)(\text{angtan} x/y - \text{angtan} xA/yz)) \}$$

(3.16)

Donde. $A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$ (Dashkó y Kagán, 1980)

E_{zj} es el módulo de deformación del suelo, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que produce. En este sentido, es importante mencionar que para determinar este módulo lineal de deformación se deben tomar en cuenta las condiciones ambientales de la zona, es decir, la estratigrafía general del lugar y específicas del sitio en estudio, cómo se formó, cuales son las condiciones hidráulicas que operan en ese momento y que cambios futuros pueden presentarse, etc, de tal forma que los parámetros de deformación sean representativos de la realidad. Esto requiere del criterio y experiencia del ingeniero, ya que las pruebas de laboratorio (triaxiales) con que se deben obtener dichos módulos tienen que ser congruentes con la realidad del caso que se cuestiona. Por lo tanto, se puede escribir de la forma siguiente (ec.3.17):

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zj}) E_{ij} I_{ijk} (r_k d_k / z_k)$$

(3.17)

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale (ec.3.17''):

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_{ij} \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} (r_k d_k / a_k) \quad (3.17'')$$

Donde: n_r = número total de cargas r_k

Entonces, el asentamiento bajo el punto i se calcula con la siguiente ecuación (3.17''')

$$\delta_{ij} = \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zij}) H_{ij} \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} (r_k d_k / a_k) \quad (3.17''')$$

Donde: n_e = número total de estratos

$E_{zij} = \sigma_z / \varepsilon_{ij}$, donde ε_{ij} , depende de los esfuerzos del suelo en z, x, y .

En esta ecuación los hundimientos quedan en función de las cargas r_k .

Para el caso de un suelo parcialmente saturado, se presentará una expansión por cambio de succión, cuando pase de una época de estiaje a una época de lluvias, entonces la ecuación a utilizar será:

$$\delta_{ijk} = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zij}) H_{ij} \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} (r_k d_k / a_k) \quad (3.18)$$

Donde: δ_{oi} = expansión por cambio de succión del suelo, en m y son calculadas con las expresiones 3.32 y 3.34 del inciso III.2.1.

COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegas de la estructura.

Análíticamente la compatibilidad de deformaciones se establece al sustituir los valores dados por la ec.(3.17''') en la ec (3.1). De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos lineales y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas. por lo que se puede resolver el sistema y despejar los giros y las reacciones,

empleando la ec (3.17'), ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

ELEMENTOS MECÁNICOS.

Con los resultados obtenidos en el inciso anterior a través del análisis de interacción estática suelo-estructura, se pueden hallar los elementos mecánicos sobre los diferentes grados de libertad de la estructura. Dichos elementos mecánicos de barra sobre nudo, que transmite la barra m al grado de libertad correspondiente, se calculan con las siguientes ecuaciones.

Barra con dos apoyos continuos:

$$M_p = WL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s + (4EI/L)\theta_p + (2EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (3.19)$$

$$M_q = -WL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s + (2EI/L)\theta_p + (4EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (3.20)$$

$$V_r = -WL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_p - (6EI/L^2)\theta_q + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (3.21)$$

$$V_s = -WL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_p + (6EI/L^2)\theta_q - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (3.22)$$

BARRAS EN LA SUPERESTRUCTURA.

Como las reacciones del terreno no actúan sobre las barras de la superestructura, las ecuaciones para obtener los elementos mecánicos en ellas quedan:

$$M_p = WL^2/12 + (4EI/L)\theta_p + (2EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (3.23)$$

$$M_q = -WL^2/12 + (2EI/L)\theta_p + (4EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (3.24)$$

$$V_r = -WL/2 - (6EI/L^2)\theta_p - (6EI/L^2)\theta_q + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (3.25)$$

$$V_s = -WL/2 + (6EI/L^2)\theta_p + (6EI/L^2)\theta_q - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (3.26)$$

III.1. RELACIÓN DE LA INTERACCIÓN ESTÁTICA CON LA ARCILLA EXPANSIVA.

La interacción estática suelo-estructura se puede extender a lugares donde el subsuelo este formado por arcillas expansivas. Lo cual será necesario identificarlas, clasificarlas, así como de cuantificar la expansión o contracción que presenten estos suelos, lo anteriormente dicho puede ser realizado con lo descrito en el capítulo I de este trabajo

En suelos cohesivos parcialmente saturados (arcillas expansivas) en donde la presión hidráulica es menor que cero ($u_w \leq 0$), por lo que es necesario tomar en cuenta el agua en estos suelos. La presión de confinamiento resultante P_{ce} está dada por la suma de los efectos debidos a la presión dada por el peso propio P_{co} (presión total de confinamiento) y los debidos a la presión de succión P_s (presión de confinamiento adicional), así como de la presión de tensión. La deformabilidad del suelo depende de la presión de confinamiento resultante $P_{ce} = P_{co} + P_s + P_t$, como se describirá más adelante de este trabajo.

Entonces para relacionar y realizar el análisis de interacción estática suelo-estructura en las arcillas expansivas, conviene separar el problema calculando dos clases de deformaciones en este tipo de suelo, que serán:

- a) La deformación debida a la variación de la succión, manteniendo los demás esfuerzos (presiones totales) constantes (deformación por cambio de succión δ_{s1})
- b) La deformación debida a incrementos de esfuerzos ocasionados por la estructura, manteniendo la presión de succión constante. Por lo tanto, el módulo E_{s1} debe determinarse para una succión constante.

Con el empleo de este método de interacción estática suelo-estructura se puede determinar en forma realista los desplazamientos diferenciales en una estructura.

Este método aplicado a este tipo de suelos representa de forma aproximada lo que ocurre realmente en el comportamiento de una arcilla expansiva, pero en forma cualitativa ilustra el fenómeno de interacción que se presenta en este suelo parcialmente saturado.

En forma general, conviene calcular las deformaciones de la estructura para diferentes estados de movimiento (dos condiciones). Así, una condición consistiría en que la estructura sea construida en época de estiaje y que sufra asentamiento sólo por incremento de carga debido a la estructura; posteriormente, en época de lluvias, cuando se incrementa la humedad del subsuelo y ocurran expansiones de la arcilla.

La otra condición consistiría en construir la estructura en época de lluvias; la estructura experimentará asentamientos por la carga sobre el subsuelo, y en la época de estiaje, el suelo se contraerá y ocasionara asentamientos adicionales a la estructura

Estas condiciones se calcularán con el método de interacción estática (Deméneghi, 1996), adaptado a arcillas expansivas, combinándolo con la ecuación de Janbu, para después comparar resultados y concluir qué tan factibles son para utilizarse en la ingeniería de suelos

11.2. ECUACIÓN DE JANBU.

Para considerar que el suelo es no lineal se toma una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento P_c y se aplica un esfuerzo desviador σ_7 , en la fig 3 2 1 se muestra una curva típica esfuerzo-deformación unitaria de un suelo. Observamos que el tramo inicial es una línea recta y que después de cierto nivel de esfuerzos se convierte en una curva de concavidad hacia abajo y a la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial de deformación del suelo (E_i), entonces sólo basta con obtener las propiedades de deformación del suelo en función del nivel de esfuerzos que se tenga.

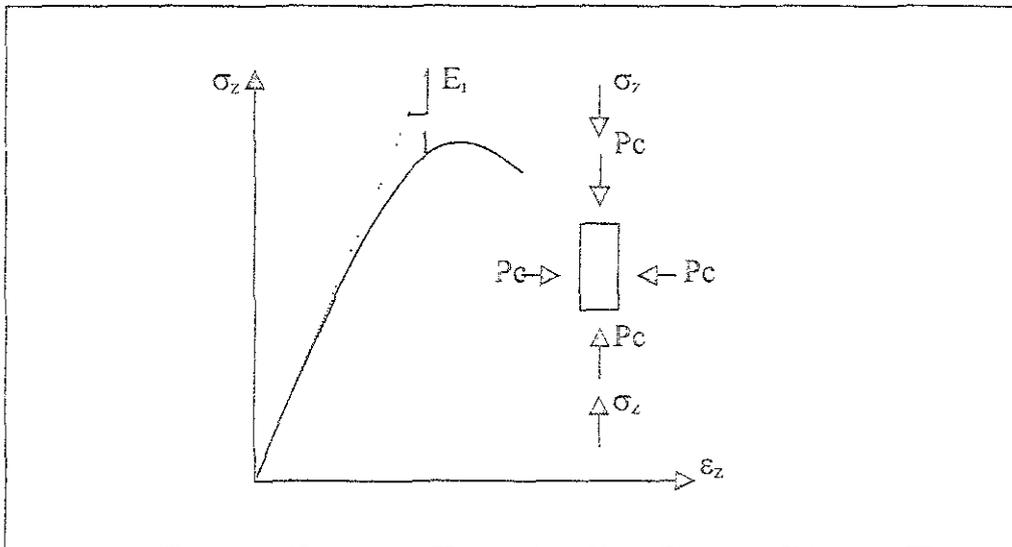


Fig.3 2.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria no lineal del suelo.

Por lo cual el módulo de Young se considerará igual al módulo de tangente inicial ($E=E_i$), debido a que cuando tenemos un material elástico el módulo E se mantiene constante y cuando el material es no lineal el módulo E_i tendrá variación con la profundidad.

En la fig.3.2.2. se observa de forma general, como al aumentar la presión de confinamiento se incrementa el módulo tangente inicial de deformación (rigidez).

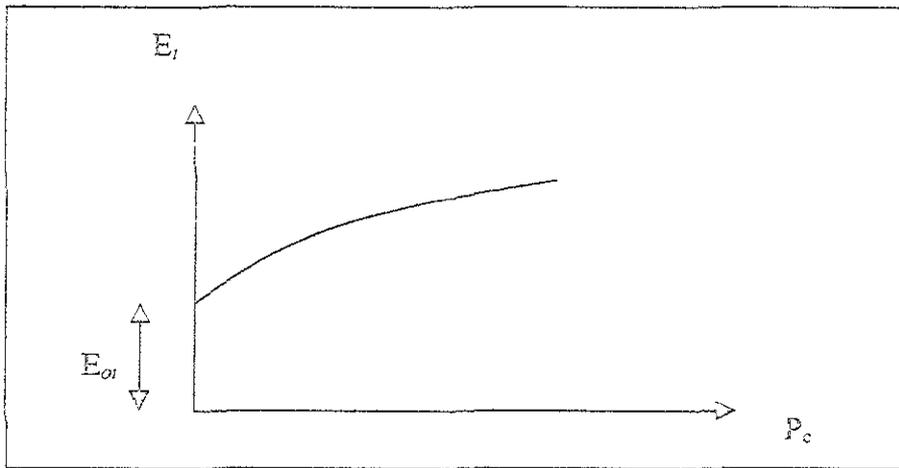


Fig 3.2.2. Variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento.

Con lo anterior descrito, en la mayoría de los suelos y algunas rocas la rigidez aumenta con la profundidad y cuando este fenómeno sucede la no-homogeneidad (no lineal) tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical, por lo tanto estudios experimentales realizados por Janbu (Duncan, 1970), mostraron que la relación entre el módulo de deformación del suelo y la presión de confinamiento estaba expresada con la siguiente expresión:

$$E_t = E_0 + K P_a \left(P_c / P_a \right)^n \quad (3.27)$$

Donde:

E_t = módulo de deformación del suelo, t/m^2

E_0 = módulo de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

K = coeficiente que depende de la rigidez del material.

P_a = presión atmosférica = $10.3 t/m^2$

P_c = presión de confinamiento efectiva = $P_{co} + (1/2) \Delta p_c$

P_{co} = presión de confinamiento efectiva inicial = $(1 + 2 K_o)P'v / 3$

$\Delta p_c = (1/3)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$ y $K_o = 1 - \text{Sen } \phi'$ (medido indirectamente)

Por lo tanto; $P_c = P_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$

n = exponente que depende de la clase de suelo.

Con la expresión del módulo de deformación E_t se puede conocer la deformación de un elemento, aplicando la ley de elasticidad.

$$\varepsilon = (1/E_t) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.28)$$

Donde ε = Deformación unitaria en dirección a la profundidad (z)

ν = relación de Poisson.

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ = Incrementos de esfuerzos vertical y horizontal a la mitad del estrato.

respectivamente. Estos incrementos de esfuerzos se pueden calcular con las ecuaciones 3.14, 3.15 y 3.16, descritas anteriormente.

A continuación se presentan dos tablas de valores aproximados de propiedades de deformación válidos para $4 < I_p < 300\%$ (Deméneghi, 1998).

Tabla 3.1. Parámetros de deformación (cambio de volumen).

Tramo	Recompresión	Virgen
	Janbu	Janbu
I_p (%)	K_{rc}'	K'
4	600	200
300	25	2

$$n = -0.0006757 (I_p - 4) + 0.6$$

K' = coeficiente que depende de la rigidez del material.

Módulo tangente inicial de deformación en condiciones drenadas (del suelo), en t/m^2 .

Tramo de recompresión, $E_{orc}' = 0.4054 (Ip - 4)$

Tramo virgen $E_o' = 0.05068 (Ip - 4)$

Tabla 3 2 Parámetros de deformación (Cambio de forma).

Tramo	Recompresión	Virgen
	Janbu	Janbu
Ip	K_{inc}	K_u
4	600	200
300	6	5

Módulo tangente inicial de deformación en condiciones no drenadas (del suelo), en t/m^2 .

Tramo de recompresión, $E_{uorc}' = 0.8108 (Ip - 4)$

Tramo virgen $E_{uo}' = 0.1014 (Ip - 4)$

III.2.1. MÉTODO NO LINEAL PARA CÁLCULO DE DEFORMACIÓN EN SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS (CAMBIO DE SUCCIÓN).

En el caso de tener un suelo cohesivo parcialmente saturado, se tomará en cuenta la succión del suelo, y para fines prácticos, se considerará una ecuación constitutiva (3.29), (Deméneghi, 1998) en la que se tenga un cambio de succión y que al integrarla respecto a una succión inicial y final nos permita conocer la expansión y contracción de dicho suelo (arcilla expansiva), en forma aproximada

$$dh/h = (-1/B_a) [dP_s / (P_{cm} + b_1 P_s)] \quad (3.29)$$

$P_{cm} = P_t + b_3 [P_{co} + 1/6(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)]$, es la presión de confinamiento media, $b_3 = 1$ y $b_4 = 1$.
 P_s = succión en suelo, P_t = presión de tensión, B_a = absorción de moléculas de agua. La deducción de la ecuación 3.29 se presenta en el anexo II de este trabajo.

En la fig.3.2.3. se esquematiza la expansión y contracción de un elemento de suelo.

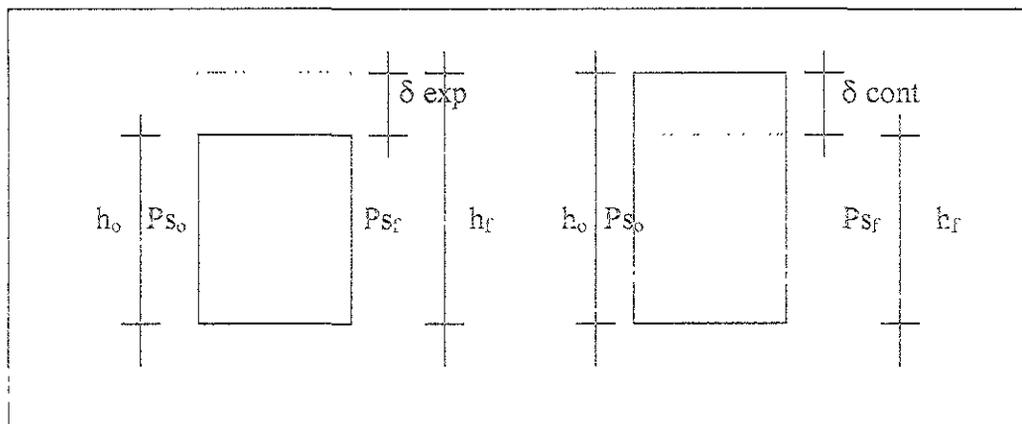


Fig. 3.2.3. Expansión y contracción de un elemento de suelo debido a cambio de succión.

Para el caso de la expansión se toma el siguiente despeje de la fig.3.2.2.

$\delta + h_o = h_f$, dividiendo entre h_o se tiene, $\delta/h_o + 1 = h_f/h_o$, si despejamos a δ queda

$$\delta_{exp} = \{ h_f/h_o - 1 \} h_o \quad (3.30)$$

Integrando a la ecuación (3.29) y considerando succión inicial (P_{s0}) y final (P_{sf}), tenemos

$$\int_{h_0}^{h_f} dh / h = - (1 / B_a) \int_{p_{s0}}^{p_{sf}} dP_s / (P_{cm} + b_4 P_s)$$

$$h_f / h_0 = [(P_{cm} + b_4 P_{sf}) / (P_{cm} + b_4 P_{s0})]^{-1/b_4 B_a} \quad (3.31)$$

Sustituyendo la ecuación (3.31) en la ecuación (3.30), se tendrá la expansión de la arcilla debido a cambio de succión (Deméneghi, 1998).

$$\delta_{exp} = \{ [(P_{cm} + b_4 P_{sf}) / (P_{cm} + b_4 P_{s0})]^{-1/b_4 B_a} - 1 \} h_0 \quad (3.32)$$

Para el caso de la contracción se toma el siguiente despeje de la fig 3.2.2.

$h_0 - \delta = h_f$, dividiendo entre h_0 , se tiene, $1 - \delta/h_0 = h_f / h_0$, si despejamos a δ queda:

$$\delta_{cont} = \{ 1 - h_f / h_0 \} h_0 \quad (3.33)$$

Con la ecuación (3.31),

$$h_f / h_0 = [(P_{cm} + b_4 P_{sf}) / (P_{cm} + b_4 P_{s0})]^{-1/b_4 B_a} \quad (3.31)$$

Sustituyendo la ecuación (3.31) en la ecuación (3.33), se tendrá la contracción de la arcilla expansiva debido a cambio de succión (Deméneghi, 1998)

$$\delta_{cont} = \{ 1 - [(P_{cm} + b_4 P_{sf}) / (P_{cm} + b_4 P_{s0})]^{-1/b_4 B_a} \} h_0 \quad (3.34)$$

Las expresiones 3.32 y 3.34 son las utilizadas para determinar la deformación δ_o de la expresión 3.18

III.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE INTERACCIÓN ESTÁTICA PROPUESTO.

A continuación se presenta la aplicación de la interacción suelo-estructura, utilizando en el suelo la ecuación de Janbu. Para este procedimiento, el cálculo de las reacciones, deformaciones y elementos mecánicos, en una estructura, se analizarán para dos condiciones (I y II), los cuales se presentan a continuación

Condición I. La estructura se construirá en época de estiaje para pasar a época de lluvias, en estas condiciones, el suelo sufrirá un asentamiento debido a la presencia de la estructura, este asentamiento se calculará por interacción estática, después al llegar la época de lluvias el suelo sufrirá una expansión por el cambio de succión y se mantendrá el asentamiento debido a la presencia de la estructura (efectos gravitacionales), la expansión se puede calcular con el método no lineal de deformación en suelos parcialmente saturados por cambio de succión (Deméneghi, 1998) del inciso III.2.1., adicionándola en las ecuaciones últimas de asentamiento de interacción estática en época de estiaje y así conocer el asentamiento total que se tendrá en ese suelo, solo bastará adicionar los dos cálculos realizados

Condición II. Ahora, la estructura se construirá en época de lluvias para pasar a época de estiaje, en estas condiciones, el suelo sufrirá un asentamiento por la presencia de la estructura, este asentamiento se calculará con interacción estática, después al pasar a época de estiaje, el suelo sufrirá un asentamiento adicional debido a la contracción del suelo (secado por cambio de succión), este asentamiento se calculará con el método no lineal de deformación en suelo parcialmente saturados (Deméneghi, 1998) y como en el caso I, se sumarán los dos cálculos realizados para tener el asentamiento total en ese suelo

Para ilustrar estas condiciones se procederá a realizar un ejemplo resuelto paso a paso de una estructura construida en un suelo parcialmente saturado, aplicando la interacción estática

donde se conocerá la deformación diferencial y los elementos mecánicos que se presentan y así mostrar el análisis propuesto de este trabajo.

III.3.1. INTERACCIÓN ESTÁTICA CON ECUACIÓN DE JANBU.

