



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UNA
CIMENTACIÓN TOTALMENTE COMPENSADA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA:

OREA GONZÁLEZ AGUSTÍN PULCIANO



DIRECTOR DE TESIS:

M. I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

CIUDAD UNIVERSITARIA

AGOSTO 2012



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCG/SEAC/UTIT/042/09

Señor
AGUSTÍN PULCIANO OREA GONZÁLEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN TOTALMENTE COMPENSADA"

- INTRODUCCIÓN
- I. ESTADO DEL ARTE
 - II. MÉTODOS DE ANÁLISIS
 - III. ANÁLISIS DE UN CASO PRÁCTICO
 - IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 2 de Junio del 2009.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

MI GRATITUD:

A Dios por dejarme existir, por ser mi fuerza y mi fe. Te he pedido favores y me has dado oportunidades. No he recibido lo deseado, he recibido lo que he necesitado.

Todos los días me has dado, junto con el sol, un momento en el que es posible cambiar todo lo que me hace infeliz.

A mis Padres, por darme su gran amor, su dedicación, su apoyo en todo momento con sus sabios consejos; por buscar siempre inducirme y brindarme la oportunidad de superarme, por darme su confianza. A ustedes Pápas los llevo siempre en mi corazón.

A mi Esposa, por su entusiasmo, comprensión y cariño; por su invaluable apoyo para lograr este anhelo de titulación. Dios nos dio la capacidad de dormir y soñar, para que al despertar, nos levantemos con mucho ánimo y digamos: lo voy a conseguir, y los sueños no se queden simplemente en eso, sino que los hagamos realidad.

A mi Director de Tesis, M. I. Carmelino Zea Constantino por su gran interés en el desarrollo de este trabajo, haciéndome partícipe de sus investigaciones; por permitirme compartir una pequeña parte de su vasto conocimiento y ser una motivación más de superación. Mi admiración por esa sencillez y humildad en su trato para con éste su Tesista. Mi eterna gratitud con usted, Maestro.

A mis Maestros, por la enorme fortuna de recibir sus enseñanzas y tenerlos como ejemplos a seguir.

A todas las personas que al paso de mi vida me han brindado su generosa ayuda, sin otro interés más que el dar. Dios me ha enviado a los Seres que he necesitado conocer, a todos mi recuerdo y agradecimiento.

A mi Alma Mater, mi Universidad Autónoma de México y a mi Facultad de Ingeniería, gracias por existir, por haberme cobijado en sus aulas y orgullosamente ser miembro de esta Comunidad Científica.

Un agradecimiento especial a todo el personal del laboratorio de Geotecnia F. Z. M. por su valioso apoyo (M. I. J. L. Umaña R., M. I. E. Elizalde R., y Oscar Díaz)

DEDICACIÓN:

A mis hijas Martha, Nidia y Tania, para recordarnos que hay que seguir adelante, aunque no estemos convencidos, sigamos adelante; a veces el camino no se ve hasta que uno se hecha a andar. No claudicar es el secreto, en base a esfuerzo, a corto, mediano o largo plazo, no existe otra posibilidad más que la de alcanzar nuestras metas.

Gracias Nidia por tu gran ayuda.

A mis nietos Alan y Santiago, con el ferviente deseo de que vayan por el buen camino en la vida, y que coincidan en el deseo de la superación y logren sus más ambiciosos objetivos. Tres cosas se necesitan para alcanzar el éxito: Dios, Perseverancia y Disciplina.

ÍNDICE

Introducción	2
Capítulo I. ESTADO DEL ARTE	5
Capítulo II. MÉTODOS DE ANÁLISIS	
1. Métodos tradicionales	11
1.1 Criterio del RCDF y NTC	11
2. Método de interacción suelo-estructura de Zeevaert	16
2.1 Parámetros de compresibilidad	16
2.2 Parámetros de análisis	25
2.3 Método de Interacción Suelo-Estructura de Zeevaert	26
2.4 Método de Interacción Directa de López	30
3. Método del elemento finito	31
Capítulo III. ANÁLISIS DE UN CASO PRÁCTICO	
1. Datos del problema	47
2. Estratigrafía y propiedades del subsuelo	47
3. Cálculo de la profundidad de desplante del cajón de cimentación	47
4. Análisis de interacción suelo estructura	55
4.1 Cálculo de las matrices de influencias con el programa de computadora Flexsu	55
4.2 Cálculo de los incrementos de esfuerzos con Flexsu	64
4.3 Cálculo de las compresibilidades de los estratos de apoyo	66
4.4 Cálculo de la matriz de flexibilidades	69
4.5 Solución por EMA y cálculo de las constantes de los resortes	72
5. Análisis de estabilidad del procedimiento constructivo	75
5.1 Empujes contra la tablestaca	75
5.2 Precarga en los troqueles	75
5.3 Pateo de la tablestaca	76
5.4 Falla de fondo	78
5.5 Falla por subpresión	79
6. Supervisión geotécnica	82
6.1 Supervisión	82
6.1.1 Visita de obra	82
6.1.2 Verificación de condiciones geológicas	82
6.1.3 Verificación del terreno de cimentación	84
6.1.4 Verificación del espacio	84
6.1.5 Control de excavaciones	84
6.2 Nivel freático	85
6.3 Condiciones ambientales	85
6.4 Ensayos complementarios	86
6.5 Redacción de un nuevo informe geotécnico	87
6.6 Diario general (bitácora de obra)	87
6.6.1 Informe sobre notificaciones de irregularidades	88
6.6.2 Programa de trabajo	88
6.6.3 Análisis del avance de obra	88

Capítulo IV. CONCLUSIONES 90

Nota aclaratoria: En este trabajo se decidió poner en cada capítulo las referencias porque así se creyó conveniente.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

¹“Todas las obras de ingeniería civil descansan, de una u otra forma, sobre el suelo y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán regidos, entre otros factores, por el comportamiento del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por la del suelo utilizado para conformar los rellenos. Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo, o si aún sin llegar a ellos las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomes que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono. En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquél y la superestructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños cimentados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, al través de una correcta investigación de Mecánica de Suelos”.

En el caso de la Ciudad de México, como consecuencia de las características físico-químicas del subsuelo, para cimentar las estructuras se han tenido que adoptar toda clase de cimientos desde los más sencillos tales como los cimientos superficiales (zapatas, losas, pedraplenes, etc.), hasta los más complejos como los intermedios (cajones compensados), profundos (pilotes, pilas, etc.) y mixtos (como los cajones con pilotes de fricción) además de una gran cantidad de variantes. Cada una de estas clases de cimiento plantea un reto en cuanto a su análisis para fines de diseño, es por esto que en esta tesis sólo se aborda el problema del Análisis de una Cimentación Totalmente Compensada,

OBJETIVO DE LA TESIS

El objetivo de este trabajo es proporcionar, a los interesados en el tema, una Metodología que permita contar con una herramienta que “facilite” su labor, en el entendido que a pesar de la creencia de que en teoría una cimentación totalmente compensada al sustituirse en su totalidad el peso del suelo por el peso de la estructura (incluyendo carga viva media y peso del cajón), los asentamientos totales serán nulos, cuando en realidad esto no ocurre así, teniéndose que tomar en cuenta en el diseño una gran cantidad de variantes, entre las cuales la más importante es quizás el comportamiento elasto-plástico del suelo que tiene lugar cuando se aplican cargas al mismo, en especial el caso que se aborda en donde están implicadas descargas debido a las excavaciones y recargas debido al peso de las estructuras al adoptarse un cierto procedimiento constructivo.

CONTENIDO

En el capítulo 1 se aborda el tema de Estado del Arte en el cual se hace mención de los diferentes métodos de análisis de las deformaciones del suelo a partir de la Teoría de la Elasticidad, de los precursores y contribuyentes modernos de la Mecánica de Suelos, del inicio de la aplicación de las cimentaciones compensadas en México, del “Modelo de Viscosidad Intergranular” del Dr. Zeevaert para el estudio de la consolidación secundaria en suelos finos saturados y las bases para el análisis y diseño de las cimentaciones compensadas.

En el capítulo 2 se trata el tema de los Métodos de Análisis, en donde inicialmente se transcriben

algunos capítulos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) que tienen que ver con los Estados límite de servicio, Cimentaciones compensadas y sus Estados límite de falla y de servicio, con el Análisis y diseño de excavaciones y sus Estados límite de falla, con los Taludes, con la Falla por subpresión en estratos permeables, con las Expansiones instantáneas y diferidas por descargas, con el Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones. Se menciona el Método de Zeevaert (la Determinación de los parámetros de laboratorio, el Modelo de Viscosidad Intergranular y el Fenómeno de expansión-recompresión tanto con el criterio de Zeevaert como el de Zea et Al, la Deformación volumétrica de los estratos, el Método de interacción suelo-estructura) así como el Método de interacción directa de López y el Método del elemento finito.

En el capítulo 3 se analiza el caso de una cimentación totalmente compensada para un edificio de 5 niveles, ubicado en la Delegación Cuauhtémoc de la Ciudad de México. Se muestra la planta tipo y un corte esquemático del edificio, el estudio estratigráfico del sitio con las propiedades de los estratos y los parámetros de consolidación.

Se calcula la profundidad de desplante del cajón de cimentación. Se presentan los esquemas de la numeración de los nodos, vértices y placas. En el análisis de interacción suelo-estructura se efectúa el cálculo de las matrices de influencias del suelo, de los incrementos de esfuerzo vertical, se calculan las matrices de influencias de esfuerzo y los valores de las influencias promedio de esfuerzo en cada estrato con el programa de computadora FLEXSU (Zea et Al, 2011). Se calculan y grafican los valores de los esfuerzos totales, se hace el análisis de las expansiones de los estratos bajo el nivel máximo de excavación (NME), así como el análisis de asentamiento por recompresión del suelo bajo el NME usando el criterio de Zea et Al (2010), también se muestra el análisis de recompresión como lo señalado por Zeevaert (1973) para su comparación. Se efectúa el análisis de las expansiones de los estratos bajo el NME, así también se presenta el análisis del asentamiento por carga neta con el Método de Zeevaert.

Se presenta el cálculo de la estabilidad en el proceso constructivo en las partes correspondientes a los Empujes contra la tablestaca, la Precarga en los troqueles, el Pateo de la tablestaca, la Falla de fondo y la Falla por subpresión. Se muestran los esquemas de la planta y corte de la Distribución de pozos de bombeo profundo.

Se describe la Supervisión geotécnica, en rubros como: visita de obra, verificación de las condiciones geológicas, propiedades físicas de los suelos, verificación del terreno de cimentación, verificación del espacio, control de excavaciones, nivel freático, condiciones ambientales, ensayos complementarios, redacción de un nuevo informe geotécnico, bitácora de obra, informe sobre notificación de irregularidades, programa de trabajo y análisis de avance de obra.

En el capítulo 4 se concluye sobre el procedimiento para el cálculo de las cimentaciones totalmente compensadas, como es el método de Zeevaert, la interacción suelo-estructura, las expansiones por alivio de esfuerzo, asentamiento por recompresión del suelo y el análisis del asentamiento por carga neta. La consideración del comportamiento diferente de cada estrato, la influencia del suelo en su vecindad, contemplada con la división de la planta de cimentación en placas ligadas a cada estrato.

¹ *Página internet: arq.com.mx Buscador de Arquitectura*

CAPÍTULO I

CAPÍTULO I

ESTADO DEL ARTE

A lo largo de la historia muchos métodos de análisis de las deformaciones del suelo se han desarrollado para predecir el comportamiento de una cimentación. Métodos que surgen a partir de la Teoría de la Elasticidad, tales como el Método de Steinbrenner (referencia 1) han sido usados para determinar la componente inmediata del asentamiento, incluso relaciones de tipo empírico o semiempírico han también sido propuestas para el caso específico de arcillas (Janbu, 1956). A partir del modelo de consolidación unidimensional de Terzaghi (1936), el cual es similar al modelo de Kelvin (18..) se ha podido estudiar, al menos en lo que respecta a la consolidación primaria, el asentamiento a largo plazo.

Precusores y contribuyentes modernos de la Mecánica de Suelos.¹

La tierra, uno de los elementos más abundantes en la Naturaleza, ya señalado por los antiguos como uno de los cuatro (4) básicos que componen nuestros inmemoriales como material de construcción. En su manejo y utilización el análisis científico ha ido reemplazando, gradualmente, a las reglas intuitivas, siendo el estado actual del conocimiento la suma de los aportes de diversos científicos, físicos, matemáticos e ingenieros, que desde el pasado fueron forjando, sin saberlo, una nueva ciencia, nutrida por sus investigaciones. Entre estos pioneros cabe destacar los nombres de:

Carlos A. de Coulomb (1736-1806)

Alexander Collin ()

Tomás Telford (1757-1834)

Juan V. Poncelet (1788-1867)

Guillermo Rankine (1820-1872)

Karl Culmann (1821-1881)

O. Mohr (1835-1918)

José V. Boussinesq (1842-1929)

Coulomb, Poncelet, Collin y Rankine aportaron valiosas experiencias en el análisis de presiones de tierras. Las contribuciones del ingeniero militar francés Coulomb tienen todavía vigencia, en fricción, electricidad y magnetismo. Poncelet ofreció en 1840 un método gráfico para la determinación directa de la superficie de falla y las presiones de tierra activa y pasiva. Collin publicó en 1846 su trabajo "Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux". Guillermo M. Rankine fue un ingeniero y físico escocés que se distinguió, también, por sus trabajos en termodinámica.

Culmann le dio una solución gráfica a la teoría Coulomb - Poncelet, permitiendo la resolución de problemas complejos de presiones de tierras.

Tomás Telford fue un ingeniero inglés, constructor de puentes, puertos y canales, primer presidente de la Asociación Británica de Ingenieros Civiles, en 1820. Sus investigaciones le llevaron a desarrollar una modalidad de pavimentos.

Mohr ideó un método gráfico para representar esfuerzos normales y tangenciales actuantes en

planos inclinados, cuando el material se somete a esfuerzos biaxiales, de útil aplicación en el campo de los suelos.

De **Bouissinesq** hemos aprovechado sus ecuaciones para establecer los valores de las componentes verticales de esfuerzos generados por la aplicación de cargas.

Dos nombres no incluidos en la relación de precursores antiguos y que merecen ser citados son los **G. G. Stokes**, quien enunció una ley que rige el descenso de una esfera en un líquido, fundamento del ensayo granulométrico por sedimentación y el del físico francés **H. Darcy** autor, en 1856, de una ley básica para el estudio del flujo del agua en los suelos.

Entre los principales contribuyentes modernos tenemos a:

- Karl Terzaghi (1883-1963)
- A. Atterberg ()
- Wolmar Fellenius (1876-1957)
- Arturo Casagrande (1902-1981)
- Laurits Bjerrum (1918-1973)
- A. W. Skempton (1914-)

Karl Terzaghi, el padre indiscutible de la mecánica de suelos, nació en Praga, Checoslovaquia, y murió en los Estados Unidos de Norteamérica, a los ochenta (80) años de edad. Trabajó en Austria, Hungría y Rusia, de 1915 a 1911. Fue profesor del Robert College de Constantinopla, de 1915 a 1925. Enseñó ingeniería de cimentaciones en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, entre 1925 a 1929, dedicándose simultáneamente a la práctica consultiva en Norte y Centro América.

Catedrático en Viena, de 1929 a 1938, comenzó a laborar a partir de este último año con la Universidad de Harvard. Su obra "Erdbaumechanik", publicada en 1925, en Viena y en idioma alemán, marcó el nacimiento de una nueva disciplina.

A. Atterberg, sueco, estableció una serie de ensayos para determinar el comportamiento plástico de los suelos cohesivos, de amplia difusión mundial, hoy en día, en cuyos resultados están basados todos los sistemas de clasificación ideados.

Fellenius, trabajando para la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado Sueco, creó un método para analizar y diseñar taludes que se designa con su apellido o es denominado "Método Sueco", el cual se ha convertido en el procedimiento indispensable para el estudio de taludes de presas, carreteras o de cualquier otro tipo.

Arturo Casagrande, alemán de origen, emigró a los EE.UU. en 1926. Alumno sobresaliente y compañero de Terzaghi, es después del maestro la figura más relevante en la mecánica de suelos; siendo notables sus contribuciones en equipos y sistemas al estudio de la plasticidad, consolidación y clasificación de los suelos. Organizó junto al Dr. Terzaghi el Primer Congreso de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, celebrado en la Universidad de Harvard, Cambridge, Massachusetts, en el año de 1936, habiendo sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Bjerrum nació y estudió en Dinamarca. Laboró en Suiza y en su país natal, siendo el primer director, en 1951, del Instituto Geotécnico Noruego. De esa época son sus valiosas investigaciones en torno a la resistencia al corte de los suelos y de modo especial sobre la sensibilidad de las arcillas.

Skempton, nacido en Inglaterra, es profesor del colegio Imperial de la Universidad de Londres, donde introdujo la enseñanza de la mecánica de suelos. Ha sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Sus contribuciones han discurrido sobre presiones efectivas, capacidad de carga y estabilidad de taludes.

Es oportuno señalar que la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, organizada por Terzaghi y con asiento en Londres, tiene como miembros componentes a sociedades nacionales de igual naturaleza constituidas en casi todos los países de la Tierra. Auspicia cada cuatro años, como suceso principal, congresos mundiales que hasta el momento presente han sido celebrados en las ciudades y años indicados a continuación:

- 1°. Cambridge 1936
- 2°. Rotterdam 1948
- 3°. Zurich 1953
- 4°. Londres 1957
- 5°. París 1961
- 6°. Montreal 1965
- 7°. Ciudad de México 1969
- 8°. Moscú 1973
- 9°. Tokio 1977
- 10°. Estocolmo 1981

De igual modo tienen lugar eventos regionales dentro de los cuales nos tocan directamente los congresos panamericanos. El primero de ellos tuvo lugar en la Ciudad de México en el año 1959.

Dos de las obras de construcción de carácter monumental en el ámbito mundial donde se hizo patética la ausencia de los postulados de la mecánica de suelos moderna son la Torre de Pisa y el canal de Panamá. La llamada Torre inclinada de Pisa fue comenzada por Bonno Pisano en el 1174 y terminada en la segunda mitad del Siglo XIV. Con una altura de cuarenta y cinco metros y un peso total de 14,500 toneladas, su cimentación anular transmite presiones al subsuelo del orden de 5 Kg/cm². Cimentada sobre capas alternadas de arena y arcilla, su inclinación comenzó a producirse desde la época de su construcción como consecuencia de presiones diferenciales de los suelos afectados, observándose en la actualidad una separación entre la vertical y el eje longitudinal de la torre de 4.90 m en su parte más alta.

Una estructura parecida construida en Venecia, de 100 m de altura, se desplomó en 1902 cuando su inclinación era de apenas 0.8%. Una nueva torre, existente, fue erigida en el lugar de la antigua, con una cimentación más grande.

Ciudades notables por sus hundimientos

A nivel universal hay ciudades grandes y populosas caracterizadas por hundimientos importantes, pudiéndose citar entre ellas a las siguientes urbes:

- Ciudad de México
- Venecia
- Roma
- Tokio
- Shanghai
- Bangkok
- Madrás
- Bombay

La Ciudad de México fue fundada por los Aztecas en el año 1325, en una isla sobre el lago de Texcoco. La parte colonial de la ciudad, ubicada encima del fondo del depósito de agua, tiene uno de los subsuelos de cimentación más críticos del mundo, constituido por gruesos depósitos de arcillas volcánicas, lacustres, altamente compresibles, habiéndose perforado hasta 600 m de profundidad sin haber encontrado roca. Presenta contenidos medio de humedad del orden de 200% con valores esporádicos de hasta 600%. Existen allí capas alternadas de arena de pequeño tamaño, consecuencia todo del origen sedimentario del área. A unos treinta y tres metros de profundidad está localizado un manto de arena densa y espesor de más o menos cinco metros en la cual está cimentada la Torre Latinoamericana, de cuarenta y tres pisos de altura.

El hundimiento de la ciudad es debido al secado de los antiguos lagos del Valle de México, acrecentado por la extracción de agua del subsuelo en la medida del crecimiento demográfico. En la Catedral se llegaron a medir velocidades de hundimiento de hasta cuarenta centímetros anuales. En los últimos tiempos se ha logrado reducir la compresión de los suelos, controlándose la explotación de los acuíferos de la zona urbana, sustituyéndose por fuentes alejadas de la metrópoli que aunque subterráneas parecen pertenecer a cuencas hidráulicas independientes.”

El Ingeniero José Antonio Cuevas fue precursor del concepto y de la aplicación de las cimentaciones compensadas en México. Su obra más conocida es el edificio de la Lotería Nacional, el primero con cimentación flotante -en donde el peso de la estructura compensa el del material excavado-, y que en su momento fue el edificio de concreto más alto del país y el primero con una cimentación de flotación elástica. Fue inaugurado el 28 de noviembre de 1946. Publicó en la Universidad de Harvard en 1936 entre otras obras: La Cimentación por flotación.

En 1958 Roscoe, Scholfield y Wrote proponen la “Teoría de Estado Crítico” que permite disponer de un modelo unificado de comportamiento del suelo, en donde los estados de esfuerzo y los de volumen se interrelacionan.

En 1976 el Dr. Leonardo Zeevaert propone su “Modelo de Viscosidad Intergranular” para el estudio de la consolidación secundaria en suelos finos saturados; en su libro “Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions” demuestra por un lado que la consolidación secundaria inicia desde el momento de la aplicación del incremento de carga y no como se pensaba antes, que iniciaba cuando termina la consolidación primaria y por el otro lado obtiene la relación entre el modelo de Kelvin (que es una componente de su modelo, la otra es la unidad “Z” de viscosidad no lineal) y el modelo de Terzaghi, con esto él logra establecer la relación entre su modelo y el de Terzaghi para la interpretación de parámetros.

En ese mismo libro presenta las bases para el análisis y diseño de las cimentaciones compensadas, en donde se sigue una metodología que toma en cuenta no sólo la compresibilidad del suelo, sino también la fase constructiva que se compone de la construcción del tablestacado perimetral, bombeo previo a la excavación, excavación, recarga y carga, que da lugar a los fenómenos de Compresión por bombeo, Expansión por excavación y alivio de esfuerzo, Recompresión (cuando se restituyen al suelo los esfuerzos previamente aliviados) y Compresión del suelo debido a la carga neta (que en el caso de una cimentación totalmente compensada se supone igual a cero). En su metodología de análisis señala que hay que tomar en cuenta la “solidificación” del suelo que tiene lugar después de muchos años por envejecimiento del mismo (lo cual es difícil de alcanzar a medir en el laboratorio debido a los tiempos tan cortos de que se disponen); por lo tanto recomienda que el análisis de recompresiones se realice máximo hasta 15 años.

Con el desarrollo de las computadoras ahora es posible realizar análisis más complejos, tipo elemento finito, elemento finito con fractales, diferencias finitas, etc. Sin embargo el legado que dejó Zeevaert es un conocimiento que no se debe despreciar y al cual se le puede ir enriqueciendo.

¹ *Historia de la Mecánica de Suelos, Página de Internet: <http://comunidad.arq.com.mx>*

CAPÍTULO II

CAPÍTULO II

MÉTODOS DE ANÁLISIS

II.1. Criterio del RCDF y sus NTCDCDF¹

A continuación se retoman algunos capítulos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2005) en el Apartado para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCDF), para después discutir algunos de los puntos en que algunas teorías difieren de lo que ahí se menciona:

“
.
.”

3.3.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

3.4. CIMENTACIONES COMPENSADAS

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en la que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta...

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1. Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2. Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.*
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 % de su resistencia estática no-drenada.*
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.*

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en la sección 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre-compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre-compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m^2) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (capítulo 5).

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m^2) con factor de carga unitario.

5.1.1. Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30% en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (sección 7.2.5)”

5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

donde

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descargas

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de la

excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.10 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación podrán realizarse por partes.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.”

Hasta aquí la cita del Reglamento, enseguida se discutirán algunos de los puntos mencionados:

a) En la referencia 5, se muestra que las pruebas de consolidación llevadas a cabo a 24 horas por incremento de carga, no representan ni la consolidación primaria ni la consolidación primaria más la secundaria. Esta evidencia podría estar en contradicción con la ecuación 3.10, ya que no se especifica a qué caso corresponde la curva de compresibilidad que se va a adoptar; tampoco se menciona que el asentamiento en campo es un proceso que lleva tiempo. En la figura II.1 se muestran los resultados de la investigación citada.

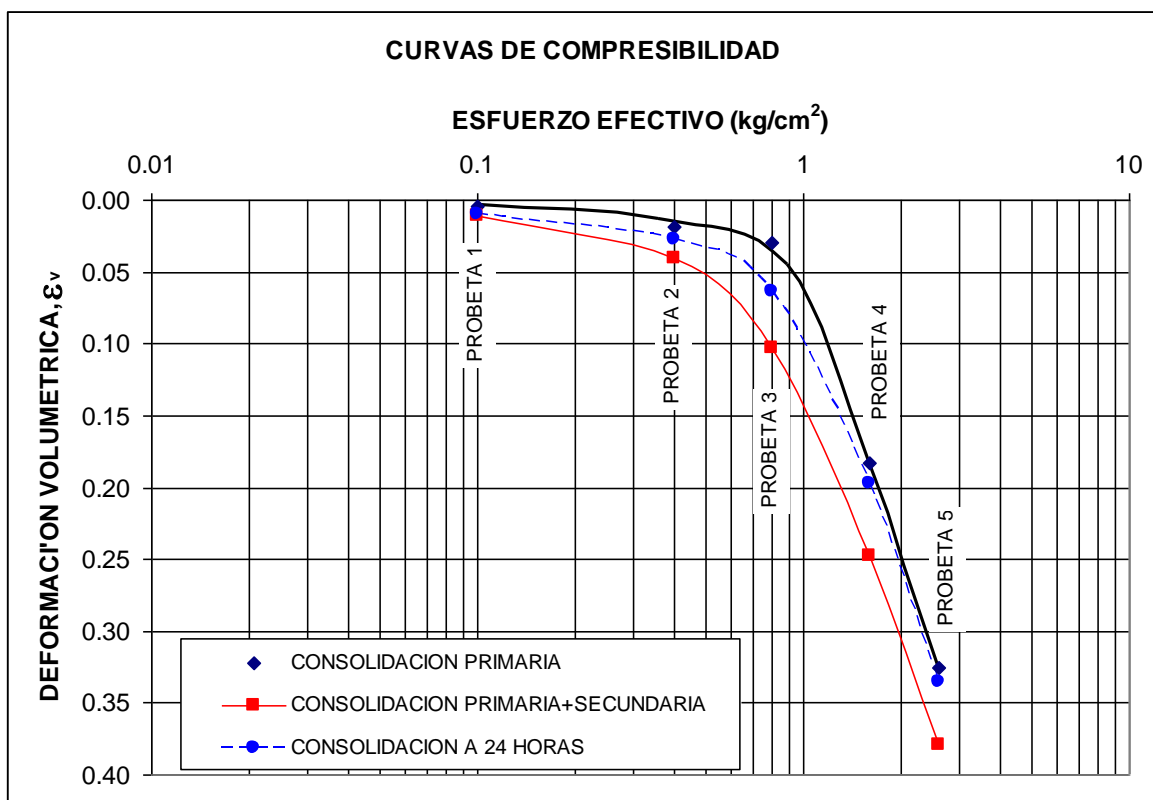


Fig. II.1 (Referencia 5)

b) En la referencia 6, se llevó a cabo un estudio en donde encontraron que para el caso de cimentaciones compensadas, la recompresión del suelo puede ser mayor de dos veces la expansión y que a diferencia del segundo que puede ser considerado elástico, el primero es elasto-viscoso.

Esto podría entrar en contradicción con lo que dice el Reglamento sobre considerar una Carga Neta que se entiende se tiene que aplicar en el inciso 3.4.2a. y en el inciso 3.4.2c. En la tabla III.4.2 del capítulo III se muestran los resultados de la investigación citada.

II.2 MÉTODO DE ZEEVAERT

II.2.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE LABORATORIO

II.2.1a MODELO DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR DE ZEEVAERT

Las sobrecargas de las estructuras cimentadas en suelos finos saturados inducen la consolidación de estos últimos. En forma clásica el fenómeno se divide en consolidación primaria y consolidación secundaria. La consolidación primaria se genera por un exceso de la presión del agua de poro la cual requiere de tiempos relativamente grandes para su disipación y desalajo retardando el proceso de deformación del suelo. La consolidación secundaria se presenta cuando existe un deslizamiento relativo entre las láminas arcillosas, este fenómeno se denomina “viscosidad intergranular” y tiene importancia, sobre todo, cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de material permeable, ya que la consolidación primaria se presenta rápidamente.

Para analizar el fenómeno de viscosidad intergranular, Zeevaert propone utilizar dos modelos reológicos conectados en serie, los cuales son:

a) El modelo de Kelvin, que es equivalente al modelo de Terzaghi, por lo que con esta parte se toma en cuenta la consolidación primaria. El amortiguador Newtoniano del modelo tiene una fluidez lineal ϕ_1 y el elemento resistente cuenta una compresibilidad α_1 .

b) La unidad Z, compuesta por un elemento viscoso no lineal y un elemento viscoso lineal conectados en paralelo (el efecto de esta conexión es que la viscosidad lineal retarda el movimiento del elemento viscoso no lineal). La fluidez lineal es ϕ_2 y la no lineal que varía con el tiempo (t), es $\frac{a}{b+t}$, siendo “a” y “b” dos constantes que se determinan experimentalmente.

La deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_v$, para un incremento de esfuerzo vertical constante, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta p \left[F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right] \quad (\text{II.2.1a.1})$$

donde:

- m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.
- Δp : incremento de esfuerzo aplicado.
- $F(T_v)$: función de Terzaghi del fenómeno primario.
- T_v : factor tiempo
- β : factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.
- ξ : factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Si el incremento de esfuerzo vertical se aplica de manera lineal con el tiempo, hasta alcanzar un valor constante Δp_c en un tiempo $t = t_c$, la deformación volumétrica se calcula con las siguientes expresiones (refs. 2 y 4):

para $0 < t < t_c$

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \Delta p_c \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\Phi(T_v) + 0.43 \beta \left(1 - \frac{\log(1 + \xi T_v)}{\xi T_v} \right) \right] \quad (\text{II.2.1a.2})$$

para $t > t_c$

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \Delta p_c \left[F(T_v - T_{o1}) + \beta \log(10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc})) \right] \quad (\text{II.2.1a.3})$$

donde:

$$\Phi(T_v) = 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right)$$

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 - \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}}$$

Puesto que para $t=t_c$ se debe cumplir que:

$$\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{o1})$$

El valor de T_{o1} se determina a partir de esta condición.

Los parámetros m_v , β y ξ se obtienen del ajuste de las curvas de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas de los estratos, como una función del nivel de esfuerzos (ref. 1).