A continuación se presenta un ejemplo resuelto paso a paso del procedimiento. en este proceso se considerará una reacción uniforme, debido a que no conocemos los módulos de deformación del suelo en cada punto i de cada estrato j , este proceso será iterativo por las razones antes mencionadas y por la adaptación de la ecuación de Janbú, con las iteraciones se conocerán las nuevas reacciones y los nuevos módulos de deformación del suelo, que varían debido a la presión de confinamiento (fig.3.2.2.), hasta que este análisis converge. Con las reacciones de la última iteración, se calculan las deformaciones del suelo y los elementos mecánicos de la estructura de cimentación, así también los de la superestructura.

Las ecuaciones empleadas para este procedimiento son:

Variación del módulo de deformación con el confinamiento.

$$E_i = E_{i0} + K p_n (P_c / P_n)^n \quad (3.35)$$

Presión de confinamiento final e inicial.

$$P_c = P_{c0} + P_s + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y), \text{ y } P_{c0} = (1+2k_0)P_v / 3$$

Ley de Hooke generalizada y adicionada con la expansión de campo por cambio de succión.

$$\delta_{ijx} = \sum_{j=1}^m (1/E_{ij}) E_{ij} \sum_{k=1}^m \gamma_{ijk} ((r_k * d_k) / a_k) \quad (3-17')$$

$$\delta_{ijx} = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^m (1/E_{ij}) E_{ij} \sum_{k=1}^m \gamma_{ijk} ((r_k * d_k) / a_k) \quad (3-18)$$

A continuación se presenta el ejemplo ilustrativo resuelto paso a paso.

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA CON JANBU EN ARCILLAS EXPANSIVAS.

(Época de estiaje a lluvias)

Determinación de las deformaciones y elementos mecánicos en los nudos de la siguiente estructura (zapata corrida), cimentada en un suelo parcialmente saturado (arcillas expansivas). Por cambio de forma en el suelo, las propiedades de la estructura y terreno de cimentación son.

Estructura de concreto: $E = 1,130,000 \text{ t/m}^2$ y $I = 0.05163 \text{ m}^4$

Terreno de cimentación. Estrato 1 : $IP=50\%$, $n= 0.569$, en el tramo de recompresión.

Cambio de forma $E_{uorc} = 37.3 \text{ t/m}^2$, $K_{urc} = 96.5$, $\nu = 0.3$

Estrato 2 : $IP=45\%$, $n= 0.572$, en el tramo de recompresión

Cambio de forma : $E_{uorc} = 33.24 \text{ t/m}^2$, $K_{urc} = 101.35$, $\nu = 0.3$

Succión del suelo: en estiaje 45 t/m^2 y en lluvias 5.0 t/m^2 , estos valores son aproximados a los estimados en las arcillas expansivas de la Ciudad. de Querétaro (Pérez G. 1996).

Absorción de moléculas de agua: $B_a = 69.3$, $P_t = 0.155 \text{ t/m}^2$

Donde B_a depende de la plasticidad del suelo y puede ser determinado en el laboratorio en prueba de consolidación a volumen constante y calculado aproximadamente con

$B_a = 2412000 / (IP)^3 + 30$, (Deméneghi, 1998)

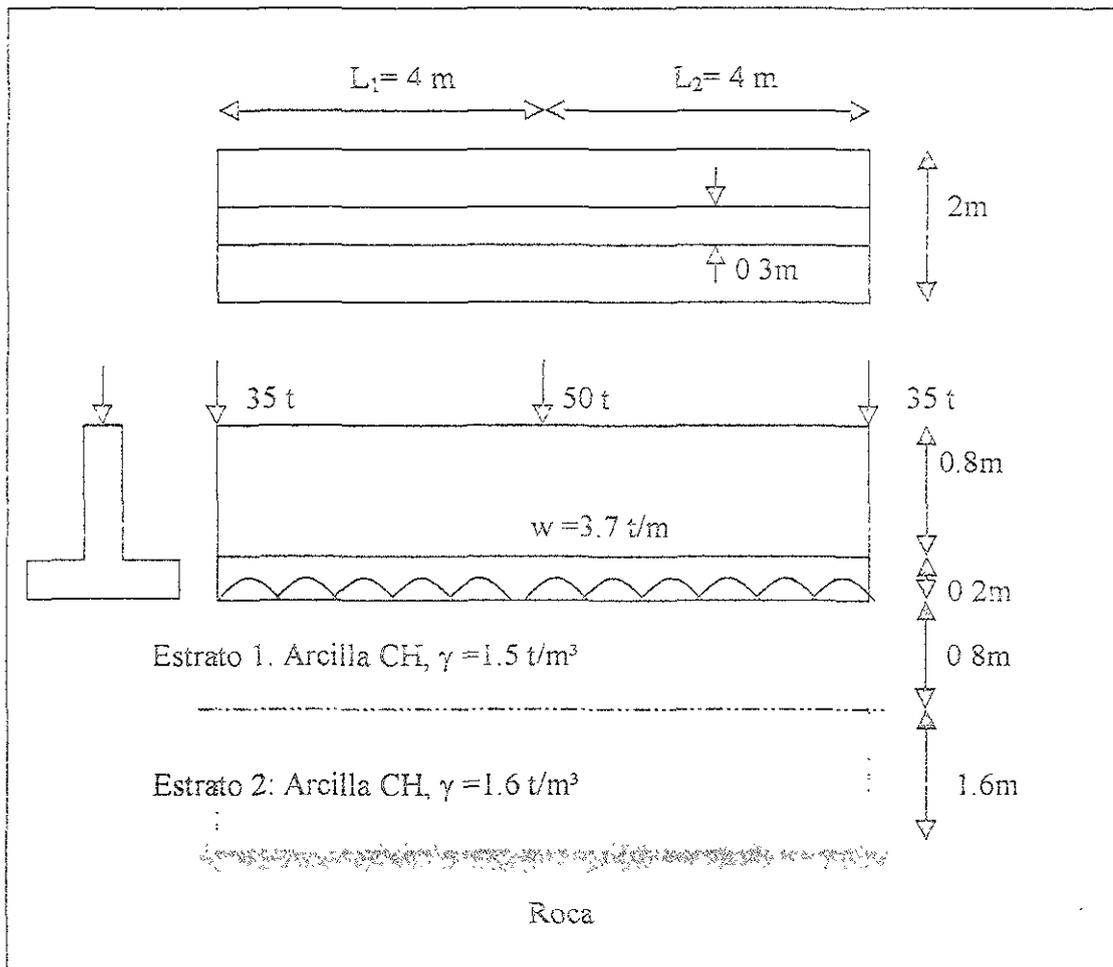


Fig. 3.3.1. Características de la estructura y terreno de cimentación.

Se hace la hipótesis de que la estructura se puede considerar continua en sus extremos, con un momento flexionantes en ellos que tienda a cero

En la fig. 3.3.2. se muestran el sistema de cargas, la numeración de barras, grados de libertad y longitudes y áreas tributarias respectivamente.

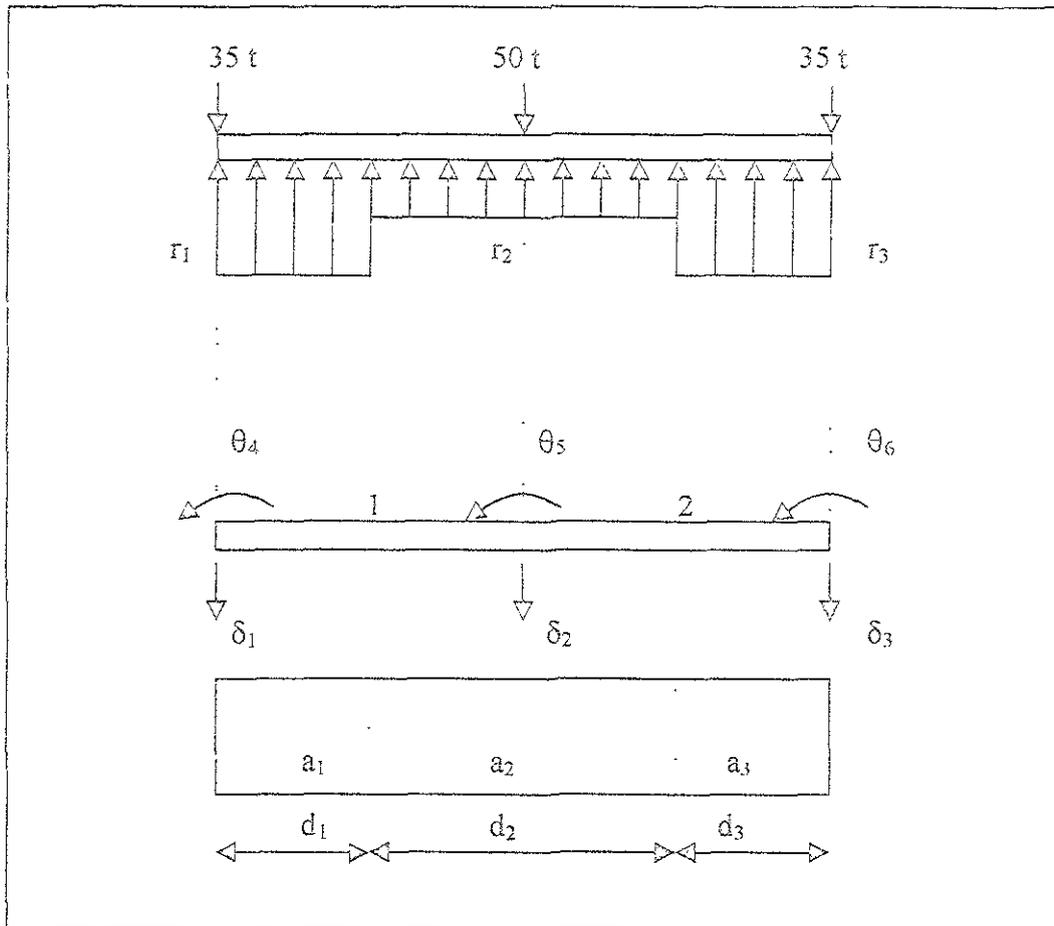


Fig.3.3.2 Sistema de cargas, numeración de barras, grados de libertad, longitudes y áreas tributarias.

Los valores de influencia I_{zj} , I_{xj} y I_{yj} para este análisis, son calculados con el criterio del Dr. Leonardo Zeevaert, estos valores se muestran en la fig.3.3.3.

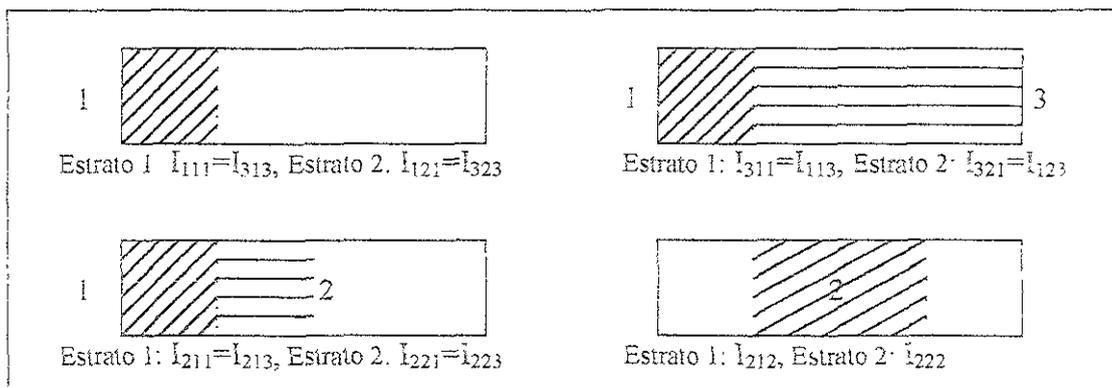


Fig. 3.3.3. Valores de influencia I_{zj} , I_{xj} y I_{yj} .

Los valores de influencia para este análisis se presentan en la tabla.3.3 sirviendo para ambas condiciones de cálculo (estiaje a lluvias y lluvias a estiaje).

Tabla.3 3. Valores de influencia en las direcciones z, x, y.

Punto i, estrato j, carga k	I_{zij}	I_{xij}	I_{yij}
I_{111}	0.487849	0.239461	0.219770
I_{112}	0.000782	0.002986	0.029691
I_{113}	7.84E-06	0.0	0.004606
I_{121}	0.296353	0.048002	0.008775
I_{122}	0.023852	0.057711	0.010254
I_{123}	0.000441	0.003951	0.002953
I_{211}	0.000737	0.006044	0.021116
I_{212}	0.975699	0.478923	0.439539
I_{213}	0.000737	0.006044	0.021116
I_{221}	0.021621	0.045147	0.005896
I_{222}	0.592706	0.096005	0.017551
I_{223}	0.021621	0.045147	0.005896
I_{311}	7.84E-06	0.0	0.004606
I_{312}	0.000782	0.002986	0.029691
I_{313}	0.487849	0.239461	0.219770
I_{321}	0.000441	0.003951	0.002953
I_{322}	0.023852	0.057711	0.010254
I_{323}	0.296353	0.048002	0.008775

Ahora considerando reacción uniforme como primera iteración se calculan los esfuerzos en z, x, y, de cada punto i, los módulos E_{ij} (Janbu), y los módulos de variación volumétrica del suelo ($1/E_{zij}$), en seguida se realiza el análisis estructural y la compatibilidad de deformaciones para conocer las nuevas reacciones en la estructura, los esfuerzos (σ_z , σ_x , σ_y), módulos E_{ij} (Janbu), y los módulos de deformación del suelo que varían de acuerdo a la presión de

confinamiento debido a las reacciones que se presenten al seguir iterando: con las reacciones de la última iteración se calculan las deformaciones del suelo (δ_i), así como los elementos mecánicos de la estructura en cada condición del tiempo que se estudie (condición de época estiaje a lluvias).

Interacción estática en época de estiaje (δ_i debido a la presencia de la estructura).

Se considera la reacción uniforme de $r_1=r_2=r_3=18.7$ t/m y con longitudes $d_1=d_3=2$ m , $d_2= 4$ m y áreas tributarias $a_1=a_3= 4$ m², $a_2= 8$ m² , para ilustrar el proceso se determinará el esfuerzo σ_z del estrato 1 debido a la reacción en el punto 1, con la expresión siguiente.

$$\sigma_{z11} = \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} (r_k d_k / a_k)$$

Expandiendo la ecuación tenemos:

$$\sigma_{z11} = \{ I_{z11} (r_1 d_1 / a_1) \} + \{ I_{z12} (r_2 d_2 / a_2) \} + \{ I_{z13} (r_3 d_3 / a_3) \}$$

Sustituyendo los valores se tiene:

$$\sigma_{z11} = \{ [0.487849 * (18.7 * 2 / 4)] \} + \{ [0.000782 * (18.7 * 4 / 8)] \} + \{ [7.84E-06 * (18.7 * 2 / 4)] \} = 4.568778 \text{ t/m}^2$$

Los esfuerzos σ_x y σ_y se calculan de manera análoga, con los valores de influencia correspondientes a cada dirección.

Ya conocido el esfuerzo, se procede a la determinación de la presión de confinamiento P_c , el módulo E_{11} (Janbu) y el módulo de deformación volumétrica del suelo ($1/E_{v11}$) en el punto 1 del estrato 1, de la manera siguiente.

$P_{c01} = P_{c01} + P_s + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$, donde $P_{c01} = [(1+2k_0) * P_{v1}] / 3$, y $P_{v1} = \gamma_1 * (h_1/2)$, por tanto:

$$P_{v1} = 1.5 \text{ t/m}^3 (0.8 \text{ m} / 2) = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$P_{c01} = [(1 + (2 * 0.4)) * 0.6 \text{ t/m}^2] / 3 = 0.36 \text{ t/m}^2$$

$$P_c = 0.36 \text{ t/m}^2 + 45.0 \text{ t/m}^2 + [(4.568778 + 2.26688 + 2.375524) / 6] = 46.895198 \text{ t/m}^2$$

El módulo E_i con la ecuación de Janbu (3.49), donde $E_o = E_{uorc} = 37.3 \text{ t/m}^2$, $K = 96.5$, $n = 0.569$ y $p_a = 10.3 \text{ t/m}^2$. Sustituyendo valores tenemos:

$$E_i = E_o + K p_a (P_i / p_a)^n$$

$$E_i = 37.3 \text{ t/m}^2 + \{[(96.5 * 10.3 \text{ t/m}^2) * (46.895198 \text{ t/m}^2 / 10.3 \text{ t/m}^2)^{0.569}]\} = 2391.99 \text{ t/m}^2$$

La deformación unitaria del elemento de suelo (ϵ_{ij}) se calcula con ley de Hooke generalizada ecuación(3.50), y tenemos:

$$\epsilon_{ij} = (1/E_i) [\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]_i$$

$$\epsilon_{ij} = (1/2391.99) * [4.568778 - (0.3 * (2.26688 + 2.375524))] = 0.0013278$$

Para el cálculo del módulo de deformación del suelo ($E_{z_{ij}}$).

$$E_{z_{ij}} = \sigma_{z_{ij}} / \epsilon_{ij}$$

$$E_{z_{ij}} = (4.568778 \text{ t/m}^2 / 0.0013278) = 3440.88 \text{ t/m}^2$$

Y para conocer el inverso de este módulo que se conoce como módulo vertical del suelo M_z , se tiene:

$$M_z = 1/E_{z_{ij}}$$

$$M_z = 1/E_{z_{ij}} = (1/3440.88 \text{ t/m}^2) = 0.00029106 \text{ m}^2/\text{t}.$$

Resolviendo de forma análoga para cada punto i en los dos estratos se conocen los esfuerzos σ_z , σ_x , σ_y y los módulos de variación volumétrica del suelo, estos cálculos se presentan en las tablas 3.4. y 3.5 respectivamente, recordando que estos valores corresponden a la primera iteración, para las iteraciones siguientes se resuelve de manera similar, hasta que las reacciones que actúan en la estructura de cimentación convergen.