II.2.1b FENÓMENO DE EXPANSIÓN-RECOMPRESIÓN

A) Zeevaert

El módulo secante de expansión fue investigado en el laboratorio por Zeevaert (1973), quien encontró, para muestras de suelo arcilloso, una ley fenomenológica en pruebas de compresión simple en probetas de suelo sometidas a un ciclo de carga y descarga, descrita por la siguiente expresión (Fig. II.2.1):

$$M_{eo} = a (\Delta \sigma_{eo})^{c-1} \quad (\text{II.2.1b.1})$$

Siendo $\Delta \sigma_{eo}$ el decremento de esfuerzo para descarga total del suelo previamente cargado, a una constante experimental y c un exponente que se puede obtener de la curva de expansión dibujándola en escala doble logarítmica, donde su forma aparece como una línea recta cuya pendiente es el valor de c , entonces:

$$c = \frac{\log(\varepsilon_{r2} / \varepsilon_{r1})}{\log(\sigma_{r2} / \sigma_{r1})} \quad (\text{II.2.1b.2})$$

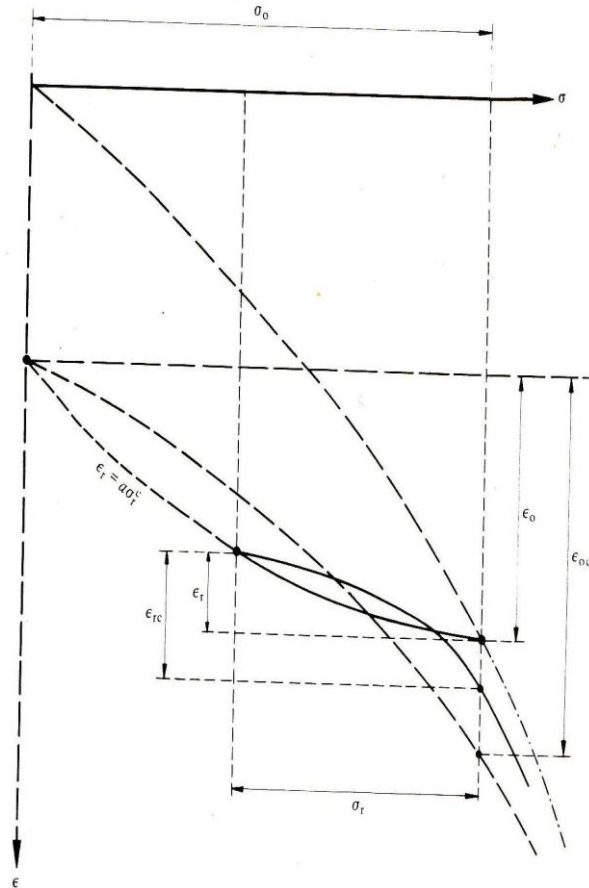


Fig. II.2.1 Características de expansión-recompresión (Zeevaert, 1973)

Zeevaert afirma que, en el campo, después de una excavación, los estratos de suelo arcilloso por debajo del nivel máximo de excavación no se ven sometidos a una descarga total, $\Delta\sigma_{eo}$, sino parcial, $\Delta\sigma_e$, por lo que para poder utilizar los módulos dados en la ecuación (II.2.1b.1) se tienen que corregir por medio de la expresión:

$$M_e = \rho_e M_{eo} \tag{II.2.1b.3}$$

Siendo ρ_e un factor de corrección dado por:

$$\rho_e = \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_o} \right)^{c-1} \tag{II.2.1b.4}$$

Donde σ_o es el esfuerzo efectivo de campo del estrato analizado, antes de la excavación.

Por otro lado y, tomando en cuenta las componentes elásto- plásticas y visco- plásticas que se desarrollan en el proceso de recarga del suelo, donde se supone que el material se degrada debido al ciclo descarga-recarga, Zeevaert propone la siguiente expresión para evaluar el módulo secante de recompresión:

$$M_{co} = (1 + \kappa_v) M_{eo} \tag{II.2.1b.5}$$

Donde κ_v es el factor que toma en cuenta las componentes de deformación elasto-plásticas y viscosas del suelo.

Nuevamente, para tomar en cuenta en campo la recompresión parcial, la ecuación (II.2.1b.5) debe corregirse por medio de la siguiente expresión:

$$M_c = \rho_c M_{co} \quad (\text{II.2.1b.6})$$

Y para un material confinado bajo deformación lateral nula se propone usar el módulo de compresibilidad, dado por:

$$m_v = \nu_c M_c \quad (\text{II.2.1b.7})$$

donde:

$$\nu_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (\text{II.2.1b.8})$$

Siendo ν la relación de Poisson.

Sustituyendo (II.2.1b.7) en (II.2.1b.5) y arreglando términos:

$$\frac{m_{vi}}{M_{ei}} = \left(1 + \kappa_{vpi}\right) \nu_c \quad (\text{II.2.1b.9})$$

Para evaluar κ_v se usan los resultados de la prueba de consolidación interpretada con el modelo de viscosidad intergranular (Zeevaert, 1984), de la siguiente manera:

$$\kappa_{vpi} = \beta \log\left(1 + \xi T_v\right) \quad (\text{II.2.1b.10})$$

Siendo β y ξ parámetros del modelo de viscosidad intergranular y T_v el factor tiempo del modelo de consolidación unidimensional de Terzaghi.

De acuerdo con Zeevaert, el factor de corrección ρ_c , puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\rho_c = \frac{1 + \kappa_{vpi} \Delta\sigma_c / \sigma_o}{1 + \kappa_{vpi}} \rho_e \quad (\text{II.2.1b.11})$$

B) Zea et All

En la propuesta de estos investigadores se descarta el uso de equipos convencionales, como la cámara triaxial y el odómetro, para evitar los problemas de fricción en el vástago o en el anillo, respectivamente; además se toma en cuenta que las probetas con relaciones altura/diámetro mayores de 2.5 presentan problemas de pandeo bajo grandes deformaciones. Aunado a lo anterior, el uso de varias probetas, supuestamente de la misma muestra, presenta problemas de interpretación por la heterogeneidad del material. Para superar estas limitaciones experimentales el fenómeno de recompresión se estudia realizando pruebas de compresión simple en una probeta de arcilla no saturada, aplicando ciclos de carga-descarga.

Se reconoce el hecho de que los tiempos de campo y laboratorio no son equivalentes; en campo el suelo lleva mucho tiempo cargado (cientos o miles de años) antes de ser sometido a una descarga, en cambio en el laboratorio, por motivos prácticos, no es posible mantener las cargas durante

mucho tiempo. Ante este panorama se propone entonces ensayar dos probetas, una sometida a un ensaye bajo esfuerzo vertical constante y la otra a ciclos de carga-descarga, manteniendo durante 24 horas el mismo nivel de esfuerzos aplicado en la primera probeta, tal como se ilustra en la figura II.2.2

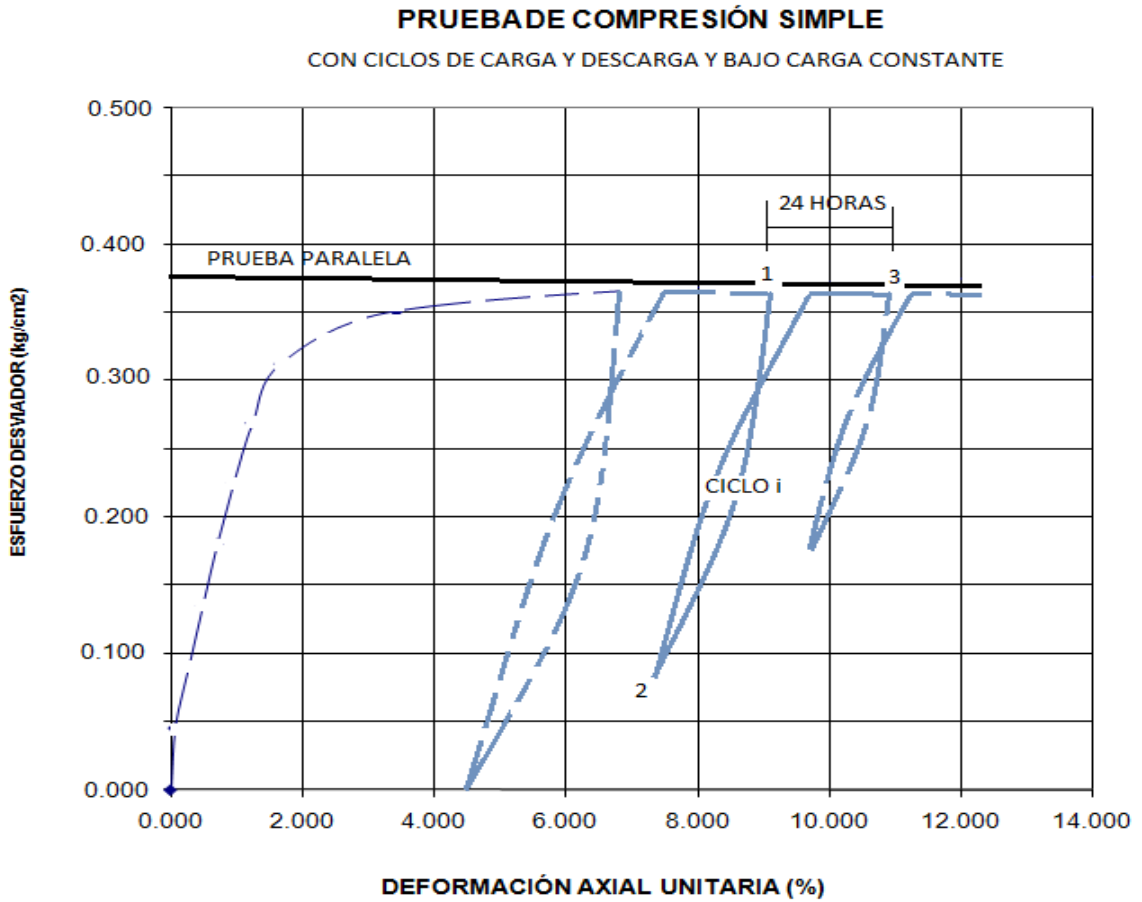


Fig. II.2.2 Pruebas de compresión simple con ciclos de carga y descarga y bajo carga constante



Foto II.2.1. Montaje de las probetas

La prueba con ciclos de carga y descarga consiste en medir los módulos de expansión y recompresión bajo varias relaciones de alivio de esfuerzos, 100, 75, 50, 25 y 5% del esfuerzo máximo aplicado, por ejemplo, con la particularidad de que antes de hacer la siguiente descarga, el suelo se deja cargado 24 horas para permitir el desarrollo de la deformación visco-plástica. Esta particularidad puede evitarse usando varias probetas del mismo material pero, como ya se dijo, en este caso los resultados podrían no ser consistentes debido a heterogeneidades en el material. Si se acepta la hipótesis de que la relación de módulos, visco-plástico a elástico, no cambia para los diferentes ciclos de carga-descarga, aunque cambie la relación de vacíos, entonces se pueden usar las ecuaciones (II.2.1b.7) a la (II.2.1b.9) para interpretar los resultados de esta prueba.

Por otra parte, existe evidencia experimental de que la arcilla de la Ciudad de México tiene una relación de Poisson a largo plazo cercana a 0.16. Adoptando este valor para el tipo de ensaye realizado, se tiene que: $\nu_c = 0.939$, de la ecuación (II.2.1b.8)).

El esfuerzo desviador σ_d se puede expresar como:

$$\sigma_d(t_i) = \frac{W}{A(t_i)} \quad (\text{II.2.1b.12})$$

Siendo Q la carga aplicada.

Además (Zea, 2002):

$$A(t_i) = \frac{A_o}{\exp[0.32\varepsilon_a(t_i)]} \quad (\text{II.2.1b.13})$$

Donde A_o es el área inicial de la probeta y ε_a la deformación axial unitaria.

Por otro lado, la deformación volumétrica es igual a dos veces la deformación radial (ε_r) más la deformación axial, esto es:

$$\varepsilon_v = 2\varepsilon_r + \varepsilon_a = 1.32\varepsilon_a \quad (\text{II.2.1b.14})$$

Definiendo m_{vpp} y m_{vp} , como los módulos de compresibilidad de la prueba y de campo, respectivamente, se propone la siguiente relación entre ellos:

$$m_{vp} = (1 - f_c)m_{vpp} = m_{vpp} - f_c m_{vpp} \quad (\text{II.2.1b.15})$$

Por su parte el módulo de deformación viscoplástica está dada por la fórmula:

$$m_{vpp} = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\sigma_d} = \frac{\varepsilon_v(t_3) - \varepsilon_v(t_2)}{\sigma_d(t_3) - \sigma_d(t_2)} \quad (\text{II.2.1b.16})$$

Y suponiendo la relación de Poisson, $\nu = 0.16$, se tiene (Fig. 1):

$$m_{vpp} = 1.32 \frac{\varepsilon_a(t_3) - \varepsilon_a(t_2)}{\sigma_d(t_3) - \sigma_d(t_2)} \quad (\text{II.2.1b.17})$$

Para la prueba sin ciclos:

$$f_c m_{vpp} = \frac{\varepsilon_v(t_3) - \varepsilon_v(t_2)}{\left(\frac{\sigma_d(t_3) + \sigma_d(t_2)}{2} \right)} \quad (\text{II.2.1b.18})$$

$\varepsilon_v(t_i)$ Deformación volumétrica de la prueba sin ciclos para el tiempo i de la prueba con ciclos.
 $\sigma_d(t_i)$ Esfuerzo desviador en la prueba sin ciclos para el mismo tiempo i de la prueba con ciclos.

Sustituyendo (II.2.1b.14) en la ecuación (II.2.1b.18):

$$f_{c\ m\ vpp} = 2.64 \frac{\varepsilon_a(t_3) - \varepsilon_a(t_2)}{\sigma_d(t_3) + \sigma_d(t_2)} \quad (\text{II.2.1b.19})$$

En la prueba con ciclos, el módulo de deformación elástico se puede obtener con la siguiente expresión para los diferentes niveles de descarga:

$$M_e = \frac{\Delta\varepsilon_a}{\Delta\sigma_d} = \frac{\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1}}{\sigma_{d2} - \sigma_{d1}} \quad (\text{II.2.1b.20})$$

Finalmente, la relación entre los módulos de recompresión y expansión se puede evaluar a partir de la siguiente expresión para los diferentes niveles de alivio aplicados:

$$r_{mM} = \frac{m_{vp}}{M_e} \quad (\text{II.2.1b.21})$$

PROGRAMACIÓN DE LOS ENSAYES Y RESULTADOS

Se debe contar con muestras inalteradas, extraídas a diferentes profundidades.

a) Medición de la resistencia no confinada

Se lleva a cabo la prueba de resistencia no confinada de la muestra estudiada (Fig. II.2.3), obteniéndose la resistencia en compresión simple; este dato sirve después para obtener el 50% del esfuerzo desviador de falla que se emplea en los ensayos que siguen.

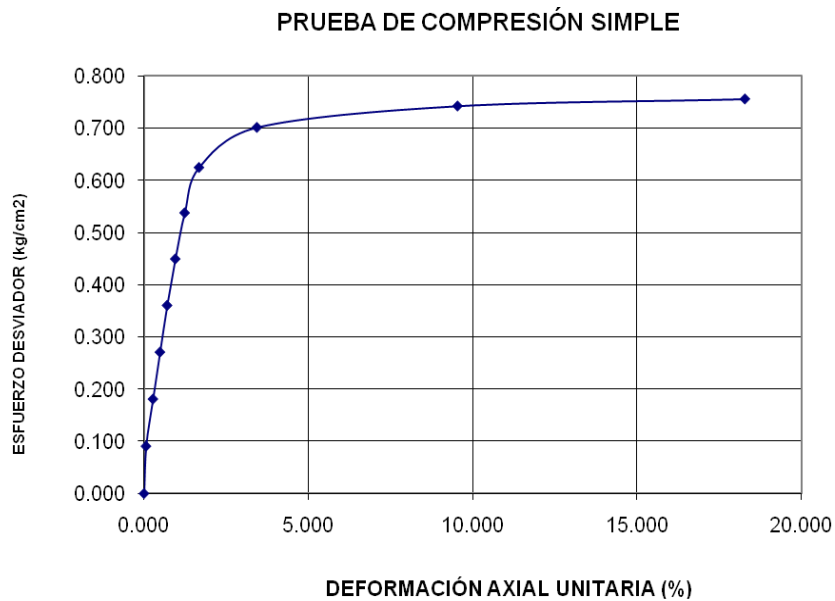


Figura II.2.3. Resultados típicos de una prueba de compresión simple en material fino

b) Cálculo de los módulos elásticos y de compresibilidad viscoplásticos de la prueba

En la figura II.2.4 se presenta la gráfica esfuerzo de alivio contra la deformación unitaria durante la expansión en el primer ciclo de descarga. En este ejemplo se observa que el exponente c resultó igual a 1.54.

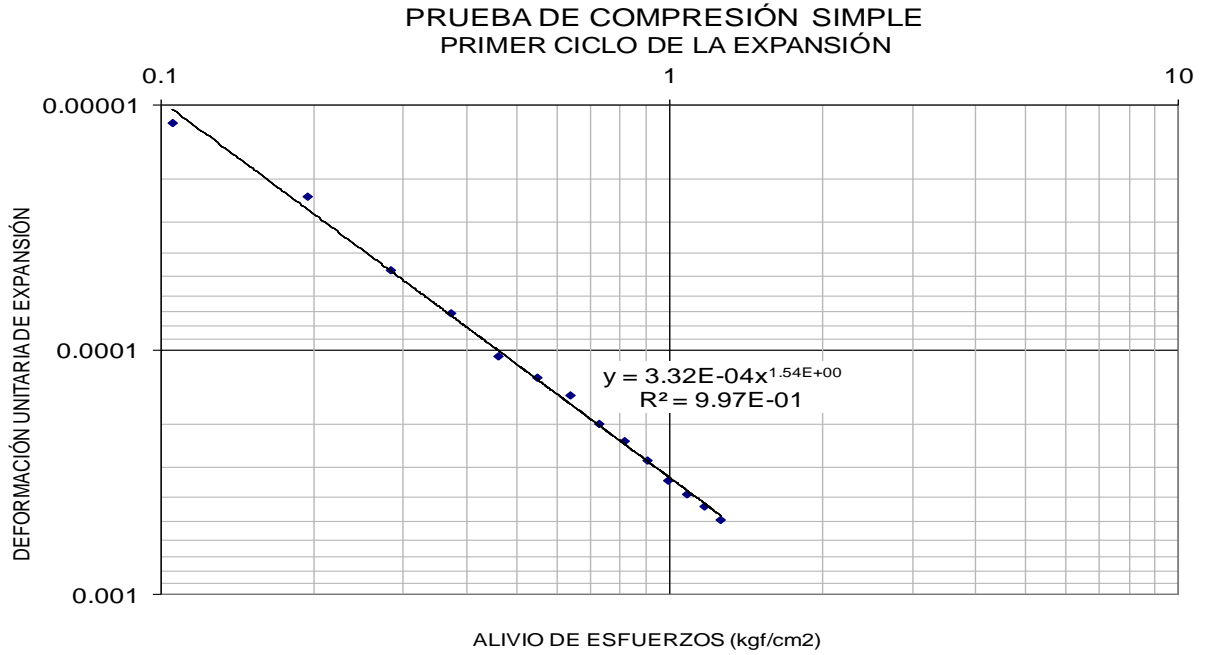


Figura II.2.4. Ajuste de la curva de expansión del primer ciclo

El cálculo de los módulos elásticos, M_e , y de compresibilidad, m_{vpp} , obtenidos de la prueba con ciclos de carga y descarga se debe presentar en forma tabular como en el caso de la tabla II.2.1.

Como se observa en la tabla, en este ejemplo, M_{eo} resultó igual a $0.00879 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Tabla II.2.1. Cálculo de M_e y m_{vpp}

$D_s = 3.57 \text{ cm}$		$h_1 = 2.995 \text{ cm}$						
$D_c = 3.53 \text{ cm}$		$h_2 = 2.985 \text{ cm}$						
$D_i = 3.565 \text{ cm}$		$h_3 = 2.99 \text{ cm}$						
$D_m = 3.54 \text{ cm}$		$h_m = 2.99 \text{ cm}$						
$A_m = 9.86 \text{ cm}^2$		$L_{odf} = 17.752 \text{ mm}$						
$L_{idf} \text{ (mm)}$	$L_{edf} \text{ (mm)}$	$L_{idf} \text{ (mm)}$	$\delta_{oi} \text{ (mm)}$	$\delta_{oe} \text{ (mm)}$	$\delta_{of} \text{ (mm)}$	ε_{a1}	ε_{a2}	ε_{a3}
16.959	17.088	16.933	0.793	0.664	0.819	0.0269	0.0225	0.0278
16.933	16.982	16.925	0.819	0.77	0.827	0.0278	0.0261	0.0280
16.925	16.949	16.916	0.827	0.803	0.836	0.0280	0.0272	0.0284
16.915	16.922	16.908	0.837	0.830	0.844	0.0284	0.0282	0.0286
16.908	16.910	16.903	0.844	0.842	0.849	0.0286	0.0286	0.0288
A1	A2	A3	ΔW	σ_{d1}	σ_{d2}	σ_{d3}	M_e	m_{vpp}
(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(kg)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(cm ² /kg)
9.941	9.927	9.944	5.00	0.5030	0.0000	0.5028	0.00879	0.01395
9.944	9.938	9.945	3.75	0.5028	0.1258	0.5028	0.00446	0.00686
9.945	9.942	9.946	2.50	0.5028	0.2515	0.5027	0.00328	0.00596
9.946	9.945	9.947	1.25	0.5027	0.3771	0.5027	0.00192	0.00506
9.947	9.946	9.947	0.25	0.5027	0.4776	0.5027	0.00274	0.01267

c) Cálculo del factor de corrección del módulo m_{vpp}

Para el caso de la prueba de compresión no confinada al 50% del esfuerzo desviador de falla bajo carga constante (prueba paralela) se obtiene una curva de consolidación parecida a la que se muestra en la figura II.2.5.

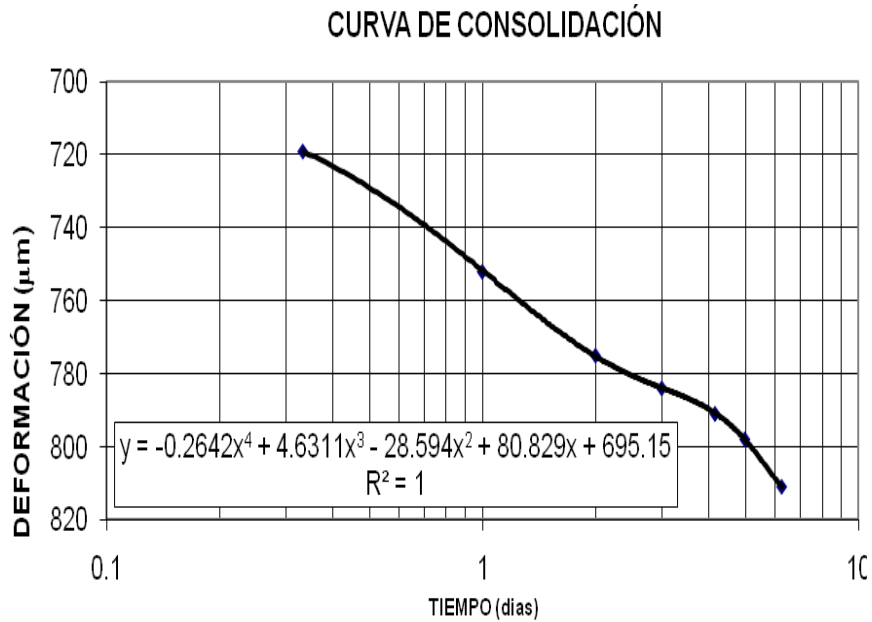


Figura II.2.5 Curva de consolidación típica obtenida en compresión no confinada bajo carga constante al 50% del esfuerzo desviador de falla

Teniendo como base la figura II.2.5 es posible tabular los resultados, como los que se muestran en la tabla II.2.2, mediante la cual se pueden obtener los factores de corrección $f_c m_{vpp}$ relacionados con los niveles de alivio que se generan en la prueba con ciclos de carga, así como los módulos corregidos, m_{vp} , y el cálculo de la relación de éstos, que se deben graficar como en la figura II.2.6

Tabla II.2.2. Cálculo de $f_c m_{vpp}$, m_{vp} y de r_{mM}

$D_s = 3.73$ cm	$h_1 = 3.14$ cm						
$D_c = 3.65$ cm	$h_2 = 3.21$ cm						
$D_i = 3.66$ cm	$h_3 = 3.26$ cm						
$D_m = 3.67$ cm	$h_m = 3.20$ cm						
$A_m = 10.55$ cm ²							
alivio (%)	Δt_1 (días)	t_{T1} (días)	t_{T2} (días)	Δt_2 (días)	δ_{z1} (µm)	δ_{z2} (µm)	ϵ_{a1}
100	1.0002	1.0002	2.0000	0.99977	751.8	775.3	0.0237
75	1.0002	2.0004	3.0002	0.99983	775.3	783.9	0.0245
50	1.0001	3.0005	4.0004	0.99988	783.9	789.8	0.0248
25	1.0001	4.0006	5.0005	0.99994	789.8	798.3	0.0250
5	1.0000	5.0006	6.0006	0.99999	798.3	808.9	0.0252
ϵ_{a2}	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	σ_{d1} (kg/cm ²)	σ_{d2} (kg/cm ²)	$f_c m_{vpp}$ (cm ² /kg)	m_{vp} (cm ² /kg)	r_{mM}
0.0245	10.630	10.632	0.4704	0.4703	0.00211	0.01185	1.35
0.0248	10.632	10.633	0.4703	0.4702	0.00078	0.00608	1.36
0.0250	10.633	10.634	0.4702	0.4702	0.00052	0.00544	1.66
0.0252	10.634	10.635	0.4702	0.4702	0.00077	0.00429	2.24
0.0256	10.635	10.636	0.4702	0.4701	0.00095	0.01172	4.28

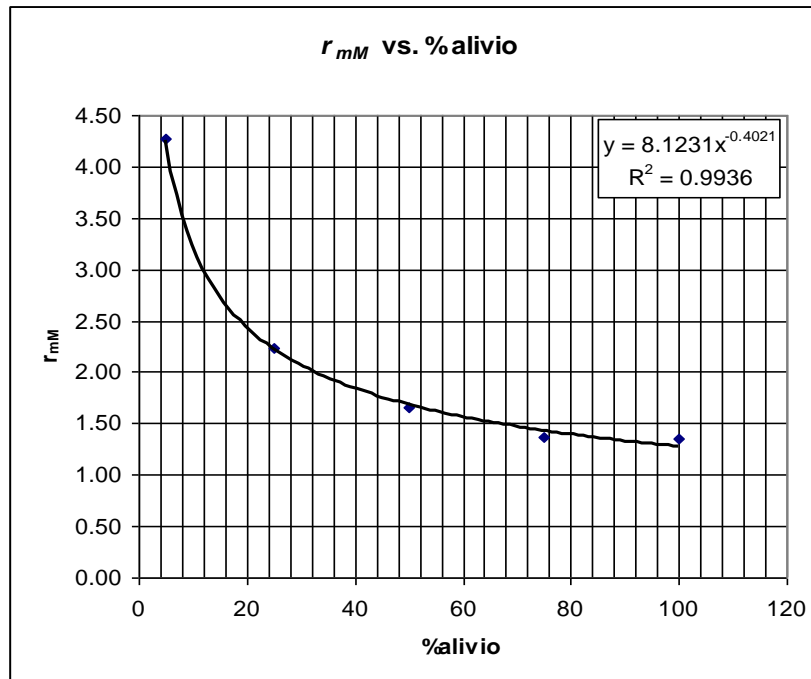


Figura II.2.6. Gráfica de r_{mM} contra porcentaje de alivio (Referencia 5)

II.2.2 DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA DE LOS ESTRATOS (PARÁMETROS DE ANÁLISIS)

En el caso de cimentaciones compensadas, donde es necesario realizar una excavación, se producen alivios de esfuerzos en los estratos de suelo que producen expansiones elásticas en los estratos; ésto tiene que tomarse en cuenta para valorar la deformación volumétrica una vez que se restituyen al suelo los esfuerzos aliviados. Las recompresiones se producen hasta alcanzar el estado de esfuerzo efectivo vertical inicial, éste último puede ser modificado mediante bombeo con la finalidad de controlar la magnitud de las expansiones y como consecuencia la de las recompresiones. En suelos preconsolidados es factible aplicar un incremento de esfuerzo mayor que el esfuerzo vertical efectivo inicial, pero sin rebasar el esfuerzo crítico; en estas condiciones ocurre una compresión adicional de los estratos de suelo involucrados.

La expansión volumétrica α_e , para cada uno de los estratos, se determina con la siguiente expresión (ref. 4):

$$\alpha_e = \rho_e M_{eo} d f_a \quad (\text{II.2.2.1})$$

donde:

ρ_e factor que corrige el módulo de deformación unitaria para respuesta elástica M_{eo} obtenido para descarga total en laboratorio, tomando en cuenta que esto último se cumple únicamente para el suelo que se localiza próximo al nivel máximo de excavación, pero en forma parcial para los estratos más profundos.

d espesor del estrato en cuestión.

f_a factor de alteración de las muestras ensayadas

La compresión volumétrica de los estratos, para análisis tridimensionales, se calcula con la expresión:

$$\alpha_c = \rho_c M_v df_a = \rho_c \frac{m_v}{v_c} df_a$$

siendo:

$$v_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

donde:

ν relación de Poisson
 ρ_c factor de recompresión igual a:

$$\rho_c = \frac{1 + \left(\frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_o} \right) \kappa_{vpo}}{1 + \kappa_{vpo}} \rho_e$$

$\Delta\sigma_c$ incremento de esfuerzo vertical al centro del estrato en cuestión.
 σ_o esfuerzo efectivo vertical inicial
 κ_{vpo} relación entre la deformación elástica y la deformación viscoplástica, pudiéndose estimar como:

$$\kappa_{vpo} = \beta \log(1 + \xi T_v)$$

O de preferencia con los resultados de consolidación obtenidos en compresión no confinada bajo carga constante al 50% del esfuerzo desviador de falla (Apartado II.2.1b inciso B).

Sin embargo, para un modelo de análisis unidimensional, donde se desprecia el efecto de los esfuerzos laterales, la compresión volumétrica de los estratos (Zeevaert, 1986) debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_c = \rho_c m_v df_a$$

En el caso del fenómeno de compresión $\rho_c = 1$

II.2.3 MÉTODO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE ZEEVAERT²

A) Análisis de la estructura

Para resolver el problema estructural, conviene idealizar el suelo de apoyo de la cimentación mediante resortes (Figura II.2.7), cuya constante elástica se debe determinar (en el siguiente inciso se explica cómo hacer esa determinación).

La modelación de la cimentación se logra transformándola en una malla (Figura II.2.8) o retícula de barras con propiedades equivalentes a la cimentación real. Los nudos de esta malla tendrán, por lo tanto, seis grados de libertad a saber: giros alrededor de los ejes “X, Y y Z” y desplazamientos también en las tres direcciones.

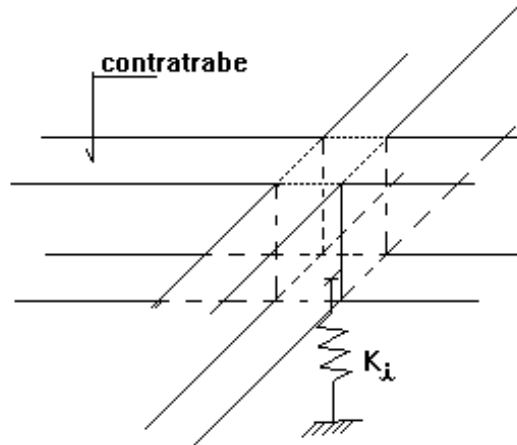


Figura II.2.7 Modelo físico para representar el suelo

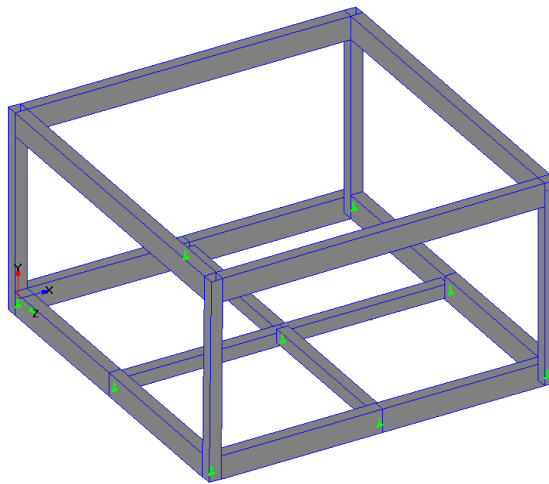


Fig. II.2.8 Modelación de la estructura y cimentación mediante barras y nudos

En este modelo, la resistencia al desplazamiento de los nudos, se deberá tanto a la rigidez de las barras de la estructura como a las constantes de los resortes que modelan el suelo. La resistencia al giro depende únicamente de la rigidez de las barras.

El equilibrio del modelo físico así planteado conduce a un sistema con $6N$ ecuaciones (donde N = número de nudos), con el mismo número de incógnitas (los desplazamientos y giros de los nudos), el cual se representa con la siguiente expresión matricial:

$$([K'_e] + [K'_s])\{\delta'\} + \{F'_{it}\} = \{F'_{et}\} \quad (\text{II.2.3.1})$$

donde:

- $[K'_e]$ matriz de rigidez del sistema estructura– cimentación.
- $[K'_s]$ matriz de rigidez del sistema interdependiente de resortes del suelo.
- $\{\delta'\}$ vector de desplazamientos y giros de los nudos.
- $\{F'_{it}\}$ vector de fuerzas internas o de empotramiento.
- $\{F'_{et}\}$ vector de fuerzas externas.

La matriz de rigidez correspondiente a una barra sin resortes, definida por sus nudos “origen” y “destino” y con seis grados de libertad, es:

$$[K_{ei}] = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [K_{ab}] \\ [K_{ba}] & [K_{bb}] \end{bmatrix}_i \quad (\text{II.2.3.2})$$

donde:

$$[K_{aa}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

$$[K_{ab}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

$$[K_{ba}] = [K_{ab}]$$

$$[K_{bb}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez anterior corresponde a un sistema local de ejes coordenados. Si el sistema general (global) de referencia no es paralelo al local de la barra, se realiza una transformación de ejes, mediante la expresión:

$$[K_{ei}] = [T_{oi}^T] [K_{ei}] [T_{oi}] \quad (\text{II.2.3.3})$$

donde:

[K_{ei}] Matriz de rigidez de una barra en el sistema global.

[T_{oi}] Matriz de transformación de ejes, o sea:

$$[T_{oi}] = \begin{bmatrix} [T] & [0] \\ [0] & [T] \end{bmatrix}_i [T_{oi}] = \begin{bmatrix} [T] & [0] \\ [0] & [T] \end{bmatrix}_i \quad (\text{II.2.3.4})$$

donde:

$$[T] = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x & 0 & 0 & 0 \\ l_y & m_y & n_y & 0 & 0 & 0 \\ l_z & m_z & n_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & l_x & m_x & n_x \\ 0 & 0 & 0 & l_y & m_y & n_y \\ 0 & 0 & 0 & l_z & m_z & n_z \end{bmatrix}$$

“l, m y n”, son las proyecciones de las direcciones locales de las barras sobre las direcciones globales (Figura II.2.9).

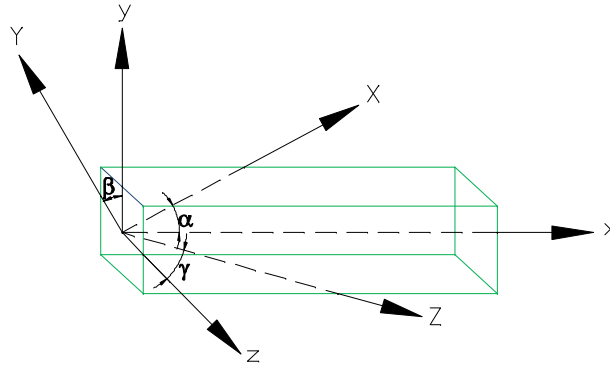


Fig. II.2.9 Sistemas de referencia local y global para las barras de la retícula

Por su parte $[K'_s]$ puede obtenerse al invertir la matriz de flexibilidades del suelo cuya determinación se ve más adelante.

Por otro lado, las fuerzas internas o de empotramiento se deben a fuerza axial, cortantes y momentos flexionantes y torsionantes provocados por descargas no aplicadas directamente en los nudos. El vector de fuerzas de empotramiento se obtiene mediante el “ensamble” de los vectores de fuerzas de empotramiento correspondiente a cada una de las barras.

Para una barra con nudos “i” y “j”, en el sistema local se tiene:

$$\{F_{it}\} = \{F_{xi} \ F_{yi} \ F_{zi} \ M_{xi} \ M_{yi} \ M_{zi} \ F_{xj} \ F_{yj} \ F_{zj} \ M_{xj} \ M_{yj} \ M_{zj}\}^T$$

En el sistema global:

$$\{F'_{it}\} = [T_o^T] \{F_{it}\} \quad (\text{II.2.3.5})$$

Finalmente, el vector de fuerzas externas $\{F'_{et}\}$ se construye con las fuerzas y momentos puntuales aplicados directamente en los nudos de la retícula.

Al sistema II.2.3.5 se le da el nombre de “Ecuación Matricial de Interacción” (EMI).

B) Análisis del suelo

El suelo se modela como un medio continuo representado por una serie de resortes elásticos de rigidez K_i , interrelacionados entre sí, mientras que la cimentación se discretiza mediante un número finito “n” de dovelas o placas de área a_i .

El cálculo de los módulos de reacción o constantes de resorte equivalentes del subsuelo se puede realizar de manera aproximada por medio del análisis de interacción suelo-cimentación, resolviendo la siguiente ecuación denominada EMA (Zeevaert 1980 y 1983):

$$\{ \delta_i \} = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot \{ q_i \} \tag{II.2.3.6}$$

En donde:

- $\{ \delta_i \}$: vector de desplazamientos.
- $[\bar{\delta}_{ji}]$: matriz de desplazamientos por carga unitaria.
- $\{ q_i \}$: vector de cargas, correspondiente a la presión de contacto en el área tributaria a_i .

Cada uno de los renglones de la matriz $[\bar{\delta}_{ji}]$ se puede calcular como:

$$\{ \bar{\delta}_{ji} \} = [I_{ji}]^T \cdot \{ \alpha_n \} \tag{II.2.3.7}$$

siendo:

- $[I_{ji}]$: matriz de influencias por carga unitaria aplicada en el área i y
- $\{ \alpha_n \}$: vector de compresibilidades para los diferentes estratos de suelo involucrados en el análisis.

Tomando en cuenta que el análisis geotécnico de la cimentación se hace calculando las deformaciones al centro de cada placa o dovela y que en el análisis estructural se lleva a cabo en las crujías, Zeevaert propone hacer varias iteraciones hasta que la configuración de deformaciones del suelo sea compatible con la de la estructura de cimentación.

II.2.4 MÉTODO DE INTERACCIÓN DIRECTA DE LÓPEZ ³

La ecuación II.2.3.6 puede escribirse como:

$$\{ \delta_i \} = [\bar{\delta}_{ji}] \left[\frac{1}{a_i} \right] \cdot \{ R_i \} \tag{II.2.4.1}$$

o sea:

$$\{ \delta_i \} = [F_{ji}] \cdot \{ R_i \} \tag{II.2.4.2}$$

siendo:

- $\left[\frac{1}{a_i} \right]$: matriz diagonal de áreas tributarias.
- $\{ R_i \}$: vector de reacciones en las placas y

$$[F_{ji}] = \left[\bar{\delta}_{ji} \right] \left[\frac{1}{a_i} \right]: \quad \text{matriz de flexibilidades del suelo.}$$

De la ecuación II.2.4.2 resulta la siguiente expresión:

$$\{R_i\} = [K'_s] \cdot \{\delta_i\} \quad (\text{II.2.4.3})$$

siendo:

$[K'_s] = [F_{ji}]^{-1}$: Matriz de rigidez de los resortes, que representa la deformabilidad del suelo.

Si los resortes que representan la deformabilidad del suelo en las diferentes placas no se ubican en el centroide de cada placa (como lo establece el método de Zeevaert, 1973 y 1980) sino en los nudos donde estarán ubicados en el modelo de análisis estructural, la matriz de la ecuación II.2.4.3 se puede “ensamblar” con la matriz de la ecuación II.2.3.6, resultando:

$$[K_e^T] = [K'_e] + [K'_s] \quad (\text{II.2.4.4})$$

Finalmente, aplicando la ecuación 2.1, se forma el sistema de ecuaciones que permite calcular los desplazamientos y giros de los nudos de la estructura.

Si se tienen restricciones, al desplazamiento o giro, en uno o varios nudos pueden, en este momento, hacerse los ajustes para eliminar los renglones y columnas correspondientes a las restricciones.

Los desplazamientos y giros obtenidos, producto de la solución al sistema de ecuaciones, permiten calcular los elementos mecánicos en los extremos de las barras de la estructura, previa transformación de los primeros al sistema de ejes local de cada miembro, mediante las ecuaciones siguientes, respectivamente:

$$\{\delta_i\} = [T_{oi}] \{\delta'_i\} \quad (\text{II.2.4.5})$$

$$\{F_i\} = [K_e] \{\delta_i\} + \{F_{ii}\} \quad (\text{II.2.4.6})$$

Las reacciones en los apoyos y, por tanto, las reacciones distribuidas bajo cada una de las dovelas se obtienen aplicando la siguiente ecuación:

$$\{q_i\} = [K_s] \{\delta_{vi}\} \cdot \left\{ \frac{1}{a_i} \right\} \quad (\text{II.2.4.7})$$

En este caso $\{\delta_{vi}\}$ representa los desplazamientos verticales de los nudos de la cimentación y $\{1/a_i\}$ el vector de áreas tributarias.

II.3 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO

En este método de análisis, una región compleja que define un continuo se discretiza en formas geométricas simples llamadas elementos finitos. Las propiedades del material y las relaciones gobernantes, son consideradas sobre esos elementos y expresadas en términos de valores desconocidos en los bordes del elemento. Un proceso de ensamble, cuando se consideran debidamente las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones. La solución de esas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo. A continuación se van a determinar

las ecuaciones del elemento finito de 27 nodos que se muestra en la figura número 1, para lo cual se hará la transformación del elemento de coordenadas x - y - z a coordenadas ξ - η - ζ (figura número 2).

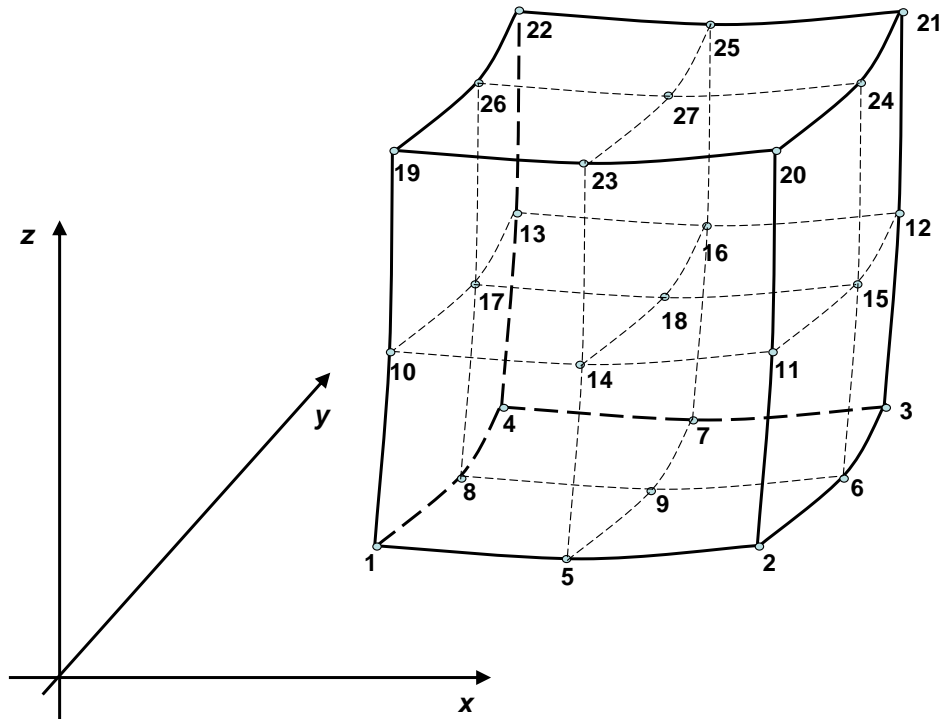


Figura 1. Elemento Finito de 27 Nodos en el sistema coordenado x - y - z

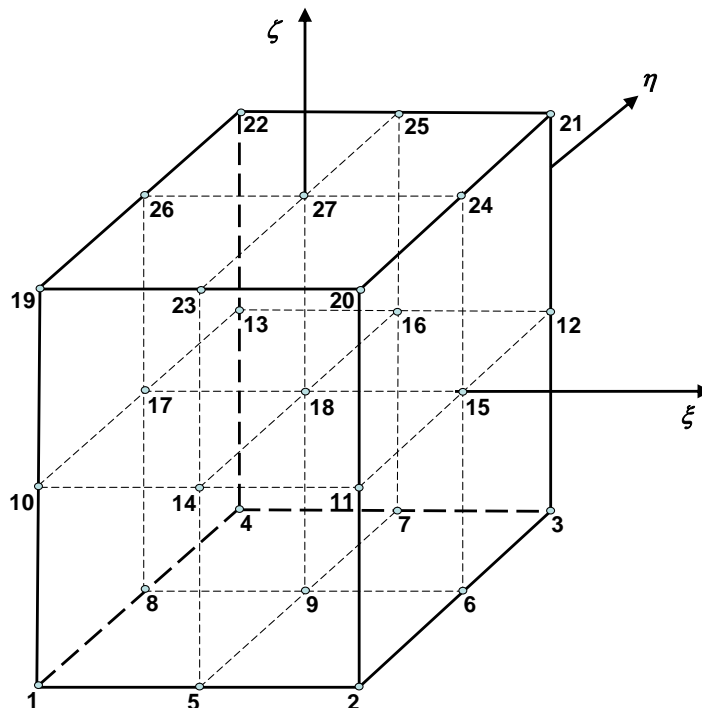


Figura 2. Elemento Finito de 27 Nodos en el sistema coordenado ξ - η - ζ

Las coordenadas de los nodos del elemento en el sistema de referencia ξ - η - ζ se muestran en las plantas de las figuras 3, 4 y 5.

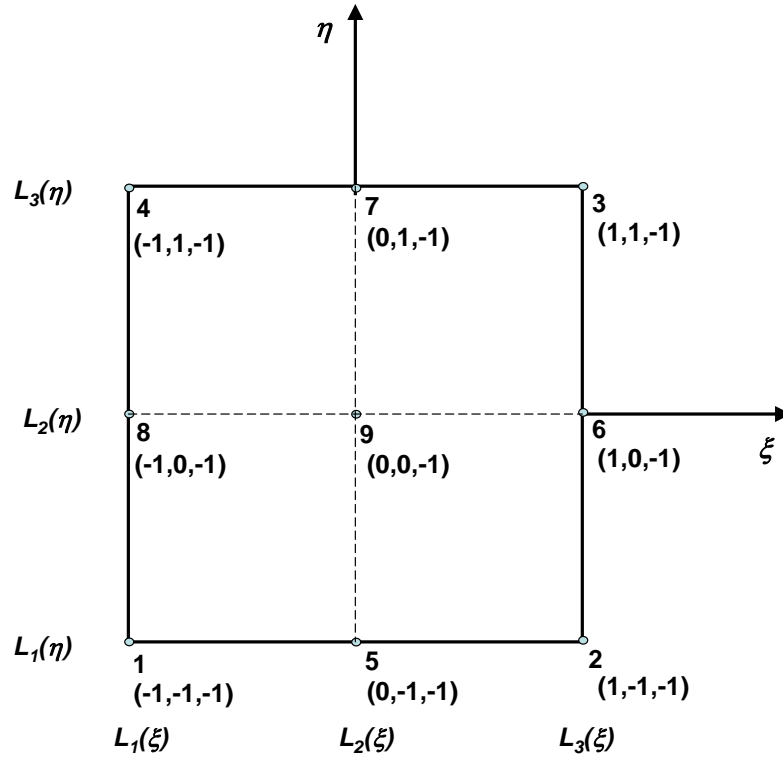


Figura 3. Planta $\zeta = -1 \{L_1(\zeta)\}$

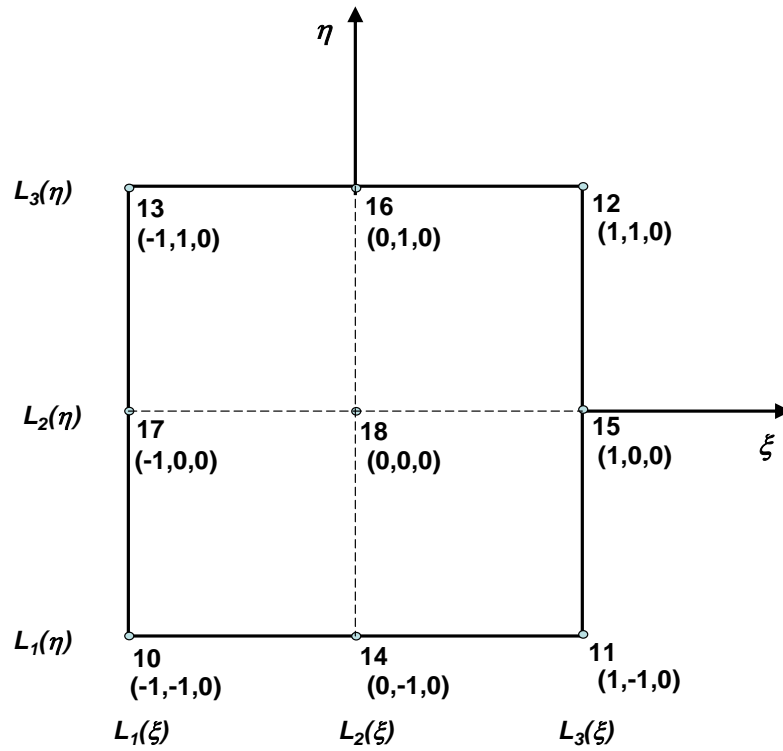


Figura 4. Planta $\zeta = 0 \{L_2(\zeta)\}$

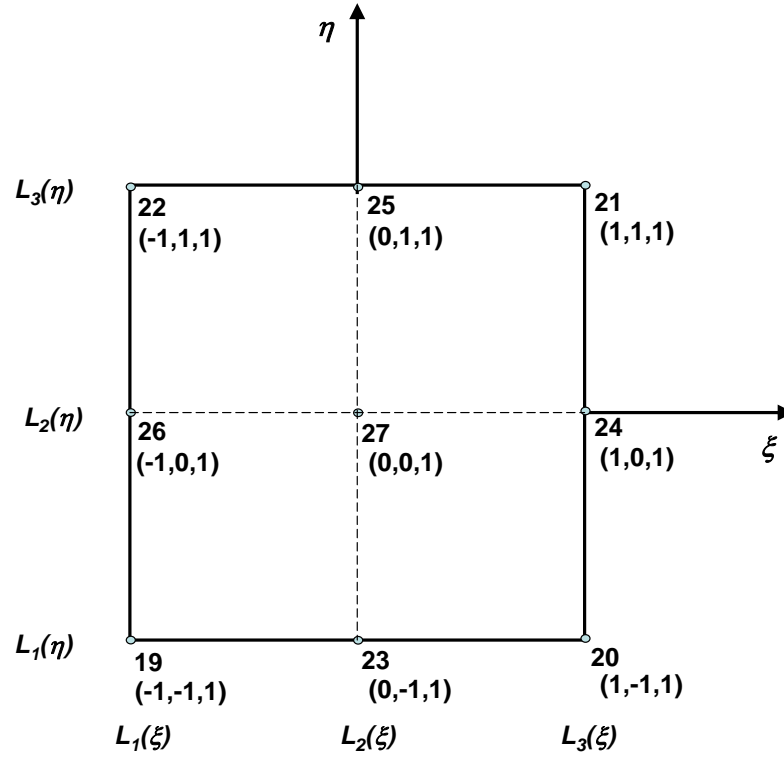


Figura 5. Planta $\zeta = 1 \{L_3(\zeta)\}$

Las funciones de forma genéricas a lo largo del eje ξ serán entonces:

$$L_1(\xi) = -\frac{\xi(1-\xi)}{2} \tag{II.3.1}$$

$$L_2(\xi) = (1+\xi)(1-\xi) \tag{II.3.2}$$

$$L_3(\xi) = \frac{\xi(1+\xi)}{2} \tag{II.3.3}$$

A lo largo del eje η :

$$L_1(\eta) = -\frac{\eta(1-\eta)}{2} \tag{II.3.4}$$

$$L_2(\eta) = (1+\eta)(1-\eta) \tag{II.3.5}$$

$$L_3(\eta) = \frac{\eta(1+\eta)}{2} \tag{II.3.6}$$

A lo largo del eje ζ :

$$L_1(\zeta) = -\frac{\zeta(1-\zeta)}{2} \tag{II.3.7}$$

$$L_2(\zeta) = (1+\zeta)(1-\zeta) \tag{II.3.8}$$

$$L_3(\zeta) = \frac{\zeta(1+\zeta)}{2} \tag{II.3.9}$$

De las funciones de forma genéricas anteriores resultan las siguientes funciones de forma:

$$N_1 = L_1(\xi)L_1(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10a})$$

$$N_2 = L_3(\xi)L_1(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10b})$$

$$N_3 = L_3(\xi)L_3(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10c})$$

$$N_4 = L_1(\xi)L_3(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10d})$$

$$N_5 = L_2(\xi)L_1(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10e})$$

$$N_6 = L_3(\xi)L_2(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10f})$$

$$N_7 = L_2(\xi)L_3(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10g})$$

$$N_8 = L_1(\xi)L_2(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10h})$$

$$N_9 = L_2(\xi)L_2(\eta)L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.10i})$$

$$N_{10} = L_1(\xi)L_1(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11a})$$

$$N_{11} = L_3(\xi)L_1(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11b})$$

$$N_{12} = L_3(\xi)L_3(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11c})$$

$$N_{13} = L_1(\xi)L_3(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11d})$$

$$N_{14} = L_2(\xi)L_1(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11e})$$

$$N_{15} = L_3(\xi)L_2(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11f})$$

$$N_{16} = L_2(\xi)L_3(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11g})$$

$$N_{17} = L_1(\xi)L_2(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11h})$$

$$N_{18} = L_2(\xi)L_2(\eta)L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.11i})$$

$$N_{19} = L_1(\xi)L_1(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12a})$$

$$N_{20} = L_3(\xi)L_1(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12b})$$

$$N_{21} = L_3(\xi)L_3(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12c})$$

$$N_{22} = L_1(\xi)L_3(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12d})$$

$$N_{23} = L_2(\xi)L_1(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12e})$$

$$N_{24} = L_3(\xi)L_2(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12f})$$

$$N_{25} = L_2(\xi)L_3(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12g})$$

$$N_{26} = L_1(\xi)L_2(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12h})$$

$$N_{27} = L_2(\xi)L_2(\eta)L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.12i})$$

Por otro lado las fuerzas aplicadas en cada nodo del elemento se muestran en la figura número 6.

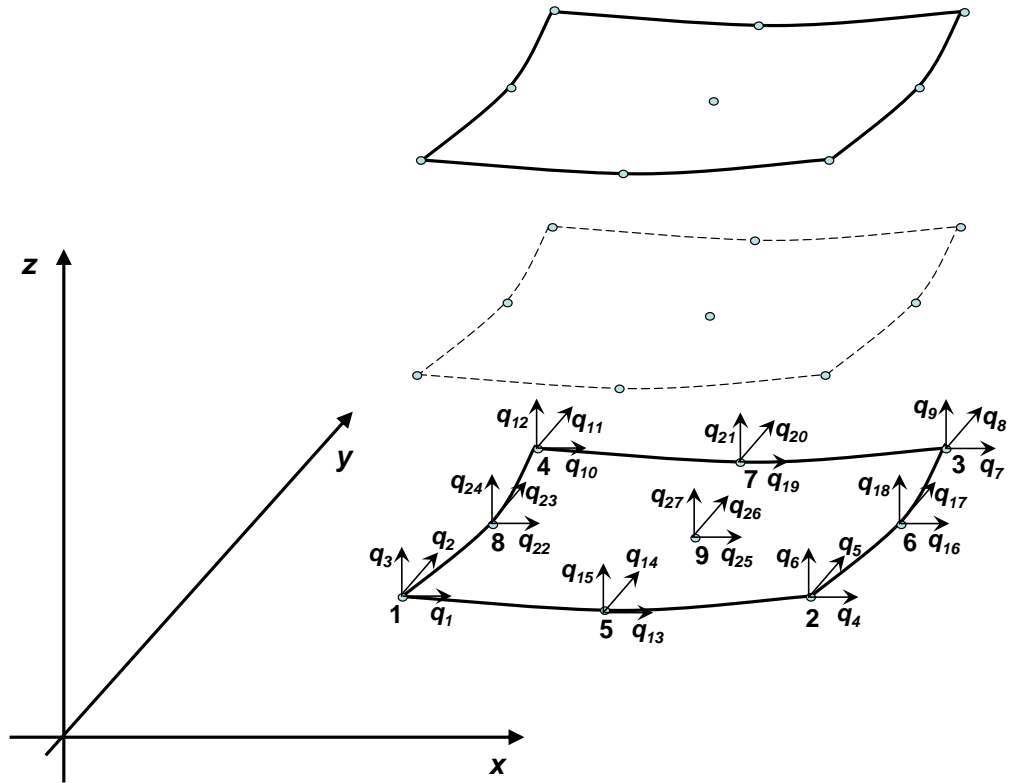


Figura 6. Fuerzas en los nudos del elemento de 27 nodos

De donde se pueden plantear las siguientes relaciones fuerza-desplazamiento:

$$u = N_1q_1 + N_2q_4 + N_3q_7 + \dots + N_{27}q_{79} \quad (\text{II.3.13})$$

$$v = N_1q_2 + N_2q_5 + N_3q_8 + \dots + N_{27}q_{80} \quad (\text{II.3.14})$$

$$w = N_1q_3 + N_2q_6 + N_3q_9 + \dots + N_{27}q_{81} \quad (\text{II.3.15})$$

Matricialmente se tiene:

$$\{u\} = N\{q\} \quad (\text{II.3.16})$$

Con:

$$\{q\} = \{q_1, q_2, q_3, \dots, q_{81}\} \quad (\text{II.3.17})$$

Y:

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & \dots & N_{27} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & \dots & 0 & N_{27} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & \dots & 0 & 0 & N_{27} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.18})$$

Por otro lado las coordenadas de un punto en términos de coordenadas locales se pueden establecer como:

$$x = N_1x_1 + N_2x_2 + N_3x_3 + \dots + N_{27}x_{27} \quad (\text{II.3.19})$$

$$y = N_1y_1 + N_2y_2 + N_3y_3 + \dots + N_{27}y_{27} \quad (\text{II.3.20})$$

$$z = N_1z_1 + N_2z_2 + N_3z_3 + \dots + N_{27}z_{27} \quad (\text{II.3.21})$$

Por otra parte, dada una cierta función:

$$f = f[x(\xi, \eta, \zeta), y(\xi, \eta, \zeta), z(\xi, \eta, \zeta)] \quad (\text{II.3.22})$$

Con la regla de la cadena se tiene:

$$\frac{\partial f}{\partial \xi} = \frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \xi} + \frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \xi} \quad (\text{II.3.23})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \eta} = \frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \eta} + \frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \eta} \quad (\text{II.3.24})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \zeta} = \frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \zeta} + \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \zeta} + \frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \zeta} \quad (\text{II.3.25})$$

Matricialmente:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial \xi} \\ \frac{\partial f}{\partial \eta} \\ \frac{\partial f}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial x} \\ \frac{\partial f}{\partial y} \\ \frac{\partial f}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3.26})$$

De donde se define la Matriz Jacobiana, J , como:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} & J_{13} \\ J_{21} & J_{22} & J_{23} \\ J_{31} & J_{32} & J_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.27})$$

De las ecuaciones (II.3.1) a la (II.3.9), (II.3.10) a la (II.3.12) y (II.3.19):

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = d_{\xi}^{N1}x_1 + d_{\xi}^{N2}x_2 + d_{\xi}^{N3}x_3 + \dots + d_{\xi}^{N27}x_{27} \quad (\text{II.3.28})$$

$$\frac{\partial x}{\partial \eta} = d_{\eta}^{N1}x_1 + d_{\eta}^{N2}x_2 + d_{\eta}^{N3}x_3 + \dots + d_{\eta}^{N27}x_{27} \quad (\text{II.3.29})$$

$$\frac{\partial x}{\partial \zeta} = d_{\zeta}^{N1} x_1 + d_{\zeta}^{N2} x_2 + d_{\zeta}^{N3} x_3 + \dots + d_{\zeta}^{N27} x_{27} \quad (\text{II.3.30})$$

Las ecuaciones (II.3.28) a la (II.3.30) quedan matricialmente como:

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial x}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} J_{11} \\ J_{21} \\ J_{31} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{ccc} d_{\xi}^{N1} & \dots & d_{\xi}^{N27} \\ d_{\eta}^{N1} & \dots & d_{\eta}^{N27} \\ d_{\zeta}^{N1} & \dots & d_{\zeta}^{N27} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ x_{27} \end{array} \right\} \quad (\text{II.3.31a})$$

De la misma manera:

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial y}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \zeta} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} J_{12} \\ J_{22} \\ J_{32} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{ccc} d_{\xi}^{N1} & \dots & d_{\xi}^{N27} \\ d_{\eta}^{N1} & \dots & d_{\eta}^{N27} \\ d_{\zeta}^{N1} & \dots & d_{\zeta}^{N27} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ y_{27} \end{array} \right\} \quad (\text{II.3.31b})$$

Y:

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} J_{13} \\ J_{23} \\ J_{33} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{ccc} d_{\xi}^{N1} & \dots & d_{\xi}^{N27} \\ d_{\eta}^{N1} & \dots & d_{\eta}^{N27} \\ d_{\zeta}^{N1} & \dots & d_{\zeta}^{N27} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ z_{27} \end{array} \right\} \quad (\text{II.3.31c})$$