Tabla 3.4. esfuerzos $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ (1ª Iteración)

Punto ijk	I_{zji}	I_{xji}	I_{yji}	$(r_x d_w / z_k)$	σ_{zji}	σ_{xji}	σ_{yji}
$I_{111}=I_{313}$	0.487849	0.239461	0.219770	9.35	4.561392	2.238963	2.054845
$I_{112}=I_{312}$	0.000782	0.002986	0.029691	9.35	0.007313	0.027922	0.277609
$I_{113}=I_{311}$	7.84E-06	0.0	0.004606	9.35	7.33E-05	0	0.043070
				$\Sigma=$	4.568778	2.266825	2.375524
$I_{121}=I_{323}$	0.296353	0.048002	0.008775	9.35	2.770902	0.448822	0.082050
$I_{122}=I_{322}$	0.023852	0.057711	0.010254	9.35	0.223015	0.539594	0.095874
$I_{123}=I_{321}$	0.000441	0.003951	0.002953	9.35	0.004128	0.036940	0.027612
				$\Sigma=$	2.998045	1.025357	0.205536
I_{211}	0.000737	0.006044	0.021116	9.35	0.006890	0.056511	0.197432
I_{212}	0.975699	0.478923	0.439539	9.35	9.122785	4.477927	4.109691
I_{213}	0.000737	0.006044	0.021116	9.35	0.006890	0.056511	0.197432
				$\Sigma=$	9.136564	4.590949	4.504555
I_{221}	0.021621	0.045147	0.005896	9.35	0.202156	0.422128	0.055131
I_{222}	0.592706	0.096005	0.017551	9.35	5.541804	0.897645	0.164099
I_{223}	0.021621	0.045147	0.005896	9.35	0.202156	0.422128	0.055131
				$\Sigma=$	5.946115	1.741901	0.274361

Tabla 3.5. Valores de módulos de variación volumétrica del suelo (1ª Iteración)

Punto	Estrato	$P_s(t/m^2)$	$P_{co}(t/m^2)$	$P_c(t/m^2)$	$P_e(t/m^2)$	E_{ij}	ε_{ij}	$E_{z_{ij}}$	$1/E_{z_{ij}}$
1	1	0.6	0.36	45	46.8952	2391.99	0.00133	3440.88	0.000291
1	2	2.48	1.488	45	47.1928	2526.54	0.00104	2881.45	0.000347
2	1	0.6	0.36	45	48.3987	2434.64	0.00263	3471.38	0.000288
2	2	2.48	1.488	45	47.8151	2545.30	0.00209	2833.54	0.000353
3	1	0.6	0.36	45	46.8952	2391.99	0.00133	3440.88	0.000291
3	2	2.48	1.488	45	47.1928	2526.54	0.00104	2881.45	0.000347

En seguida se procede al análisis estructural (1ª. iteración), conociendo las matrices de rigideces para cada barra m . Utilizando la matriz \underline{K}_m en el sistema local

$$W = 3.7 \text{ t/m}^2, E = 1,130,000 \text{ t/m}^2, I = 0.05163 \text{ m}^4 \text{ y } L = 4 \text{ m.}$$

Haciendo el producto de EI se tiene, $EI = 58341.90 \text{ t-m}^2$ y las matrices para cada barra son las siguientes (no se considera el grado de libertad θ_5 ya que por simetría es cero)

$$\underline{K}_1 = \begin{array}{cccc|c} & \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 & \\ \hline & 58341.90 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 & \theta_4 \\ & 29170.95 & 58341.90 & -21878.21 & 21878.21 & \theta_5 \\ & -21878.21 & -21878.21 & 10939.11 & -10939.11 & \delta_1 \\ & 21878.21 & 21878.21 & -10939.11 & 10939.11 & \delta_2 \end{array}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{array}{cccc|c} & \theta_5 & \theta_6 & \delta_2 & \delta_3 & \\ \hline & 58341.90 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 & \theta_5 \\ & 29170.95 & 58341.90 & -21878.21 & 21878.21 & \theta_6 \\ & -21878.21 & -21878.21 & 10939.11 & -10939.11 & \delta_2 \\ & 21878.21 & 21878.21 & -10939.11 & 10939.11 & \delta_3 \end{array}$$

La matriz acoplada K será:

$$\underline{K} = \begin{array}{ccccc|c} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_6 & \\ \hline & 10939.11 & -10939.11 & 0 & -21878.21 & 0 & \delta_1 \\ & -10939.11 & 21878.21 & -10939.11 & 21878.21 & -21878.21 & \delta_2 \\ & 0 & -10939.11 & 10939.11 & 0 & 21878.21 & \delta_3 \\ & -21878.21 & 21878.21 & 0 & 58341.90 & 0 & \theta_4 \\ & 0 & -21878.21 & 21878.21 & 0 & 58341.90 & \theta_6 \end{array}$$

Los vectores de cargas de empotramiento (\underline{P}^c) de las barras m son los siguientes:

$$\underline{P}_1^c = \begin{array}{c|cccc|c} 4.933333 & -0.916667 & r_1 & -0.416667 & r_2 & \theta_4 \\ -4.933333 & +0.416667 & r_1 & +0.916667 & r_2 & \theta_5 \\ -7.40 & +1.625 & r_1 & +0.375 & r_2 & \delta_1 \\ -7.40 & +0.375 & r_1 & +1.625 & r_2 & \delta_2 \end{array}$$

$$\underline{P}_2^c = \begin{array}{c|cccc|c} 4.933333 & -0.916667 & r_2 & -0.416667 & r_3 & \theta_5 \\ -4.933333 & +0.416667 & r_2 & +0.916667 & r_3 & \theta_6 \\ -7.40 & +1.625 & r_2 & +0.375 & r_3 & \delta_2 \\ -7.40 & +0.375 & r_2 & +1.625 & r_3 & \delta_3 \end{array}$$

El vector de cargas de empotramiento total (acoplado) se expresa así:

$$\underline{P}^c = \begin{array}{c|cccc|c} -7.40 & +1.625 & r_1 & +0.375 & r_2 & \delta_1 \\ -14.80 & +0.375 & r_1 & +3.250 & r_2 & +0.375 r_3 & \delta_2 \\ -7.40 & +0.375 & r_1 & +1.625 & r_2 & & \delta_3 \\ 4.93333 & -0.916667 & r_1 & -0.416667 & r_2 & & \theta_4 \\ -4.93333 & +0.416667 & r_1 & +0.916667 & r_2 & & \theta_6 \end{array}$$

El vector de cargas concentradas es:

$$\underline{P}^c = \begin{array}{c|c} -35 & \delta_1 \\ -50 & \delta_2 \\ -35 & \delta_3 \\ 0 & \theta_4 \\ 0 & \theta_6 \end{array}$$

Utilizando la ecuación matricial; $\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = \underline{0}$ y tomando en cuenta que por simetría, $\delta_2 = \delta_3$, $\theta_2 = -\theta_6$ y $r_1 = r_3$, se llega al siguiente sistema de ecuaciones.

$$\begin{array}{rcccccccccccc} & & & & & & & & & & & & \text{Ecs} \\ 10939.11 & \delta_1 & -10939.11 & \delta_2 & -21878.21 & \theta_4 & + 1.625 & r_1 & + 0.375 & r_2 & -42.40 & = 0 & \text{a)} \\ -21878.21 & \delta_1 & 21878.21 & \delta_2 & + 43756.43 & \theta_4 & + 0.750 & r_1 & + 3.250 & r_2 & -64.80 & = 0 & \text{b)} \\ -21878.21 & \delta_1 & 21878.21 & \delta_2 & + 58341.90 & \theta_4 & -0.91667 & r_1 & -0.41667 & r_2 & 4.9333 & = 0 & \text{c)} \end{array}$$

El cálculo de las ecuaciones de hundimientos es el siguiente:

$$\delta_{ijk} = \sum_{j=1}^{nc} (1/E_{ij}) H_{ij} \sum_{k=1}^{m} I_{ijk} ((r_k * d_k) / a_k).$$

Explotando la ecuación anterior para el punto 1, y considerando que $r_1 = r_3$ se tiene:

$$\begin{aligned} \delta_1 = & (1/E_{z11} * H_1) \{ I_{111} * (r_1 d_1 / a_1) + I_{112} * (r_2 d_2 / a_2) + I_{113} * (r_1 d_3 / a_3) \} + \\ & (1/E_{z12} * H_1) \{ I_{121} * (r_1 d_1 / a_1) + I_{122} * (r_2 d_2 / a_2) + I_{123} * (r_1 d_3 / a_3) \} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en la ecuación desarrollada tenemos entonces:

$$\begin{aligned} \delta_1 = & (0.000291 * 0.8) * [0.48785 * (2r_1/4) + 0.0007821 * (4r_2/8) + 7.84E-05 * (2r_1/4)] + \\ & (0.000347 * 1.6) * [0.29635 * (2r_1/4) + 0.02386 * (4r_2/8) + 0.0004415 * (2r_1/4)] \end{aligned}$$

Realizando las operaciones y sumando términos semejantes se llega a la siguiente ecuación:

$$\delta_1 = 0.000139 r_1 + 6.71 E-05 r_2 \quad \text{Ec.d)}$$

Para el punto 2 se resuelve de forma análoga llegando a la siguiente ecuación

$$\delta_2 = 1.24E-05 r_1 + 0.00028 r_2 \quad \text{Ec.e)}$$

Reemplazando las ecuaciones d) y e) en las ecuaciones a), b) y c) se llega al siguiente sistema de ecuaciones simultáneas.

							Ecs.
+3.011371	r_1	-2.611971	r_2	-21878.21	θ_4	-42.40 = 0	f)
-2.022742	r_1	+9.223941	r_2	+43756.43	θ_4	-64.80 = 0	g)
-3.689409	r_1	+5.557275	r_2	+58341.90	θ_4	+4.933 = 0	h)

Resolviendo el sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, por un método numérico, se llega a la siguiente solución del sistema (1ª. Iteración):

$$r_1 = 27.9692 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 9.4308 \text{ t/m}$$

$$\theta_4 = 0.000786 \text{ rad}$$

A estas nuevas reacciones las sustituimos en el cálculo de los esfuerzos, para conocer también los nuevos valores del módulo de variación volumétrica del suelo (m_v), e iterando de forma análoga se llega a la solución que converge el sistema. En la siguiente tabla 3.6. se presentan los valores de las iteraciones realizadas para esta condición (época de estiaje) con interacción

Tabla 3.6. Iteraciones del sistema

Iteraciones	$r_1 = r_2$ (t/m)	r_2 (t/m)	θ_4 (rad)
1	27.9692	9.4308	0.000786
2	27.5994	9.8006	0.000837
3	27.6204	9.7796	0.000834
4	27.6193	9.7807	0.000834
5	27.6193	9.7807	0.000834

Con los valores de la última iteración se determinan las deformaciones de suelo (δ_i), sustituyéndolos en las ecuaciones d) y e) de la última iteración, como se muestra a continuación.

$$\delta_1 = \delta_3 = 0.000143 \text{ m}^2/\text{t} (27.6193\text{t/m}) + 6.978 \text{ E-}06 \text{ m}^2/\text{t} (9.7807 \text{ t/m}) = 0.0040163 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 1.152\text{E-}05 \text{ m}^2/\text{t} (27.6193\text{t/m}) + 0.0002651\text{m}^2/\text{t} (9.7807 \text{ t/m}) = 0.0029109 \text{ m}$$

Entonces los hundimientos que se presentarán en el suelo debido a la presencia de la estructura en época de estiaje son:

$$\delta_1 = \delta_3 = 0.0040163\text{m} = 0.402 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.0029109 \text{ m} = 0.291 \text{ cm}$$

También se pueden conocer los elementos mecánicos de la estructura de cimentación (Barra sobre nudo), sustituyendo los valores de las reacciones, giro y deformaciones del suelo, en las ecuaciones (3.15 a 3.18), teniéndose lo siguiente.

$$M_4 = M_6 = 0.0 \text{ t.m}$$

$$M_5 = 15.6773 \text{ t.m}$$

$$V_4 = 35 \text{ t}$$

$$V_5 = 25 \text{ t}$$

En la fig 3.3.4. se interpretan los elementos mecánicos, así como los diagramas de cortante y momento flexionantes de la estructura de cimentación, obtenidas con el análisis de interacción estática en esta condición (época de estiaje).

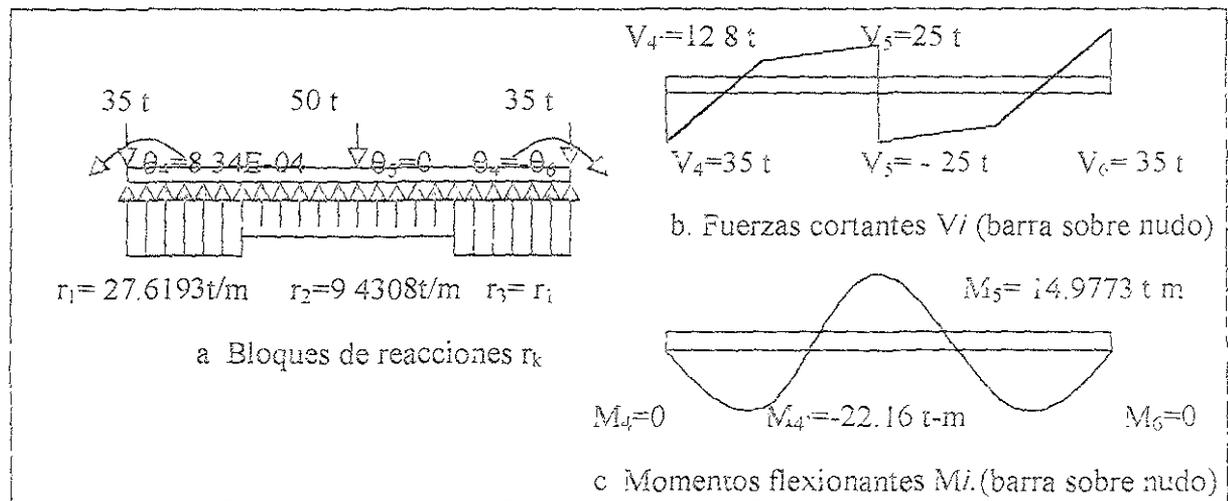


Fig. 3.3.4. Bloques de reacciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes (estiaje).

Cuando se presenta la época de lluvias el suelo cambia de succión (de 45 t/m² a 5.0 t/m²), o sea disminuye su succión, entonces el suelo sufrirá una expansión (calculada con algún método con cambio de succión), pero por la presencia de la estructura se presentará un asentamiento que será calculado con las ecuaciones de asentamiento de la última iteración en época de estiaje adicionadas con las expansiones (δ_{exp}), con estos cálculos conoceremos el movimiento (deformación) que sufrirá el suelo en esta época del año (lluvias)

Continuando con el procedimiento y resolviendo el sistema de ecuaciones resultante se conocen las reacciones, giros y las deformaciones en el suelo para la época de lluvias. Estos cálculos se presentan posteriormente para ilustrar más el problema.

Después de haber realizado la interacción en época de estiaje, se tienen las ecuaciones de asentamientos de la última iteración en donde se procede a la adición de las expansiones que se tienen en el suelo por el cambio de succión (época de lluvias), quedando como la ecuación (3 18) siguiente:

$$\delta_{ijk} = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{nc} (1/E_{ij}) H_{ij} \sum_{k=1}^{nc} l_{ijk} ((r_k * \bar{a}_k) / a_k).$$

Sustituyendo valores de expansiones (mayor en los extremos) calculadas con el método no lineal de deformación en suelos parcialmente saturados por cambio de succión descrito en el capítulo III 2. I., ($\delta_{exp 1} = -0.06406$ m y $\delta_{exp 2} = -0.06070$ m) en las ecuaciones de asentamientos de la última iteración de la época de estiaje, se llegan a las dos ecuaciones siguientes:

$$\delta_1 = -0.06406 + 0.000143 r_1 + 6.978 E-06 r_2 \quad \text{Ec.d)}$$

$$\delta_2 = -0.06070 + 1.152E-05 r_1 + 0.0002651 r_2 \quad \text{Ec.e)}$$

De forma análoga al proceso anterior se sustituyen estas ecuaciones en las ecuaciones a), b) y c) resultando el siguiente sistema de ecuaciones simultáneo.

$$\begin{array}{rclclclclcl}
 +3.062684 & r_1 & -2.448414 & r_2 & -21878.21 & \theta_4 & -79.155 & = 0 & f) \\
 -2.125368 & r_1 & +8\ 896827 & r_2 & +43756.43 & \theta_4 & +8.711 & = 0 & g) \\
 -3.792035 & r_1 & +5\ 2301604 & r_2 & +58341.90 & \theta_4 & -78.444 & = 0 & h)
 \end{array}$$

Resolviendo el sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, por un método numérico, se llega a la solución del sistema en época de lluvias:

$$r_1 = 31.9377 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 5.4623 \text{ t/m}$$

$$\theta_4 = 0.00024 \text{ rad}$$

Sustituyendo estas reacciones en las ecuaciones d) y e), se obtienen las deformaciones de suelo (δ_i), como se muestra a continuación.

$$\delta_1 = \delta_3 = -0.06406\text{m} + 0.000143 \text{ m}^2/\text{t}(31.9377\text{t/m}) + 1.978\text{E-}06 \text{ m}^2/\text{t}(5.4623 \text{ t/m}) = -0.059456\text{m}$$

$$\delta_2 = -0.06070\text{m} + 1.152\text{E-}05 \text{ m}^2/\text{t}(31.9377\text{t/m}) + 0.0002651 \text{ m}^2/\text{t}(5.4623\text{t/m}) = -0.058884\text{m}$$

Entonces las deformaciones que se presentan en el suelo pasando a época de lluvias serán

$$\delta_1 = \delta_3 = -0.059456\text{m} = -5.9456 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = -0.058884 \text{ m} = -5.8884 \text{ cm}$$

Ahora se pueden conocer los elementos mecánicos de la estructura de cimentación (Barra sobre nudo), sustituyendo los valores de las reacciones, giro y deformaciones del suelo, en las ecuaciones (3.19 a 3.22)

$$M_4 = M_6 = 0.0 \text{ t-m}$$

$$M_5 = 32.95076 \text{ t-m}$$

$$V_4 = 35 \text{ t}$$

$$V_5 = 25 \text{ t}$$

En la fig. 3.3 5. se interpretan los elementos mecánicos, así como los diagramas de cortante y momento flexionantes de la estructura de cimentación, obtenidas con el análisis de interacción estática con expansión en esta condición (época de lluvias)

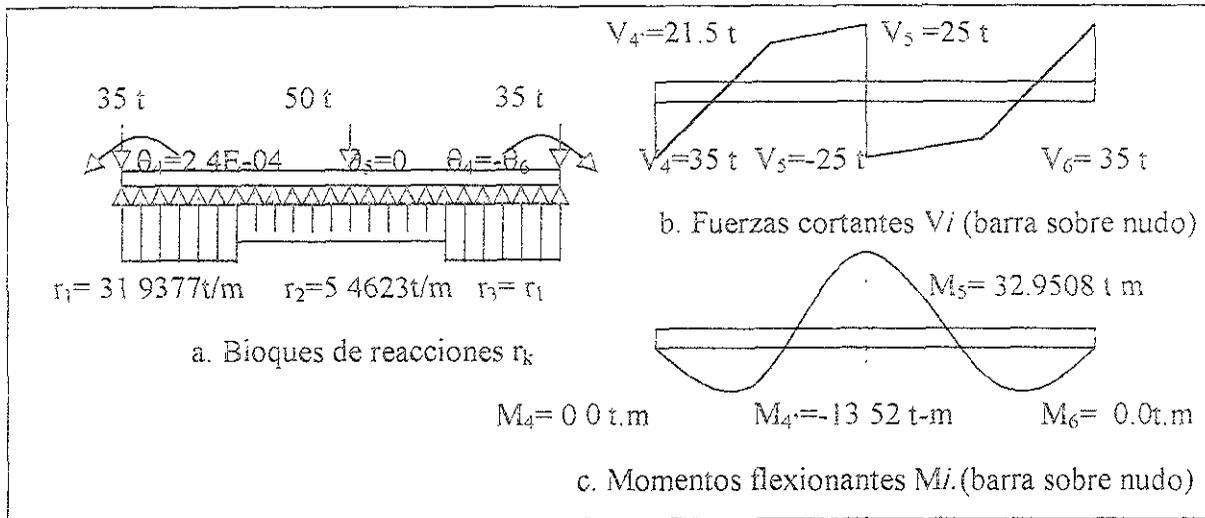


Fig 3.3.5. Bloques de reacciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes (lluvias).

Entonces en esta condición de estiaje a lluvias se presentará un asentamiento total en el suelo debido a cambios de humedad, succión del suelo y presencia de la estructura que será de

δ en época de estiaje + δ en época de lluvias = deformación total del suelo (δ_t)

$$0.00402 \text{ m} + -0.059456 \text{ m} = -0.055436 \text{ m} = \delta_1 = \delta_3$$

$$0.002911 \text{ m} + -0.058884 \text{ m} = -0.055973 \text{ m} = \delta_2$$

Interpretando estos resultados se tiene el siguiente esquema de deformación (fig.3.3.6)

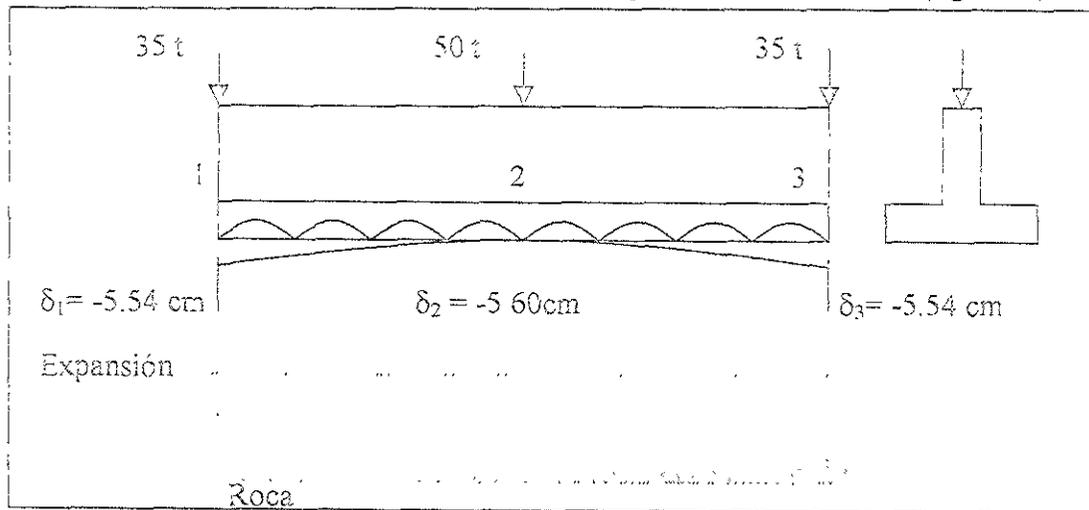


Fig. 3.3.6. Representación de la deformación del suelo total en época de estiaje a lluvias
(Expansión en el suelo por el cambio de succión)

Este es el proceso que se sigue para determinar la deformación que se presenta en este tipo de suelo (arcillas expansivas), en la primera condición que se propone (estiaje a lluvias)

INTERACCIÓN ESTÁTICA (época de lluvias a estiaje)

Para la segunda condición propuesta (lluvias a estiaje), se procede de forma similar, realizando el análisis de interacción estática en época de lluvias (succión de 5.0 t/m^2), con la cual se conoce la deformación del suelo por presencia de la estructura y después al pasar a época de estiaje se calcula la deformación que sufre el suelo, esto con la última iteración de la época de lluvias adicionándole la contracción por cambio de succión (de 5.0 a 45 t/m^2), para luego conocer la deformación total que presentará el suelo en esta condición de lluvias a estiaje.

A continuación se presentan los resultados arrojados por el análisis de interacción estática en época de lluvias (deformaciones), la cual se tiene en cuatro iteraciones, así como el análisis en época de estiaje (deformación por cambio de succión). Posteriormente se tiene la deformación total que sufre el suelo, sumando ambos análisis de esta segunda condición.

En la tabla 3.7. se presentan los resultados de las reacciones en cuatro iteraciones. Las deformaciones del suelo son calculadas con los resultados de la última iteración, así como los elementos mecánicos de la estructura de cimentación que se analiza.

Tabla 3.7. Valores de las reacciones, giros en las iteraciones (época de lluvias).

Iteraciones	$r_1 = r_3$ (t/m)	r_2 (t/m)	θ_4 (rad)
1	26.4355	10.9645	0.000996
2	26.3869	11.0131	0.001003
3	26.3880	11.0120	0.001003
4	26.3880	11.0120	0.001003

Con la última iteración se calculan las deformaciones de manera similar a los análisis anteriores, las cuales son:

$$\delta_1 = \delta_3 = 0.010788 \text{ m} = 1.0788 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.0092048 \text{ m} = 0.92048 \text{ cm}$$

También se conocen los elementos mecánicos de la estructura de cimentación (Barra sobre nudo), sustituyendo los valores de las reacciones, giro y deformaciones del suelo, en las ecuaciones (3.19 a 3.22) teniendo:

$$M_4 = M_6 = 0.0 \text{ t-m}$$

$$M_5 = 10.7518 \text{ t-m}$$

$$V_4 = 35 \text{ t}$$

$$V_5 = 25 \text{ t}$$

Después de haber realizado la interacción en época de lluvias, se tienen las ecuaciones de asentamientos de la última iteración en donde se procede a la adición de las contracciones que se tienen en el suelo por el cambio de succión (época de estiaje), quedando la ecuación (3.18) siguiente:

$$\delta_{ijk} = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\frac{1}{E_{ij}}) \bar{H}_{ij} \sum_{k=1}^{nr} \bar{I}_{ijk} ((r_k * d_k) / a_k).$$

Sustituyendo valores de contracciones (calculadas con el método descrito en el capítulo III 2.1. $\delta_{cont 1} = 0.06286$ m y $\delta_{cont 2} = 0.06296$ m) en las ecuaciones de asentamientos de la última iteración de la época de lluvias, se llegan a las dos ecuaciones siguientes:

$$\delta_1 = 0.06286 + 0.0004006 r_1 + 1.966E-05 r_2 \quad \text{Ec.d)}$$

$$\delta_2 = 0.06296 + 3.294E-05 r_1 + 0.0007569 r_2 \quad \text{Ec.e)}$$

De forma análoga al proceso anterior se sustituyen estas ecuaciones en las ecuaciones a), b) y c) resultando el siguiente sistema de ecuaciones simultáneo.

$$+5.64732 r_1 - 7.690224 r_2 - 21878.21 \theta_4 - 43.494 = 0 \quad \text{f)}$$

$$-7.294643 r_1 + 19.380448 r_2 + 43756.43 \theta_4 - 62.612 = 0 \quad \text{g)}$$

$$-8.96131 r_1 + 15.713782 r_2 + 58341.90 \theta_4 + 7.121 = 0 \quad \text{h)}$$

Resolviendo el sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, por un método numérico, se llega a la solución del sistema en época de estiaje.

$$r_1 = 26.4549 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 10.9451 \text{ t/m}$$

$$\theta_4 = 0.00099 \text{ rad}$$

Sustituyendo estas reacciones en las ecuaciones d) y e), se obtienen las deformaciones de suelo (δ_i), que son las siguientes:

$$\delta_1 = \delta_3 = 9.37367 \text{ mm} = 7.367 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.07212 \text{ m} = 7.212 \text{ cm}$$

Entonces en esta condición de lluvias a estiaje se presentará un asentamiento total en el suelo debido a cambios de humedad, succión del suelo y presencia de la estructura que será de

δ en época de lluvias + δ en época de estiaje = deformación total del suelo (δ_1)

$$0.010788 \text{ m} + 0.07367 \text{ m} = 0.08446 \text{ m} = \delta_1 = \delta_3$$

$$0.0092048 \text{ m} + 0.07212 \text{ m} = 0.081325 \text{ m} = \delta_2$$

Interpretando estos resultados se tiene el siguiente esquema de deformación (fig 3.3.9).

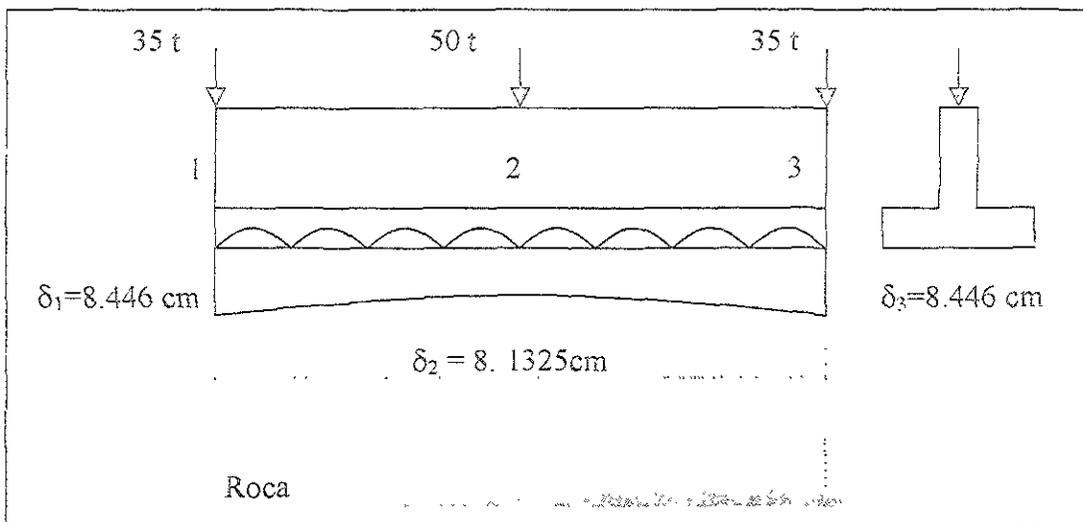


Fig. 3.3.9 Representación de la deformación del suelo total en época de lluvias a estiaje.

Por lo tanto este es el procedimiento análogo para determinar la deformación que se presenta en este tipo de suelo (arcillas expansivas), en la segunda condición que se propone (lluvias a estiaje).

Con estos ejemplos se visualiza la deformación que sucede en una arcilla expansiva al estar sometida a cambios fuertes de temperatura, humedad, succión, así como por la presencia de cierta estructura. Todo esto al pasar de una época del año a otra, calculando estos movimientos con el método tridimensional de interacción estática suelo-estructura combinado con la ecuación de Janbu. Todos estos cálculos pueden realizarse de una manera más fácil con el programa INTSUEAR que se presenta en el anexo I de este trabajo

III.4. COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS APLICADO.

Con la realización de los análisis de interacción estática suelo-estructura con la aplicación de la ecuación de Janbu (E_i) en el suelo, para las condiciones del año (ciclos estacionales), se procederá a comparar resultados de cada condición propuesta (estiaje a lluvias y lluvias a estiaje), y así observar como el análisis realizado en este trabajo, nos proporciona el comportamiento de una arcilla expansiva sometida a una carga (estructura), a cambios de succión debido a fuertes variaciones de humedad o de temperatura. Si este método arroja resultados realistas, se podrá decir que este método es factible de utilizarse en la práctica de la Mecánica de Suelos.

Para una mejor comparación y apreciación de resultados, se procedió a realizar el mismo ejercicio resuelto anteriormente con dos barras, pero ahora haciendo que la estructura se dividiera en cuatro barras y cuatro estratos, como se observa en la figura 3.3.10, esto con el fin de obtener valores más representativos de lo que sucede en el análisis de esta estructura y así ver mejor la variación que presenta el suelo de estar en una época del año y pasar a la otra época (estiaje a lluvias o viceversa).

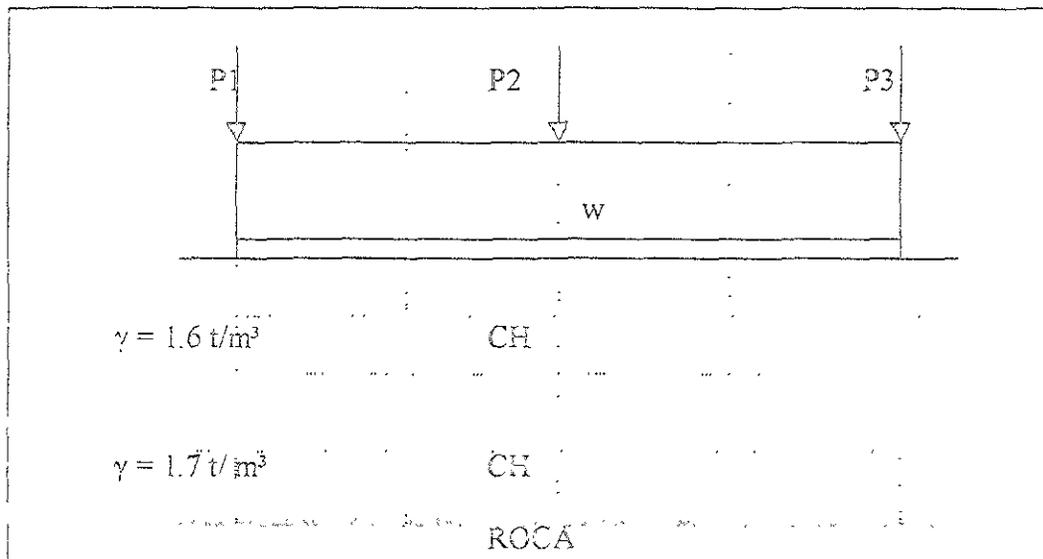


Fig. 3.3 10. División de la estructura para mejor precisión de los resultados.

En la tabla 3.8. se comparan los resultados de la primera condición (estiaje a lluvias), presentando las deformaciones, deformaciones diferenciales, así como los elementos mecánicos y deformación total del suelo, en el caso de la época de lluvias se consideraron expansiones mayores a los extremos ($\delta_{Exp1} = \delta_{Exp5} = -0.06406$ m, $\delta_{Lxp2} = \delta_{Lxp4} = -0.06100$ m) y menor al centro ($\delta_{Exp3} = -0.06070$ m), estas expansiones calculadas con el método no lineal descrito en el capítulo III.2.1 de este trabajo.

Tabla 3.8 Resultados de interacción estática con Janbú en época de estiaje a lluvias

Con expansiones mayores a los extremos.

Deformaciones y Deformación diferencial	Elementos Mecánicos	Deformaciones y Deformación diferencial	Elementos mecánicos
(ESTIAJE)		(LLUVIAS)	
Deformaciones	Momentos F.	Deformaciones	Momentos F.
$\delta_1 = \delta_5 = 0.00495$ m	$M_6 = M_{10} = 0$ t-m	$\delta_1 = \delta_5 = -0.05685$ m	$M_6 = M_{10} = 0$ t-m
$\delta_2 = \delta_4 = 0.00398$ m	$M_7 = M_9 = 17.18$ t-m	$\delta_2 = \delta_4 = -0.05683$ m	$M_7 = M_9 = -8.87$ t-m
$\delta_3 = 0.00398$ m	$M_8 = 13.263$ t-m	$\delta_3 = -0.05639$ m	$M_8 = 26.948$ t-m
Deformación Diferencial	Fuerzas Cortantes	Deformación Diferencial	Fuerzas Cortantes
$\delta_{1,2} = 0.00097$ m	$V_1 = 35.00$ ton	$\delta_{1,2} = 0.00002$ m	$V_1 = 35.00$ ton
$\delta_{2,4} = 0.0$ m	$V_2 = 6.087$ ton	$\delta_{2,4} = 0.00044$ m	$V_2 = 10.649$ ton
Distorsión angular θA	$V_3 = 25.00$ ton	Distorsión angular θA	$V_3 = 25.00$ ton
$\theta A_{1,2} = 0.000485$		$\theta A_{1,2} = 0.00001$	$\delta_{Exp1} = -0.06406$ m $\delta_{Exp2} = -0.06100$ m $\delta_{Exp3} = -0.06070$ m
$\theta A_{2,4} = 0.0$		$\theta A_{2,3} = 0.00022$	
		Expansiones del suelo	
Deformación total en el	Suelo (estiaje +	Lluvias) $\delta_1 = -0.05190$ m	$\delta_2 = -0.05285$ m
		$\delta_3 = -0.05241$ m	

Para comprender mejor el comportamiento de la arcilla expansiva en la época de lluvias también se realizaron análisis con expansiones menores a los extremos y mayor al centro, esto para ver el cambio de las deformaciones diferenciales y de los elementos mecánicos que se presentan, esto es en el caso de tener fugas de aguas en la zona donde se pretenda construir la obra y poderlas considerar en el análisis a realizar. Los resultados para este caso se presentan en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9. Resultados de la época de lluvias con expansión mayor al centro.

Deformaciones y Deformación diferencial	Elementos Mecánicos
LLUVIAS	
Deformaciones	Momentos F.
$\delta_1 = \delta_5 = -0.055057$ m	$M_6 = M_{10} = 0$ t-m
$\delta_2 = \delta_4 = -0.056746$ m	$M_7 = M_9 = -22.09$ t-m
$\delta_3 = -0.057115$ m	$M_8 = 0.898$ t-m
Deformación Diferencial	Fuerzas Cortantes
$\delta_{1,2} = 0.00169$ m	$V_1 = 35.00$ ton
$\delta_{2,3} = 0.000369$ m	$V_2 = 1.967$ ton
Distorsión angular θ_A	$V_3 = 25.00$ ton
$\theta_{A_{1,2}} = 0.000845$	$\delta_{Exp1} = \delta_{Exp5} = -0.06070$ m
$\theta_{A_{2,3}} = 0.0001844$	$\delta_{Exp2} = \delta_{Exp4} = -0.06100$ m
Expansiones en el suelo.	$\delta_{Exp3} = -0.06406$ m

Para visualizar estos resultados se presentan gráficas de los diagramas de deformaciones y elementos cortantes (Fuerza cortante y momento flexionante), solo para la primera condición (estiaje a lluvias), con esto nos permitirá observar si las deformaciones diferenciales están en

los valores permisibles que puede presentar una estructura. Estas gráficas se presentan en las figuras 3.3.11 a la 3.3.17

Comparando los resultados del método de interacción estática con Janbú se tiene que las deformaciones varían en un 1250%, las deformaciones diferenciales en un 4500% y los elementos mecánicos (cortantes y momentos) en un 200%, de estar en época de estiaje al pasar a la época de lluvias (expansiones mayores a los extremos), estos porcentajes son de manera similar en la segunda condición (lluvias a estiaje) Los Elementos mecánicos pueden ser comprobados con fórmulas que se presentan en el anexo II de este trabajo.

Cuando se presentan expansiones mayores al centro, las deformaciones en el suelo son también mayores al centro, variando de la misma manera que el análisis anterior (expansión mayor a los extremos), para este método propuesto.

Por lo tanto, en este trabajo realizado se puede recomendar ampliamente el método de interacción estática suelo-estructura con la aplicación de la ecuación de Janbu en el suelo, debido a que los resultados en las deformaciones diferenciales son pequeños (0.5 mm a 1.7 mm) y en los momentos flexionantes se tienen cambios notables los cuales muestran una idea más real del comportamiento de la estructura de cimentación, así como en de las arcillas expansivas sometida a ciertas cargas

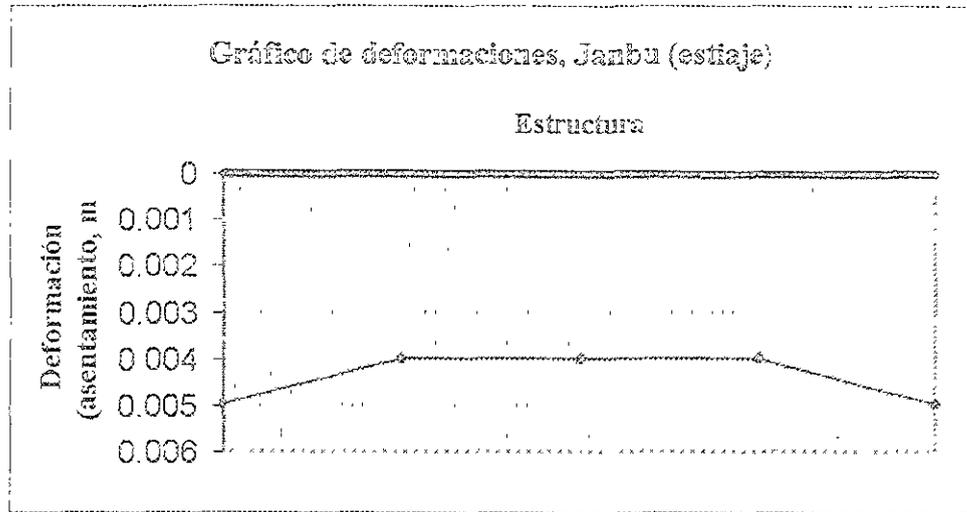


Fig. 3 3.11. Diagrama de deformacion en la época de estiaje.

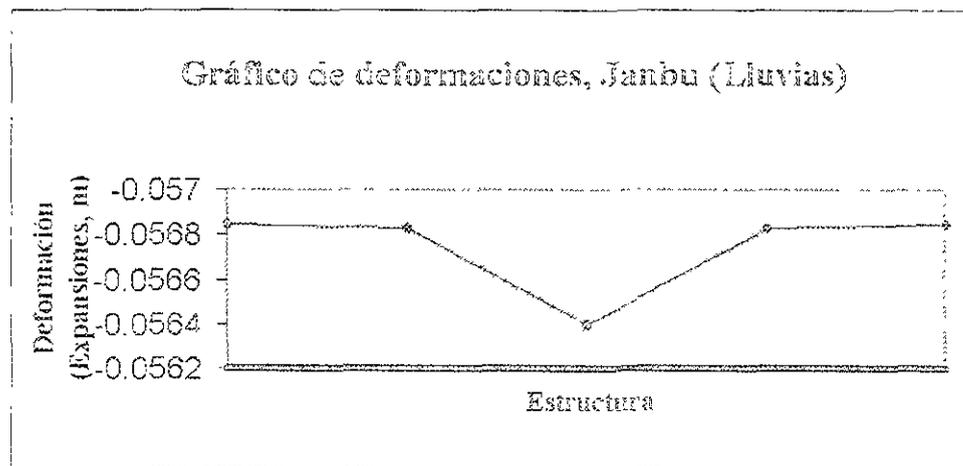


Fig. 3 3.12 Diagrama de deformacion al pasar a la época de lluvias

Cortante	
$V_0 = -35.00$	ton
$V_1 = -2.726$	ton
$V_2 = 6.087$	ton
$V_3 = 14.90$	ton
$V_4 = 25.00$	ton
$V_5 = -25.00$	ton
$V_6 = -14.90$	ton
$V_7 = -6.089$	ton
$V_8 = 2.724$	ton
$V_9 = 35.00$	ton

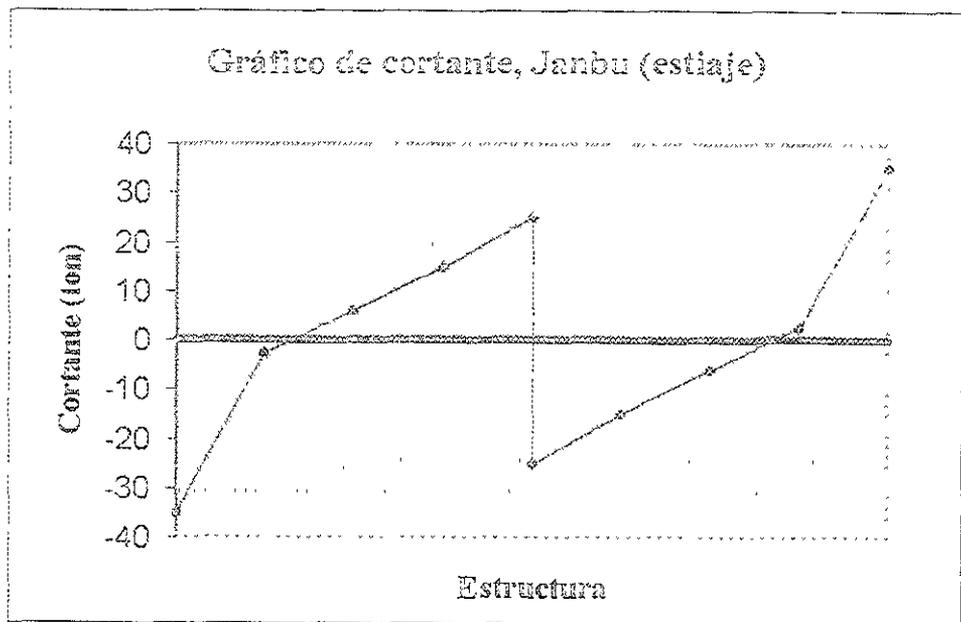


Fig.3.3.13 Diagrama de cortante actuante en la estructura (estiaje)