Donde:

$$d_{\zeta}^{N1} = d_{\zeta}^{L1} L_1(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32a})$$

$$d_{\zeta}^{N2} = d_{\zeta}^{L3} L_1(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32b})$$

$$d_{\zeta}^{N3} = d_{\zeta}^{L3} L_3(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32c})$$

$$d_{\zeta}^{N4} = d_{\zeta}^{L1} L_3(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32d})$$

$$d_{\zeta}^{N5} = d_{\zeta}^{L2} L_1(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32e})$$

$$d_{\xi}^{N6} = d_{\xi}^{L3} L_2(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32f})$$

$$d_{\xi}^{N7} = d_{\xi}^{L2} L_3(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32g})$$

$$d_{\xi}^{N8} = d_{\xi}^{L1} L_2(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32h})$$

$$d_{\xi}^{N9} = d_{\xi}^{L2} L_2(\eta) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.32i})$$

$$d_{\xi}^{N10} = d_{\xi}^{L1} L_1(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33a})$$

$$d_{\xi}^{N11} = d_{\xi}^{L3} L_1(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33b})$$

$$d_{\xi}^{N12} = d_{\xi}^{L3} L_3(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33c})$$

$$d_{\xi}^{N13} = d_{\xi}^{L1} L_3(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33d})$$

$$d_{\xi}^{N14} = d_{\xi}^{L2} L_1(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33e})$$

$$d_{\xi}^{N15} = d_{\xi}^{L3} L_2(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33f})$$

$$d_{\xi}^{N16} = d_{\xi}^{L2} L_3(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33g})$$

$$d_{\xi}^{N17} = d_{\xi}^{L1} L_2(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33h})$$

$$d_{\xi}^{N18} = d_{\xi}^{L2} L_2(\eta) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.33i})$$

$$d_{\xi}^{N19} = d_{\xi}^{L1} L_1(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34a})$$

$$d_{\xi}^{N20} = d_{\xi}^{L3} L_1(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34b})$$

$$d_{\xi}^{N21} = d_{\xi}^{L3} L_3(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34c})$$

$$d_{\xi}^{N22} = d_{\xi}^{L1} L_3(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34d})$$

$$d_{\xi}^{N23} = d_{\xi}^{L2} L_1(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34e})$$

$$d_{\xi}^{N24} = d_{\xi}^{L3} L_2(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34f})$$

$$d_{\xi}^{N25} = d_{\xi}^{L2} L_3(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34g})$$

$$d_{\xi}^{N26} = d_{\xi}^{L1} L_2(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34h})$$

$$d_{\xi}^{N27} = d_{\xi}^{L2} L_2(\eta) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.34i})$$

$$d_{\eta}^{N1} = d_{\eta}^{L1} L_1(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35a})$$

$$d_{\eta}^{N2} = d_{\eta}^{L1} L_3(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35b})$$

$$d_{\eta}^{N3} = d_{\eta}^{L3} L_3(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35c})$$

$$d_{\eta}^{N4} = d_{\eta}^{L3} L_1(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35d})$$

$$d_{\eta}^{N5} = d_{\eta}^{L1} L_2(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35e})$$

$$d_{\eta}^{N6} = d_{\eta}^{L2} L_3(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35f})$$

$$d_{\eta}^{N7} = d_{\eta}^{L3} L_2(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35g})$$

$$d_{\eta}^{N8} = d_{\eta}^{L2} L_1(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35h})$$

$$d_{\eta}^{N9} = d_{\eta}^{L2} L_2(\xi) L_1(\zeta) \quad (\text{II.3.35i})$$

$$d_{\eta}^{N10} = d_{\eta}^{L1} L_1(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36a})$$

$$d_{\eta}^{N11} = d_{\eta}^{L1} L_3(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36b})$$

$$d_{\eta}^{N12} = d_{\eta}^{L3} L_3(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36c})$$

$$d_{\eta}^{N13} = d_{\eta}^{L3} L_1(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36d})$$

$$d_{\eta}^{N14} = d_{\eta}^{L1} L_2(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36e})$$

$$d_{\eta}^{N15} = d_{\eta}^{L2} L_3(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36f})$$

$$d_{\eta}^{N16} = d_{\eta}^{L3} L_2(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36g})$$

$$d_{\eta}^{N17} = d_{\eta}^{L2} L_1(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36h})$$

$$d_{\eta}^{N18} = d_{\eta}^{L2} L_2(\xi) L_2(\zeta) \quad (\text{II.3.36i})$$

$$d_{\eta}^{N19} = d_{\eta}^{L1} L_1(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37a})$$

$$d_{\eta}^{N20} = d_{\eta}^{L1} L_3(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37b})$$

$$d_{\eta}^{N21} = d_{\eta}^{L3} L_3(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37c})$$

$$d_{\eta}^{N22} = d_{\eta}^{L3} L_1(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37d})$$

$$d_{\eta}^{N23} = d_{\eta}^{L1} L_2(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37e})$$

$$d_{\eta}^{N24} = d_{\eta}^{L2} L_3(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37f})$$

$$d_{\eta}^{N25} = d_{\eta}^{L3} L_2(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37g})$$

$$d_{\eta}^{N26} = d_{\eta}^{L2} L_1(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37h})$$

$$d_{\eta}^{N27} = d_{\eta}^{L2} L_2(\xi) L_3(\zeta) \quad (\text{II.3.37i})$$

$$d_{\zeta}^{N1} = d_{\zeta}^{L1} L_1(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.38a})$$

$$d_{\zeta}^{N2} = d_{\zeta}^{L1} L_3(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.38b})$$

$$d_{\zeta}^{N3} = d_{\zeta}^{L1} L_3(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.38c})$$

$$d_{\zeta}^{N4} = d_{\zeta}^{L1} L_1(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.38d})$$

$$d_{\zeta}^{N5} = d_{\zeta}^{L1} L_2(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.38e})$$

$$d_{\zeta}^{N6} = d_{\zeta}^{L1} L_3(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.38f})$$

$$d_{\zeta}^{N7} = d_{\zeta}^{L1} L_2(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.38g})$$

$$d_{\zeta}^{N8} = d_{\zeta}^{L1} L_1(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.38h})$$

$$d_{\zeta}^{N9} = d_{\zeta}^{L1} L_2(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.38i})$$

$$d_{\zeta}^{N10} = d_{\zeta}^{L2} L_1(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.39a})$$

$$d_{\zeta}^{N11} = d_{\zeta}^{L2} L_3(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.39b})$$

$$d_{\zeta}^{N12} = d_{\zeta}^{L2} L_3(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.39c})$$

$$d_{\zeta}^{N13} = d_{\zeta}^{L2} L_1(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.39d})$$

$$d_{\zeta}^{N14} = d_{\zeta}^{L2} L_2(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.39e})$$

$$d_{\zeta}^{N15} = d_{\zeta}^{L2} L_3(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.39f})$$

$$d_{\zeta}^{N16} = d_{\zeta}^{L2} L_2(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.39g})$$

$$d_{\zeta}^{N17} = d_{\zeta}^{L2} L_1(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.39h})$$

$$d_{\zeta}^{N18} = d_{\zeta}^{L2} L_2(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.39i})$$

$$d_{\zeta}^{N19} = d_{\zeta}^{L3} L_1(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.40a})$$

$$d_{\zeta}^{N20} = d_{\zeta}^{L3} L_3(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.40b})$$

$$d_{\zeta}^{N21} = d_{\zeta}^{L3} L_3(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.40c})$$

$$d_{\zeta}^{N22} = d_{\zeta}^{L3} L_1(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.40d})$$

$$d_{\zeta}^{N23} = d_{\zeta}^{L3} L_2(\xi) L_1(\eta) \quad (\text{II.3.40e})$$

$$d_{\zeta}^{N24} = d_{\zeta}^{L3} L_3(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.40f})$$

$$d_{\zeta}^{N25} = d_{\zeta}^{L3} L_2(\xi) L_3(\eta) \quad (\text{II.3.40g})$$

$$d_{\zeta}^{N26} = d_{\zeta}^{L3} L_1(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.40h})$$

$$d_{\zeta}^{N27} = d_{\zeta}^{L3} L_2(\xi) L_2(\eta) \quad (\text{II.3.40i})$$

Siendo:

$$d_{\xi}^{L1} = \frac{2\xi - 1}{2} \quad (\text{II.3.41a})$$

$$d_{\xi}^{L2} = -2\xi \quad (\text{II.3.41b})$$

$$d_{\xi}^{L3} = \frac{2\xi + 1}{2} \quad (\text{II.3.41c})$$

$$d_{\eta}^{L1} = \frac{2\eta - 1}{2} \quad (\text{II.3.42a})$$

$$d_{\eta}^{L2} = -2\eta \quad (\text{II.3.42b})$$

$$d_{\eta}^{L3} = \frac{2\eta + 1}{2} \quad (\text{II.3.42c})$$

$$d_{\zeta}^{L1} = \frac{2\zeta - 1}{2} \quad (\text{II.3.43a})$$

$$d_{\zeta}^{L2} = -2\zeta \quad (\text{II.3.43b})$$

$$d_{\zeta}^{L3} = \frac{2\zeta + 1}{2} \quad (\text{II.3.43c})$$

La ecuación (II.3.26) se puede invertir como:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial x} \\ \frac{\partial f}{\partial y} \\ \frac{\partial f}{\partial z} \end{pmatrix} = J^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial \xi} \\ \frac{\partial f}{\partial \eta} \\ \frac{\partial f}{\partial \zeta} \end{pmatrix} \quad (\text{II.3.44})$$

Con:

$$J^{-1} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} J_{33}J_{22} - J_{32}J_{23} & J_{32}J_{13} - J_{33}J_{12} & J_{23}J_{12} - J_{13}J_{22} \\ J_{31}J_{23} - J_{33}J_{21} & J_{33}J_{11} - J_{31}J_{13} & J_{21}J_{13} - J_{23}J_{11} \\ J_{32}J_{21} - J_{31}J_{22} & J_{31}J_{12} - J_{32}J_{11} & J_{22}J_{11} - J_{21}J_{12} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.45})$$

Y:

$$\det J = J_{11}(J_{33}J_{22} - J_{32}J_{23}) - J_{21}(J_{33}J_{12} - J_{32}J_{13}) + J_{31}(J_{23}J_{12} - J_{22}J_{13}) \quad (\text{II.3.46})$$

Sea entonces:

$$J^{-1} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.47})$$

Por otro lado se cumple la siguiente relación:

$$dxdydz = d\xi d\eta d\zeta \det J \quad (\text{II.3.48})$$

Recordando que las relaciones deformación unitaria-desplazamiento son:

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (\text{II.3.49})$$

Si $f=u$ en la ecuación (II.3.44), se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \\ \frac{\partial u}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3.50})$$

Similarmente si $f=v$:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial v}{\partial z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial v}{\partial \xi} \\ \frac{\partial v}{\partial \eta} \\ \frac{\partial v}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3.51})$$

Y:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial \xi} \\ \frac{\partial w}{\partial \eta} \\ \frac{\partial w}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3.52})$$

Sustituyendo las ecuaciones (II.3.50) a la (II.3.52) en la (II.3.49):

$$\varepsilon = A \left\{ \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad \frac{\partial u}{\partial \eta} \quad \frac{\partial u}{\partial \zeta} \quad \frac{\partial v}{\partial \xi} \quad \frac{\partial v}{\partial \eta} \quad \frac{\partial v}{\partial \zeta} \quad \frac{\partial w}{\partial \xi} \quad \frac{\partial w}{\partial \eta} \quad \frac{\partial w}{\partial \zeta} \right\}^T \quad (\text{II.3.53})$$

$$A = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_{21} & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_{31} & a_{32} & a_{33} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & 0 & 0 & 0 & a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ 0 & 0 & 0 & a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{21} & a_{22} & a_{23} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.54})$$

De las ecuaciones (II.3.13) a la (II.3.15):

$$\left\{ \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad \frac{\partial u}{\partial \eta} \quad \frac{\partial u}{\partial \zeta} \quad \frac{\partial v}{\partial \xi} \quad \frac{\partial v}{\partial \eta} \quad \frac{\partial v}{\partial \zeta} \quad \frac{\partial w}{\partial \xi} \quad \frac{\partial w}{\partial \eta} \quad \frac{\partial w}{\partial \zeta} \right\}^T = G \{q_1 \quad q_2 \quad \dots \quad q_{27}\}^T \quad (\text{II.3.55})$$

donde:

$$G = \begin{bmatrix} d_{\xi}^{N1} & 0 & 0 & d_{\xi}^{N2} & 0 & 0 & \dots & d_{\xi}^{N27} & 0 & 0 \\ d_{\eta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\eta}^{N2} & 0 & 0 & \dots & d_{\eta}^{N27} & 0 & 0 \\ d_{\zeta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\zeta}^{N2} & 0 & 0 & \dots & d_{\zeta}^{N27} & 0 & 0 \\ 0 & d_{\xi}^{N1} & 0 & 0 & d_{\xi}^{N2} & 0 & \dots & 0 & d_{\xi}^{N27} & 0 \\ 0 & d_{\eta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\eta}^{N2} & 0 & \dots & 0 & d_{\eta}^{N27} & 0 \\ 0 & d_{\zeta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\zeta}^{N2} & 0 & \dots & 0 & d_{\zeta}^{N27} & 0 \\ 0 & 0 & d_{\xi}^{N1} & 0 & 0 & d_{\xi}^{N2} & \dots & 0 & 0 & d_{\xi}^{N27} \\ 0 & 0 & d_{\eta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\eta}^{N2} & \dots & 0 & 0 & d_{\eta}^{N27} \\ 0 & 0 & d_{\zeta}^{N1} & 0 & 0 & d_{\zeta}^{N2} & \dots & 0 & 0 & d_{\zeta}^{N27} \end{bmatrix} \quad (\text{II.3.56})$$

Sustituyendo la ec. (II.3.55) en la ec. (II.3.53):

$$\varepsilon = Bq \quad (\text{II.3.57})$$

donde:

$$B = AG \quad (\text{II.3.58})$$

El vector esfuerzo se calcula como:

$$\sigma = D\varepsilon \quad (\text{II.3.59})$$

Donde D es la matriz del material del elemento.

Sustituyendo la ec. (II.3.57) en la ec. (II.3.59):

$$\sigma = DBq \quad (\text{II.3.60})$$

La energía de deformación unitaria en el cuerpo está dada por:

$$U = \int_V \frac{1}{2} \sigma^T \varepsilon dV \quad (\text{II.3.61})$$

Reemplazando los términos de las ecuaciones (II.3.48), (II.3.57) y (II.3.60) en la (II.3.61):

$$U = \sum_e \frac{1}{2} q^T \left[\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T DB \det J d\xi d\eta d\zeta \right] q \quad (\text{II.3.62})$$

O sea:

$$U = \sum_e \frac{1}{2} q^T k^e q \quad (\text{II.3.63})$$

donde:

$$k^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T DB \det J d\xi d\eta d\zeta \quad (\text{II.3.64})$$

Es la matriz de rigidez del elemento de dimensión (81x81).

La integración en la ecuación (II.3.64) se realiza numéricamente.

$$k^e = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n w_k w_j w_i f(\xi_i, \eta_j, \zeta_k) \quad (\text{II.3.65})$$

Con:

$$f(\xi_i, \eta_j, \zeta_k) = B^T DB \det J \quad (\text{II.3.66})$$

Con $n=2$:

$$k^e = w_1^3 f(\xi_1, \eta_1, \zeta_1) + w_2^3 f(\xi_2, \eta_2, \zeta_2) + w_1^2 w_2 \{f(\xi_1, \eta_1, \zeta_2) + f(\xi_1, \eta_2, \zeta_1) + f(\xi_2, \eta_1, \zeta_1)\} + w_1 w_2^2 \{f(\xi_1, \eta_2, \zeta_2) + f(\xi_2, \eta_1, \zeta_2) + f(\xi_2, \eta_2, \zeta_1)\} \quad (\text{II.3.67})$$

Para lo cual $w_1=w_2=1.0$ y $\xi_1=\eta_1=\zeta_1=+0.5773502692$, $\xi_2=\eta_2=\zeta_2=-0.5773502692$

Entonces la ec. (II.3.67) queda como:

$$k^e = f(\xi_1, \eta_1, \zeta_1) + f(\xi_2, \eta_2, \zeta_2) + f(\xi_1, \eta_1, \zeta_2) + f(\xi_1, \eta_2, \zeta_1) + f(\xi_2, \eta_1, \zeta_1) + f(\xi_1, \eta_2, \zeta_2) + f(\xi_2, \eta_1, \zeta_2) + f(\xi_2, \eta_2, \zeta_1) \quad (\text{II.3.68})$$

Una vez ensamblada la matriz de rigidez global esto es:

$$K = \sum_{i=1}^n k_i^e$$

y determinado los desplazamientos con:

$$KQ = F$$

Se pueden obtener los esfuerzos y deformaciones en cada elemento en un solo punto digamos al centro, donde $\xi = 0$, $\eta = 0$ y $\zeta = 0$, de donde se obtienen las matrices J_0 , A_0 y B_0 , aplicándose la ecuación (II.3.60) como:

$$\sigma = DB_0 Q$$

¹ Departamento del Distrito Federal (2005). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"

² Zeevaert, L (1986). "Interacción Suelo-Estructura", Editorial Limusa, México, D. F.

³ López R.G., Zea C.C. y Rivera C.R. (2011). "Una solución Directa al Problema de Interacción Suelo-Estructura" Memorias de la 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Canadá.

⁴ Zeevaert, L (1982) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Second Edition.

⁵ Zea C.C., Rivera C.R., López R.G., Umaña y Elizalde (2010), "Una Investigación sobre los módulos de Deformabilidad y Compresibilidad de los Fenómenos de Expansión y Recompresión en Suelos Finos Saturados", XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Gro. SMIG.

⁶ Zea, López y Rivera (2011), "Cálculo de las Expansiones, Recompresiones y Compresiones Generadas en el Suelo de Apoyo por las Cargas de un Edificio y su Cimentación", Pan-Am CGS, Geotechnical Conference, Toronto, Canadá.

CAPÍTULO III

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE UN CASO PRÁCTICO

Con el objeto de ejemplificar la metodología de análisis que aquí se propone se presenta en este trabajo el ejemplo de un caso de la práctica profesional que a continuación se describe:

III.1 DATOS DEL PROBLEMA

Supóngase un edificio de 5 niveles para uso comercial ubicado en la zona centro, Delegación Cuauhtemoc de la Ciudad de México, que ocupará una superficie rectangular de 1200 m², con 40 m de largo y 30 m de ancho (Figs. III.1.1 y III.1.2).

III.2 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

El perfil estratigráfico del sitio se muestra en la figura III.2.1 y es típico de la Zona Lacustre de la Ciudad de México caracterizada por potentes estratos de arcilla limosa intercalados por lentes de arena fina a diferentes profundidades (3.5, 9.2, 19.8 m, etc.). Existe un relleno superficial hasta los 2.4 m de profundidad. El nivel de aguas freáticas se encontró a la profundidad de 2.0 m. Los valores de los módulos de expansión (obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión simple con un ciclo de carga y descarga) y de los pesos volumétricos a diferentes profundidades se muestran en el mismo perfil. Los parámetros de consolidación de viscosidad intergranular de Zeevaert fueron graficados contra el esfuerzo medio, en las figuras III.2.2a a III.2.2h.

III.3 CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

En este caso, como la solución de cimentación que se plantea es a base de un cajón totalmente compensado, se tiene que cumplir la siguiente ecuación:

$$q_{est} + q_{cim} = \sigma'_{vo} + s \quad (3.1)$$

Donde:

q_{est} carga muerta más la carga viva media (por ser lo que corresponde al análisis de estado límite de servicio), entre el área de la cimentación; 5 t/m².

q_{cim} carga de la cimentación más carga viva media (40 kg/m² debida al estacionamiento); se considerará para fines del ejemplo igual a:

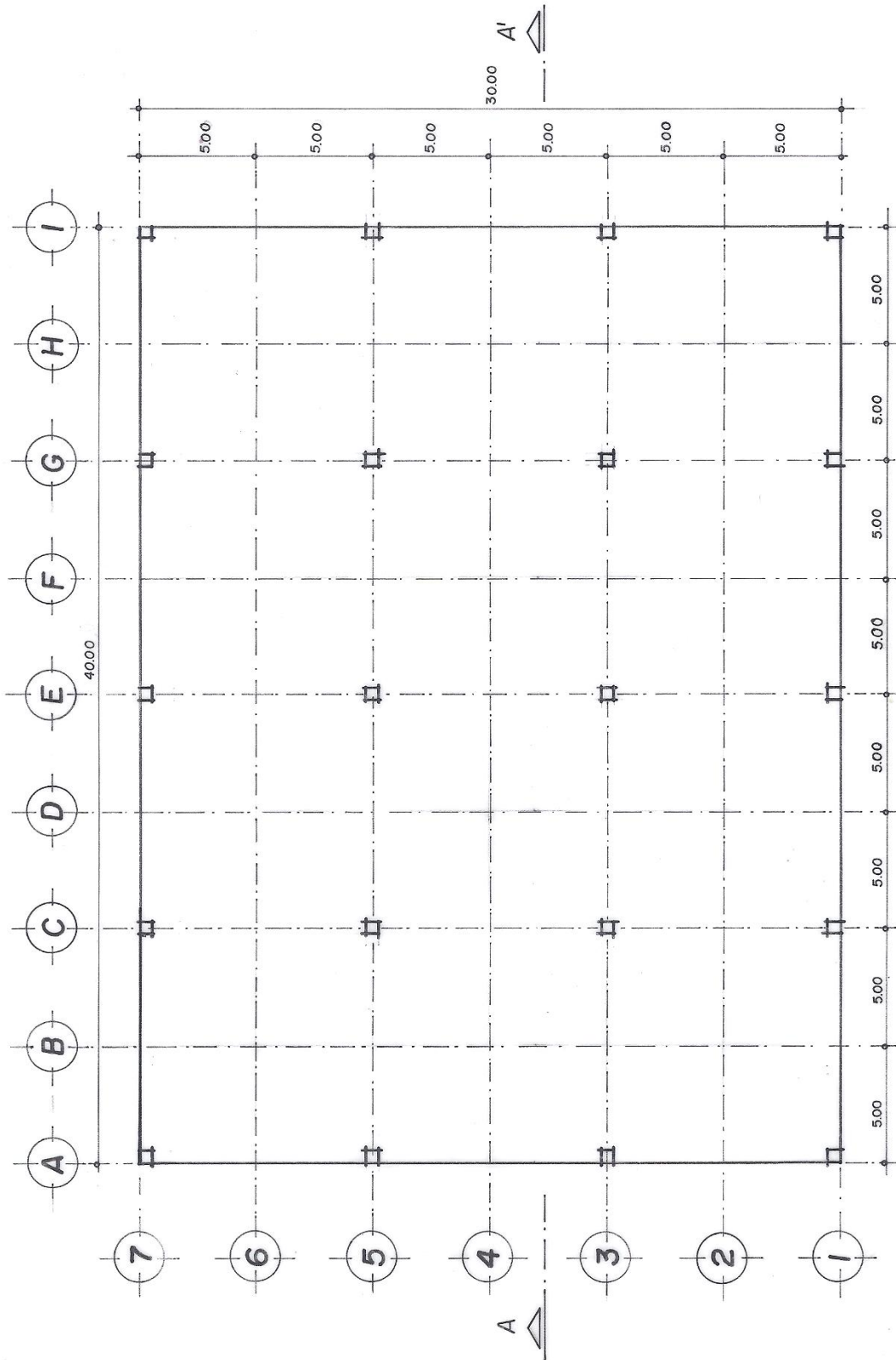
$$q_{cim} = 0.55D_f + 1.5 \quad (3.2)$$

Siendo:

D_f La profundidad de desplante del cajón de cimentación respecto del nivel 0+000.

σ'_{vo} Esfuerzo vertical efectivo a nivel de desplante del cajón.

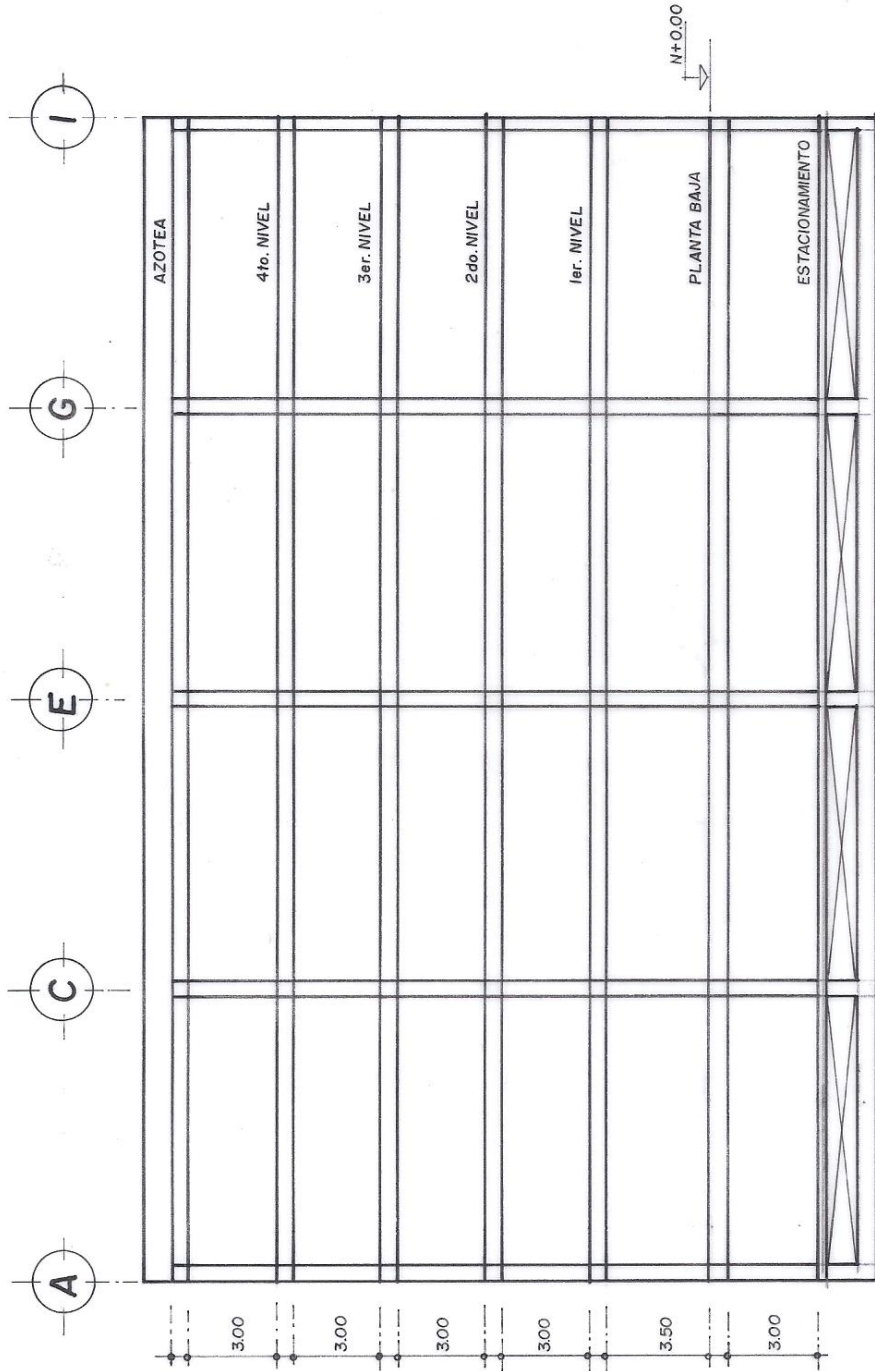
s Subpresión por debajo del cajón de cimentación (en este caso se considerará que el cajón es estanco y no habrá filtraciones de agua acumuladas dentro del cajón que incrementen su peso).



EDIFICIO	
COTAS: mts.	ESC. 1:250

PLANTA TIPO

Fig. III.1.



CORTE A-A'

Fig. III. 1.2

EDIFICIO	
COTAS: mts.	ESC. 1:250

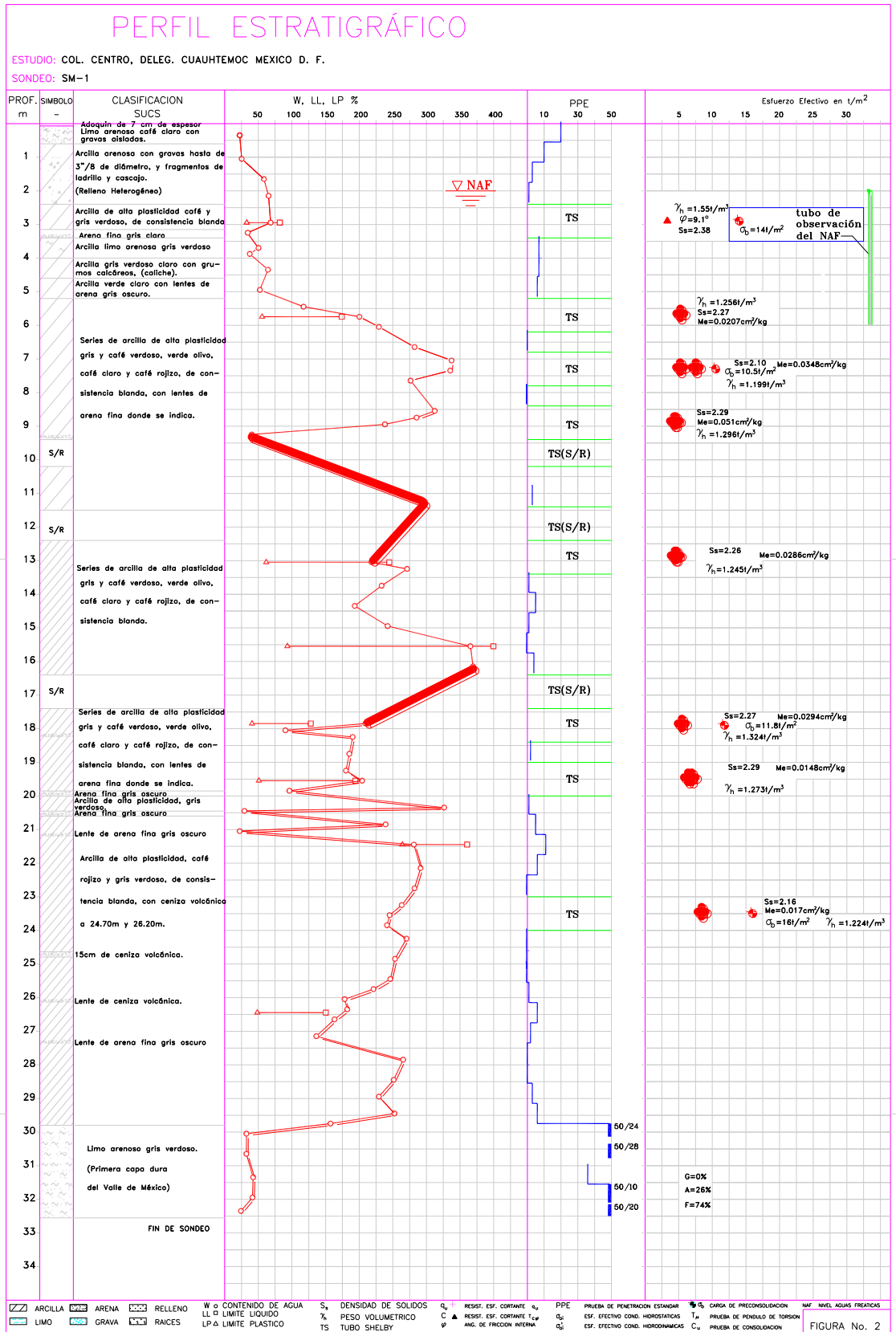


Fig. III.2.1 Perfil Estratigráfico Típico de la Zona Lacustre de la Cd. de México

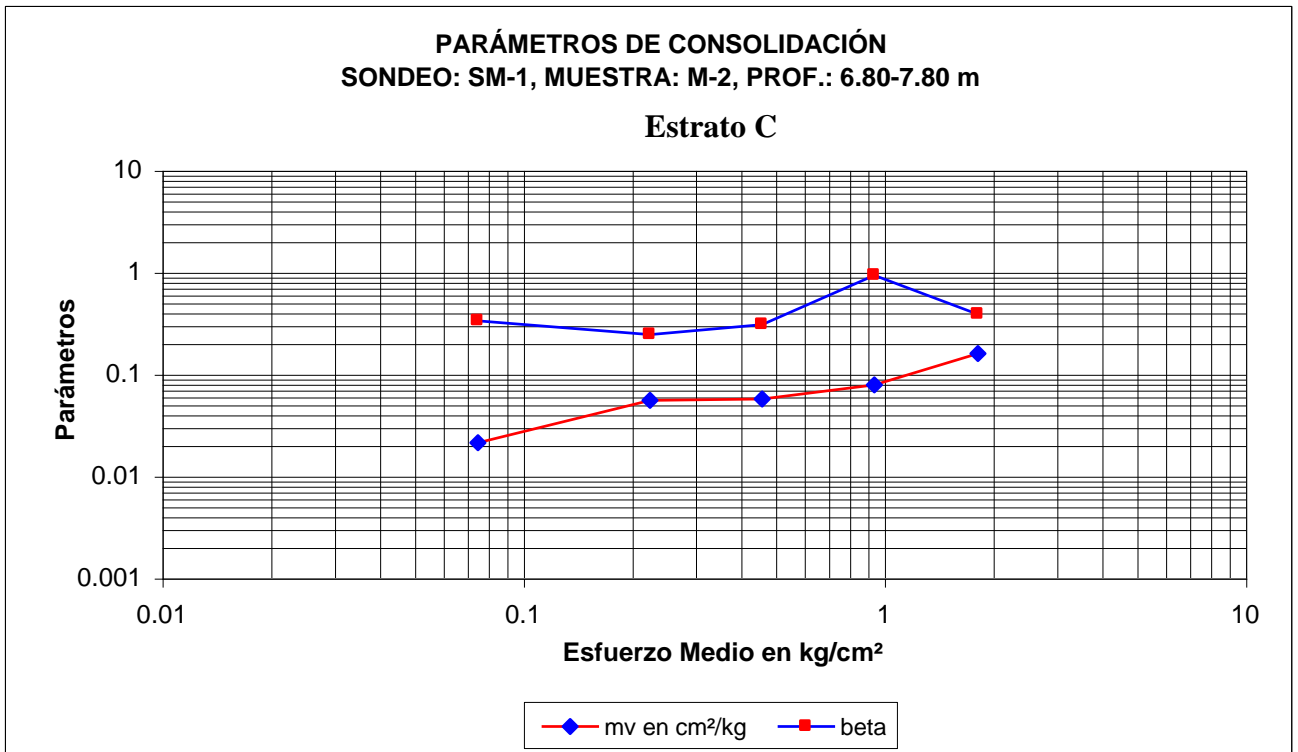


Fig. III.2.2a

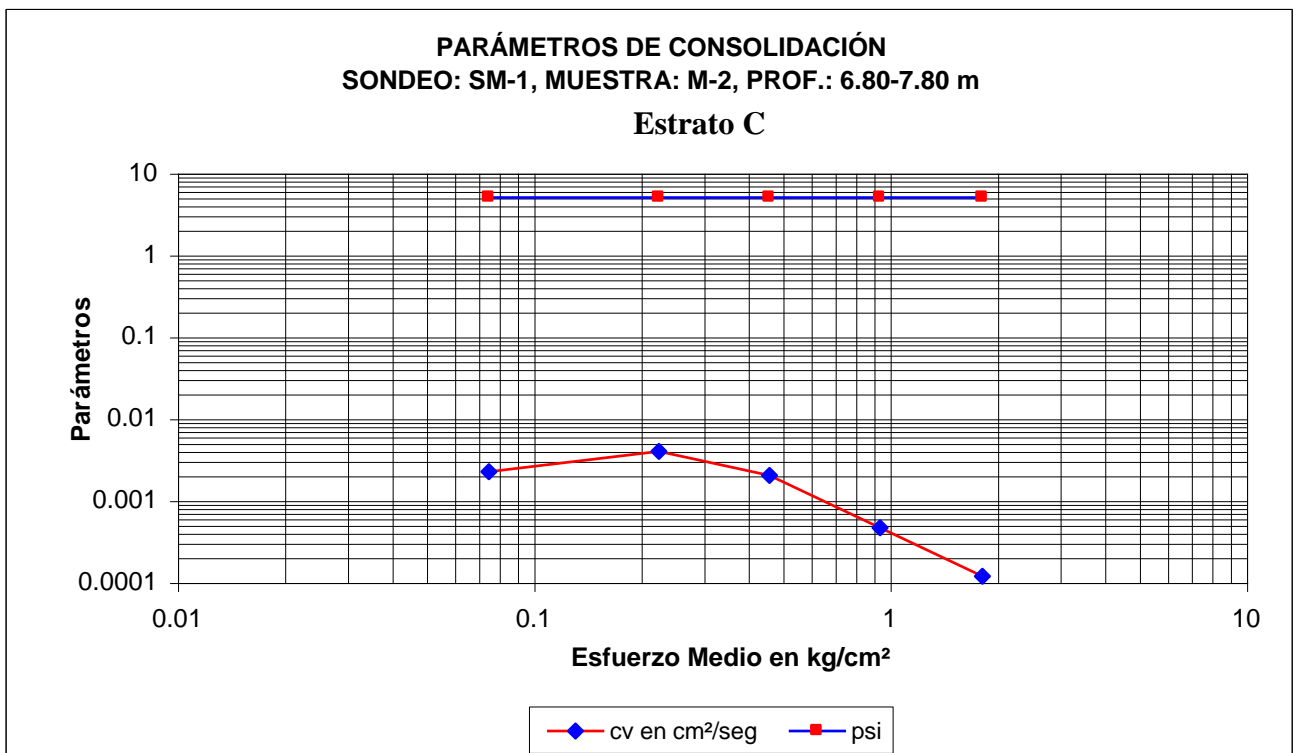


Fig. III.2.2b

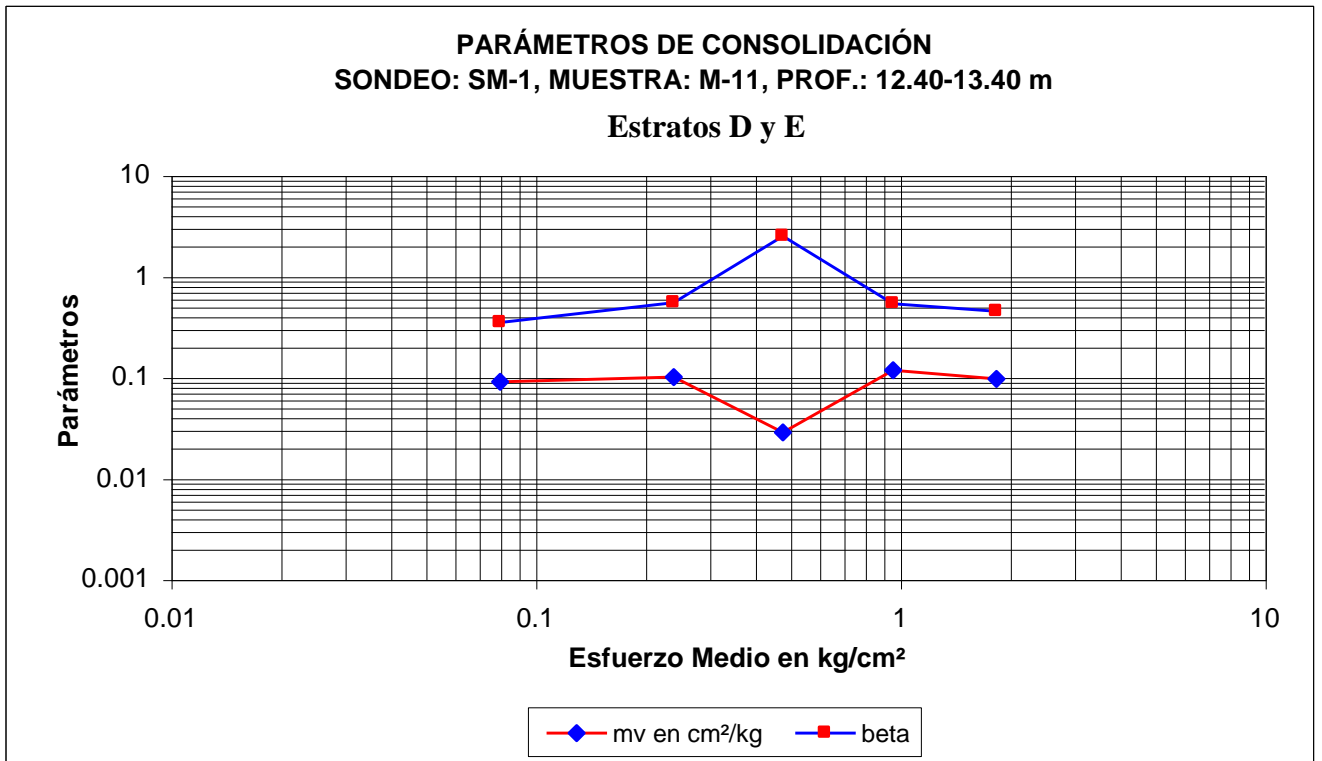


Fig. III.2.2c

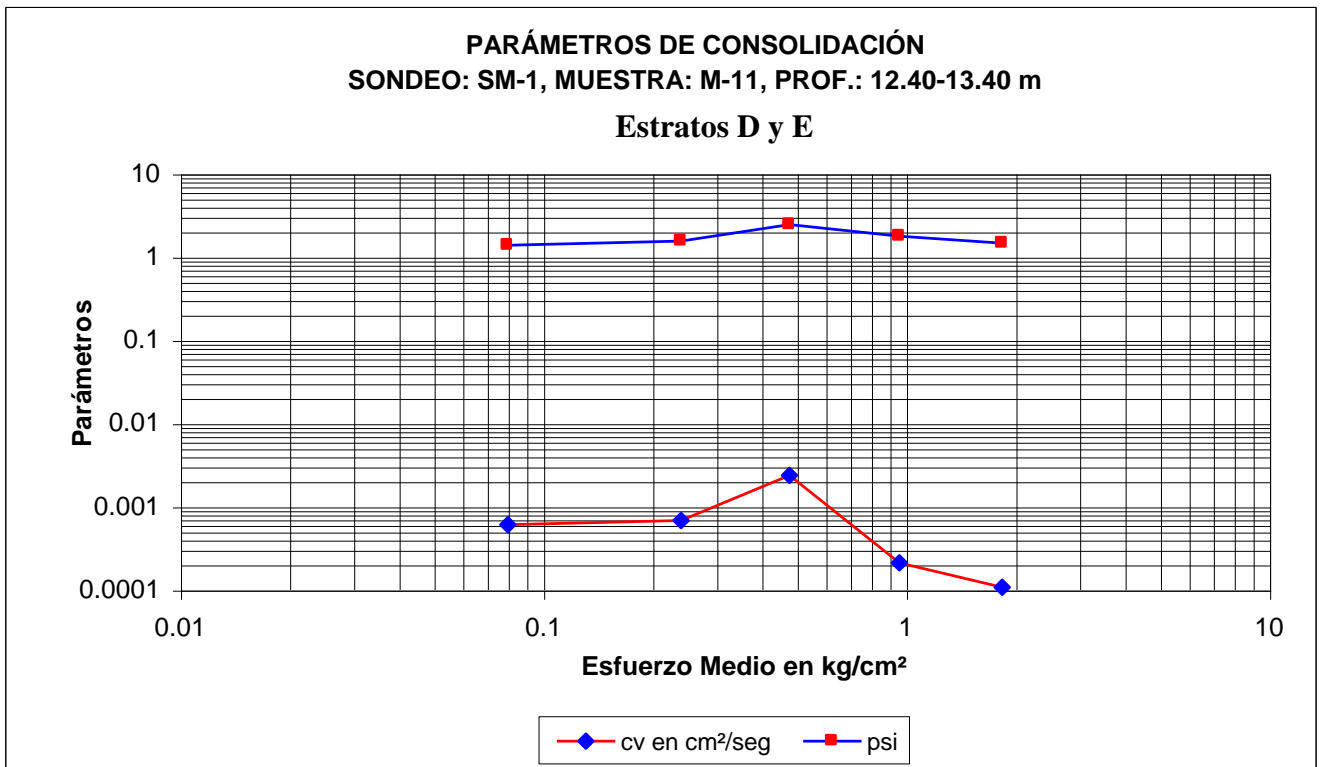


Fig. III.2.2d

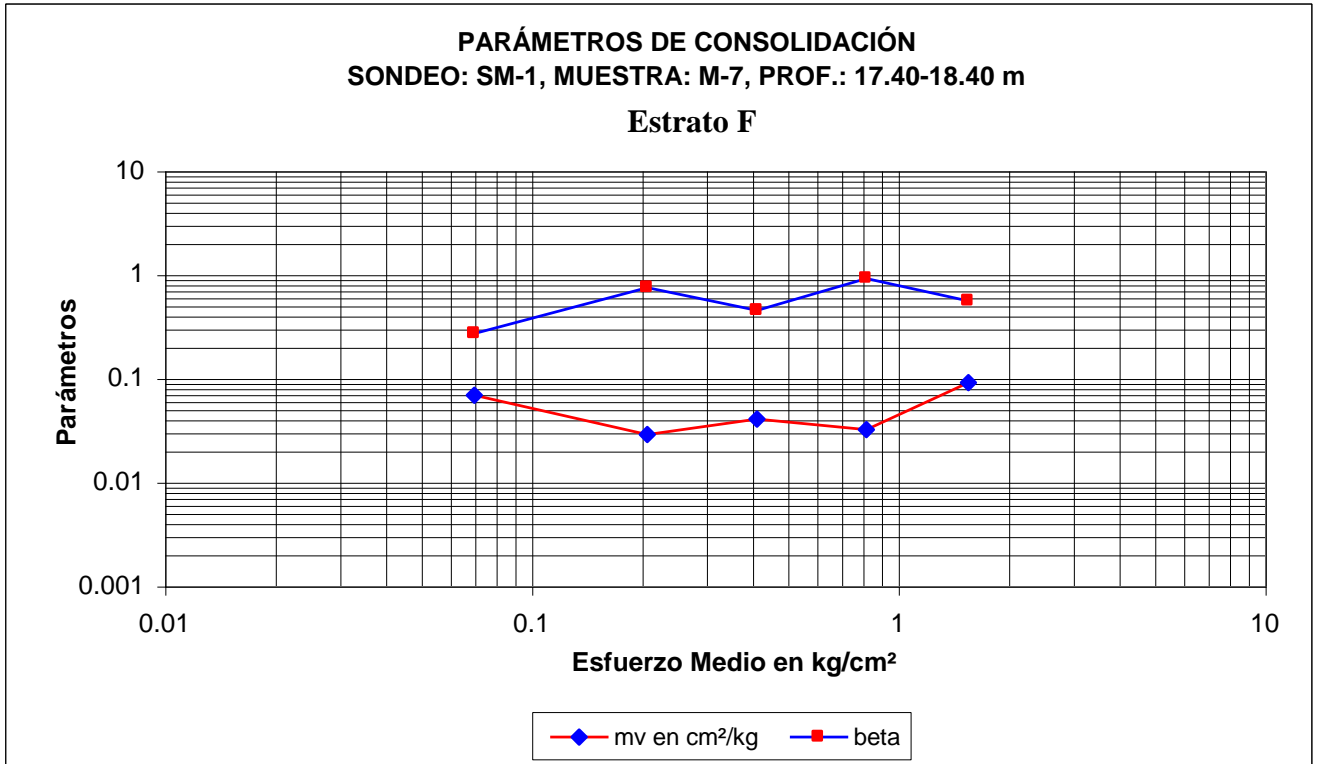


Fig. III.2.2e

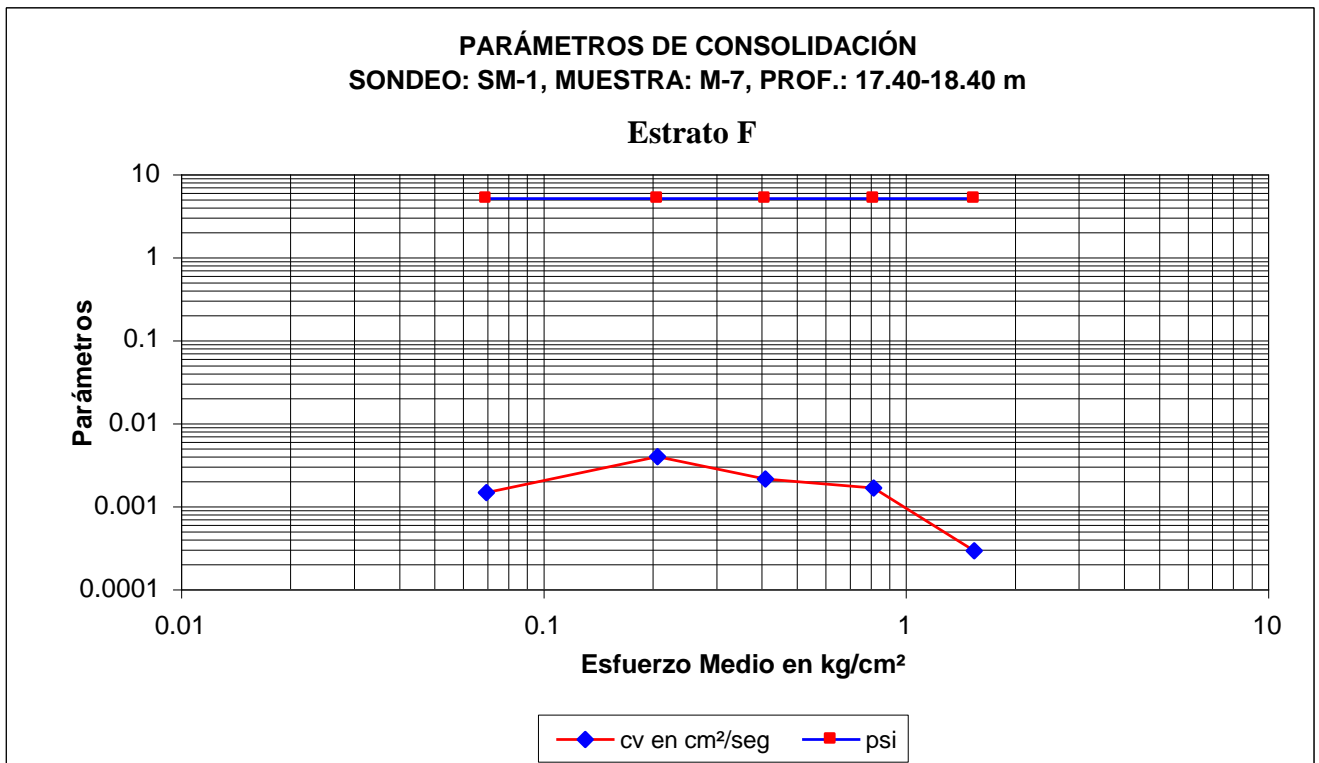


Fig. III.2.2f

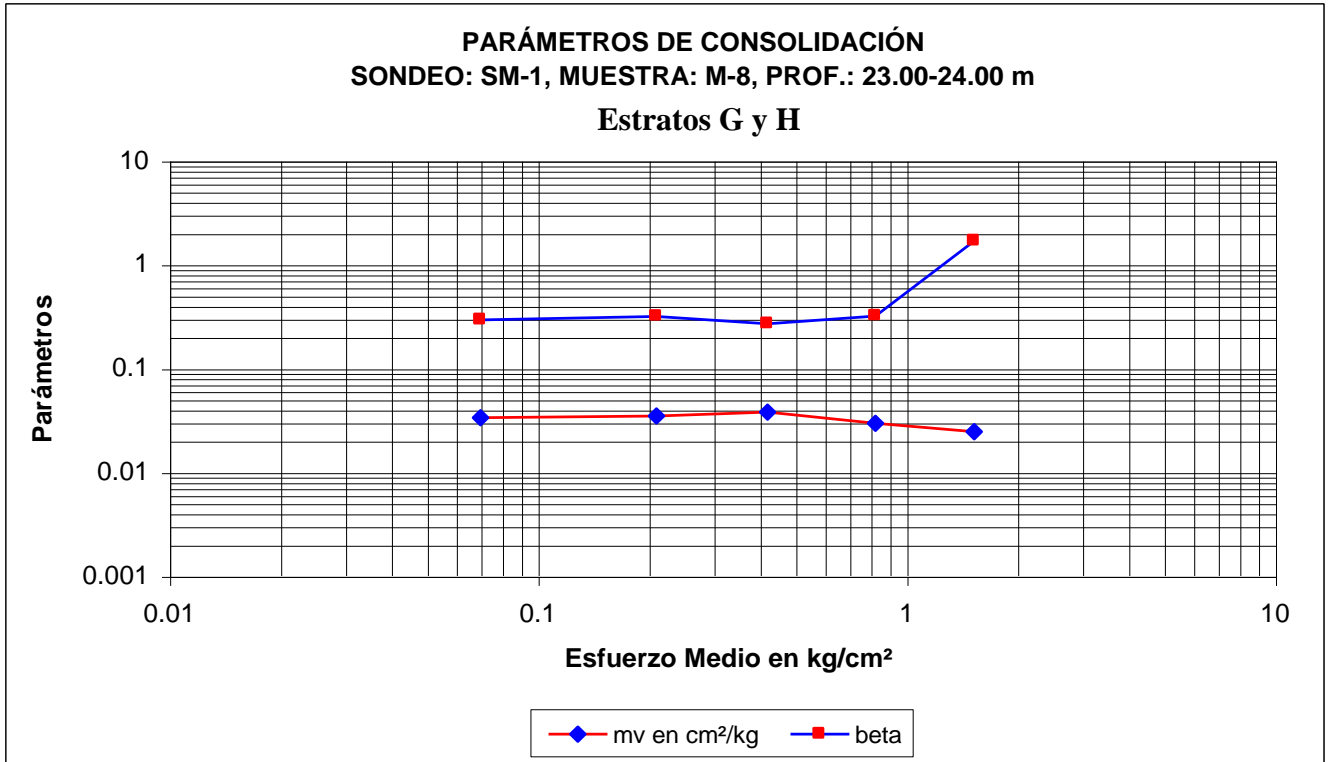


Fig. III.2.2g

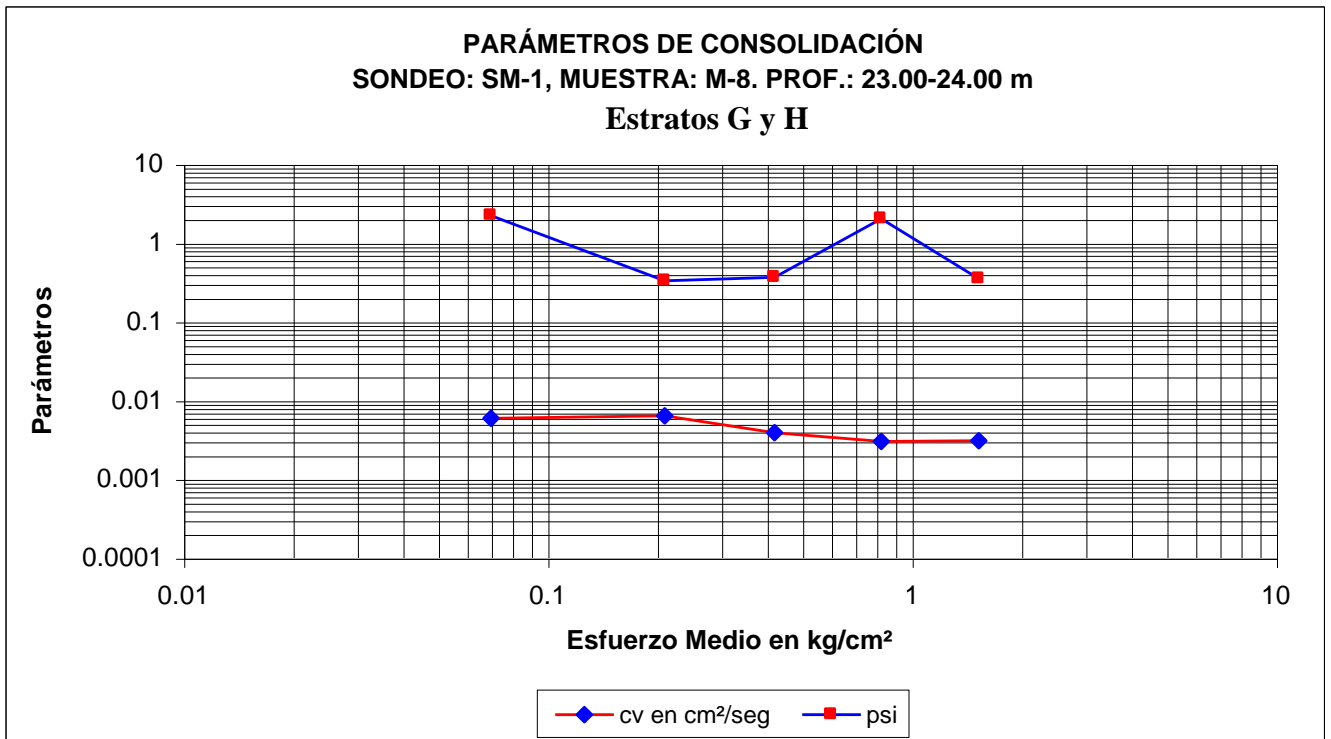


Fig. III.2.2h

Sustituyendo términos en la ecuación 3.1:

$$0.55D_f + 5.04 = \sigma'_{vo} + s \quad (3.3)$$

La ecuación 3.3 se tiene que resolver por tanteos, proponiendo valores de la profundidad de desplante hasta que los dos términos a la izquierda y la derecha de la igualdad sean iguales, de donde se elaboró la siguiente tabla:

TABLA III.3.1

D_f	$0.55D_f + 5.04$	ESTRATO(S)	σ'_{vo}	s	$\sigma'_{vo} + s$	q_{neta}
(m)	(t/m ²)	(letra)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)
5.00	7.79	A y B	3.99	3.00	6.99	0.80
6.00	8.34	A, B y C	4.27	4.00	8.27	0.07
7.00	8.89	A, B y C	4.57	5.00	9.57	-0.68

A 6.00 m de profundidad el primer término de la igualdad resulta de 8.34 t/m² y el segundo de 8.27 t/m² y la carga neta casi es cero, por lo que esa es la profundidad de desplante buscada para el cajón.

III.4 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

III.4.1 CÁLCULO DE LAS MATRICES DE INFLUENCIAS CON EL PROGRAMA DE COMPUTADORA FLEXSU

Para realizar el análisis se dividió la planta de cimentación en 20 placas (5 en sentido largo y 4 en sentido corto) y 30 nodos como se muestra en las figuras III.4.1 y III.4.2, en tanto que la planta de contratrabes se muestra en la figura III.4.3. A partir de la profundidad de desplante de la cimentación (6 m) hacia abajo se consideraron para el análisis 6 estratos (del C al H). Los datos de coordenadas, incidencias y profundidades de los estratos se encuentran en el archivo eje-orea.plc, código ASCCI (que se puede abrir con el NOTEPAD de Windows), que se reproduce en la siguiente tabla, donde se está considerando un factor de distribución de esfuerzo $\chi = 2$ (de acuerdo con las recomendaciones de Zeevaert, 1983, para la masa de suelo estratificado con módulo de compresibilidad prácticamente constante con la profundidad o medianamente estratificado).

PLANTA DEL EJEMPLO DE CIMENTACION TOTALMENTE COMPENSADA

50	20	(50= 20 nodos y 30 vertices, 20 placas)
0.25	0.25	(Coordenadas x y y del primer nodo)
0.25	10.00	(Coordenadas x y y del segundo nodo)
0.25	20.00	
0.25	29.75	
10.00	0.25	
10.00	10.00	
10.00	20.00	
10.00	29.75	
20.00	0.25	
20.00	10.00	
20.00	20.00	
20.00	29.75	

30.00	0.25		
30.00	10.00		
30.00	20.00		
30.00	29.75		
39.75	0.25		
39.75	10.00		
39.75	20.00		
39.75	29.75	(Coordenadas x y y del 20avo nodo)	
0.0	0.0	(Coordenadas x y y del 1er vértice)	
0.0	5.0		
0.0	15.0		
0.0	25.0		
0.0	30.0		
5.0	0.0		
5.0	5.0		
5.0	15.0		
5.0	25.0		
5.0	30.0		
15.0	0.0		
15.0	5.0		
15.0	15.0		
15.0	25.0		
15.0	30.0		
25.0	0.0		
25.0	5.0		
25.0	15.0		
25.0	25.0		
25.0	30.0		
35.0	0.0		
35.0	5.0		
35.0	15.0		
35.0	25.0		
35.0	30.0		
40.0	0.0		
40.0	5.0		
40.0	15.0		
40.0	25.0		
40.0	30.0	(Coordenadas x y y del 30avo vértice)	
4	1	(número de nodos que componen la placa 1 = 4)	
21	26	27	22 (nodos que componen la placa 1 = 21, 26, 27 y 22)
4	2	(número de nodos que componen la placa 2 = 4)	
22	27	28	23 (nodos que componen la placa 1 = 22, 27, 28 y 23)
4	3		
23	28	29	24
4	4		
24	29	30	25
4	5		
26	31	32	27
4	6		

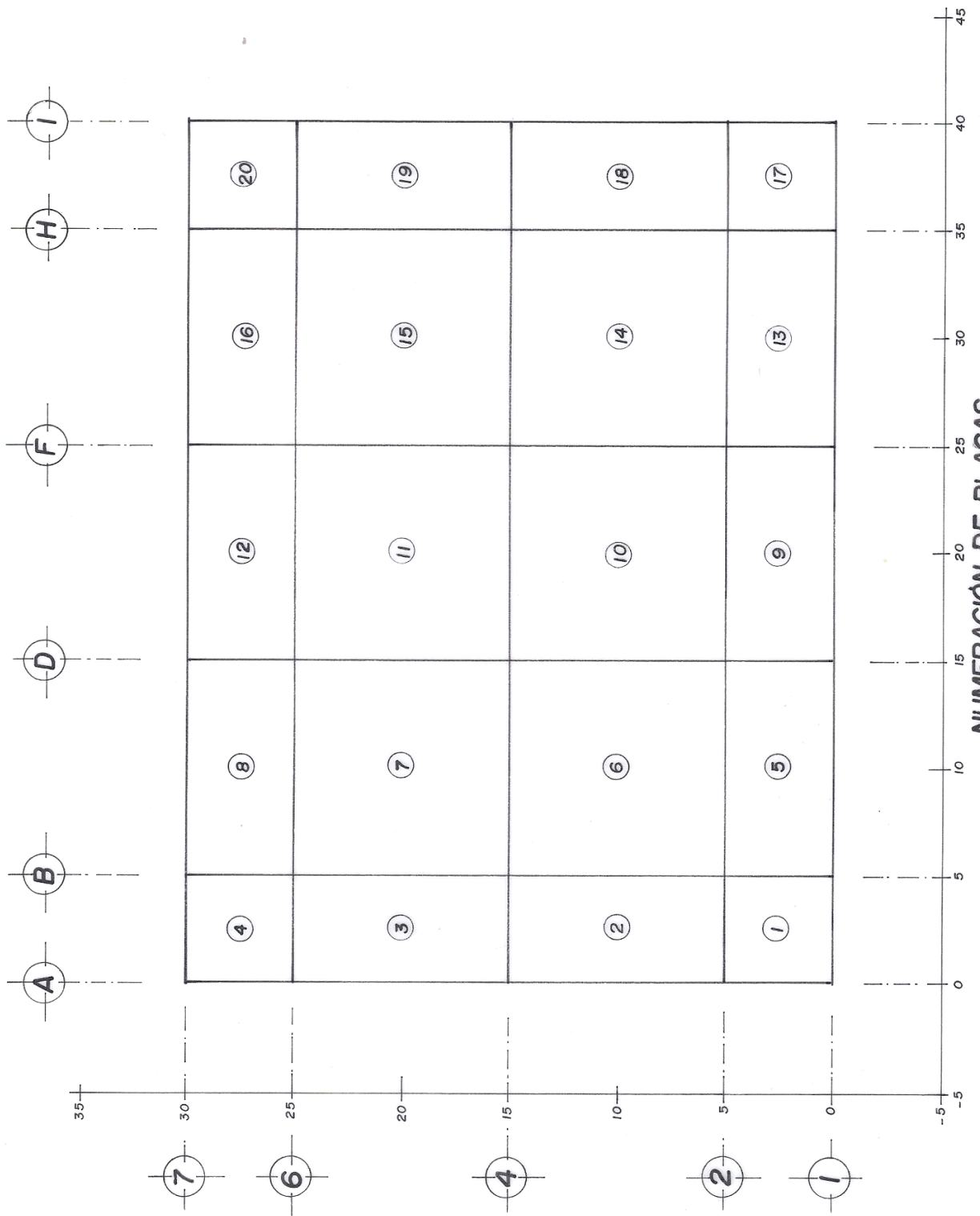
27	32	33	28
4	7		
28	33	34	29
4	8		
29	34	35	30
4	9		
31	36	37	32
4	10		
32	37	38	33
4	11		
33	38	39	34
4	12		
34	39	40	35
4	13		
36	41	42	37
4	14		
37	42	43	38
4	15		
38	43	44	39
4	16		
39	44	45	40
4	17		
41	46	47	42
4	18		
42	47	48	43
4	19		
43	48	49	44

4 20 (número de nodos que componen la placa 20 = 4)

44 49 50 45 (nodos que componen la placa 20= 44, 49, 50 y 45)

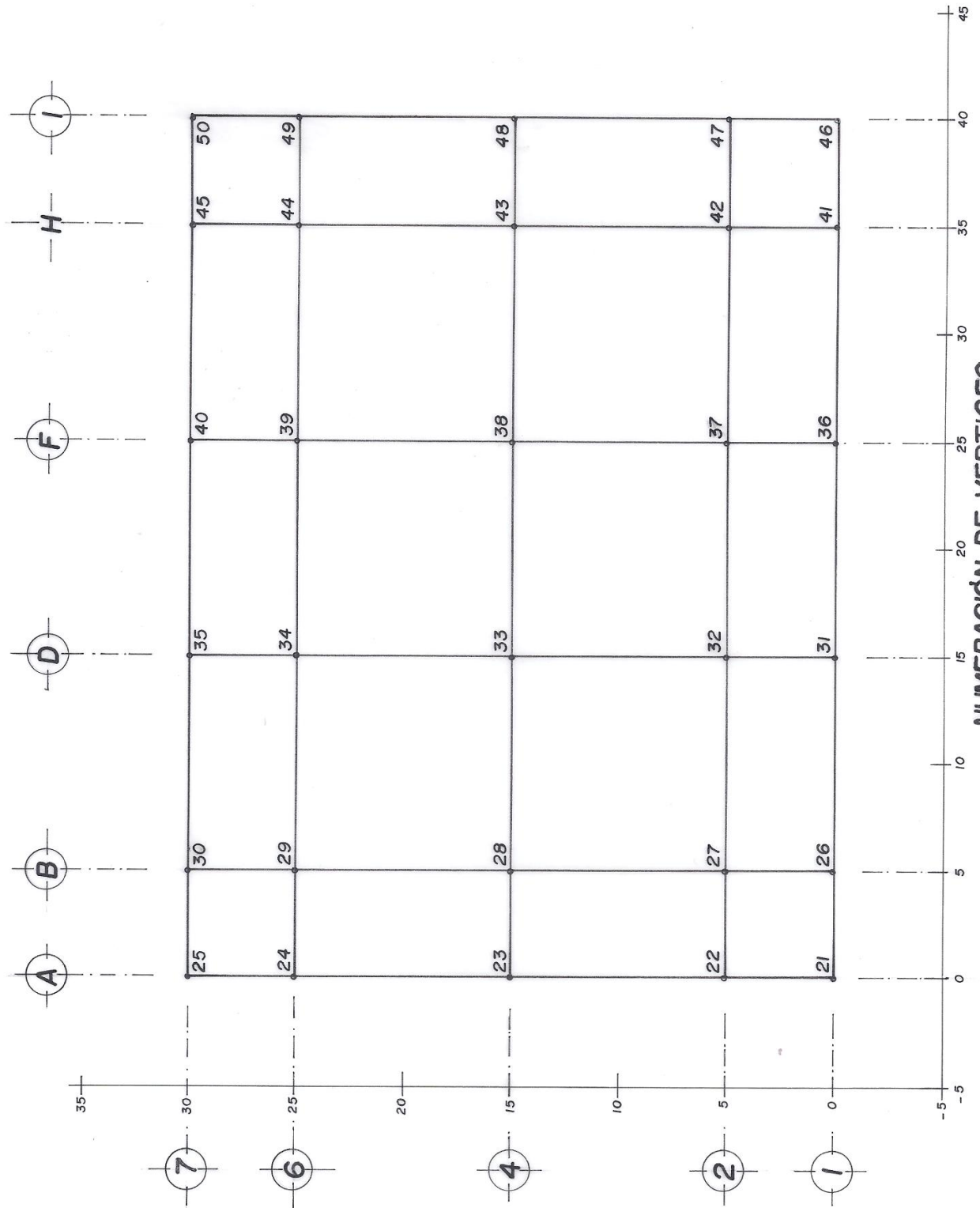
1 2.0 (grupos de placas = 1, factor de distribución de esfuerzo $\chi = 2$)

20 6.00 6 9.2 12.8 17.0 21.0 28.0 30.0 (última placa que compone el primer grupo de placas = 20; profundidad de desplante = 6.75; número de estratos = 6; fronteras inferiores de cada estrato = 9.2, 12.8, 17.0, 21.0, 28.0 y 30.0 m).