Momentos	
$M_0 = 0$	t-m
$M_1 = -18.86$	t-m
$M_2 = -17.18$	t-m
$M_3 = -6.689$	t-m
$M_4 = 13.261$	t-m
$M_5 = -6.691$	t-m
$M_6 = -17.18$	t-m
$M_7 = -18.87$	t-m
$M_8 = 0$	t-m

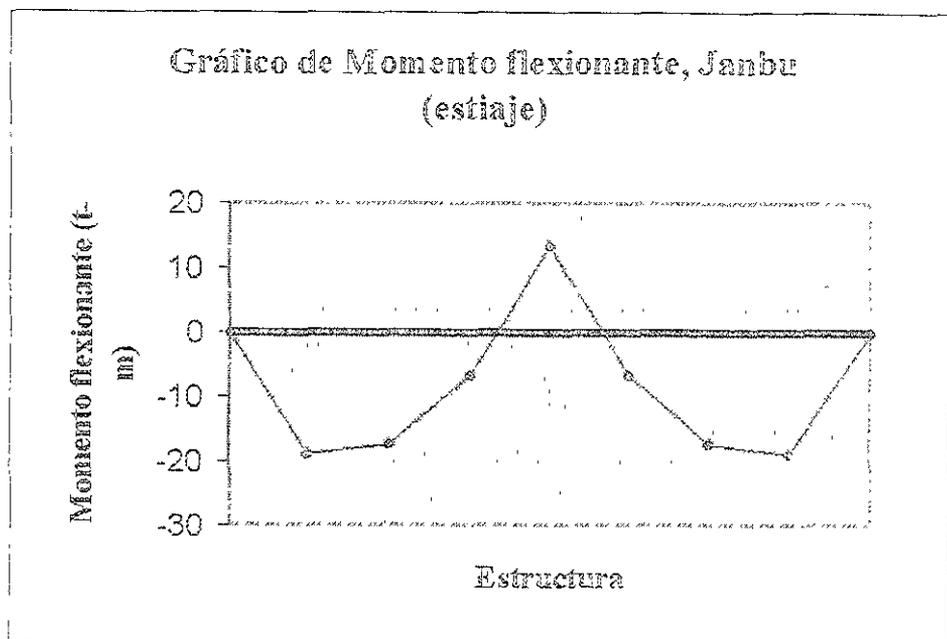


Fig. 3.3.14. Diagrama de momento flexionante actuante en la estructura, (estiaje)

Cortante	
$V_0 = -35.00$	ton
$V_1 = 3.31$	ton
$V_2 = 10.65$	ton
$V_3 = 17.99$	ton
$V_4 = 25.00$	ton
$V_5 = -25.00$	ton
$V_6 = -17.99$	ton
$V_7 = -10.65$	ton
$V_8 = -3.31$	ton
$V_9 = 35.00$	ton

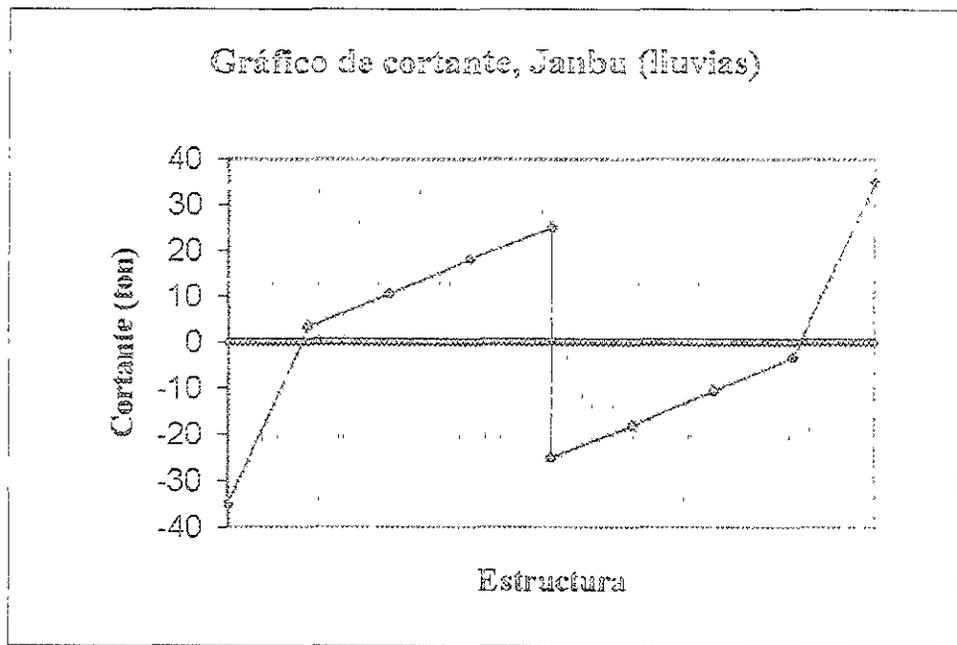


Fig.3.3.15. Diagrama de cortante actuante en la estructura (lluvias)

Momentos	
$M_0 = 0$	t-m
$M_1 = -15.84$	t-m
$M_2 = -8.87$	t-m
$M_3 = 5.455$	t-m
$M_4 = 26.95$	t-m
$M_5 = 5.457$	t-m
$M_6 = -8.86$	t-m
$M_7 = -15.84$	t-m
$M_8 = 0$	t-m

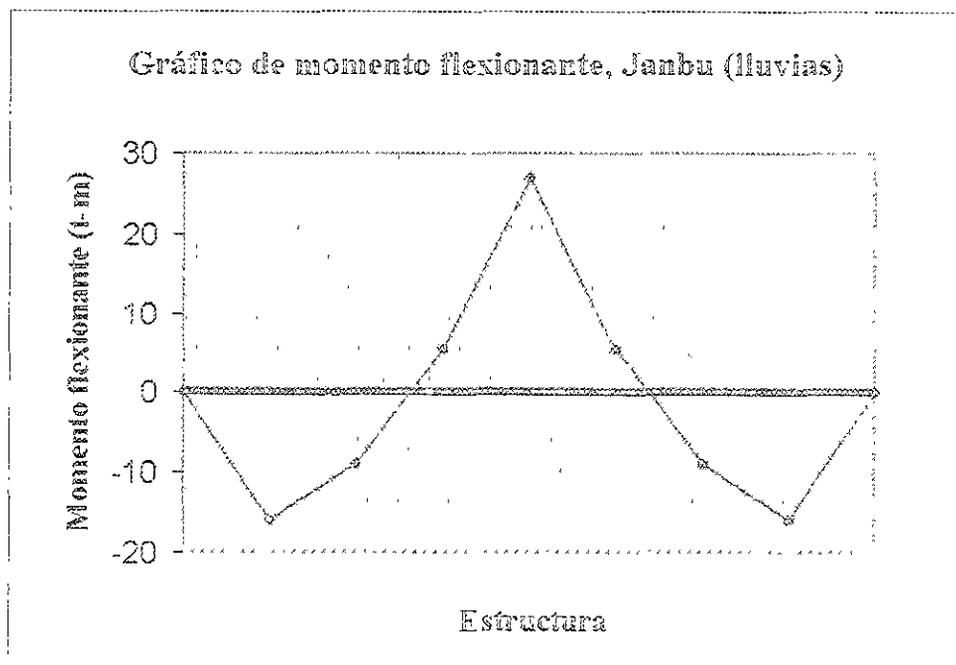


Fig. 3.3.16 Diagrama de momento flexionante actuante en la estructura (lluvias)

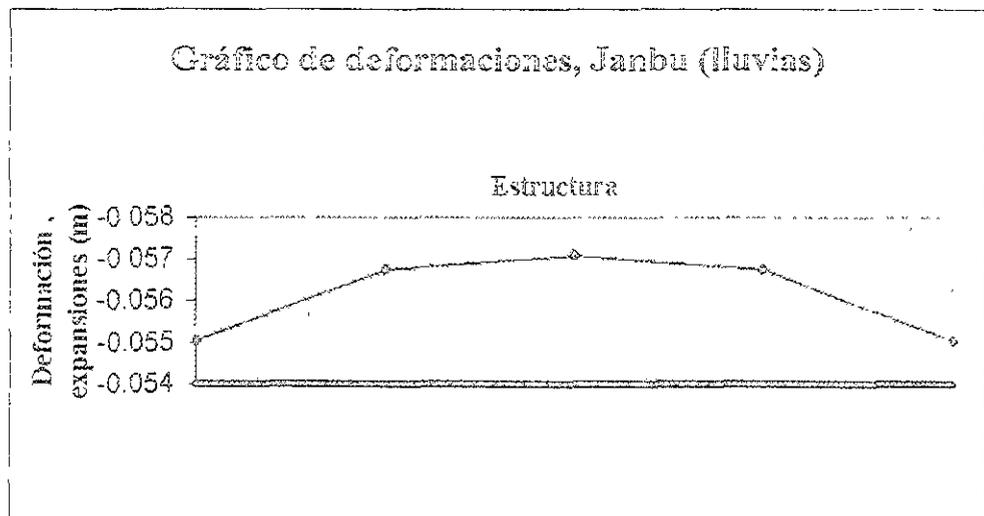


Fig 3.3.17. Diagrama de deformación en la época de lluvias con expansiones mayores al centro.

IV. CONCLUSIONES.

En este trabajo se realizó un análisis cuando una estructura de cimentación es desplantada en un suelo cohesivo parcialmente saturado (arcilla expansiva).

Las principales conclusiones que se pueden señalar del contenido de este trabajo son las siguientes:

- 1.- Es posible realizar el análisis de interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas en tres dimensiones, tomando en cuenta toda la estructura, así como todos los estratos del subsuelo y obtener tanto deformaciones diferenciales y elementos mecánicos que actúan en la estructura en general, como en cualquier punto que se desee en la estructura de cimentación, en particular
- 2 - El análisis de interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones (Deméneghi, 1996) fue modificado al adaptarle la ecuación de Janbu (E_i), debido a que toma en cuenta la no linealidad del suelo con la presión de confinamiento P_c .
- 3.- En este análisis se considera el efecto de la succión en el suelo, por lo que es necesario medir esta succión ya sea en campo o laboratorio, para así estimar de manera más realista las expansiones y contracciones que se presenten en las arcillas expansivas.
- 4 - El análisis de interacción estática permite tomar en cuenta la rigidez de la estructura, así como las expansiones o contracciones del terreno, para luego conocer los desplazamientos diferenciales y los elementos mecánicos que se presenten
- 5 - Los movimientos del suelo (arcilla expansiva) afectan principalmente en las deformaciones diferenciales, así como en los elementos mecánicos al pasar de una época del año a la otra,

teniendo variaciones como por ejemplo en deformaciones diferenciales en un 4500 % y en momento flexionante de un 50 % al estar en estiaje y pasar a lluvias.

6 - Por lo anteriormente mencionado, es necesario que en el análisis de interacción estática para estructuras cimentadas en arcillas expansivas se tomen en cuenta estos movimientos para así poderla diseñar. Asimismo, podremos conocer la rigidez de la estructura, tal que se garantice que los movimientos diferenciales sean permisibles y así evitar los agrietamientos de la mampostería de los muros.

En resumen, esta interacción estática tridimensional combinada con la ecuación de Janbu aplicada al suelo, proporciona los desplazamientos diferenciales y elementos mecánicos en la estructura, permitiendo hacer un diseño estructural capaz de resistir las acciones que generen estos suelos (arcillas expansivas).

ANEXO I. PROGRAMA DE COMPUTADORA "INTSUEAR .FOR".

Este anexo contiene al programa llamado "INTSUEAR .FOR" que sirve para realizar análisis tridimensional de interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas con el método de cálculo (Deméneghi, 1996) expuesto en el cuerpo de este trabajo, realizándose una adaptación de la ecuación de Janbu, para el caso de las arcillas expansivas al programa del Ing. Héctor Sanginés C. Propuesta para suelos friccionantes.

Este programa es aplicable a estructuras formadas con base a barras ortogonales e inclinadas permitiendo obtener las reacciones del terreno sobre todas las barras definidas de la estructura de cimentación, así como los desplazamientos de todos los nudos formados por las intersecciones de las barras de la estructura, los giros, los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes de barra sobre nudo, de todos los elementos definidos en la estructura analizada. Este análisis utiliza el método de rigideces para realizar el análisis estructural del sistema.

Las hipótesis en que se basa este método de análisis, así como sus limitaciones son expresadas en el capítulo III, de este trabajo.

El programa está desarrollado en lenguaje FORTRAN y consta de las siguientes subrutinas, las cuales realizan lo que se indica en cada una de ellas:

SUB200:	Obtiene los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z
MATRCI:	Obtiene la matriz de rigideces de la cimentación
MATRSE:	Obtiene la matriz de rigideces de la superestructura
SUB204:	Resuelve el sistema de ecuaciones
SUB247:	Resuelve el sistema de ecuaciones
LECB:	Lectura de datos de barras
LECC:	Lectura de cargas concentradas y de empotramiento
GEOM:	Lectura de coordenadas
PROSU:	Lectura de propiedades del suelo y cálcula presiones del suelo
VALINF:	Calcula valores de influencia I_x , I_y y I_z
BOUSSI:	Calcula esfuerzos I_x , I_y y I_z
FLSC:	Matriz de flexibilidades lineal sin confinamiento (caso a)
FLCC:	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento (caso b)
FNLCC:	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento, variando el módulo de

	Deformación del suelo (caso c)
HUND:	Calcula los hundimientos
EMECCI:	Calcula elementos mecánicos en cimentación
EMECSE:	Calcula elementos mecánicos en superestructura

El archivo de datos que se debe preparar es el siguiente

Datos de la estructura y tipo de análisis

NG:	Grados de libertad
NBC:	No. de barras de la cimentación
NBSE:	No. de barras de la superestructura
FC:	Factor de carga
EN:	No. de estratos
N:	Número de puntos de la retícula
KANAL:	Tipo de análisis que realizará el programa (0 al 4), este caso será 4 por arcillas Expansivas (Janbu).
PS:	Presión de succión (t/m^2)
Ba:	Absorción de moléculas de agua
Pt:	Presión de tensión (t/m^2)
PSo:	Presión de succión inicial (t/m^2)
PSf:	Presión de succión final (t/m^2).

NI:	No. de barras
E:	Módulo de deformación de la barra (t/m^2)
AI:	Momento de inercia de la barra (m^4)
AL:	Longitud de la barra (m)
W:	Carga repartida (t/m)
LTP:	Giro en el punto P (qp)
LTQ:	Giro en el punto Q (qq)
LDR:	Desplazamiento en el punto P (dr)
LDS:	Desplazamiento en el punto Q (ds)

NI:	Número de punto
P:	Carga concentrada (ton)

Datos geométricos.

NI:	Número de reacciones
XP:	Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
YP:	Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
XI:	Coordenada en X del punto inicial del área (m)
XF:	Coordenada en X del punto final del área (m)
YI:	Coordenada en Y del punto inicial del área (m)
YF:	Coordenada en Y del punto final del área (m)

Datos del suelo.

NI:	Número de punto
NJ:	Número de estrato
Z:	Profundidad media del estrato (m)
AH:	Espesor del estrato (m)
AMZ:	Módulo de deformación volumétrica del estrato (t/m^2)
ANU:	Relación de Poisson
GAMA:	Peso volumétrico del suelo (t/m^3)
AKO:	Coefficiente de presión de tierra en reposo
AKA:	Coefficiente k del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_1
AN:	Coefficiente n del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_1
DI:	Deformación en el suelo (expansión o contracción) en (m)

Datos geométricos.

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

Para observar el uso de este programa se tomará como ejemplo el ejercicio realizado paso a paso en este trabajo, que es el de la zapata corrida de dos entrejes (fig.3 3.1) cimentada en una arcilla expansiva. La geometría, las propiedades de la estructura y del suelo se indican en las figuras., esto es con el fin de visualizar como el programa facilita la elaboración de este ejercicio

Para la comparación y discusión de los resultados del método de interacción estática suelo-estructura propuesto, así como la visualización del uso del programa de computadora presentado, se utilizará una estructura sencilla que será una zapata corrida sometida a carga uniforme repartida y con tres cargas concentradas, cimentada en una arcilla expansiva (formada por dos estratos). Esta estructura será dividida en cuatro barras, por lo que se tendrán cinco nudos o sea diez grados de libertad con cinco bloques de reacción uniforme.

Para el uso del programa INTSUEAR.FOR. se requiere formar el archivo de datos que se mencionó anteriormente conteniendo la información de la estructura que se analizará.

Todos los datos se introducen en formato libre, separados por una coma entre sí

Los resultados proporcionados por el programa se presentan en tres bloques:

- a) Grado de libertad, reacciones y giros.
- b) Nudo, deformación en el nudo (hundimiento o expansión).
- c) Barra, grado de libertad, momento (M), grado de libertad, cortante (V).

A continuación se presenta el diagrama de bloques, el listado del programa y los archivos de datos formado para el ejemplo resuelto paso a paso en la sección III.3 y el que sirvió para la comparación de los resultados (sección III.4), así como los archivos de resultados obtenidos por el programa.

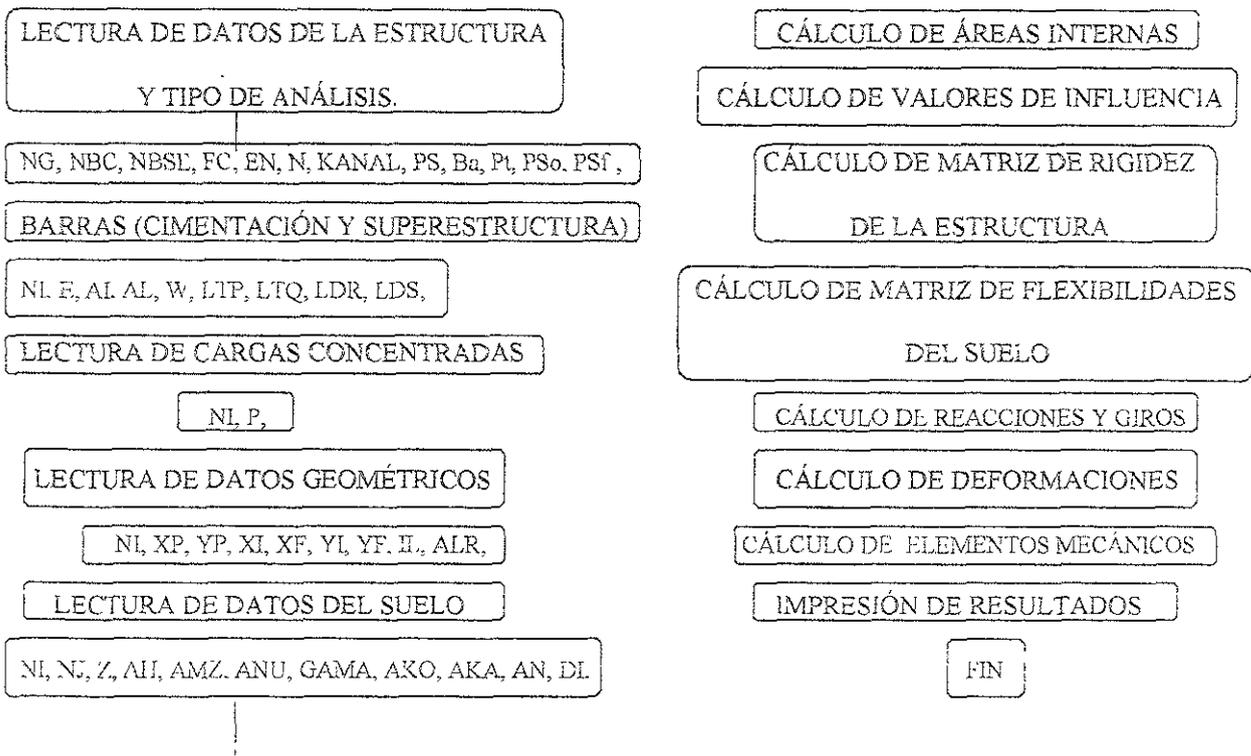


DIAGRAMA DE BLOQUES DEL PROGRAMA "INTSUEAR".

Listado del programa.

```

PROGRAMA INTSUEAR.FOR
PARA TESIS DE MAESTRIA DEL ING.ROMMEL DJ MIRANDA C.
PROGRAM SUELO
  DIMENSION E(500),AIN(500),ALQ(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
  DIMENSION LDR(500),LDS(500),ANU(500),GAMA(500),PZ(500),AKO(500)
  DIMENSION AKR(500,500),CR(500,500),VE(500),P(500),ALR(500),D(500)
  DIMENSION IPS(500),XP(500),YP(500),XI(500),XF(500),V(500,500)
  DIMENSION YI(500),YF(500),Z(500),AH(500),AMZ(500,500),B(500)
  DIMENSION A(500),AIZ(140,500,140),X(500),FLE(500,500),DIF(500)
  DIMENSION AIX(140,500,140),AIY(140,500,140),AK(500),AN(500)
  DIMENSION X1(500),EO(500),DI(500),delexp(500,500),pcm(500,500)
  DIMENSION AS (500)
  CHARACTER*12 F10,F20
  WRITE(*,*) 'ARCHIVO DE DATOS DE ENTRADA'
  READ(*,1001) F10
  WRITE(*,*) 'ARCHIVO DE RESULTADOS'
  READ(*,1001) F20
1001 FORMAT(A12)
  OPEN(6,FILE=F20,STATUS='NEW')
  OPEN(5,FILE=F10,STATUS='OLD')
  WRITE(6,1000)
1000 FORMAT(//17X,'INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA A BASE DE BARRAS'//
  *   .30X,'PROGRAMA ISEMCCVL'///
  *   30X,'LECTURA DE DATOS'///// )
  READ(5,*) NG,NBC,NBSE,FC,NE,N,KANAL,SPs,ba,pt,Pso,Psf
2000 FORMAT(3I5,F10 3,3I5)
  IF(KANAL.EQ.0) WRITE(6,*) 'ANALISIS LINEAL SIN CONFINAMIENTO'
  IF(KANAL.EQ.1) WRITE(6,*) 'ANALISIS LINEAL CON CONFINAMIENTO'
  IF(KANAL.EQ.2) WRITE(6,*) 'ANALISIS NO LINEAL C/CONFI IZijk'
  IF(KANAL.EQ.3) WRITE(6,*) 'ANALISIS NO LINEAL C/CONFI Iijk'
  IF(KANAL.EQ.4) THEN
  WRITE(6,*) 'ANALISIS NO LINEAL C/CONFI Iijk EN ARCILLAS'
  ENDIF
  WRITE(6,1010) NG,NBC,NBSE,FC,N,NE,SPs,ba,pt,Pso,Psf
1010 FORMAT(
  * 'NG  NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD =' ,I10,/
  * 'NBC  BARRAS EN LA CIMENTACION  =' ,I10,/
  * 'NBSE BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA =' ,I10,/
  * 'FC  FACTOR DE CARGA           =' ,F10.3/
  * 'N  NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA =' ,I10,/
  * 'NE  NUMERO DE ESTRATOS        =' ,I10/
  * 'SP  SUCCION                   =' ,F10.3/
  * 'Ba                      =' ,F10.3/
  * 'Pt                      =' ,F10.3/
  * 'Pso                     =' ,F10.3/
  * 'Psf                     =' ,F10.3/)
C
C LECTURA DE DATOS
C
  CALL LSCB(E,AIN,ALQ,W,LTP,LTQ,LDR,LDS,NBC,NBSE,SW,SL)

```

```

CALL LECC(NG,P,SP)
CALL GEOM(XP,YP,XI,XF,YI,YF,N,A)
CALL PROSU(N,NE,Z,AH,AMZ,ALR,ANJ,GAMA,PZ,AKO,A,K,AN,EO,DIAS)
CALL VALINF(N,NE,ANU,XP,YP,XI,XF,YI,YF,Z,AIX,AIY,AIZ)
  REA=(ABS(SP)+ABS(SW))/ABS(SL)
  DO 10 I=1,N
10  X1(I)=REA
ANALISIS LINEAL SIN CONFINAMIENTO
IF(KANAL.EQ.0) THEN
  CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
  CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
  CALL FLSC(N,NE,AMZ,AH,AIZ,ALR,A,FLE)
  CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
  CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
  CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
ENDIF
ANALISIS LINEAL CON CONFINAMIENTO
IF(KANAL EQ 1) THEN
  CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
  CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
  CALL FLCC(N,NE,AMZ,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AKO,PZ,ANU)
  CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
  CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
  CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
ENDIF
ANALISIS NO LINEAL CON CONFINAMIENTO I zijk
IF(KANAL.EQ.2) THEN
  WRITE(6,*)
  KKONT=0
20  CONTINUE
IF(KKONT.EQ.0) THEN
  WRITE(6,*) 'REACCION UNIFORME'
ENDIF
IF(KKONT.NE.0) THEN
  WRITE(6,*) 'ITERACION No', KKONT
ENDIF
WRITE(6,*)
  WRITE(6,*) 'PUNTO NODAL ESTRATO   E(t/m2)'
  DO 30 I=1,500
  VE(I)=0.0
  DO 30 J=1,500
  CR(I,J)=0.0
30  AKR(I,J)=0.0
CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
CALL FNLCC(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X1)
IF(KKONT EQ.0) THEN
  WRITE(6,4000)
  DO 40 I=1,N
40  WRITE(6,4020) LX1(I)
  WRITE(6,4010)
  DO 60 I=1,N
  SUM=0.

```

```

      DO 50 J=1,N
50  SUM=SUM+FLE(I,J)*X1(J)
      D(I)=SUM
60  continue
c60  WRITE(6,4020) I,D(I)
4000 FORMAT('//NUDO, REACCION EN EL NUDO/'
*      '      (t)')
4010 FORMAT('//NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO/'
*      '      (m)')
4020 FORMAT(15,F10.5)
c      CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X1,D,FC,V,NBC)
c      CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X1,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
      ENDIF
      CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
      CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
      CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
      KKONT=KKONT+1
      DO 70 I=1, N
70  WRITE(6,*) 'REACCION'.X1(I),X(I)
      DO 80 I=1,N
80  DIF(I)=ABS(X1(I)-X(I))
      DO 90 I=1,N
      IF(DIF(I).GT.0.001) GOTO 100
90  CONTINUE
      GOTO 120
100 DO 110 II=1,N
110 X1(II)=X(II)
      GOTO 20
120 CONTINUE
      ENDIF
ANALISIS NO LINEAL CON CONFINAMIENTO Iijk EN ARCILLAS (JANBU)
      IF(KANAL.EQ.4) THEN
      WRITE(6,*)
      KKONT=0
2008 CONTINUE
      IF(KKONT.EQ.0) THEN
      WRITE(6,*) 'REACCION UNIFORME'
      ENDIF
      IF(KKONT.NE.0) THEN
      WRITE(6,*) 'ITERACION No'. KKONT
      ENDIF
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*) 'PUNTO NODAL ESTRATO E(t/m2)'
      DO 3000 I=1,500
      VE(I)=0.0
      DO 3000 J=1,500
      CR(I,J)=0.0
3000 AKR(I,J)=0.0
      CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
      CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
      CALL FNLCC2(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X1
*      .EO,SPs,ba.pt,Pso,Psf,pcm,delcexp)
      IF(KKONT EQ 0) THEN

```

```

WRITE(6,4000)
DO 4001 I=1,N
4001 WRITE(6,4020) I,X1(I)
WRITE(6,4010)
DO 6000 I=1,N
SUM=0.
DO 5000 J=1,N
5000 SUM=SUM+FLE(I,J)*X1(J)
D(I)=SUM
6000 continue
ENDIF
CALL HUND2(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
KKONT=KKONT+1
DO 7000 I=1, N
7000 WRITE(6,*) 'REACCION',X1(I),X(I)
DO 8000 I=1,N
8000 DIF(I)=ABS(X1(I)-X(I))
DO 9000 I=1,N
IF(DIF(I).GT.0.001) GOTO 10001
9000 CONTINUE
GOTO 121
10001 DO 1100 II=1,N
1100 X1(II)=X(II)
GOTO 2008
121 CONTINUE
WRITE(6,*)
WRITE(6,*)
WRITE(6,*) 'ULTIMA ITERACION'
WRITE(6,*)
WRITE(6,*)
DO 3020 I=1,500
VE(I)=0.0
DO 3020 J=1,500
AKR(I,J)=0.0
3020 CR(I,J)=0.0
CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
CALL HUND1(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS,DI)
CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
ENDIF
ANALISIS NO LINEAL CON CONFINAMIENTO Iijk
IF(KANAL.EQ.3) THEN
WRITE(6,*)
KKONT=0
200 CONTINUE
IF(KKONT EQ.0) THEN
WRITE(6,*) 'REACCION UNIFORME'
ENDIF
IF(KKONT NE.0) THEN
WRITE(6,*) 'ITERACION No', KKONT

```

```

ENDIF
WRITE(6,*)
  WRITE(6,*) 'PUNTO NODAL ESTRATO E(t/m2)'
  DO 300 I=1,500
    VE(I)=0.0
    DO 300 J=1,500
      CR(I,J)=0.0
300   AKR(I,J)=0.0
  CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
  CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
  CALL FNLCCI(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,XI)
  IF(KKONT.EQ.0) THEN
    WRITE(6,4000)
    DO 400 I=1,N
400   WRITE(6,4020) I,X1(I)
      WRITE(6,4010)
      DO 600 I=1,N
        SUM=0
        DO 500 J=i,N
500   SUM=SUM+FLE(I,J)*X1(J)
          D(I)=SUM
600   continue
    ENDIF
    CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
    CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
    CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
    KKONT=KKONT+1
    DO 700 I=1, N
700   WRITE(6,*) 'REACCION'.X1(I),X(I)
      DO 800 I=1,N
800   DIF(I)=ABS(X1(I)-X(I))
      DO 900 I=1,N
        IF(DIF(I).GT.0.001) GOTO 10000
900   CONTINUE
      GOTO 1200
10000 DO 1101 II=1,N
1101  X1(II)=X(II)
      GOTO 200
1200  CONTINUE
    ENDIF
  END
END
AREA DE SUBROUTINAS
SUBROUTINE SUB200(ANU,XI,YI,XF,YF,Z1,SIGX,SIGY,SIGZ)
  PI=4*ATAN(1.0)
  X1=ABS(XF-XI)
  Y1=ABS(YF-YI)
  R=SQRT(X1**2+Y1**2+Z1**2)
  A1=1./(2.*PI)
  A2=PI/2.
  A3=X1*Y1*Z1
  A41=(X1**2+Z1**2)*R
  A42=(Y1**2+Z1**2)*R
  A5=(Z1*R)/(X1*Y1)

```

```

A6=1.-2.*ANJ
A71=Y1/X1
A72=X1/Y1
A81=(Y1*R)/(X1*Z1)
A82=(X1*R)/(Y1*Z1)
A9=1./(X1**2+Z1**2)
A10=1./(Y1**2+Z1**2)
A11=(X1*Y1)/(Z1*R)
SIGX=A1*(A2-A3/A41-ATAN(A5)+A6*(ATAN(A71)-ATAN(A81)))
SIGY=A1*(A2-A3/A42-ATAN(A5)+A6*(ATAN(A72)-ATAN(A82)))
SIGZ=A1*((A9+A10)*(A3/R)+ATAN(A11))
RETURN
END
SUBROUTINE MATRCH1(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,VE,CR)
DIMENSION ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500),CR(500,500),VE(500)
DO 10 M=1,NBC
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1*AL2
W1=W(M)
VE(I)=VE(I)+W1*AL2/12
VE(J)=VE(J)-W1*AL2/12
VE(K)=VE(K)-W1*AL1/2
VE(L)=VE(L)-W1*AL1/2
CR(I,K)=CR(I,K)-(11/192.)*AL2
CR(I,L)=CR(I,L)-(5/192.)*AL2
CR(J,K)=CR(J,K)+(5/192.)*AL2
CR(J,L)=CR(J,L)+(11/192.)*AL2
CR(K,K)=CR(K,K)+(13/32.)*AL1
CR(K,L)=CR(K,L)+(3/32.)*AL1
CR(L,K)=CR(L,K)+(3/32.)*AL1
CR(L,L)=CR(L,L)+(13/32.)*AL1
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
DIMENSION E(500),AIN(500),ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500),AKR(500,500),CR(500,500),VE(500)
DO 10 M=1,NBC
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1*AL2
W1=W(M)
AI=4*E(M)*AIN(M)/AL1

```

```

A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
AKR(I,I)=AKR(I,I)+A1
AKR(I,J)=AKR(I,J)+(A1/2)
AKR(I,K)=AKR(I,K)-A2
AKR(I,L)=AKR(I,L)+A2
AKR(J,J)=AKR(J,J)+A1
AKR(J,K)=AKR(J,K)-A2
AKR(J,L)=AKR(J,L)+A2
AKR(K,K)=AKR(K,K)+A3
AKR(K,L)=AKR(K,L)-A3
AKR(L,L)=AKR(L,L)+A3
AKR(J,I)=AKR(I,J)
AKR(K,I)=AKR(I,K)
AKR(L,I)=AKR(I,L)
AKR(K,J)=AKR(J,K)
AKR(L,J)=AKR(J,L)
AKR(L,K)=AKR(K,L)
VE(I)=VE(I)+W1*AL2/12
VE(J)=VE(J)-W1*AL2/12
VE(K)=VE(K)-W1*AL1/2
VE(L)=VE(L)-W1*AL1/2
CR(I,K)=CR(I,K)-(11/192.)*AL2
CR(I,L)=CR(I,L)-(5/192.)*AL2
CR(J,K)=CR(J,K)+(5/192.)*AL2
CR(J,L)=CR(J,L)+(11/192.)*AL2
CR(K,K)=CR(K,K)+(13/32.)*AL1
CR(K,L)=CR(K,L)+(3/32.)*AL1
CR(L,K)=CR(L,K)+(3/32.)*AL1
CR(L,L)=CR(L,L)+(13/32.)*AL1
10  CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MATRSE(NBC,NBSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
DIMENSION E(500),AIN(500),ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500),AKR(500,500),VE(500)
DO 10 M=NBC+1,NBSE
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1*AL2
W1=W(M)
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
AKR(I,I)=AKR(I,I)+A1
AKR(I,J)=AKR(I,J)+A1/2
AKR(I,K)=AKR(I,K)-A2
AKR(I,L)=AKR(I,L)+A2
AKR(J,J)=AKR(J,J)+A1

```

```

AKR(J,K)=AKR(J,K)-A2
AKR(J,L)=AKR(J,L)+A2
AKR(K,K)=AKR(K,K)+A3
AKR(K,L)=AKR(K,L)-A3
AKR(L,L)=AKR(L,L)+A3
AKR(J,I)=AKR(I,J)
AKR(K,I)=AKR(I,K)
AKR(L,I)=AKR(I,L)
AKR(K,J)=AKR(J,K)
AKR(L,J)=AKR(J,L)
AKR(L,K)=AKR(K,L)
VE(I)=VE(I)+W1*AL2/12
VE(J)=VE(J)-W1*AL2/12
VE(K)=VE(K)-W1*AL1/2
VE(L)=VE(L)-W1*AL1/2
10  CONTINUE
    RETURN
    END
    SUBROUTINE SUB204(CR,NG,IPS)
    DIMENSION CR(500,500),SCAL(500),IPS(500)
    N=NG
    DO 5 I=1,N
    IPS(I)=I
    ROWN=0.
    DO 15 J=1,N
    !F(ROWN.GE.ABS(CR(I,J))) GOTO 15
    ROWN=ABS(CR(I,J))
15  CONTINUE
    IF(ROWN.EQ.0.) GOTG 2
    SCAL(I)=1/ROWN
    GOTO 5
2   M=1
    SCAL(I)=0.
5   CONTINUE
    NM1=N-1
    DO 25 K=1,NM1
    BIG=0.
    DO 35 I=K,N
    IP=IPS(I)
    SIZE=ABS(CR(IP,K))*SCAL(IP)
    IF(SIZE.LE BIG) GOTO 35
    BIG=SIZE
    IDXP=I
35  CONTINUE
    IF(BIG.NE.0 ) GOTO 12
    M=2
    GOTO 25
12  IF(IDXP.EQ.K) GOTO 22
    J=IPS(K)
    IPS(K)=IPS(IDXP)
    IPS(IDXP)=J
22  KP=IPS(K)
    PIVO=CR(KP,K)

```

```

DO 45 I=K+1,N
  IP=IPS(I)
  EM=-CR(IP,K)/PIVO
  CR(IP,K)=-EM
DO 55 J=K+1,N
  CR(IP,J)=CR(IP,J)+EM*CR(KP,J)
55 CONTINUE
45 CONTINUE
25 CONTINUE
  KP=IPS(N)
  IF(CR(KP,N).NE.0.) GOTO 32
  M=2
32 RETURN
END
SUBROUTINE SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
DIMENSION X(500),CR(500,500),IPS(500),B(500)
N=NG
IP=IPS(1)
X(1)=B(IP)
DO 5 I=2,N
  IP=IPS(I)
  SUM=0.
  DO 15 J=1,I-1
    SUM=SUM+CR(IP,J)*X(J)
15 CONTINUE
  X(I)=B(IP)-SUM
5 CONTINUE
IP=IPS(N)
X(N)=X(N)/CR(IP,N)
DO 25 IB=2,N
  I=N+1-IB
  IP=IPS(I)
  SUM=0.
  DO 35 J=i-1,N
    SUM=SUM+CR(IP,J)*X(J)
35 CONTINUE
  X(I)=(X(I)-SUM)/CR(IP,I)
25 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE LECB(E,AI,AL,W,LTP,LTQ,LDR,LDS,NBC,NBSE,SW,SL)
DIMENSION E(500),AI(500),AL(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500)
WRITE(6,200)
SW=0.0
SL=0.0
DO 10 I=1,NBC
READ(5,*) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
  SW=SW+AL(I)*W(I)
  SL=SL+AL(I)
10 WRITE(6,100) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
DO 20 I=NBC+1,NBSE
  READ(5,*) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)

```

```

20 WRITE(6,100) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
100 FORMAT(I3,3X,F10.2,F10.6,2F8.2,4I5)
200 FORMAT(///,25X,'PROPIEDADES DE LAS BARRAS',//
*'No E (t/m2) I (m4) L (m) W (t/m) TQ TP DR DS')
RETURN
END
SUBROUTINE LECC(NG,P,SP)
DIMENSION P(500)
WRITE(6,2000)
SP=0
DO 10 I=1,NG
READ(5,*) NI,P(I)
SP=SP+P(I)
10 WRITE(6,1000) I,P(I)
!000 FORMAT(I5,F10.2)
2000 FORMAT(//,8X,'CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO',//
* 3X,'No',6X,'P (t)')
RETURN
END
SUBROUTINE GEOM(XP,YP,XI,XF,YI,YF,N,A)
DIMENSION XP(500),YP(500),XI(500),XF(500),YI(500),YF(500),A(500)
WRITE(6,*)
WRITE(6,*) 'COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES'
WRITE(6,2010)
2010 FORMAT(3X,'No',8X,'XP',8X,'YP',8X,'XI',8X,'YI',8X,'XF',
* 8X,'YF',6X,'AREA (m2)')
DO 10 I=1,N
READ(5,*) NI,XP(I),YP(I),XI(I),XF(I),YI(I),YF(I)
1000 FORMAT(I5,6F10.2)
A(I)=(XF(I)-XI(I))*(YF(I)-YI(I))
WRITE(6,2000) I,XP(I),YP(I),XI(I),YI(I),XF(I),YF(I),A(I)
2000 FORMAT(I5,8F10.2)
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE PROSU(N,NE,Z,AH,AMZ,ALR,ANU,GAMA,PZ,AKO,AK,AN,EO,DI)
DIMENSION Z(500),AH(500),AMZ(500,500),ALR(500),ANU(500)
DIMENSION GAMA(500),PZ(500),AKO(500),AK(500),AN(500),EO(500)
DIMENSION DI(500),AS(500)
WRITE(6,200)
200 FORMAT(//,8X,'PROPIEDADES DEL SUELO',//
*'No ESTRATO z H MODULO DE v PESO',
*' KO K N Eo Di',
*' (m) (m) DEFORMACION (t/m3)/
*' (m2/t)')
DO 10 J=1,NE
DO 10 I=1,N
READ(5,*) NI,NJ,Z(J),AH(J),AMZ(I,J),ANU(J),GAMA(J),AKO(J)
*,AK(J),AN(J),EO(J),DI(I),AS(J)
100 FORMAT(2I5,2F10.2,F10.4,3F6.3,F8.3,3F10.3,3F15.3)
10 WRITE(6,100) NI,NJ,Z(J),AH(J),AMZ(I,J),ANU(J),GAMA(J),AKO(J)
*,AK(J),AN(J),EO(J),DI(I),AS(J)
WRITE(6,*)