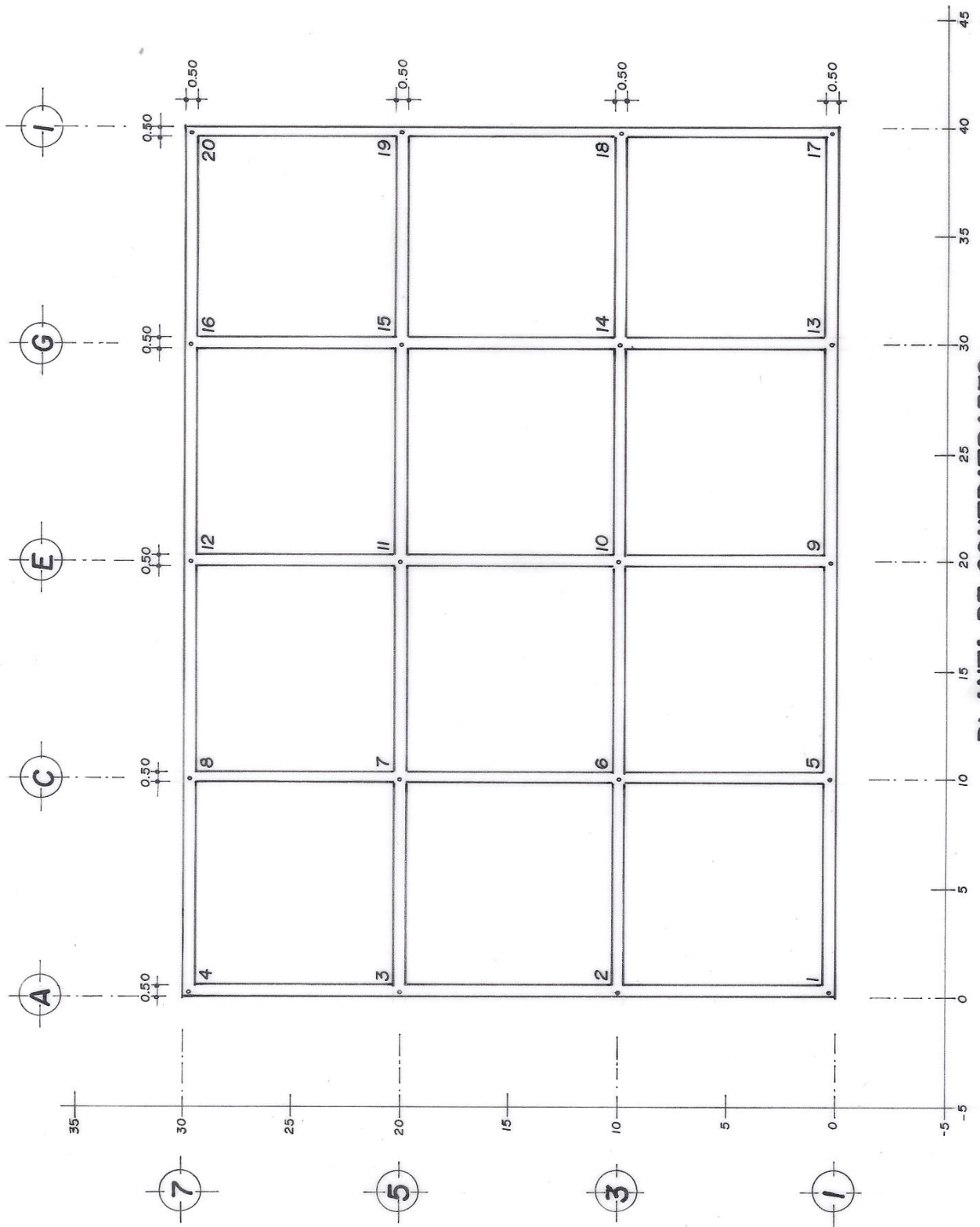
NUMERACIÓN DE PLACAS

Fig. III.4.1



NUMERACIÓN DE VERTICES

Fig. III. 4.2



PLANTA DE CONTRARABES

Fig. III.4.3

Al correr el programa de computadora FLEXSU (Zea et Al, 2011), se obtienen los siguientes recuadros:

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

      F _ L _ E _ X _ S _ U <VERSION 2010>
PROGRAMA PREPROCESADOR PARA EL CALCULO DE INFLUENCIAS,
INCREMENTOS DE ESFUERZO, FLEXIBILIDADES Y RIGIDECES
PARA EL ANALISIS DE INTERACCION SUELO-CIMENTACION-ESTRUCTURA

AUTORES: CARMELINO ZEA CONSTANTINO
          RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO Y
          GERMAN LOPEZ RINCON

      *** A D U E R T E N C I A ***
      LOS AUTORES DE ESTE PROGRAMA
      NO SE HACEN RESPONSABLES POR
      EL USO INDEBIDO DEL MISMO NI
      POR LOS RESULTADOS QUE ARROJE.

PARA ACLARACIONES, FAUOR DE COMUNICARSE AL TEL.:
55-13-08-36 O AL 56-22-80-03 MEXICO..

Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

OPCIONES:

[1] EDITAR DATOS (*NO ACTIVO*)
[2] GENERAR LA(S) MATRIZ(CES) DE *INFLUE*NCIAS DEL SUELO
[3] CALCULAR INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICAL *INESU*
[4] CALCULAR FLEXIBILIDADES DEL SUELO *FLEXS*
[5] CREAR LA MATRIZ DE *RIGID*EZ DEL SUELO DE APOYO
[6] COMANDO DE *DOS*
[0] *SALIR*

CANCEL = CANCELA UNA APERTURA DE ARCHIVO
¿OPCION?: 2
    
```

Con la opción 2, como se indica en el anterior recuadro, se generan los siguientes recuadros y las matrices de influencias de las placas (archivo EJE-OREA.INF)

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

[6] COMANDO DE *DOS*
[0] *SALIR*

-----
CANCEL = CANCELA UNA APERTURA DE ARCHIVO
¿OPCION?: 2

¡HOLA!
EL ARCHIVO DE DATOS DE LAS PLACAS DEBE TENER POR FUERZA LA
EXTENSION ".PLC"

      NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS
      (no teclee la extension ".PLC" ya que el programa se la agrega)
      (e.j. B:XYZ) --> EJE-OREA

EL ARCHIVO DE DATOS ES : EJE-OREA.PLC
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

SE GENERARAN LOS SIGUIENTES ARCHIVOS
DE INFLUENCIAS           : EJE-OREA.INF
DE AREAS Y CENTROIDES    : EJE-OREA.ATP
DE ESPESORES DE LOS ESTRATOS : EJE-OREA.ESP
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.

ADVERTENCIA: EL ARCHIVO DE INFLUENCIAS YA EXISTE
DESEA SOBRESCRIBIRLO? [S]=SI S

ADVERTENCIA: EL ARCHIVO AREAS Y CENTR. YA EXISTE
DESEA SOBRESCRIBIRLO? [S]=SI S

ADVERTENCIA: EL ARCHIVO ESPESORES-EST. YA EXISTE
DESEA SOBRESCRIBIRLO? [S]=SI S

NUMERO DE PLACAS : 20
NUMERO DE NODOS  : 50
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

35.00    0.00    40.00    0.00    40.00    5.00    35.00    5.00
  4
AREA: 25.0000 P.RESORTE: 39.7500 0.2500
DOU.: 18 NUM.UERTS: 4 UERTS.:
35.00    5.00    40.00    5.00    40.00    15.00    35.00    15.00
  4
AREA: 50.0000 P.RESORTE: 39.7500 10.0000
DOU.: 19 NUM.UERTS: 4 UERTS.:
35.00    15.00    40.00    15.00    40.00    25.00    35.00    25.00
  4
AREA: 50.0000 P.RESORTE: 39.7500 20.0000
DOU.: 20 NUM.UERTS: 4 UERTS.:
35.00    25.00    40.00    25.00    40.00    30.00    35.00    30.00
  4
AREA: 25.0000 P.RESORTE: 39.7500 29.7500

      NUMERO DE ZONAS DE COMPRESIBILIDAD: 1
      FACTOR DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS (X): 2.0 <Frölich (X=2)>
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

```

F:\TESIS\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 5
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 6
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 7
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 8
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 9
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 10
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 11
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 12
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 13
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 14
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 15
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 16
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 17
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 18
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 19
CALCULANDO LAS INFLUENCIAS DE LA PLACA: 20

** TERMINO EL CALCULO DE LA MATRIZ DE INFLUENCIAS **
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

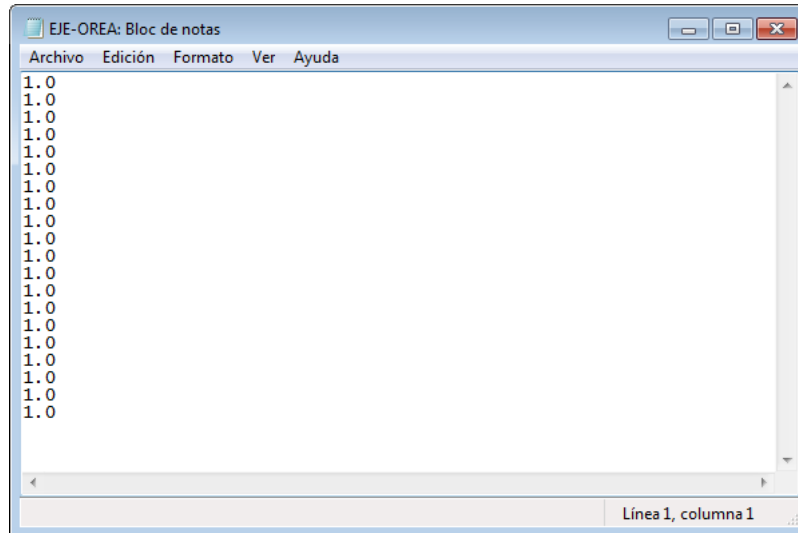
Las matrices de influencias en el archivo EJE-OREA.INF se pueden abrir con el NotePad de Windows, como en el siguiente recuadro:

```

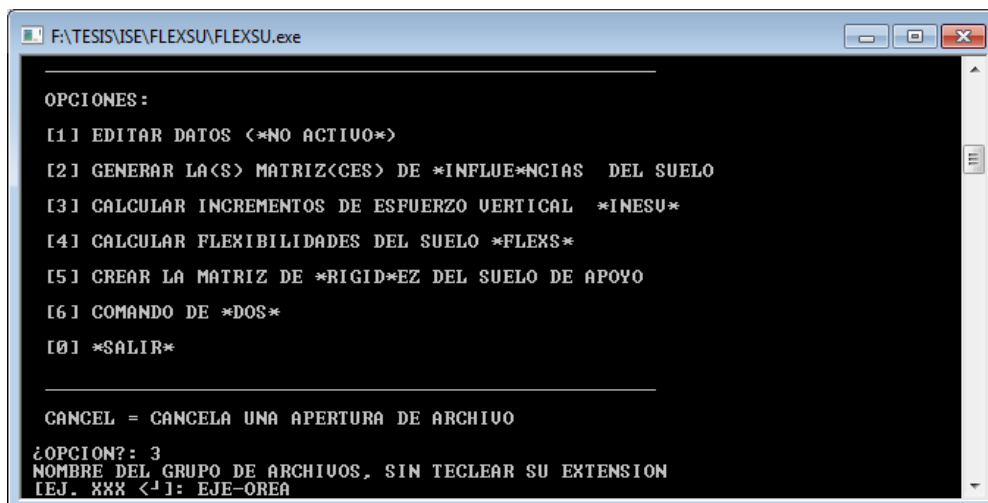
EJE-OREA: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
PLANTA DEL EJEMPLO DE CIMENTACION TOTALMENTE COMPENSADA
20
6
INFLUENCIAS DE LA PLACA: 1
VERTICES NUMEROS 21 26 27 22
EST. 1 EST. 2 EST. 3 EST. 4 EST. 5 EST.
0.312422037125E+00 0.153032913804E+00 0.742974281311E-01 0.403493940830E-01 0.214701313525E-01 0.142750889063E-01
0.642327358946E-02 0.296260025352E-01 0.324254482985E-01 0.251538231969E-01 0.165351014584E-01 0.119637232274E-01
0.215779046302E-03 0.18356118320E-02 0.425442494452E-02 0.592255312949E-02 0.640901131535E-02 0.596683612093E-02
0.364980078302E-04 0.33966537467E-03 0.937535543926E-03 0.162130116951E-02 0.231100269593E-02 0.259533850476E-02
0.642327591777E-02 0.296259880909E-01 0.324254482985E-01 0.251538269222E-01 0.165350995958E-01 0.119637232274E-01
0.179385428783E-02 0.115386797115E-01 0.177238807082E-01 0.170653425157E-01 0.131065435708E-01 0.101663842797E-01
0.160118128406E-03 0.137801084202E-02 0.332136545330E-02 0.483910832554E-02 0.551847275347E-02 0.530731631443E-02
0.323906278936E-04 0.298856932204E-03 0.831166398712E-03 0.145413482096E-02 0.210857833736E-02 0.239967415109E-02
0.215784166357E-03 0.183561327867E-02 0.425442261621E-02 0.592255406082E-02 0.640901038423E-02 0.596683425829E-02
0.160118128406E-03 0.137801200617E-02 0.332136428915E-02 0.483910832554E-02 0.551847275347E-02 0.530731631443E-02
0.553292738914E-04 0.501919304952E-03 0.134428555612E-02 0.223419745453E-02 0.301205157302E-02 0.324505590834E-02
0.186940851563E-04 0.175116088940E-03 0.501972623169E-03 0.916699122172E-03 0.141815119423E-02 0.169984495733E-02
0.363588987966E-04 0.328996917233E-03 0.908147136215E-03 0.157481152564E-02 0.225493824109E-02 0.254148477688E-02
0.312789452437E-04 0.289059302304E-03 0.805649266113E-03 0.141367001925E-02 0.205883476883E-02 0.235099717975E-02
0.182458534255E-04 0.170749975950E-03 0.489981845021E-03 0.896378129255E-03 0.139063003007E-02 0.167074962519E-02
0.910098970053E-05 0.865560432430E-04 0.255593738984E-03 0.487582990900E-03 0.808769080322E-03 0.102885649540E-02
0.110539967864E-04 0.100598248537E-03 0.294452300295E-03 0.556832354050E-03 0.911395065486E-03 0.114614597987E-02
0.996899325401E-05 0.933364281082E-04 0.274594931398E-03 0.521642621607E-03 0.859540130477E-03 0.108715624083E-02
0.714679663361E-05 0.679864679114E-04 0.202292168979E-03 0.390575354686E-03 0.661006954033E-03 0.856113212649E-03
0.447638240075E-05 0.431238695455E-04 0.130039203214E-03 0.256036029896E-03 0.447910977527E-03 0.597935635597E-03
INFLUENCIAS DE LA PLACA: 2
VERTICES NUMEROS 22 27 28 23
EST. 1 EST. 2 EST. 3 EST. 4 EST. 5 EST.
0.825538579375E-02 0.389336198568E-01 0.459917187691E-01 0.388802327216E-01 0.278273243457E-01 0.210699848831E-01
0.535740911961E+00 0.291094303131E+00 0.145253241062E+00 0.797229409218E-01 0.426646992564E-01 0.284284222871E-01
0.726108206436E-02 0.357758738101E-01 0.436982288957E-01 0.376182347536E-01 0.272667948157E-01 0.207652896643E-01
0.314081291435E-03 0.268120900728E-02 0.637487228960E-02 0.919412355870E-02 0.104502504691E-01 0.100812176242E-01
0.243152840994E-02 0.161582343280E-01 0.264183487743E-01 0.271944217384E-01 0.223839897662E-01 0.180534366518E-01
0.123599665239E-01 0.576868169010E-01 0.638199225068E-01 0.498152896762E-01 0.328824631870E-01 0.238336883485E-01
0.227050669491E-02 0.152858113870E-01 0.253877677023E-01 0.264405161142E-01 0.219752602279E-01 0.178102720529E-01
0.236571184359E-03 0.205851229839E-02 0.507704075426E-02 0.763236405328E-02 0.909425038844E-02 0.903311930597E-02
0.263716443442E-03 0.229203584604E-02 0.563026219606E-02 0.840144790709E-02 0.987897906452E-02 0.970134884119E-02
0.432331988122E-03 0.364890042692E-02 0.846047420055E-02 0.117897791788E-01 0.127741470933E-01 0.119020855054E-01
    
```

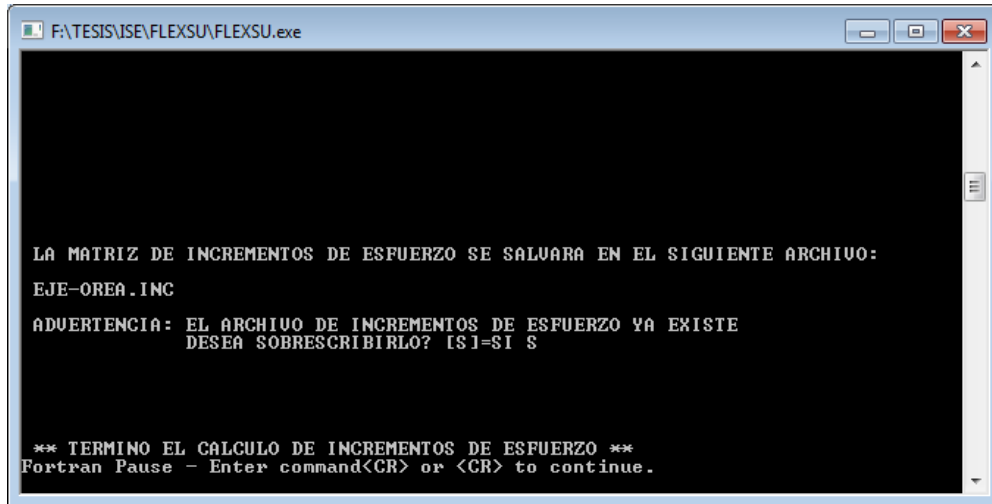
III.4.2 CÁLCULO DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZO CON FLEXSU

El archivo de datos eje-orea.cgs contiene cargas unitarias en las 20 placas y se puede abrir con NotePad de Windows, como en el siguiente recuadro:



Se va a multiplicar cada una de las matrices de influencias del archivo eje-orea.inf por el vector de cargas unitarias contenido en el archivo eje-orea.cgs con el programa FLEXSU, para obtener una nueva matriz de influencias de esfuerzo, con la opción 3 (INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL), como en los siguientes recuadros:





EJE-OREA.INC: Bloc de notas

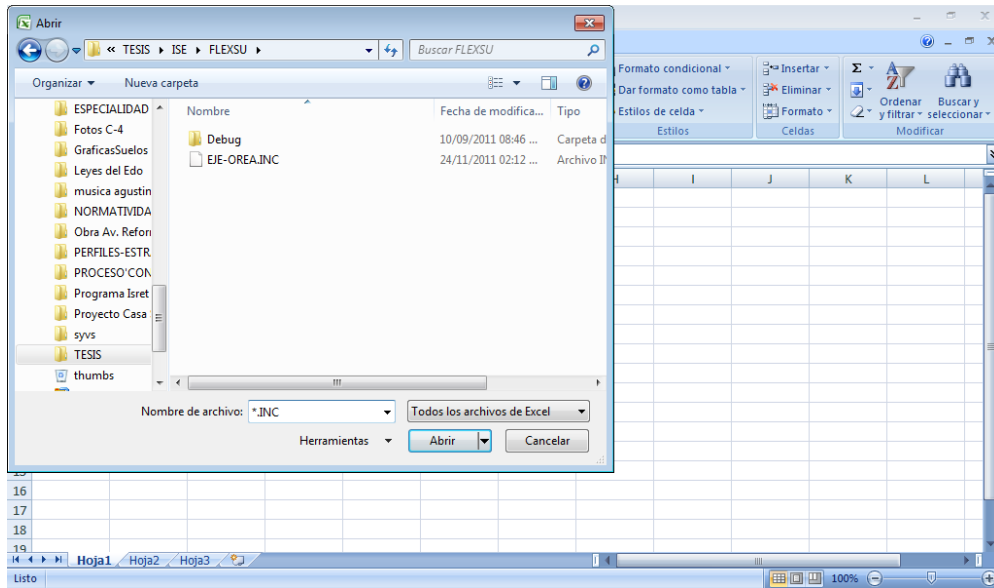
Archivo Edición Formato Ver Ayuda

PLANTA DEL EJEMPLO DE CIMENTACION TOTALMENTE COMPENSADA

0.334243535995E+00	0.271239578724E+00	0.250549167395E+00	0.232262745500E+00	0.207155838609E+00	0.186584144831E+00
0.573055148125E+00	0.489363938570E+00	0.424406588078E+00	0.362846940756E+00	0.294293791056E+00	0.249243184924E+00
0.573055148125E+00	0.489363938570E+00	0.424406647682E+00	0.362846910954E+00	0.294293791056E+00	0.249243199825E+00
0.334243506193E+00	0.271239638329E+00	0.250549167395E+00	0.232262730598E+00	0.207155823708E+00	0.186584129930E+00
0.573298156261E+00	0.491515129805E+00	0.430032730103E+00	0.371867448092E+00	0.305687516928E+00	0.260728687048E+00
0.987221002579E+00	0.892123281956E+00	0.739044070244E+00	0.592373728752E+00	0.443189084530E+00	0.354799509048E+00
0.987221062183E+00	0.892123281956E+00	0.739044070244E+00	0.592373728752E+00	0.443189054728E+00	0.354799538851E+00
0.573298096657E+00	0.491515129805E+00	0.430032759905E+00	0.371867448092E+00	0.305687546730E+00	0.260728657246E+00
0.575221598148E+00	0.506523966789E+00	0.460434257984E+00	0.408770203590E+00	0.339698463678E+00	0.288797616959E+00
0.990499496460E+00	0.917267024517E+00	0.788435578346E+00	0.649933040142E+00	0.493225485086E+00	0.394237965345E+00
0.990499556065E+00	0.917267024517E+00	0.788435637951E+00	0.649933099747E+00	0.493225455284E+00	0.394237935543E+00
0.575221598148E+00	0.506523966789E+00	0.460434257984E+00	0.408770203590E+00	0.339698493481E+00	0.288797587156E+00
0.573298096657E+00	0.491515100002E+00	0.430032759905E+00	0.371867418289E+00	0.305687516928E+00	0.260728687048E+00
0.987221121788E+00	0.892123162746E+00	0.739044010639E+00	0.592373728752E+00	0.443189024925E+00	0.354799568653E+00
0.987221121788E+00	0.892123222351E+00	0.739044070244E+00	0.592373728752E+00	0.443189054728E+00	0.354799568653E+00
0.573298096657E+00	0.491515070200E+00	0.430032789707E+00	0.371867418289E+00	0.305687516928E+00	0.260728657246E+00
0.334243565798E+00	0.271239638329E+00	0.250549167395E+00	0.232262760401E+00	0.207155838609E+00	0.186584115028E+00
0.573055148125E+00	0.489363968372E+00	0.424406588078E+00	0.362846970558E+00	0.294293820858E+00	0.249243155122E+00
0.573055148125E+00	0.489363968372E+00	0.424406588078E+00	0.362846940756E+00	0.294293791056E+00	0.249243170023E+00
0.334243535995E+00	0.271239638329E+00	0.250549167395E+00	0.232262775302E+00	0.207155823708E+00	0.186584115028E+00

Línea 1, columna 1

El archivo que se genera (EJE-OREA.INC), debe abrirse con EXCEL de OFFICE para poder calcular las influencias promedio de esfuerzo en cada estrato, como en los siguientes recuadros:



Los valores de influencia promedio se calculan en el siguiente recuadro (Hoja de Excell de Office EJE-OREA-INC.XLS):

	A	B	C	D	E	F
1	PLANTA DEL DE CIMENTA/ MENTE COMPENSADA					
2	20					
3	3.34E-01	2.71E-01	2.51E-01	2.32E-01	2.07E-01	1.87E-01
4	5.73E-01	4.89E-01	4.24E-01	3.63E-01	2.94E-01	2.49E-01
5	5.73E-01	4.89E-01	4.24E-01	3.63E-01	2.94E-01	2.49E-01
6	3.34E-01	2.71E-01	2.51E-01	2.32E-01	2.07E-01	1.87E-01
7	5.73E-01	4.92E-01	4.30E-01	3.72E-01	3.06E-01	2.61E-01
8	9.87E-01	8.92E-01	7.39E-01	5.92E-01	4.43E-01	3.55E-01
9	9.87E-01	8.92E-01	7.39E-01	5.92E-01	4.43E-01	3.55E-01
10	5.73E-01	4.92E-01	4.30E-01	3.72E-01	3.06E-01	2.61E-01
11	5.75E-01	5.07E-01	4.60E-01	4.09E-01	3.40E-01	2.89E-01
12	9.90E-01	9.17E-01	7.88E-01	6.50E-01	4.93E-01	3.94E-01
13	9.90E-01	9.17E-01	7.88E-01	6.50E-01	4.93E-01	3.94E-01
14	5.75E-01	5.07E-01	4.60E-01	4.09E-01	3.40E-01	2.89E-01
15	5.73E-01	4.92E-01	4.30E-01	3.72E-01	3.06E-01	2.61E-01
16	9.87E-01	8.92E-01	7.39E-01	5.92E-01	4.43E-01	3.55E-01
17	9.87E-01	8.92E-01	7.39E-01	5.92E-01	4.43E-01	3.55E-01
18	5.73E-01	4.92E-01	4.30E-01	3.72E-01	3.06E-01	2.61E-01
19	3.34E-01	2.71E-01	2.51E-01	2.32E-01	2.07E-01	1.87E-01
20	5.73E-01	4.89E-01	4.24E-01	3.63E-01	2.94E-01	2.49E-01
21	5.73E-01	4.89E-01	4.24E-01	3.63E-01	2.94E-01	2.49E-01
22	3.34E-01	2.71E-01	2.51E-01	2.32E-01	2.07E-01	1.87E-01
23						
24	=PROMEDIO(A3:A22)		4.94E-01	4.18E-01	3.33E-01	2.79E-01
25						

III.4.3 CÁLCULO DE LAS COMPRESIBILIDADES DE LOS ESTRATOS DE APOYO

A) Propuesta de Excavación en una sola etapa con bombeo de achique

En la Tabla III.4.2 (Archivo COMPRESU.XLS de Excell de Office) se indica el análisis.

En la parte III.4.2a se calculan y grafican los esfuerzos totales, donde se deben indicar para estos fines las propiedades de los estratos, como peso volumétrico y profundidad de la frontera inferior. El cálculo de los esfuerzos neutros y efectivos no se llevará a cabo para simplificar el análisis (cálculo en términos de esfuerzos totales) y por lo tanto no se requiere trazar la red de flujo, sin

embargo, si fuera necesario un bombeo profundo, por ejemplo para disminuir los asentamientos, se tendría que hacer el cálculo completo.

En la parte III.4.2b se efectúa el análisis de expansiones de los estratos bajo el nivel máximo de excavación (NME), donde puede verse que la expansión es de 7.0 cm menor al valor permitido por el reglamento de 15 cm para estructuras con colindancias.

En la parte III.4.2c se muestra el análisis de asentamiento por recompresión del suelo bajo el NME usando el criterio de Zea et Al (2010)¹. Debido a que en el Estudio Geotécnico no se llevaron a cabo pruebas de expansión-recompresión, para calcular los módulos de recompresión que aparecen en esta parte del análisis, se utilizó la expresión obtenida por Zea et Al (2010, Figura II.2.6) que se indica a continuación:

$$m_v = 8.123(100\Delta\sigma_{exp}/\sigma_{vo})^{-0.4021}M_e \quad (3.4.1)$$

Los resultados indican que se tendrá una recompresión del suelo del orden de 14 cm, el cual es menor al límite marcado por el Reglamento de 15 cm para estructuras con colindancias, por lo que se considera adecuado desde el punto de vista práctico.

El análisis de recompresión se efectuó también como lo señalado por Zeevaert (1973) para su comparación con el de Zea et Al. Los parámetros del modelo de Zeevaert de viscosidad intergranular se correlacionan con los estratos en la siguiente tabla III.4.1.

TABLA III.4.1

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA (No)	PROFUNDIDAD DE LA PRUEBA (m)	FIGURA
C	6.00-9.20	M-2	6.80-7.80	III.2.2a y b
D	9.20-12.80	M-11	12.40-13.40	III.2.2c y d
E	12.80-17.00	M-11	12.40-13.40	III.2.2c y d
F	17.00-21.00	M-7	17.40-18.40	III.2.2e y f
G	21.00-28.00	M-8	23.00-24.00	III.2.2g y h
H	28.00-30.00	M-8	23.00-24.00	III.2.2g y h

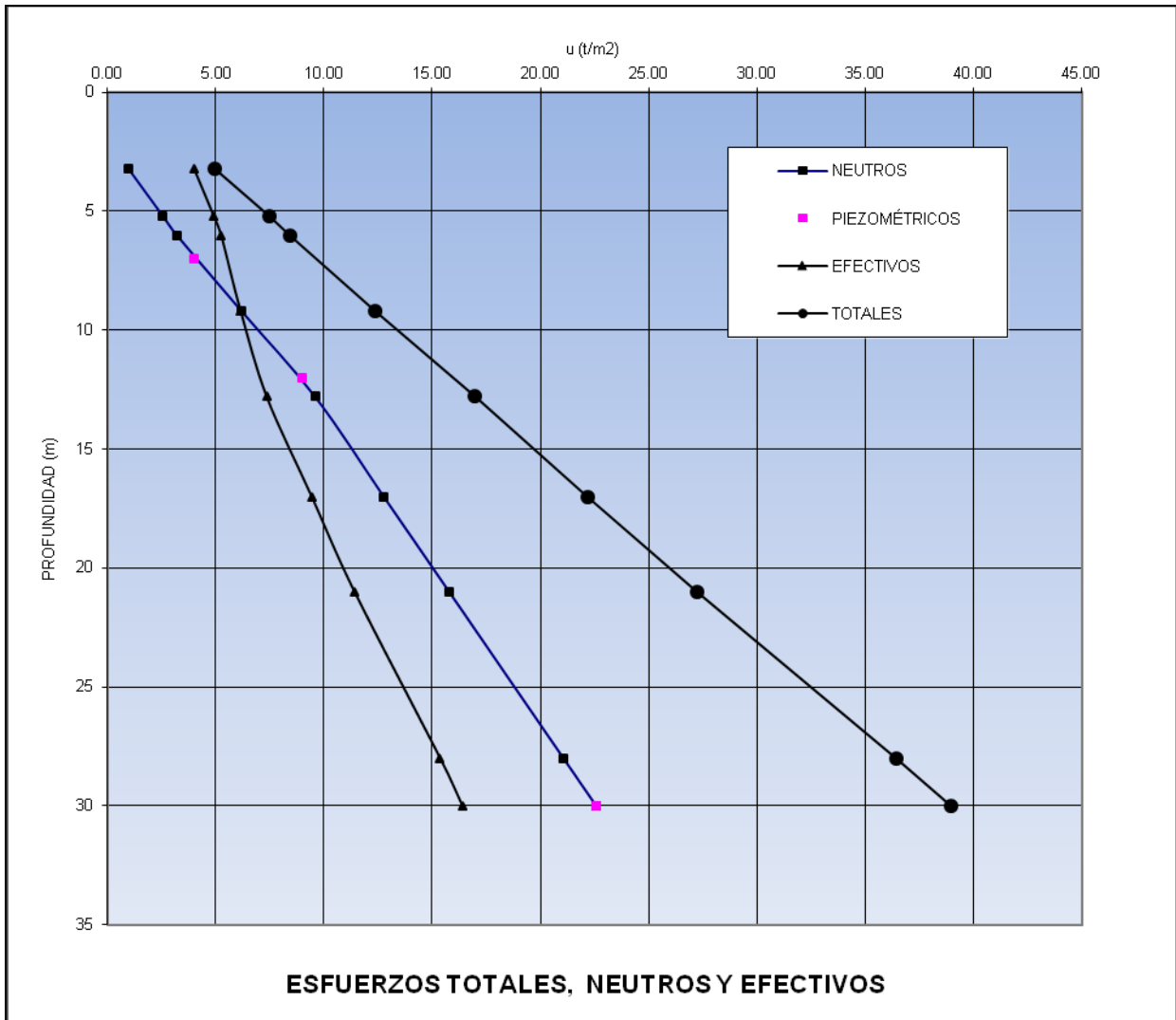
Los resultados de esta parte del análisis, señalados en la tabla III.4.2d, muestran que se tendrá una recompresión del orden de 18 cm contra los 14 cm obtenidos con el criterio de Zea et Al, lo cual señala que los dos criterios dan resultados parecidos; aplicando un promedio se tendría un asentamiento por recompresión del orden de 16 cm, que es prácticamente igual al límite permitido por el Reglamento y se considera aceptable desde el punto de vista práctico.