```

```

WRITE(6,*)'LONGITUD DE LA REACCION ALR (m)'
DO 20 I=1,N
  READ(5,*) IL,ALR(I)
210 FORMAT(15,F10.3)
20  WRITE(6,220) ALR(I),I
220 FORMAT(F10.3,I5)
  PEST=0 0
  PZ(1)=GAMA(1)*Z(1)
  DO 30 I=2,NE
    PEST=PEST+GAMA(I-1)*AH(I-1)
    PZ(I)=PEST
30  CONTINUE
  PZ(NE)=PEST+GAMA(NE)*AH(NE)/2
c   DO 31 I=1,NE
c31 WRITE(6,*) I,PZ(I)
  RETURN
  END
SUBROUTINE VALINF(N,NE,ANU,XP,YP,XI,XF,YI,YF,Z,AINF,AINFY,AINFZ)
  DIMENSION ANU(500),XP(500),YP(500),XI(500),XF(500)
  DIMENSION YI(500),YF(500),Z(500),AINFZ(140,500,140)
  DIMENSION AINF(140,500,140),AINFY(140,500,140)
c   WRITE(6,1000)
1000 FORMAT(/,15X,'VALORES DE INFLUENCIA/')
  DO 10 I=1,N    ! punto nodal
  DO 10 J=1,NE  ! estrato
    Z1=Z(J)
    AMU=ANU(J)
    DO 10 K=1,N    ! carga
      XP1=XP(I)
      YP1=YP(I)
      XI1=XI(K)
      YI1=YI(K)
      XF1=XF(K)
      YF1=YF(K)
      CALL BOUSI(AMU,XP1,YP1,Z1,XI1,YI1,XF1,YF1,SIGX,SIGY,SIGZ)
      AINF(I,J,K)=SIGX
      AINFY(I,J,K)=SIGY
      AINFZ(I,J,K)=SIGZ
c   WRITE(6,100) I,J,K,SIGX,SIGY,SIGZ
100  FORMAT(8X,3I3,3F10.7)
10  CONTINUE
  RETURN
  END
SUBROUTINE FLSC(N,NE,AMZ,AH,AINFZ,ALR,A,FLE)
  DIMENSION AH(500),AMZ(500,500),A(500),AINFZ(140,500,140)
  DIMENSION ALR(500),FLE(500,500)
  DO 30 I=1,N
    DO 20 K1=1,N
      SUM=0.
      DO 10 J=1,NE
        SUM=SUM+AMZ(I,J)*AH(J)*AINFZ(I,J,K1)*ALR(K1)/A(K1)
C   write(9,100) i,j,k1,sum
100  format(3i3,6f20.15)

```

```

10 CONTINUE
   FLE(I,K1)=SUM
20 CONTINUE
30 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FLCC(N,NE,AMZ,AH,AINFX,AINFY,AINFZ,ALR,A,FLE
*   AKO,PZ,ANU)
DIMENSION AH(500),AMZ(500,500),A(500),AINFX(140,500,140)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AINFY(140,500,140),ANU(500)
DIMENSION AINFZ(140,500,140),AKO(500),PZ(500)
PA=10.3
DO 30 I=1,N
  DO 20 K1=1,N
    SUM=0.
    DO 10 J=1,NE
      PCO=(1+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3
      SUM1=AINFZ(I,J,K1)-ANU(J)*(AINFY(I,J,K1)+AINFX(I,J,K1))
      IF(SUM1.LT.0.0) SUM1=0.0
      SUM=SUM+(AMZ(I,J)*AH(J)*(SUM1)*ALR(K1)/A(K1)
10 CONTINUE
   FLE(I,K1)=SUM
20 CONTINUE
30 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FNLCC(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X)
DIMENSION AH(500),A(500),AIX(140,500,140),X(500)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AIY(140,500,140),ANU(500)
DIMENSION AIZ(140,500,140),AKO(500),PZ(500),AK(500),AN(500)
DIMENSION SIGX(500,500),SIGY(500,500),SIGZ(500,500),SIGO(500,500)
DIMENSION PCO(500),PC(500,500),E(500,500),DELTAZ(500,500)
DIMENSION EZ(500,500)
PA=10.3
CALCULO DEL ESFUERZO MEDIO
DO 30 I=1,N
  DO 30 J=1,NE
    SUMX=0.0
    SUMY=0.0
    SUMZ=0.0
    DO 20 K=1,N
      SUMX=SUMX+AIX(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
      SUMY=SUMY+AIY(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
      SUMZ=SUMZ+AIZ(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
c   WRITE(6,*) K,ALR(K),X(K),A(K)
20 CONTINUE
SIGX(I,J)=SUMX
SIGY(I,J)=SUMY
SIGZ(I,J)=SUMZ
30 CONTINUE
c   DO 31 I=1,N
c   WRITE(6,*) 'SIGX',(SIGX(I,J),J=1,NE)
c   WRITE(6,*) 'SIGY',(SIGY(I,J),J=1,NE)

```

```

c   WRITE(6,*) 'SIGZ',(SIGZ(I,J),J=1,NE)
c31 CONTINUE
CALCULO DEL ESFUERZO OCTAEDRICO
    DO 40 I=1,N
    DO 40 J=1,NE
    SIGO(I,J)=(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)+SIGZ(I,J))/3
40 CONTINUE
c   DO 41 I=1,N
c   WRITE(6,*) 'SIGO',(SIGO(I,J),J=1,NE)
c41 CONTINUE
CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pco
    DO 50 J=1,NE
    PCO(J)=(1.0+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3.0
50 CONTINUE
c   DO 51 J=1,NE
c   WRITE(6,*) 'Pco',J,PCO(J)
c51 CONTINUE
CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pc
    DO 60 I=1,N
    DO 60 J=1,NE
    PC(I,J)=(1.0/2.0)*SIGO(I,J)+PCO(J)
60 CONTINUE
c   DO 61 I=1,N
c61 WRITE(6,*) 'PC',(PC(I,J),J=1,NE)

CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD
    DO 70 I=1,N
    DO 70 J=1,NE
    E(I,J)=AK(J)*PA*(PC(I,J)/PA)**AN(J)
70 CONTINUE
C   DO 71 I=1,N
C   DO 71 J=1,NE
C   WRITE(6,9000) I,J,E(I,J)
9000 format(2i10,f15.5)
C71 CONTINUE
CALCULO DE LA DEFORMACION UNITARIA EN LA DIRECCION Z
    DO 80 I=1,N
    DO 80 J=1,NE
    DELTAZ(I,J)=(SIGZ(I,J)-ANU(J)*(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)))/E(I,J)
80 CONTINUE
C   DO 81 I=1,N
C   WRITE(6,*) 'DELTAZ',(DELTAZ(I,J),J=1,NE)
C81 CONTINUE
CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD CORREGIDO
    DO 90 I=1,N
    DO 90 J=1,NE
    EZ(I,J)=SIGZ(I,J)/DELTAZ(I,J)
90 CONTINUE
    DO 91 I=1,N
    DO 91 J=1,NE
    WRITE(6,9000) I,J,EZ(I,J)
91 CONTINUE
    DO 130 I=1,N

```

```

DO 120 K1=1,N
SUM=0.
DO 100 J=1,NE
c SUM1=AIZ(I,J,K1)-ANU(J)*(AIX(I,J,K1)+AIY(I,J,K1))
SUM1=AIZ(I,J,K1)
c IF(SUM1.LE.0.0) SUM1=0.0
SUM=SUM+(1/EZ(I,J))*AH(J)*SUM1*ALR(K1)/A(K1)
100 CONTINUE
FLE(I,K1)=SUM
120 CONTINUE
130 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FNLCCI(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU
* .X)
DIMENSION AH(500),A(500),AIX(140,500,140),X(500)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AIY(140,500,140),ANU(500)
DIMENSION AIZ(140,500,140),AKO(500),PZ(500),AK(500),AN(500)
DIMENSION SIGX(500,500),SIGY(500,500),SIGZ(500,500),SIGO(500,500)
DIMENSION PCO(500),PC(500,500),E(500,500)
PA=10.3
CALCULO DEL ESFUERZO MEDIO
DO 30 I=1,N
DO 30 J=1,NE
SUMX=0.0
SUMY=0.0
SUMZ=0.0
DO 20 K=1,N
SUMX=SUMX+AIX(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
SUMY=SUMY+AIY(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
SUMZ=SUMZ+AIZ(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
C WRITE(6,*) K,ALR(K),X(K),A(K)
20 CONTINUE
SIGX(I,J)=SUMX
SIGY(I,J)=SUMY
SIGZ(I,J)=SUMZ
30 CONTINUE
C DO 31 I=1,N
C WRITE(6,*) 'SIGX',(SIGX(I,J),J=1,NE)
C WRITE(6,*) 'SIGY',(SIGY(I,J),J=1,NE)
C WRITE(6,*) 'SIGZ',(SIGZ(I,J),J=1,NE)
C31 CONTINUE
CALCULO DEL ESFUERZO OCTAEDRICO
DO 40 I=1,N
DO 40 J=1,NE
SIGO(I,J)=(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)+SIGZ(I,J))/3
40 CONTINUE
C DO 41 I=1,N
C WRITE(6,*) 'SIGO',(SIGO(I,J),J=1,NE)
C41 CONTINUE
CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pco
DO 50 J=1,NE
PCO(J)=(1.0+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3.0

```

```

50 CONTINUE
C DO 51 J=1,NE
C WRITE(6,*) 'Pcc',J,PCO(J)
C51 CONTINUE
CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pc
DO 60 I=1,N
DO 60 J=1,NE
PC(I,J)=(1.0/2.0)*SIGO(LJ)+PCO(J)
60 CONTINUE
C DO 61 I=1,N
C61 WRITE(6,*) 'PC',(PC(I,J),J=1,NE)
CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD
DO 70 I=1,N
DO 70 J=1,NE
E(I,J)=AK(J)*PA*(PC(I,J)/PA)**AN(J)
70 CONTINUE
DO 71 I=1,N
DO 71 J=1,NE
WRITE(6.9000) I,J,E(I,J)
9000 FORMAT(2I10,F15.8)
71 CONTINUE
DO 130 I=1,N
DO 120 K1=1,N
SUM=0.
DO 100 J=1,NE
SUM1=AIZ(I,J,K1)-ANU(J)*(AIX(I,J,K1)+AIY(I,J,K1))
IF(SUM1.LE.0.0) SUM1=0.0
SUM=SUM+(1/E(I,J))*AH(J)*SUM1*ALR(K1)/A(K1)
100 CONTINUE
FLE(I,K1)=SUM
120 CONTINUE
130 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FNLCC2(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU
* .X,EO.SP,ba,pt,Pso,Psf,pcm,dclexp)
DIMENSION AH(500),A(500),AIX(140,500,140),X(500),DELTAZ(500,500)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AIY(140,500,140),ANU(500)
DIMENSION AIZ(140,500,140),AKO(500),PZ(500),AK(500),AN(500)
DIMENSION SIGX(500,500),SIGY(500,500),SIGZ(500,500),SIGO(500,500)
DIMENSION PCO(500),PC(500,500),E(500,500),EO(500),EZ(500,500)
dimension dclexp(500,500),pcm(500,500)
PA=10.3
b=1.0
c=1.0
CALCULO DEL ESFUERZO MEDIO
DO 30 I=1,N
DO 30 J=1,NE
SUMX=0.0
SUMY=0.0
SUMZ=0.0
DO 20 K=1,N
SUMX=SUMX+AIX(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)

```

```

SUMY=SUMY+AIY(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
SUMZ=SUMZ+AIZ(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
C WRITE(6,*) K,ALR(K),X(K),A(K)
20 CONTINUE
SIGX(IJ)=SUMX
SIGY(IJ)=SUMY
SIGZ(IJ)=SUMZ
30 CONTINUE
DO 31 I=1,N
WRITE(6,*) 'SIGX',(SIGX(I,J),J=1,NE)
WRITE(6,*) 'SIGY',(SIGY(I,J),J=1,NE)
WRITE(6,*) 'SIGZ',(SIGZ(I,J),J=1,NE)
31 CONTINUE
CALCULO DEL ESFUERZO OCTAEDRICO
DO 40 I=1,N
DO 40 J=1,NE
SIGO(I,J)=(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)+SIGZ(I,J))/3
40 CONTINUE
DO 41 I=1,N
WRITE(6,*) 'SIGO',(SIGO(I,J),J=1,NE)
41 CONTINUE
CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pco
DO 50 J=1,NE
PCO(J)=(1.0+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3.0
50 CONTINUE
DO 51 J=1,NE
WRITE(6,*) 'Pco',J,PCO(J),Pz(j)
51 CONTINUE
C
C CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pc
DO 60 I=1,N
DO 60 J=1,NE
PC(IJ)=(1.0/2.0)*SIGO(I,J)+PCO(J)+PsF
pcm(i,j)=pt+b*(pco(j)+(1.0/2.0)*sigo(i,j))
60 CONTINUE
DO 62 I=1,N
62 WRITE(6,*) 'pcm',(pcm(I,J),J=1,NE)
DO 61 I=1,N
61 WRITE(6,*) 'pc',(pc(I,J),J=1,NE)
CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD
DO 70 I=1,N
DO 70 J=1,NE
E(IJ)=EO(J)+AK(J)*PA*(PC(IJ)/PA)**AN(J)
delexp(i,j)=(((pcm(i,j)+c*psf)/(pcm(i,j)+c*pso))**(-1.0/ba)-1)*
* ah(j)
70 CONTINUE
DO 71 I=1,N
DO 71 J=1,NE
WRITE(6,*) IJ,delexp(I,J),E(I,J)
9000 FORMAT(2I10,F15.8)
71 CONTINUE
CALCULO DE LA DEFORMACION UNITARIA EN LA DIRECCION Z
DO 80 I=1,N

```

```

      DO 80 J=1,NE
      DELTAZ(I,J)=(SIGZ(I,J)-ANU(J)*(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)))/E(I,J)
80    CONTINUE
      DO 81 I=1,N
      WRITE(6,*) 'DELTAZ',(DELTAZ(I,J),J=1,NE)
81    CONTINUE
CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD CORREGIDO
      DO 90 I=1,N
      DO 90 J=1,NE
      EZ(I,J)=SIGZ(I,J)/DELTAZ(I,J)
90    CONTINUE
      DO 91 I=1,N
      DO 91 J=1,NE
      WRITE(6,*) I,J,EZ(I,J),1/cz(1,j)
91    CONTINUE

      DO 130 I=1,N
      DO 120 KI=1,N
      SUM=0.
      DO 100 J=1,NE
      SUMI=AIZ(I,J,KI)
      SUM=SUM+(1/EZ(I,J))*AH(J)*SUMI*ALR(KI)/A(KI)
100   CONTINUE
      FLE(I,KI)=SUM
120   CONTINUE
130   CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
      DIMENSION FLE(500,500),AKR(500,500),CR(500,500)
      DIMENSION B(500),VE(500),P(500),X(500),D(500)
      DIMENSION IPS(500)
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*) 'MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL'
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*)
C     DO 1 I=1,6
C1    WRITE(6,5000) (AKR(I,K),K=1,6)
5000  FORMAT(10F15.8)
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*) 'MATRIZ DE FLEXIBILIDADES'
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*)
      DO 2 I=1,6
2     WRITE(6,5000) (FLE(I,K),K=1,6)
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*) 'VECTOR DE CARGAS'
C     WRITE(6,*)
C     WRITE(6,*)
C     DO 3 I=1,NG

```

```

C3  WRITE(6,5000) VE(I),P(I)
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*) 'MATRIZ DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO'
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*)
C   DO 4 I=1,NG
C4  WRITE(6,5000) (CR(I,K),K=1,N)
      DO 20 I=1,NG
        DO 20 J=1,N
          SUM=0.
          DO 10 K=1,N
c     WRITE(6,*)I,J,K,AKR(I,K),FLE(K,J)
10    SUM=SUM+AKR(I,K)*FLE(K,J)
      CR(I,J)=CR(I,J)+SUM
20  CONTINUE
      DO 30 I=1,NG
30    B(I)=-VE(I)-P(I)
      N1=N
      DO 40 I=1,NG
        DO 40 J=N+1,NG
40    CR(I,J)=AKR(I,J)
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*) 'MATRIZ DEL SISTEMA'
C   WRITE(6,*)
C   WRITE(6,*)
C   DO 41 I=1,NG
C41  WRITE(6,5000) (CR(I,K),K=1,NG),B(I)
      CALL SUB204(CR,NG,IPS)
      CALL SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
      WRITE(6,1000) N1
      DO 50 I=1,NG
50    WRITE(6,*) I,X(I)
      WRITE(6,1010)
      DO 70 I=1,N1
        SUM=0.
        DO 60 J=1,N1
60    SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
        D(I)=SUM
70    WRITE(6,1020) I,D(I)
1000 FORMAT('/GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) HASTA N=',I5,
*   ', Y GIROS (rad) LOS SIGUIENTES '/')
1010 FORMAT('/NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO/'
*   ' (m)')
1020 FGRMAT(I5,F10.5)
      RETURN
      END
      SUBROUTINE HUNDI(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS,DI)
      DIMENSION FLE(500,500),AKR(500,500),CR(500,500)
      DIMENSION B(500),VE(500),P(500),X(500),D(500)
      DIMENSION IPS(500),DI(500),DIS(500)
      DO 21 I=1,NG

```

```

21  DIS(I)=0.0
    DO 22 I=1,NG
      SUM=0.0
      DO 23 J=1,NG
23  SUM=SUM+AKR(I,J)*DI(J)
      DIS(I)=SUM
22  CONTINUE
      DO 20 I=1,NG
      DO 20 J=1,N
      SUM=0.
      DO 10 K=1,N
10  SUM=SUM+AKR(I,K)*FLE(K,J)
      CR(I,J)=CR(I,J)+SUM
20  CONTINUE
      DO 30 I=1,NG
30  B(I)=-VE(I)-P(I)-DIS(I)
      NI=N
      DO 40 I=1,NG
      DO 40 J=N+1,NG
40  CR(I,J)=AKR(I,J)
      CALL SUB204(CR,NG,IPS)
      CALL SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
      WRITE(6,1000) NI
      DO 50 I=1,NG
50  WRITE(6,*) LX(I)
      WRITE(6,1010)
      DO 70 I=1,NI
      SUM=0.
      DO 60 J=1,NI
60  SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
      D(I)=SUM+DI(I)
70  WRITE(6,1020) I,D(I)
1000 FORMAT('/GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) HASTA N=',I5,
*      ' . Y GIROS (rad) LOS SIGUIENTES '/')
1010 FORMAT('/"NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO/'
*      ' (m)')
1020 FORMAT(I5,F10.5)
      RETURN
      END
      SUBROUTINE HUND2(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
      DIMENSION FLE(500,500),AKR(500,500),CR(500,500)
      DIMENSION B(500),VE(500),P(500),X(500),D(500)
      DIMENSION IPS(500)
      DO 20 I=1,NG
      DO 20 J=1,N
      SUM=0
      DO 10 K=1,N
10  SUM=SUM+AKR(I,K)*FLE(K,J)
      CR(I,J)=CR(I,J)+SUM
20  CONTINUE
      DO 30 I=1,NG
30  B(I)=-VE(I)-P(I)
      NI=N