¹ Zea C., Rivera C.R., López R.G., Umaña R.J.L. y Elizalde R.E. (2010) “Una Investigación sobre los Módulos de Deformabilidad y Compresibilidad de los Fenómenos de Expansión y Recompresión en Suelos Finos Saturados” Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Volumen 1, Sesión 4 Caracterización de Suelos.

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA														
FECHA: OBRA: LOC.:														
a) DIAGRAMA DE ESFUERZOS EFECTIVOS														
$D_f = 6.00$ m					$NAF = 2.00$ m									
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		H	γ_m	σ^*_{vo}	u	$\sigma^{*'}_{vo}$	PIEZÓMETROS						
#	DE:	A:	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	PROF.	h_w					
A	0.00	3.20	3.20	1.550	4.96	0.96	4.00	No.	(m)	(t/m ²)				
B	3.20	5.20	2.00	1.256	7.47	2.56	4.91	1	7	4.00				
C	5.20	6.00	0.80	1.220	8.45	3.20	5.25	2	12	9.00				
C	6.00	9.20	3.20	1.220	12.35	6.20	6.15	3	30	22.60				
D	9.20	12.80	3.60	1.280	16.96	9.60	7.36							
E	12.80	17.00	4.20	1.250	22.21	12.78	9.43							
F	17.00	21.00	4.00	1.250	27.21	15.80	11.41							
G	21.00	28.00	7.00	1.320	36.45	21.09	15.36							
H	28.00	30.00	2.00	1.270	38.99	22.60	16.39							

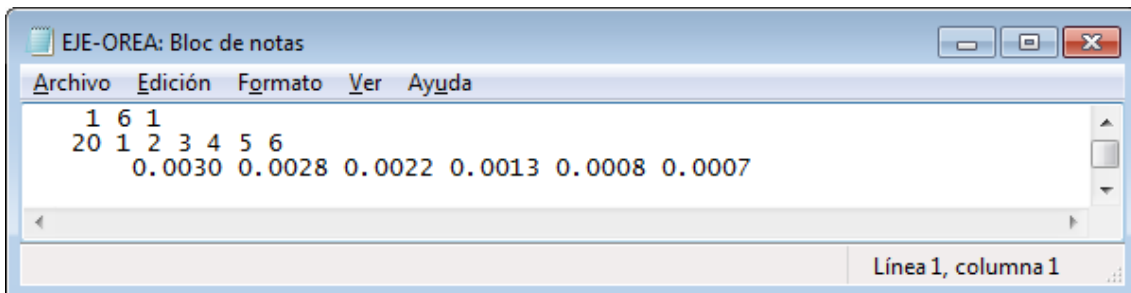
b) EXPANSIÓN POR ALIVIO DE ESFUERZOS															
$\sigma_{oi} = 8.45$ t/m²					$\sigma'_{oi} = 5.25$ t/m²					$f_a = 0.90$					
ESTRATO	H	σ_o	I_q	$\Delta\sigma_{exp}$	M_{eo}	c	ρ_{exp}	M_{exp}	α_{exp}	expansiones	Alivio	r_{mM}	m_v	asentamientos por recompresión	
#	(cm)	(t/m²)		(t/m²)	(cm²/kg)			m³/t	m³/t	(m)	(%)		m³/t	(m)	
C	270	5.700	0.65014	3.412	0.03500	1.5	0.774	0.0015	0.00409	0.022	59.9	1.6	0.0024	0.035	
D	400	6.754	0.57123	2.998	0.03500	1.5	0.666	0.0013	0.00521	0.025	44.4	1.8	0.0023	0.044	
E	410	8.394	0.49369	2.591	0.02860	1.5	0.556	0.0009	0.00364	0.015	30.9	2.0	0.0018	0.031	
F	390	10.421	0.41774	2.192	0.02100	1.5	0.459	0.0005	0.00210	0.007	21.0	2.4	0.0013	0.018	
G	240	13.386	0.33336	1.749	0.01700	1.5	0.362	0.0003	0.00082	0.002	13.1	2.9	0.0010	0.007	
H	100	15.876	0.27857	1.462	0.01700	1.5	0.303	0.0003	0.00029	0.001	9.2	3.3	0.0010	0.002	
										$\delta_{exp} = 0.073$ m		$\delta_{rec} = 0.14$ m			
c) ASENTAMIENTO POR RECARGA Método de Zea et Al															
asentamientos por recompresión															
d) ASENTAMIENTO POR RECARGA (Método de Zeevaert)															
$w_T = 8.34$ t/m²					tiempo = 15.0 años					promedio					
$w_{rec} = 5.25$ t/m²										asentamientos con los 2					
ESTRATO	L_e	$\Delta\sigma_{rec}$	σ_{vm}	m_v	c_v	β	ξ	T_v	K_{vpo}	$\Delta\sigma/\sigma_o$	ρ_{rec}	$F(T_v)$	α_{rec}	recarga	por criterios
#	(cm)	(t/m²)	(kg/cm²)	(cm²/kg)	(cm²/s)								(m²/t)	(m)	(m)
C	200	3.412	0.40	0.0590	0.0024	0.2900	5.0000	28.38	0.6250	0.5986	0.6542	1.000	0.0152	0.052	0.044
D	220	2.998	0.53	0.0340	0.0019	2.1000	2.4000	18.57	3.4832	0.4439	0.3784	1.000	0.0208	0.062	0.053
E	250	2.591	0.71	0.0600	0.0006	1.1000	2.0000	4.69	1.1181	0.3087	0.3528	1.000	0.0165	0.043	0.037
F	220	2.192	0.93	0.0390	0.0013	0.8200	5.0000	12.71	1.4840	0.2104	0.2423	1.000	0.0082	0.018	0.018
G	210	1.749	1.25	0.0280	0.0028	0.8700	0.6900	30.03	1.1631	0.1307	0.1925	1.000	0.0025	0.004	0.006
H	305	1.462	1.51	0.0260	0.0028	1.4000	0.4100	14.24	1.1689	0.0921	0.1550	1.000	0.0008	0.001	0.002
										$\delta_{rec} = 0.18$ m		0.16 m			

Tabla III.4.2



III.4.4 CÁLCULO DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES

Para continuar con el análisis se debe preparar un archivo de compresibilidades con terminación “ALF”, en este caso se le denominó EJE-OREA.ALF, el cual se puede abrir con el NOTEPAD de Windows, como en el siguiente recuadro:



Explicación:

1 6 1 (1 = Número de plantas de cimentación, 6 = Número de compresibilidades, 1 = Número de análisis)

20 1 2 3 4 5 6 (20 = última placa de la primera planta de cimentación, 1 2 3 4 5 6 = Orden en que el programa va a asignar las compresibilidades a los estratos)

0.0030 0.0028 0.0022 0.0013 0.0008 0.0007 (Valores de los módulos de compresibilidad)

A continuación se debe correr el programa FLEXSU para obtener la matriz de flexibilidades del suelo con la opción 4, como en los siguientes recuadros:

```

F:\TESIS-OREA\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe
[3] CALCULAR INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICAL *INESU*
[4] CALCULAR FLEXIBILIDADES DEL SUELO *FLEXS*
[5] CREAR LA MATRIZ DE *RIGID*EZ DEL SUELO DE APOYO
[6] COMANDO DE *DOS*
[0] *SALIR*

-----
CANCEL = CANCELA UNA APERTURA DE ARCHIVO
¿OPCION?: 4

¡HOLA!
EL ARCHIVO DE DATOS DE LOS MODULOS DEBE TENER LA
EXTENSION ".MOD"
      NOMBRE DEL ARCHIVO DE MODULOS <no teclee la extensión ".MOD" ya que
el programa se la agrega>
      (e..j. B:XYZ) --> EJE-OREA_
    
```

```

F:\TESIS-OREA\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe

SE EMPLEARAN LOS SIGUIENTES ARCHIVOS
DE INFLUENCIAS           : EJE-OREA.INF
DE AREAS Y CENTROIDES    : EJE-OREA.ATP
DE ESPESORES DE LOS ESTRATOS : EJE-OREA.ESP

Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

² Zeevaert, L.(1983). "Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions", Second Edition Edit. Van Nostrand R.

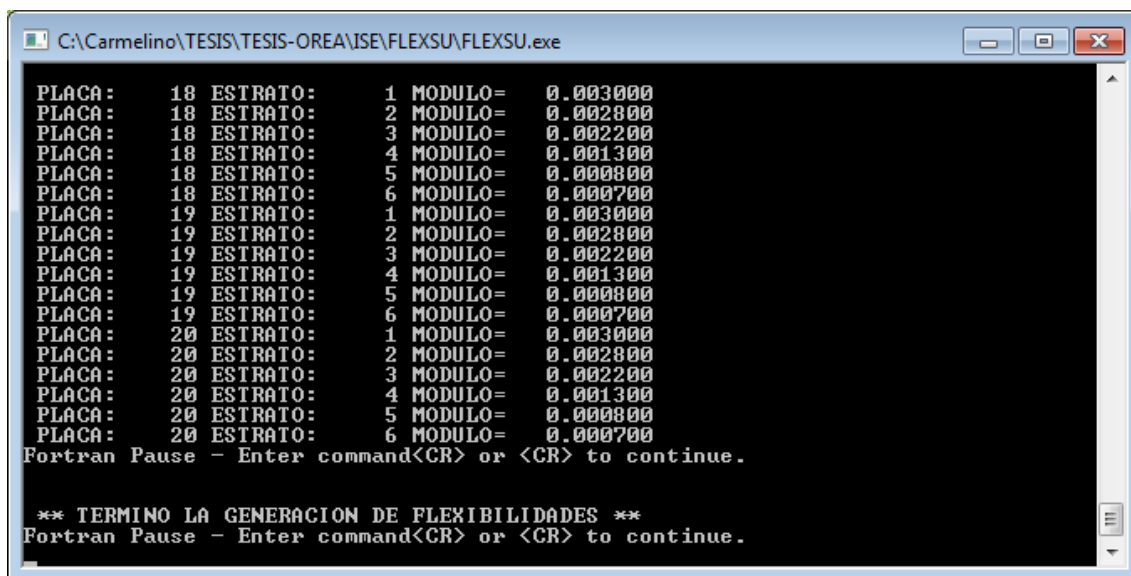
```

F:\TESIS-OREA\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe
NUMERO DE ESTRATOS : 6
NUMERO DE ZONAS CON DIFERENTES PROP. : 1
NUMERO MODULOS QUE SE VAN A DEFINIR : 6
NUMERO DE ANÁLISIS QUE SE VAN A REALIZ: 1
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.

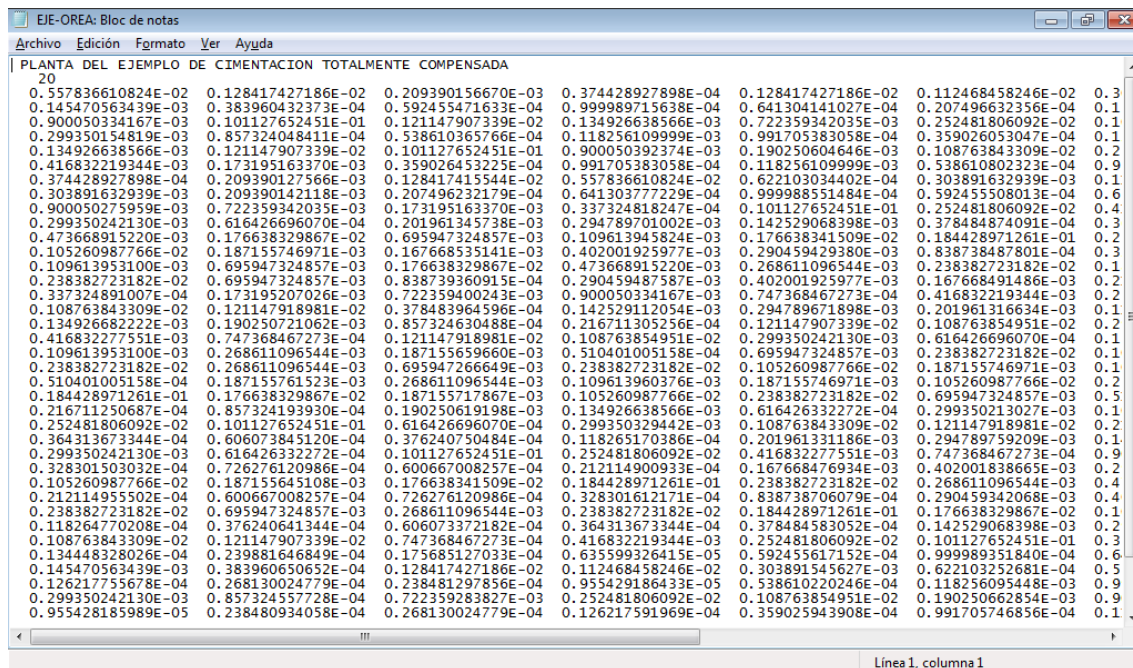
 1 1 2 3 4 5 6
 2 1 2 3 4 5 6
 3 1 2 3 4 5 6
 4 1 2 3 4 5 6
 5 1 2 3 4 5 6
 6 1 2 3 4 5 6
 7 1 2 3 4 5 6
 8 1 2 3 4 5 6
 9 1 2 3 4 5 6
10 1 2 3 4 5 6
11 1 2 3 4 5 6
12 1 2 3 4 5 6
13 1 2 3 4 5 6
14 1 2 3 4 5 6
15 1 2 3 4 5 6
16 1 2 3 4 5 6
17 1 2 3 4 5 6
18 1 2 3 4 5 6
19 1 2 3 4 5 6
20 1 2 3 4 5 6
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

```

C:\Carmelino\TESIS\TESIS-OREA\ISE\FLEXSU\FLEXSU.exe
PLACA: 1 ESTRATO: 2 MODULO= 0.002800
PLACA: 1 ESTRATO: 3 MODULO= 0.002200
PLACA: 1 ESTRATO: 4 MODULO= 0.001300
PLACA: 1 ESTRATO: 5 MODULO= 0.000800
PLACA: 1 ESTRATO: 6 MODULO= 0.000700
PLACA: 2 ESTRATO: 1 MODULO= 0.003000
PLACA: 2 ESTRATO: 2 MODULO= 0.002800
PLACA: 2 ESTRATO: 3 MODULO= 0.002200
PLACA: 2 ESTRATO: 4 MODULO= 0.001300
PLACA: 2 ESTRATO: 5 MODULO= 0.000800
PLACA: 2 ESTRATO: 6 MODULO= 0.000700
PLACA: 3 ESTRATO: 1 MODULO= 0.003000
PLACA: 3 ESTRATO: 2 MODULO= 0.002800
PLACA: 3 ESTRATO: 3 MODULO= 0.002200
PLACA: 3 ESTRATO: 4 MODULO= 0.001300
PLACA: 3 ESTRATO: 5 MODULO= 0.000800
PLACA: 3 ESTRATO: 6 MODULO= 0.000700
PLACA: 4 ESTRATO: 1 MODULO= 0.003000
PLACA: 4 ESTRATO: 2 MODULO= 0.002800
PLACA: 4 ESTRATO: 3 MODULO= 0.002200
PLACA: 4 ESTRATO: 4 MODULO= 0.001300
PLACA: 4 ESTRATO: 5 MODULO= 0.000800
PLACA: 4 ESTRATO: 6 MODULO= 0.000700
Fortran Pause - Enter command<CR> or <CR> to continue.
    
```

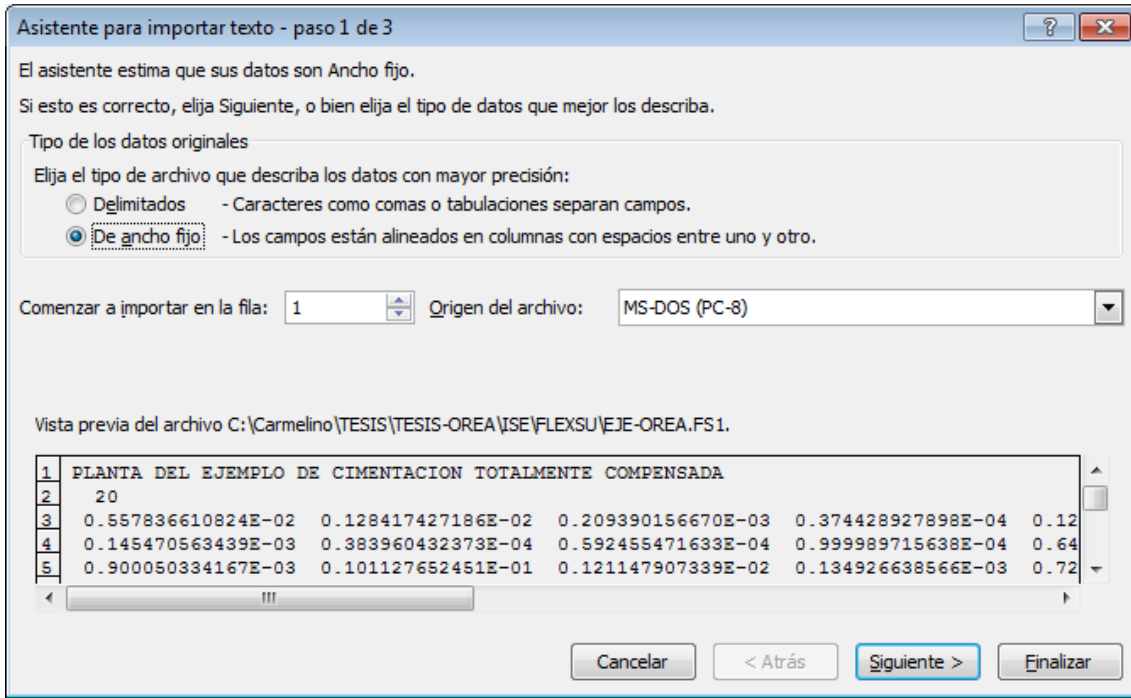


La matriz de flexibilidades del suelo, contenida en el archivo EJE-OREA.XLS puede abrirse con el programa NOTEPAD de Windows, como en el siguiente recuadro:

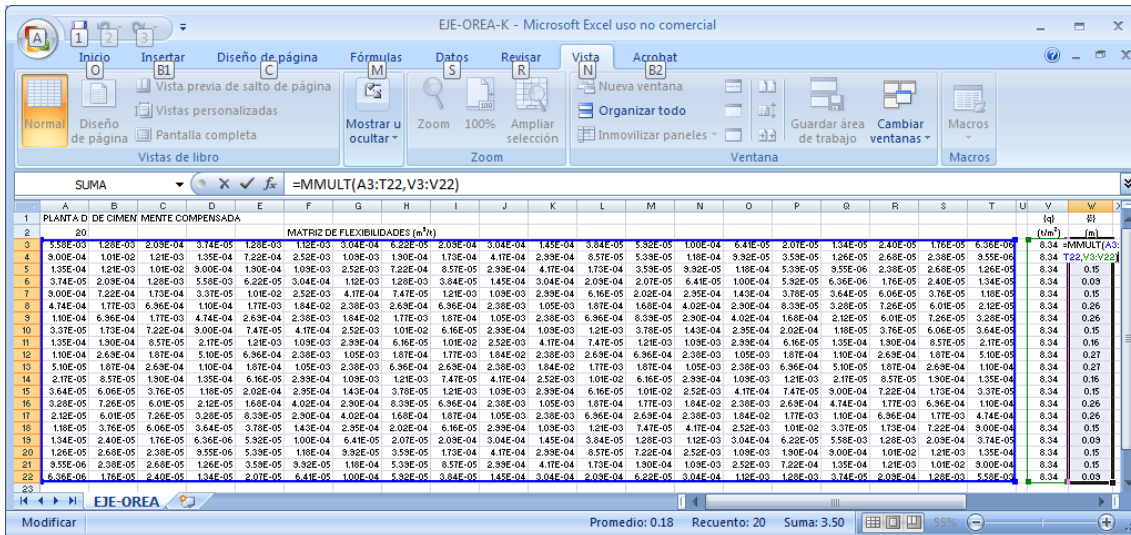


III.4.5 SOLUCIÓN POR EMA Y CÁLCULO DE LAS CONSTANTES DE LOS RESORTES

Al ser el número de placas del ejemplo pequeño, EMA se puede resolver con el programa EXCEL de Windows. Considerando una carga uniforme en cada placa de 8.34 t/m^2 (que es la carga total del edificio más su cimentación), se procede como se señala en los siguientes recuadros:



Se multiplica la matriz de flexibilidades por el vector de cargas para obtener el vector de asentamientos para cimentación sin rigidez, con el asentamiento máximo al centro y mínimo en las orillas, como se señala en el siguiente recuadro:



La tabla siguiente contiene el cálculo de las constantes de los resortes para el análisis estático de asentamientos a largo plazo, dato útil para realizar el análisis estructural del cajón de cimentación como si estuviera apoyado sobre resortes elásticos.

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN TOTALMENTE COMPENSADA

EJE-OREA-K - Microsoft Excel uso no comercial

Inicio Insertar Diseño de página Fórmulas Datos Revisar Vista Acrobat

Normal Diseño de página Vistas personalizadas Pantalla completa Vistas de libro

Mostrar u ocultar Zoom 100% Ampliar selección

Nueva ventana Organizar todo Inmovilizar paneles Guardar área de trabajo Cambiar ventanas Macros

	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD
1								{q}	{δ}		PLACA	ÁREA	X	Y	Q	K
2								(t/m ²)	(m)		(No.)	(m ²)	(m)	(m)	(t)	(t/m)
3	6.41E-05	2.07E-05	1.34E-05	2.40E-05	1.76E-05	6.36E-06	8.34	0.09	1	25.00	0.25	0.25	208.50	2296.3		
4	9.92E-05	3.59E-05	1.26E-05	2.68E-05	2.38E-05	9.55E-06	8.34	0.15	2	50.00	0.25	10.00	417.00	2741.3		
5	1.18E-04	5.99E-05	9.55E-06	2.38E-05	2.68E-05	1.26E-05	8.34	0.15	3	50.00	0.25	20.00	417.00	2741.3		
6	1.00E-04	5.92E-05	6.36E-06	1.76E-05	2.40E-05	1.34E-05	8.34	0.09	4	25.00	0.25	29.75	208.50	2296.3		
7	1.43E-04	3.78E-05	3.64E-05	6.06E-05	3.76E-05	1.18E-05	8.34	0.15	5	50.00	10.00	0.25	417.00	2711.2		
8	2.90E-04	8.39E-05	3.28E-05	7.26E-05	6.01E-05	2.12E-05	8.34	0.26	6	100.00	10.00	10.00	834.00	3189.0		
9	4.02E-04	1.68E-04	2.12E-05	6.01E-05	7.26E-05	3.28E-05	8.34	0.26	7	100.00	10.00	20.00	834.00	3189.0		
10	2.95E-04	2.02E-04	1.18E-05	3.76E-05	6.06E-05	3.64E-05	8.34	0.15	8	50.00	10.00	29.75	417.00	2711.2		
11	2.99E-04	6.16E-05	1.35E-04	1.90E-04	8.57E-05	2.17E-05	8.34	0.16	9	50.00	20.00	0.25	417.00	2588.7		
12	1.05E-03	1.87E-04	1.10E-04	2.69E-04	1.87E-04	5.10E-05	8.34	0.27	10	100.00	20.00	10.00	834.00	3055.0		
13	2.38E-03	6.96E-04	5.10E-05	1.87E-04	2.69E-04	1.10E-04	8.34	0.27	11	100.00	20.00	20.00	834.00	3055.0		
14	1.09E-03	1.21E-03	2.17E-05	8.57E-05	1.90E-04	1.35E-04	8.34	0.16	12	50.00	20.00	29.75	417.00	2588.7		
15	4.17E-04	7.47E-05	9.00E-04	7.22E-04	1.73E-04	3.37E-05	8.34	0.15	13	50.00	30.00	0.25	417.00	2711.2		
16	2.38E-03	2.69E-04	4.74E-04	1.77E-03	6.96E-04	1.10E-04	8.34	0.26	14	100.00	30.00	10.00	834.00	3189.0		
17	1.84E-02	1.77E-03	1.10E-04	6.96E-04	1.77E-03	4.74E-04	8.34	0.26	15	100.00	30.00	20.00	834.00	3189.0		
18	2.52E-03	1.01E-02	3.37E-05	1.73E-04	7.22E-04	9.00E-04	8.34	0.15	16	50.00	30.00	29.75	417.00	2711.2		
19	3.04E-04	6.22E-05	5.58E-03	1.28E-03	2.09E-04	3.74E-05	8.34	0.09	17	25.00	39.75	0.25	208.50	2296.3		
20	1.09E-03	1.90E-04	9.00E-04	1.01E-02	1.21E-03	1.35E-04	8.34	0.15	18	50.00	39.75	10.00	417.00	2741.3		
21	2.52E-03	7.22E-04	1.35E-04	1.21E-03	1.01E-02	9.00E-04	8.34	0.15	19	50.00	39.75	20.00	417.00	2741.3		
22	1.12E-03	1.28E-03	3.74E-05	2.09E-04	1.28E-03	5.58E-03	8.34	0.09	20	25.00	39.75	29.75	208.50	2296.3		

Listo EJE-OREA 84%

III.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

III.5.1 EMPUJES CONTRA LA TABLESTACA¹

En la figura III.5.1,

$$q = 2 \text{ t/m}^2$$

$$c_u = 3.1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v = 7.24 \text{ t/m}^2, \text{ a } 5.20 \text{ m. de profundidad.}$$

$$\sigma_v = 12.11 \text{ t/m}^2, \text{ a } 9.00 \text{ m. de profundidad.}$$

$$\sigma_v + q - 2c_u = 7.24 + 2 - 2(3.1) = 3.04 \text{ t/m}^2$$

$$12.11 + 2 - 2(3.1) = 7.91 \text{ t/m}^2$$

Para arcillas de alta plasticidad, saturadas, el empuje activo total del suelo es:

$$E_{at} = \frac{1}{2}(\gamma h - 2C_u)(H - z_0)$$

$$E_{at} = \left(\frac{7.91+3.04}{2}\right)(9.0 - 5.20) = 20.80 \text{ t/m}^2$$

$$P_{rm} = \frac{1.28 E_{at}}{0.85 H_t} = \frac{1.28(20.80)}{0.85(9)} = 3.48 \text{ t/m}^2$$

Redistribución de presiones, figura III.5.2,

$$E_{w1} = \frac{2.56}{2}(5.2 - 2.0) = 4.09 \text{ t/m}^2$$

$$E_{w2} = \frac{6.00+2.56}{2}(9.0 - 5.2) = 16.26 \text{ t/m}^2$$

El empuje teórico total vale:

$$E_w = 4.09 + 16.26 = 20.35 \text{ t/m}^2$$

III.5.2 PRECARGA EN LOS TROQUELES¹

Se colocarán 2 troqueles en cada sección vertical a 1.00 y 4.00 m, de profundidad respectivamente y en forma horizontal el espaciamiento será a cada 2.00 m, figura III.5.3

$$E_a = \frac{3.48(2.70)}{2} + 3.48(6.30) = 26.62 \text{ t/m}$$

$$\text{Precarga} = \frac{26.62(0.3)(2)}{2} = 7.9 \approx 8 \text{ t/troquel}$$

II.5.3 PATEO DE LA TABLESTACA¹

$$C_u = 3.1 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.22 \text{ t/m}^3$$

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

$$h_m = 5 \text{ m}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm} \quad (\text{espesor del muro})$$

$$r = 7.5 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento del acero})$$

$$p = 0.01 \quad (\text{porcentaje de acero en tensión})$$

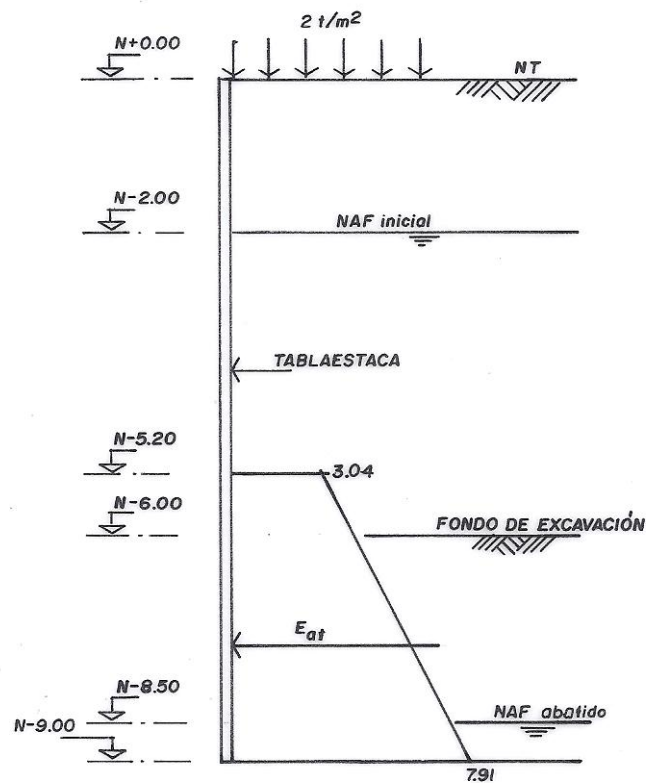
$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r = 0.7 \quad (\text{factor de reducción})$$

Momento resistente de la tablestaca:

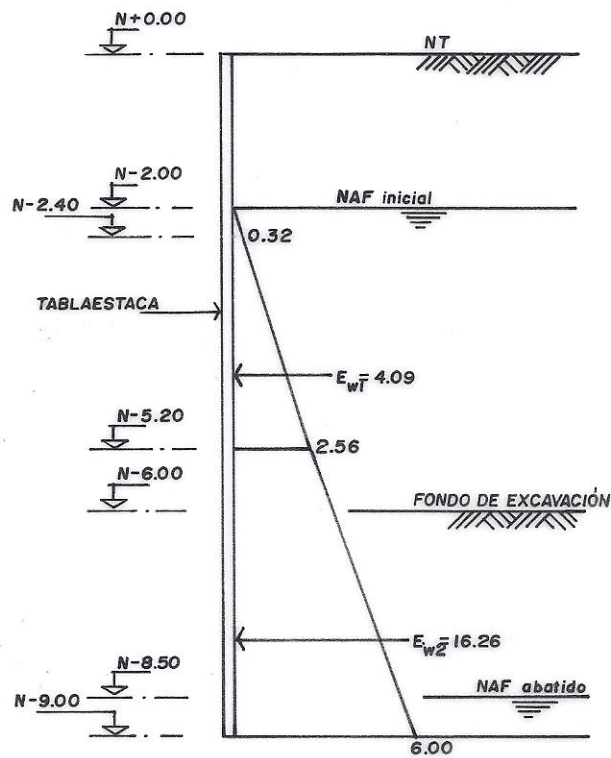
$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r)$$

$$M_r = 0.01(60)(100)(0.7)(4200) \{60 - 2(7.5)\} = 79.38 \text{ t-m}$$



EMPUJE ACTIVO DEL SUELO

Fig. III. 5.1



EMPUJE DEL AGUA

Fig. III.5.2

Factor de seguridad bidimensional, contra falla de la pata

$$F. S._{byp} = \frac{P_p + P_{em}}{P_{rm}}$$

donde:

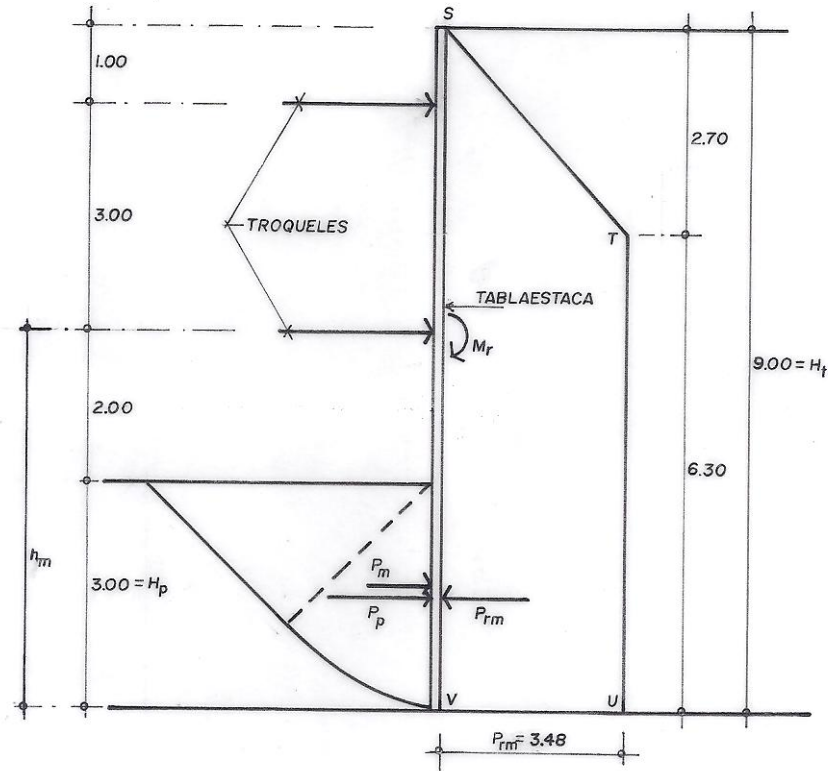
- P_p Presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata
- P_{em} Presión media equivalente al momento resistente del muro
- P_{rm} Presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata.

$$P_p = 3.57C_u + 0.5\gamma_n H_p$$

$$P_p = 3.57(3.1) + (0.5)(1.22)(3.00) = 12.89$$

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2}$$

$$P_{em} = \frac{2(79.38)}{5^2} = 6.35 \text{ t/m}$$



PRECARGA EN LOS TROQUELES

Fig. III.5.3

$$F.S. = \frac{12.89 + 6.35}{3.48} = 5.52 \gg 1.5 \rightarrow \text{ok.}$$

III.5.4 FALLA DE FONDO²

$$F.S. = \frac{c N_c}{\sigma_{vo} + q}$$

donde:

$c N_c$ Representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla
 $\sigma_{vo} + q$ Representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere.