```

```

DO 40 I=1,NG
DO 40 J=N+1,NG
40 CR(I,J)=AKR(I,J)
CALL SUB204(CR,NG,IPS)
CALL SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
WRITE(6,1000) N1
DO 50 I=1,NG
50 WRITE(6,*) I,X(I)
WRITE(6,1010)
DO 70 I=1,N1
SUM=0.
DO 60 J=1,N1
60 SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
D(I)=SUM
70 WRITE(6,1020) I,D(I)
1000 FORMAT('GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) HASTA N=',I5,
* ' . Y GIROS (rad) LOS SIGUIENTES ')
1010 FORMAT('/NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO/'
* ' (m)')
1020 FORMAT(I5,F10.5)
RETURN
END
SUBROUTINE EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
DIMENSION LTP(500),LTQ(500),LDR(500),LDS(500),W(500),ALO(500)
DIMENSION E(500),AIN(500),X(500),D(500),V(500),500)
WRITE(6,1000)
DO 10 M=1,NBC
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
W1=W(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1**3
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
V(I,M)=(W1*AL2/12+A1*X(I)+A1*X(J)/2-A2*D(K)
*+A2*D(L)-(11/192.)*AL2*X(K)-(5/192.)*AL2*X(L))*FC
V(J,M)=(-W1*AL2/12+A1*X(I)/2+A1*X(J)-A2*D(K)
*+A2*D(L)+(5/192.)*AL2*X(K)+(11/192.)*AL2*X(L))*FC
V(K,M)=(-W1*AL1/2-A2*X(I)-A2*X(J)+A3*D(K)
*-A3*D(L)+(13/32.)*AL1*X(K)+(3/32.)*AL1*X(L))*FC
V(L,M)=(-W1*AL1/2+A2*X(I)+A2*X(J)-A3*D(K)
*+A3*D(L)+(3/32.)*AL1*X(K)+(13/32.)*AL1*X(L))*FC
WRITE(6,1010) M,I,V(I,M)
WRITE(6,1010) M,J,V(J,M)
WRITE(6,1010) M,K,V(K,M)
10 WRITE(6,1010) M,L,V(L,M)
1000 FORMAT('/2X,'BARRA',3X,'GRADO DE LIBERTAD',6X,
* 'M (t-m) O V (t) EN EL NUDO')
1010 FORMAT(I5,10X,I5,10X,F15.8)

```

```

RETURN
END
SUBROUTINE EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
DIMENSION LTP(500),LTQ(500),LDR(500),LDS(500),W(500),ALO(500)
DIMENSION E(500),AIN(500),D(500),V(500,500),X(500)
IF(NBSE NE.0) WRITE(6,1000)
DO 10 I=N+1,NG
10 D(I)=X(I)
DO 20 M=NBC+1,NBSE
    I=LTP(M)
    J=LTQ(M)
    K=LDR(M)
    L=LDS(M)
    W1=W(M)
    AL1=ALO(M)
    AL2=AL1**2
    AL3=AL1**3
    A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
    A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
    A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
    V(I,M)=(W1*AL2/12+A1*D(I)+A1*D(J)/2-A2*D(K)
    *+A2*D(L))*1.4
    V(J,M)=(-W1*AL2/12+A1*D(I)/2+A1*D(J)-A2*D(K)
    *+A2*D(L))*1.4
    V(K,M)=(-W1*AL1/2-A2*D(I)-A2*D(J)+A3*D(K)
    *-A3*D(L))*1.4
    V(L,M)=(-W1*AL1/2+A2*D(I)+A2*D(J)-A3*D(K)
    *+A3*D(L))*1.4
    WRITE(6,1010) M,I,V(I,M)
    WRITE(6,1010) M,J,V(J,M)
    WRITE(6,1010) M,K,V(K,M)
20    WRITE(6,1010) M,L,V(L,M)
1000 FORMAT(2X,'BARRA',3X,'GRADO DE LIBERTAD'.6X,
    * 'M (t-m) o V (t) EN EL NUDO')
1010 FORMAT(I5,10X,I5,10X,F15.8)
RETURN
END
SUBROUTINE BOUSK(AMU,XP,YP,Z1,X1,Y1,XF,YF,SSIGX,SSIGY,SSIGZ)
IF(XP.GT.X1.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.Y1.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,X1,Y1,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,X1,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,Y1,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIY-SIGIY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.X1.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.Y1.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,Y1,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=2*(SIGIX-SIGIIX)
SSIGY=2*(SIGIY-SIGIY)

```

```

SSIGZ=2*(SIGIZ-SIGIZ)
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX-SIGIX+SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY-SIGIY+SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ-SIGIZ+SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIZ)*2
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF

```

```
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*4
SSIGY=SIGIY*4
SSIGZ=SIGIZ*4
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*2
SSIGY=SIGIY*2
SSIGZ=SIGIZ*2
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*2
SSIGY=SIGIY*2
SSIGZ=SIGIZ*2
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=2*SIGIX
SSIGY=2*SIGIY
```

```

SSIGZ=2*SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=2*SIGIX
SSIGY=2*SIGIY
SSIGZ=2*SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIZ)*2
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIX-SIGIX+SIGIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY-SIGIY+SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIZ-SIGIZ+SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIZ)*2
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN

```

```
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIHY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIHY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIIX,SIGIHY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIHY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIHY,SIGIIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIHY-SIGIHY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
10 IF(SSIGX.LT.0.0) SSIGX=0.0
IF(SSIGY.LT.0.0) SSIGY=0.0
RETURN
END
```

DATOS DE LA ESTRUCTURA Y TIPO DE ANÁLISIS.

6,2,0.1,2,3,4,45.0,69.3,0.155,5.0,45.0

1,1130000.05163.4.,3.7,4,5,1,2

2,1130000.05163.4.,3.7,5,6,2,3

CARGAS CONCENTRADAS

1,-35.

2,-50

3,-35

4,0.

5,0.

6,0

DATOS GEOMETRICOS.

1,0.,1,0.,2.,0.,2

2,4.,1,2.,6.,0.,2.

3,8.,1.,6.,8.,0.,2

DATOS DEL SUELO.

1,1,0.4,0.8.,00.,3,1.5,0.4, 96.50,0.569,37.3,-0.06406

2,1,0.4,0.8.,00.,3,1.5,0.4, 96.50,0.569,37.3,-0.06070

3,1,0.4,0.8.,00.,3,1.5,0.4, 96.50,0.569,37.3,-0.06406

1,2,1.6,1.6.,00.,3,1.6,0.4,101.35,0.572,33.24,-0.06406

2,2,1.6,1.6.,00.,3,1.6,0.4,101.35,0.572,33.24,-0.06070

3,2,1.6,1.6.,00.,3,1.6,0.4,101.35,0.572,33.24,-0.06406

DATOS GEOMETRICOS.

1,2.

2,4.

3,2.

TABLA A-1 EJEMPLO DE ARCHIVO DE DATOS.

GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) Y GIROS (rad) (ÉPOCA DE ESTIAJE)

1	27.619300
2	9.780705
3	27.619290
4	8.338026E-04
5	-3.623525E-11
6	-8.338027E-04

NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO

(m)

1	.00402
2	.00291
3	.00402

BARRA GRADO DE LIBERTAD M (t-m) O V (t) EN EL NUDO

1	4	.00000146
1	5	15.67719000
1	1	35.00000000
1	2	25.00000000
2	5	-15.67718000
2	6	.00000147
2	2	25.00000000
2	3	35.00000000

ULTIMA ITERACIÓN (ÉPOCA DE LLUVIAS)

GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) Y GIROS (rad)

1	31.937820
2	5.462177
3	31.937810
4	2.416350E-04
5	1.570194E-10
6	-2.416367E-04

NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO

(m)

1	-.05946
2	-.05888
3	-.05946

BARRA GRADO DE LIBERTAD M (t-m) O V (t) EN EL NUDO

1	4	-.00012155
1	5	32.95116000
1	1	35.00006000
1	2	24.99994000
2	5	-32.95127000
2	6	-.00006401
2	2	25.00000000
2	3	34.99997000

TABLA A-2 EJEMPLO DE ARCHIVO DE RESULTADOS

ANEXO II. DEDUCCIÓN DE ECUACIÓN CONSTITUTIVA PARA SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS Y COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS POR FORMULAS.

Considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal y la influencia de la presión de confinamiento, Juárez Badillo (1965) propone una ecuación constitutiva en la que normaliza la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, con la expresión:

$$dV/V = -\gamma \dot{\sigma} / \sigma$$

donde: V= volumen de un elemento

σ = esfuerzo isótropo sobre el elemento de suelo

γ = coeficiente de compresibilidad del suelo

De acuerdo con resultados experimentales tanto en laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador (succión) e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto la ecuación constitutiva para estos suelos debe comprender estos dos efectos.

Tomando en cuenta que la presión de confinamiento efectiva P_c vale,

$$P_c = P_{c0} + (1/2)\Delta P_c$$

P_{c0} = presión de confinamiento efectiva inicial = $(1+2K_0)P_v/3$

Donde: ΔP_c = incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, siendo

$$\Delta P_c = 1/3 (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Entonces se tiene de la siguiente manera:

$$P_c = P_{co} + \left\{ (1/2)(1/3)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \right\}, \text{ por lo tanto: } P_c = P_{co} + \left\{ (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \right\}$$

Si el suelo tiene una cierta cohesión, tendrá una resistencia a la tensión P_t (bajo una presión efectiva igual a cero), interpretándose como un confinamiento equivalente sobre el elemento describiéndose como sigue:

$$P_{cm} = P_t + b_3 P_c$$

$$P_{cm} = P_t + b_3 \left\{ P_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \right\}$$

Donde b_3 es un coeficiente debido a efectos de P_t y P_c en el comportamiento del suelo.

Pero internamente en el suelo se tiene una succión P_s , se tomará como un confinamiento adicional que se le adicionará a la presión de confinamiento media quedando finalmente una presión de confinamiento total (P_{ct}) que actúa en el elemento de suelo.

$$P_{ct} = P_{cm} + b_4 P_s$$

Donde: b_4 es un coeficiente debido a efectos de la succión que se presente.

Ahora se plantea la ecuación diferencial constitutiva general en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la incremento o variación de la succión e inversamente proporcional a la presión de confinamiento total en el suelo (P_{ct}), presentándose como sigue:

$$dh/h = (-\gamma) [d P_s / P_{ct}]$$

Donde, $\gamma = (1/Ba)$ = coeficiente de proporcionalidad entre la succión y la deformación unitaria.

$$P_{ct} = P_{cm} + b_4 P_s$$

Por lo tanto la ecuación diferencial constitutiva para estos suelos por cambio de succión es la siguiente.

$$\frac{dh}{h} = (-1/Ba) [d P_s / P_{cm} + b_4 P_s]$$

COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS POR FÓRMULAS.

Al realizar el análisis de interacción estática, se determinaron reacciones, giros y deformaciones, con lo que se procedió al cálculo de los elementos mecánicos que se tiene en la estructura debido a las cargas actuantes, por lo que para comprobar estos resultados se obtuvieron unas fórmulas para cada punto en estudio, y así poder graficar con facilidad estos elementos mecánicos (cortante y momento flexionante).

Para obtener estas fórmulas se tomo el diagrama de la estructura dividida en 4 barras, con todas las cargas y reacciones actuantes, la cual es la siguiente:

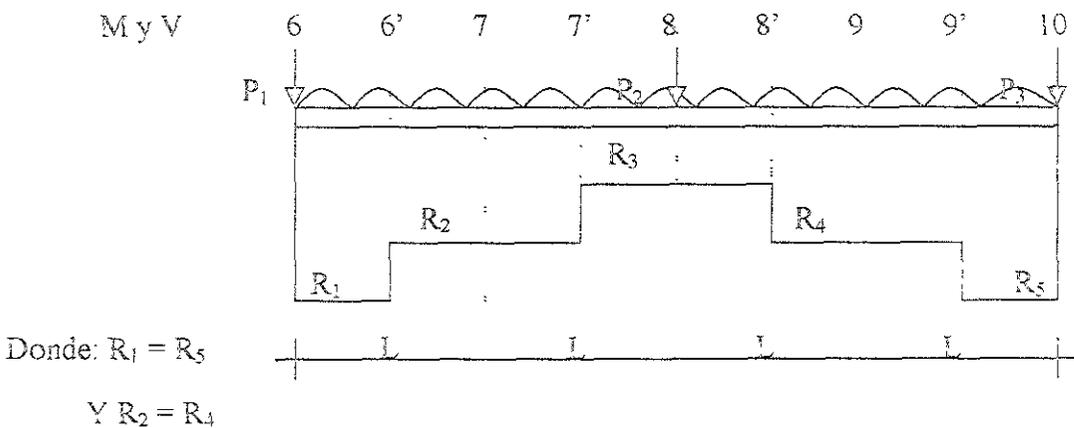
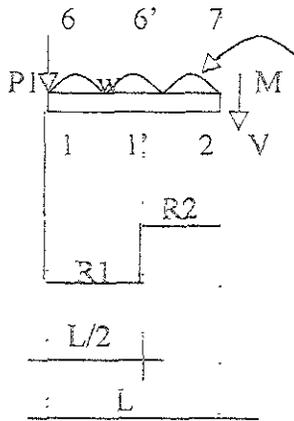


Fig. A Diagrama de cargas y bloques de reacciones en la estructura analizada.

Con el diagrama de la fig. A se determinan las fórmulas de cortante y momento flexionante que actúan en la estructura, con las cuales comprobaremos las calculadas con el análisis de interacción estática.

Para la barra 1 se tienen los cortantes y momentos en los puntos 6, 6' y 7.



$$V_1 = R_1$$

$$M_6 = 0$$

$$V_{1'} = R_1 L/2 - wL/2 - P_1$$

$$M_{6'} = R_1 L^2/8 - wL^2/8 - P_1 L/2$$

$$V_2 = R_1 L/2 - R_2 L/2 - P_1 - wL$$

$$M_7 = 3/8 R_1 L^2 + R_2 L^2/8 - wL^2/2 - P_1 L$$

Para los puntos 7', 8, 8', 9, 9' y 10, las fórmulas son las siguientes:

$$V_2' = R_1 L/2 + R_2 L - 3wL/2 - P_1$$

$$M_7' = 5/8 R_1 L^2 + R_2 L^2/2 - 9/8 wL^2 - 3/2 P_1 L$$

$$V_3 = R_1 L/2 + R_2 L + R_3 L/2 - 2wL - P_1$$

$$M_8 = 7/8 R_1 L^2 + R_2 L^2 + R_3 L^2/8 - 2wL^2 - 2P_1 L$$

$$V_3' = R_1 L/2 + R_2 L + R_3 L - P_1 - P_2 - 5/2 wL$$

$$M_8' = 9/8 R_1 L^2 + 3/2 R_2 L^2 + R_3 L^2/2 - 25/8 wL^2 - 5/2 P_1 L - P_2 L/2$$

$$V_4 = R_1 L/2 + 3/2 R_2 L + R_3 L - P_1 - P_2 - 3wL$$

$$M_9 = 11/8 R_1 L^2 + 17/8 R_2 L^2 + R_3 L^2 - 9/2 wL^2 - 3P_1 L - P_2 L$$

$$V_4' = R_1 L/2 + 2R_2 L + R_3 L - P_1 - P_2 - 7/2 wL$$

$$M_9' = 13/8 R_1 L^2 + 3R_2 L^2 + 3/2 R_3 L^2 - 49/8 wL^2 - 7/2 P_1 L - 3/2 P_2 L$$

$$V_s = R_1L + 2R_2L + R_3L - 4wL - P_1 - P_2$$

$$M_{10} = 2R_1L^2 + 4R_2L^2 + 2R_3L^2 - 8wL^2 - 4P_1L - 2P_2L$$

Con estas fórmulas (Delgado D y Miranda R.) se comprobarán los elementos mecánicos obtenidos del análisis de interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas, para ser graficados posteriormente

BIBLIOGRAFÍA.

- Berry L. Peter- Reid David “Mecánica de suelos” Editorial Mc Graw Hill, 1993
- Buriand, J B, Broms, B B y De Mello, VFB, “Behavior of Foundation and Structures”. IX congreso Int. De Mec de Suelos e Ing de cimentaciones, Tokio 1977
- Chamecki, S. “Structural rigidity in calculating settlements” Journal of Soil Mech and Found Division Proc ASCE, Vol 88, No. SM1, Enero, 1956.
- Damy, J., Esteva, L. y Guerra, R. “Métodos incrementales en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible”, Memoria del 1er. Congreso Nac. Sobre Ing. Estructural. Soc. Mex. De Ing. Estructural, México, 1977.
- Damy , J. “ Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas”. Rev. Ingeniería, No 1, 1985.
- Dashkó. R E y Kagán. A. A, “Mecánica de Suelos en la práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería”. Cap 2. MIR, Moscú, 1980.
- Deméneghi, C. A. “ Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo”. Rev Ingeniería, Vol. XLIX, No. 3, 1979.
- Deméneghi, C A. “Interacción suelo-estructura”. Rev. Ingeniería, Vol LIII, No. 4, 1983

- Deméneghi, C. A. "Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction" Proc. Of the XI Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
- Deméneghi, C. A. "Interacción estática suelo-estructura. considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia 1996
- Deméneghi, C. A. "Método no lineal para el cálculo de deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados.", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia 1996.
- Deméneghi, C. A. "Apuntes de cimentaciones" Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería (UNAM), 1998
- Duncan, M. J. and Yung Chang., Chin "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Proceeding of the American Society of Civil Engineers. Associate Members ASCE, Soil Mechanics and Foundations Division.
- Flores Victoria, A. "Análisis de cimentaciones sobre suelos compresibles" Instituto de Ingeniería, No. 171, Julio, 1968.
- Flores Victoria, A. y Esteva, L. "Análisis y diseño de cimentaciones sobre terreno compresible". Instituto de Ingeniería, No. 258, Febrero, 1970.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. "Soils Mechanics for Unsaturated Soils" School of Civil and Engineering Nanyang Technological University. A Wiley-Interscience Publication. N.Y USA.

- Fu Hua Chen. "Foundations on Expansive Soils"
- Juárez B. y Rico Rodríguez. "Mecánica de suelos Tomo I" . Editorial Noriega
- Juárez Badillo E. " Compressibility of Soils" 5th Symp of the Civil and Hydr Eng Dep Indian Inst of Science. Bangalore India 1965.
- McDowell, C. "Interrelationships of Load, Volume Change and Layer Thickness of Soils to the Behavior of Engineering Structures". Poceedings, Highway Research Board, 1956, pp 754-772.
- Miranda C, R. Y Simuta C, R. "Estabilización de Arcillas Expansivas con Cemento en la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez" (1997),(Tesis de licenciatura),Un.A.Ch, (Chiapas, México).
- Miranda C, R. Y Delgado H, D. "Fórmulas para el cálculo de elementos mecánicos de una estructura a partir de las reacciones del terreno".DICTG, UNAM, 1998.
- Mitchell K.J. "Fundamentals of Soil Behavior" University of California, Berkeley T William Lambe., 1976.
- Nanda A. " Soil- structure Interaction in Expansive Clays" Senior Geotechnical Engineer, Engineers India Limited, New Delhi, India.
- Nelson J. Miller D "Expansive Soils", John Wiley & sons Inc- New York-USA (1992).
- O'Neill, M, Michael , W "Methodology for Foundations on Expansive Clays", Journal of the Geotechnical Engineering DivisionASCE & Nader Poormoayed,A.M.ASCE (1980).

- Ordoñez R., J “Estabilización de Arcillas Expansivas con Caliche y Arena en la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez”(Tesis de Maestría).IPN, (D.F. México , 1994).
- Seed, H.B.Woodward, R.J. and Lungred, R. “Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays”*Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* Vol.90 No SM4, pp107,131(1962).
- Pérez G, A- Horta R, J. “Medición de Succión en arcilla CH no saturada de Querétaro”. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia 1996.
- Puebla C, H. “Influencia de la rigidez del terreno de cimentación en los resultados de la interacción estática suelo-estructura.”, (DEPFI,UNAM, México, 1995)
- Richards, L.A. “Capillary Conduction of Liquids Through Porous Systems” *Physics* 1 (1931)
- Sanginés G. H “Interacción Suelo-estructura en Suelos Friccionantes”, DEPFI,UNAM, México, 1999.
- Sommer, H. “ A Method for the calculation of settlements, contact pressures and bending moments in a Foundation including the influence of the flexural rigidity of the superstructure” *Proc. of the VI Int. Conf Soil Mech.*, Vol 2, pp 197-201, Montreal, Canadá, 1965.
- Wooding R, G. “Los suelos (origen, constitución y clasificación)”
- Zambrano A, A. S “Interacción suelo-estructura en una cimentación formada por una losa circular.”, (DEPFI,UNAM, Agosto de 1982).

- Zeevaert , G.L. "Foundation Engineering for Difficult Soils Conditions " Van Nostrand Reinhold Company Inc ,New York, 1973.
- Zeevaert , G.L. "Interacción estática suelo-estructura en cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas."Editorial Limusa, México, 1980.
- Zeevaert , G.L. "Foundation Engineering for Difficult Soils Conditions. "2ª. Edition. Van Nostrand Reinhold Company Inc.,New York, 1983.
- Zepeda G, J.A. y Pérez Rea , M.L. "Reflexiones sobre el comportamiento de suelos parcialmente saturados", Conferencia de la Reunión la geotecnia en suelos no saturados, XVIII.Reunión de Mecánica de Suelos Morelia, México. (Noviembre de 1996).
- Zienkiewicz, O. C. "El método de los elementos finitos". Vol. 1. 4ª. Edición, Mc Graw-Hill.