$c = 3.1 \text{ t/m}^2$

$N_c = 5.7$

$\sigma_{vo} = 8.45 \text{ t/m}^2$, esfuerzo vertical total a nivel de desplante.

$q = 2 \text{ t/m}^2$

$$F.S. = \frac{3.1 (5.7)}{8.45 + 2} = 1.69 > 1.5 \rightarrow \text{ok.}$$

III.5.5 FALLA POR SUBPRESIÓN:²

$$F.S. = \frac{\Sigma \gamma_M h}{s}$$

Lente permeable entre las profundidades 12.80 a 13.00 m:

$$\Sigma \gamma_M h = 1.22(3.20) + 1.28(3.60) = 8.51 \text{ t/m}^2$$

$s = 9.6 \text{ t/m}^2$, tomada del archivo *compresu* de excell, a la profundidad de 12.80 m.

$$F.S. = \frac{8.51}{9.60} = 0.88 < 1.5 \rightarrow \text{no pasa.}$$

Se calcula el abatimiento.

$$1.5 = \frac{8.51}{\mu}$$

$$\mu = \frac{8.51}{1.5} = 5.67 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{la presión del agua se tiene que reducir a } 5.67 \text{ t/m}^2$$

Nivel de abatimiento.

$N_\alpha = 12.80 - 5.67 = 7.13 \text{ m}$, aproximadamente 1.00 m. por debajo del nivel máximo de excavación.

Lente permeable entre las profundidades de 21.00 a 21.20 m.

$$\Sigma \gamma_M h = 27.21 - 8.45 = 18.76$$

$$s = 15.80 \text{ t/m}^2$$

$$F.S. = \frac{18.76}{15.80} = 1.18 < 1.5 \rightarrow \text{no pasa, hay que abatir.}$$

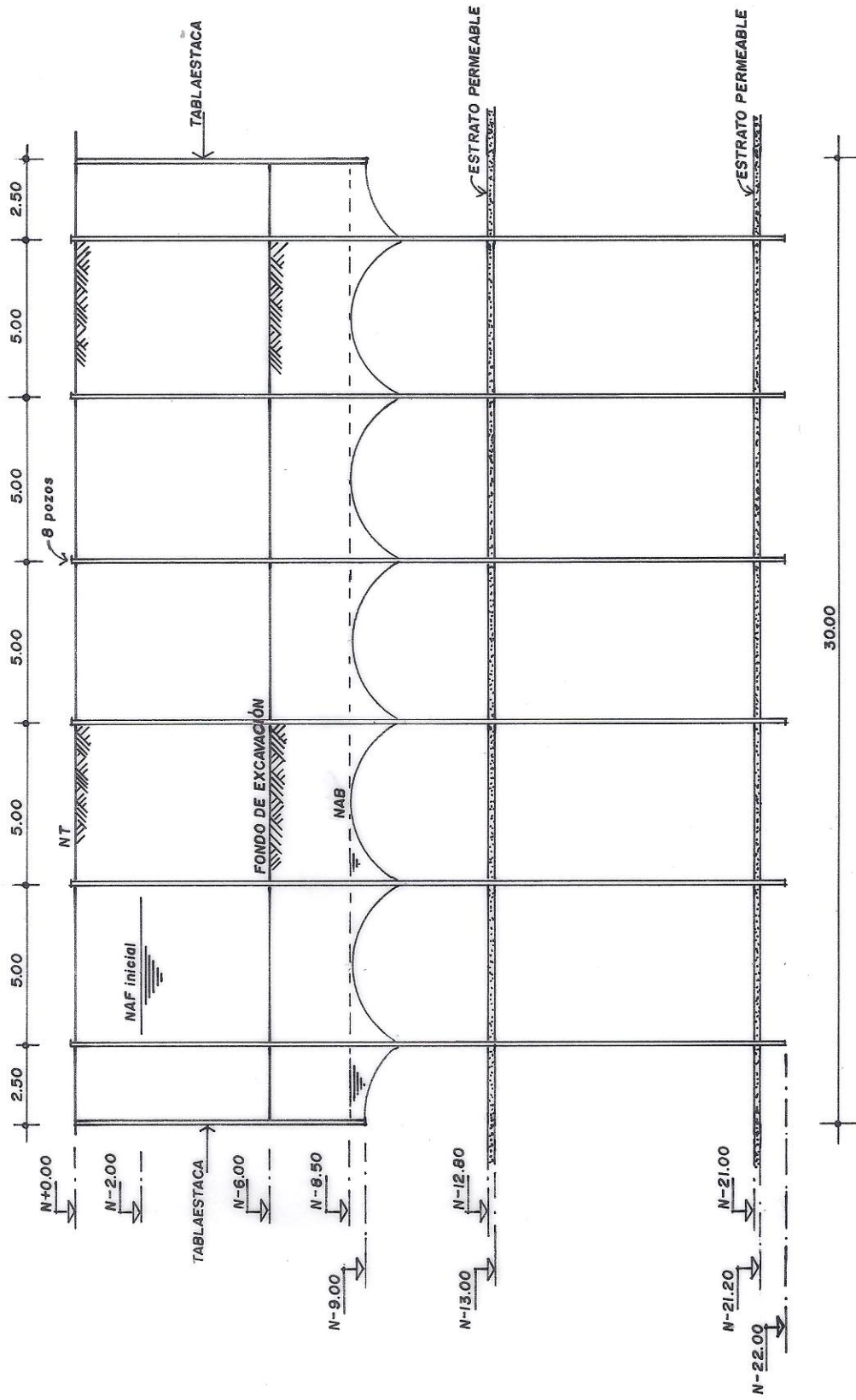
$$1.5 = \frac{18.76}{\mu}$$

$$\mu = \frac{18.76}{1.5} = 12.50 \text{ t/m}^2$$

$N_\alpha = 21.00 - 12.50 = 8.50 \text{ m} \rightarrow 2.50 \text{ m}$, por debajo del nivel máximo de excavación (N_{ME}), figura III.5.4

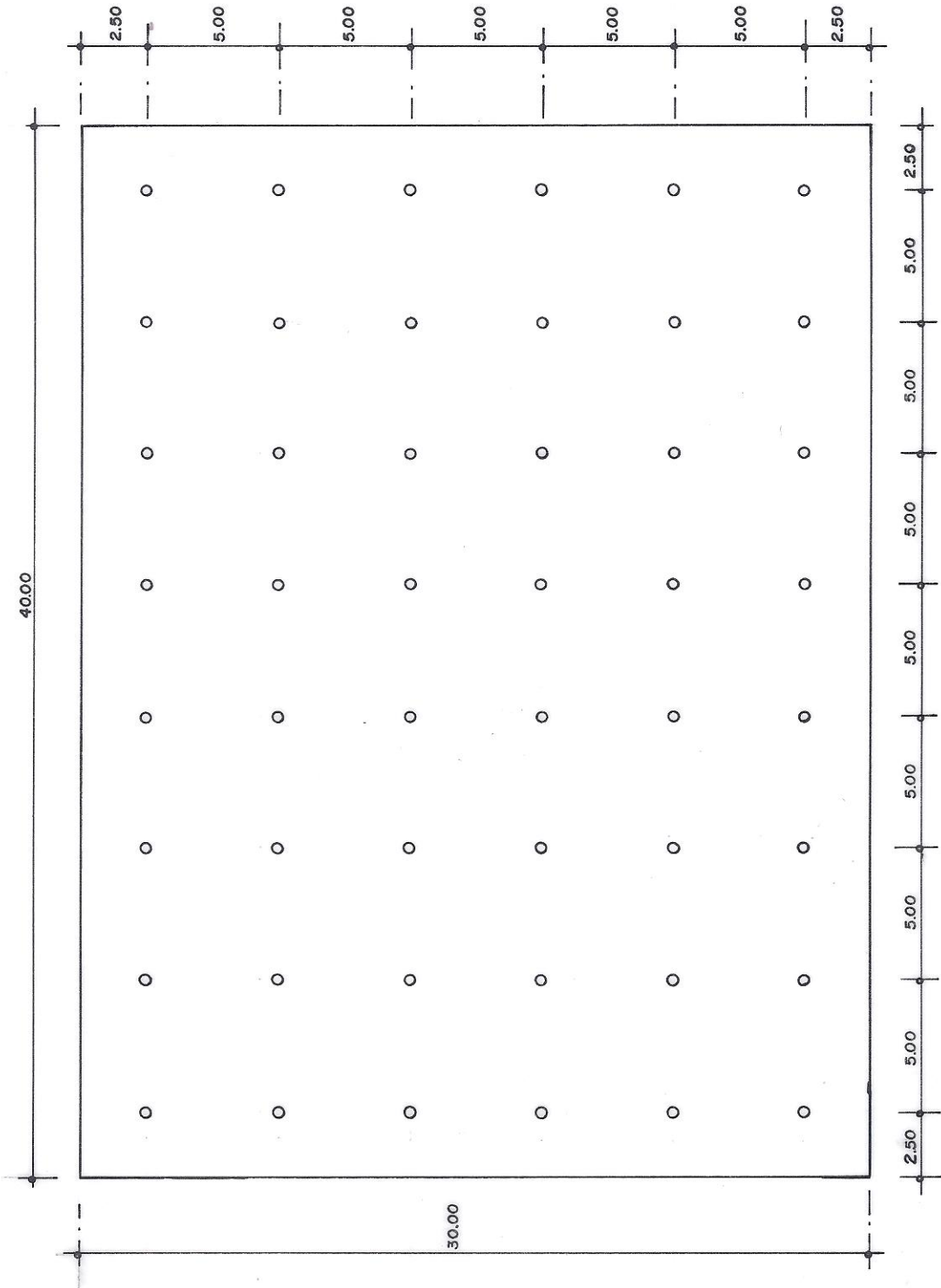
¹ Tamez G.E., (2001) "Ingeniería de Cimentaciones" TGC Geotecnia, México, D. F.

² Juárez B., Rico R. (2011) "Mecánica de Suelos", Tomos 1 y 2, Editorial Limusa, México, D. F.



DISTRIBUCIÓN DE POZOS DE BOMBEO PROFUNDO

Fig. III. 5.4



PLANTA DISTRIBUCIÓN DE POZOS DE BOMBEO PROFUNDO

Fig. III.5.5

III.6 SUPERVISIÓN GEOTÉCNICA

III.6.1 SUPERVISIÓN¹

Dada la particular importancia que tiene la investigación geotécnica como parte fundamental de los estudios básicos que deben acompañar a todo diseño correcto y eficiente y a la construcción económica de todos los trabajos de ingeniería civil, es esencial que todo el personal involucrado en dichas investigaciones tenga la apropiada formación técnica especializada, así como la debida experiencia y acreditación con los trabajos a realizar.

Asimismo habrá de verificarse que las recomendaciones indicadas en el estudio sean cumplidas en la ejecución de los trabajos, en cuanto al nivel de desplante de la cimentación, carga admisible, posición del nivel freático, tablaestacado, bombeo, etc.

Para ello habrá de disponerse del estudio geotécnico realizado previamente al inicio de la obra, del cual habrá de conocerse detalladamente todos y cada uno de los puntos indicados en el mismo, asimismo deberá disponerse de cuanta información geológica y geotécnica hubiese disponible de las inmediaciones de la zona estudiada.

Los mapas geológicos permiten una primera aproximación regional de las características geológicas de la zona sometida a estudio y contribuyen a encontrar la posible problemática general del sector.

El reconocimiento de campo y la información bibliográfica disponible, permite completar la información geológica necesaria por lo que respecta a geomorfología, litología, estratigrafía y tectónica.

Esta información unida a la obtenida a través del informe geotécnico nos debe dar una idea a priori del tipo de material que esperamos encontrar en la obra, así como las propiedades y problemáticas del mismo.

Es esta información la que vamos a comprobar al momento de realizar la inspección.

III.6.1.1 VISITA DE OBRA

Una vez consultada la información disponible y conocidos a priori los condicionantes geológico y geotécnicos existentes en esta obra en particular se ha de realizar una visita de inspección a fin de comprobar in situ la exactitud del informe geotécnico existente.

III.6.1.2 VERIFICACIÓN DE CONDICIONES GEOLÓGICAS

Lo primero que se ha de comprobar al inspeccionar una obra es la sucesión litológica de los materiales del subsuelo, esto generalmente es fácil de determinar puesto que la visita ha de hacerse una vez realizadas las excavaciones, con lo que se dispone de un corte fresco y sin alteraciones de los materiales del subsuelo.

Se han de comparar los materiales que aparecen en las excavaciones con aquellos descritos en el informe geotécnico, en cuanto a color, granulometría y compacidad.

Color:

El color muchas veces es un indicador muy claro del material que estamos estudiando, por ejemplo la tierra vegetal, la cual debe retirarse siempre en su totalidad, posee un color oscuro negruzco.

Granulometría:

La granulometría exacta de un material es imposible de obtener con el simple tacto, sin embargo, si se puede distinguir el mayor o menor contenido arenoso de un material.

Los tamaños en arenas y gravas se reconocen fácilmente por inspección visual. Los tamaños más pequeños que el límite menor de la arena no pueden verse a simple vista y corresponden a limos y arcillas.

Las diferencias entre los distintos tipos de materiales que sean fácilmente reconocibles en el campo se exponen en la siguiente tabla.

Gravas	Arenas	Limos	Arcillas
Partículas visibles	Partículas visibles	Partículas invisibles	Partículas invisibles
Los granos no se apelmazan aunque estén húmedos	Los granos se apelmazan si están húmedos		
	En general no plásticas	En general algo plásticos	
	Los terrones secos tienen una ligera cohesión pero se reducen a polvo fácilmente con los dedos.	Los terrones secos tienen una cohesión apreciable pero se pueden reducir a polvo con los dedos	Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos.
	Tacto áspero	Tacto áspero	Tacto suave
		Se secan con facilidad y no se pegan a los dedos.	Se secan lentamente y se pegan a los dedos.

Plasticidad:

Este es un parámetro importante en el caso de limos o arcillas. Para distinguir rápidamente y de una manera aproximada la plasticidad de un suelo se frota una muestra seca o ligeramente húmeda con la uña del dedo o con la hoja de una navaja. Una superficie brillante indica una arcilla muy plástica, una superficie mate indica un limo o una arcilla de baja plasticidad.

Compacidad:

La compacidad in situ de un suelo es un parámetro muy importante para determinar si la capacidad soportante del terreno es alta.

Una manera práctica de determinar la compacidad del terreno es ver a la maquinaria al momento de realizar la excavación, observando la dificultad de la misma al excavar el terreno.

Asimismo preguntando a los maquinistas que hayan realizado el vaciado del terreno se tiene una idea de la compacidad del terreno, aunque las respuestas hayan de tomarse con ciertas reservas.

Un aparato que ha probado ser muy útil para clasificar rápidamente los suelos cohesivos es el penetrómetro de bolsillo, el cual evalúa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Los resultados se obtienen en kg/cm² de compresión no confinada.

Las distintas propiedades descritas nos dan una información aproximada y rápida de las propiedades de los materiales encontrados, sin embargo se ha de tener en cuenta que nunca pueden llegar a sustituir a los ensayos realizados en el laboratorio.

En caso de existir serias dudas de que los materiales encontrados no corresponden con los descritos en el informe se deberán llevar muestras a un laboratorio acreditado a fin de comparar sus resultados con los descritos en el informe.

III.6.1.3 VERIFICACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Una vez efectuada la identificación de los diferentes niveles geotécnicos se ha de comprobar que el terreno donde se desplantará la cimentación proyectada corresponde al descrito en el informe geotécnico y para el cual se dan sus propiedades de capacidad soportante.

El que la cimentación se desplante precisamente en el nivel para el que se han dado las recomendaciones es de capital importancia para la estabilidad de la edificación. Para ello ha de tenerse en cuenta que la geotécnica no puede llegar a ser nunca una ciencia exacta, ya que el terreno presenta múltiples heterogeneidades.

Un caso muy común es la presencia de rellenos en un predio, del cual, a partir de las exploraciones realizadas y al elaborar el informe geotécnico se detecta un espesor determinado y al ejecutar las excavaciones por debajo de la profundidad indicada en el informe siguen apareciendo rellenos.

Esto es así debido a que los reconocimientos de campo son puntuales, sacando información en concreto de ese punto y extrapolando el resultado a los terrenos circundantes.

El caso de los rellenos es muy grave ya que no poseen ninguna capacidad soportante, por lo que una cimentación apoyada en ellos implica un riesgo grave para la estabilidad del edificio.

Asimismo la distribución de los rellenos es muy difícil de determinar debido a que son fruto de la actuación humana y, por ello, muchas veces impredecibles: en un punto pueden no existir y a un metro de él puede haber varios metros de espesor. La distribución de estos rellenos muchas veces solo puede observarse una vez hechas las excavaciones.

III.6.1.4 VERIFICACIÓN DEL ESPACIO

Una vez que se ha determinado que el terreno de desplante de la cimentación es el adecuado, se deben verificar las dimensiones de la cimentación, a fin de que estas coincidan con las especificadas en el proyecto.

Asimismo al realizar el colado de la cimentación si el suelo es agresivo, presencia de sulfatos, se deberá poner atención en que el concreto empleado sea sulfurresistente si así lo recomienda el informe geotécnico.

III.6.1.5 CONTROL DE EXCAVACIONES

En los informes geotécnicos se indica siempre el tipo de excavación mas adecuado de acuerdo a las características del terreno existente, así como, en caso de ser necesario, los procedimientos especiales de excavación a que se ha de recurrir.

Se deberá comprobar que las condiciones de excavación son las indicadas en el informe geotécnico y en el proyecto, puesto que en caso contrario se pueden provocar serias afectaciones a construcciones o vialidades colindantes.

Un procedimiento para excavar es la colocación de tablaestacas para evitar la entrada de agua en el área de la excavación.

En estos casos en el informe geotécnico se indica la profundidad y el nivel geotécnico en que deben ir empotrados estos elementos para que la excavación permanezca sin agua, de no cumplirse lo indicado podría entrar el agua en el terreno afectando notablemente a la capacidad soportante de los materiales, e incluso su sifonamiento, así como a la estructura en general por las subpresiones que pudieran generarse.

Por ello se hace imprescindible verificar que en la excavación entre un caudal de agua acorde con lo establecido en el proyecto.

III.6.2 NIVEL FREÁTICO²

Otra condición fundamental a controlar en las excavaciones es la posición del nivel freático y su afectación a la obra.

Por debajo del nivel freático el grado de saturación oscila entre 95-99 por ciento, las presiones son positivas, hay movimiento de agua tanto en dirección vertical como en horizontal, a esta zona se le denomina zona de saturación. Por encima del nivel freático el grado de saturación es mucho menor, las presiones se toman negativas, apenas si hay movimiento del agua, a esta zona se le denomina zona capilar.

En el informe geotécnico se habrán indicado una serie de consideraciones acerca del nivel freático, las cuales habrán de comprobarse al momento de efectuar el vaciado.

Se ha de tener en cuenta que la posición del nivel freático varía notablemente según la época del año, asciende en invierno y primavera y desciende en verano, es por ello que se ha de tener en cuenta la época en que se realizó el estudio geotécnico y en que tiempo se realiza la excavación.

Se ha de verificar que las medidas calculadas para el achique del nivel freático mediante bombeo, se cumplen al momento de ejecutar las excavaciones, así como las medidas de secado previstas.

III.6.3 CONDICIONES AMBIENTALES²

Los condicionantes ambientales influyen muchas veces decisivamente sobre la capacidad soportante de los materiales. Un material seco posee una compacidad alta, al ser mojado puede perder toda su tenacidad, o viceversa, al secarse puede agrietarse y desmoronarse.

Esto es muy importante para los materiales arcillosos con alta plasticidad, en los que se debe procurar en lo posible no alterar el estado natural de los materiales que constituyen el apoyo de la cimentación.

Muchas veces al realizarse una excavación esta se deja abierta por un largo período de tiempo hasta la construcción del edificio. Con ello el material que antes estaba protegido por los materiales que lo recubrían, pasa a estar sometido a las condiciones atmosféricas que pueden alterar sus propiedades mecánicas.

Un caso frecuente es la apertura de la excavación y que la maquinaria de obra circula sobre el material que va a constituir el apoyo de la cimentación, si el tiempo está templado puede no influir sobre el material, pero si se producen lluvias mientras ésta está abierta se puede convertir el fondo de la excavación en un auténtico barrizal como consecuencia del tráfico. Esto lleva consigo que al estar el material suelto pierda sus propiedades soportantes.

De ocurrir lo anteriormente expuesto se deberá constatar que la cimentación no se desplante en ningún caso sobre el material alterado, se deberá proceder al tratamiento del terreno hasta tener una superficie lo menos inalterada.

En general se deberán cuidar las condiciones de ejecución de las excavaciones para las cimentaciones, encaminadas a preservar las condiciones de humedad existentes, evitando la desecación excesiva o la entrada de agua en las mismas.

En las inspecciones a obra habrán de anotarse, por tanto, las condiciones atmosféricas existentes así como el estado del material de apoyo (seco, húmedo, inundado, etc.).

III.6.4 ENSAYOS COMPLEMENTARIOS²

En la situación de que una vez abierta la cimentación y habiendo verificado los materiales de los diferentes estratos, hubiese discrepancias con el informe geotécnico, por ejemplo, en cuanto a cotas de la estratigrafía del suelo, compacidad de los materiales, etc. Puede ser necesario la realización de un informe geotécnico complementario para completar y corregir, en caso de ser necesario, las conclusiones del estudio geotécnico original.

Este informe complementario deberá ser lo menos oneroso posible pero de tal manera que subsane las lagunas del informe original.

La necesidad de realizar un nuevo informe geotécnico suele ser motivada por tres causas principales:

- a) No aparición de los materiales en la cota de cimentación resultante del sondeo.
- b) Menor capacidad portante de los materiales que la prevista en el informe.
- c) Intento del constructor de cimentar en otro nivel al previsto, generalmente a una cota más próxima a la superficie.

Comentarios a estas causas:

a).

Este hecho es frecuente en el caso de existencia de rellenos, existencia de una roca granítica recubierta por material tipo jabre, en ambos casos la distribución de materiales suele ser muy irregular variando notablemente la profundidad de aparición del estrato inferior.

En el caso de relleno muchas veces es solamente en obra cuando se detecta en su totalidad el espesor y su distribución, por ello a veces a la cota resultante en el estudio geotécnico continúan apareciendo rellenos. En este caso es imprescindible descender más la cimentación.

En ambos casos lo que se quiere detectar es la cota de un estrato, no la capacidad soportante del mismo, la cual ya se conoce por el informe existente, por lo que el reconocimiento recomendado son las calas al ser un método rápido y barato que nos aporta la información necesaria en este caso.

Por tanto en este caso se deberían hacer varias calas en diferentes puntos del área a excavar hasta llegar al estrato calculado de cimentación y del cual se conocen sus capacidades resistentes a fin de determinar su cota.

b).

En ocasiones al realizar la excavación se ve que el material existente puede tener menor capacidad soportante de la prevista, al estar fracturado, alterado, etc.

Este es un caso complicado en el que se necesita obtener la capacidad soportante del terreno a fin de comprobar que es la indicada en el informe.

Para ello los reconocimientos mas adecuados son los sondeos o los penetrómetros. Los sondeos, como ya se ha dicho son los mejores reconocimientos, pero si se necesita una información rápida y barata se pueden hacer penetrómetros siempre que no haya rellenos.

A partir de los penetrómetros y por medio de relaciones indicadas anteriormente se puede obtener la capacidad soportante del terreno, la cual puede compararse con la indicada en el proyecto.

c).

Este es un caso frecuente por parte de los constructores a fin de intentar ahorrar en excavación y concreto.

En este caso se deben realizar sondeos a fin de determinar con total exactitud la capacidad de soporte del terreno, puesto que se va a ir en contra de un informe geotécnico previo.

Al corregir este informe se debe tener un número suficiente de ensayos representativos, los suficientes que nos permita tener la seguridad de que estos resultados obtenidos en dichos sondeos son los correctos. En ningún caso se puede admitir que con la realización de un único ensayo, se modifiquen los resultados del informe anterior.

Los sondeos se han de realizar en los puntos conflictivos con ensayos de toma de muestras cada 3 m. e igualmente testigos parafinados cada 3 m. Estas muestras serán ensayadas por un laboratorio acreditado.

Con los datos de campo y laboratorio se emitirá un nuevo informe geotécnico por el laboratorio acreditado.

III.6.5 REDACCIÓN DE UN NUEVO INFORME GEOTÉCNICO²

Con los datos obtenidos del segundo laboratorio se debe redactar un nuevo informe geotécnico, el cual ha de aclarar y solucionar las dificultades que originaron la necesidad de la realización del mismo.

Los informes geotécnicos deberán cumplir la normativa vigente.

III.6.6 DIARIO GENERAL (BITÁCORA DE OBRA)²

El Director de Supervisión deberá llevar un diario general de la obra, que contendrá un resumen de todos los asuntos de interés que ocurran en la obra, tales como consultas de importancia, observaciones, comentarios y discusiones y acuerdos verbales, donde se hará constar la fecha, el lugar, las personas presentes, los materiales o cualquier otra información que pueda ayudar en el futuro a aclarar cualquier diferencia con el Director de Obra.

Las anotaciones que se harán en el Diario General se deberán hacer en tinta y se redactarán como máximo al día siguiente de la jornada descrita.

La Bitácora será un complemento a las minutas de reuniones firmadas entre el Director de Supervisión y el Director o Encargado de la Obra y será guardada por el Director de Supervisión en la oficina a su cargo, en el lugar de la obra.

III.6.6.1 INFORME SOBRE NOTIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

Cuando el Supervisor Técnico detecte cualquier irregularidad que contravenga lo dispuesto en los planos y/o en las especificaciones, deberá informar inmediatamente, ya sea por escrito o verbalmente, al Director de Obra para que se tomen las medidas pertinentes. Si la irregularidad no ha sido corregida dentro de un plazo razonable, el Director de Supervisión dará cuenta de la falta y exigirá ajustarse a las reglas establecidas e informará del asunto, por escrito, al Contratista, y enviará una copia al Propietario para mantenerlo informado. Deberá mantener otra copia en su archivo personal para dar seguimiento al problema.

III.6.6.2 PROGRAMA DE TRABAJO

El avance de los trabajos deberá ser planeado y controlado por un programa de obra, en la forma de gráfico de barras para esos propósitos. Dicho proceso también incluirá una revisión de fechas y/o cantidades y/o costos, los cuales a juicio del Director de Supervisión considere sean necesarios para un eficiente control de la obra.

III.6.6.3 ANÁLISIS DEL AVANCE DE OBRA

El Director de Supervisión hará un análisis del avance de los trabajos cada 30 días calendario o en un período que considere conveniente. Los datos y la información necesarios para tal análisis serán tomados de los resultados obtenidos para el procesamiento de la cubicación y del avance real; así como de la información aportada por el Contratista. La evaluación de los análisis, efectuada por el Director de Supervisión, se hará empleando los métodos más usuales de la ingeniería, utilizando cualesquiera de los programas de computadora comúnmente utilizados para estos fines.

Del resultado de esta evaluación, se tendrá la comparativa entre los avances reales y los del programa de obra propuesto inicialmente, y en caso de haber defasamiento, ésto nos arroja un adelanto o atraso de los trabajos y en consecuencia la proyección de la modificación de la fecha de terminación propuesta.

Esta información se presentará al Propietario o a la Unidad Ejecutora, así como al Contratista.

¹ *Curso de Geotecnia, INZAMAC*

² *MOPC: "Reglamento para la supervisión e inspección general de obras" República Dominicana.*

CAPÍTULO IV

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES

En esta tesis se describió un procedimiento para el cálculo de las cimentaciones totalmente compensadas que se han de proponer como solución a un problema de asentamientos totales y posiblemente diferenciales de una cimentación sobre suelos arcillosos blandos con problemas de hundimiento regional, como es el caso del Valle de México, de donde se derivan las siguientes conclusiones:

1. Existen varios métodos para analizar este tipo de cimentaciones, como el que aquí se propone derivado del método de Zeevaert, lo que da una idea de lo complejo que puede ser el problema y se debe abandonar la creencia de que por sustituir en su totalidad el peso del suelo por el peso de la edificación los asentamientos serán nulos o que el suelo tiene un comportamiento elástico y que por lo tanto los hundimientos serán iguales o del orden de las expansiones cuando en realidad es elasto-plástico-viscoso, siendo muy sensible a los cambios de esfuerzos y sufre el fenómeno de degradación debido al ciclo descarga-recarga.
2. Se debe llevar a cabo el análisis de expansiones de los estratos bajo el nivel máximo de excavación al efectuar la misma, así como los de asentamientos por recompresión del suelo al aplicar el peso de la estructura.
3. En el análisis se deberá considerar cada estrato involucrado hasta la profundidad de influencia del bulbo de distribución de esfuerzos (hasta un 10% de la carga por unidad de área que transmita la cimentación o menos de ese porcentaje, o hasta la profundidad de la frontera superior de una capa muy poco compresible); ya que el comportamiento de cada estrato será diferente de acuerdo a sus propiedades.
4. En el método propuesto (igual al de Zeevaert) se divide la planta de cimentación en una cuadrícula (placas) y se obtiene la influencia de cada placa sobre sus vecinas, para posteriormente calcular las matrices de influencias, el esfuerzo medio para cada estrato (en función del cual se asignan los módulos de compresibilidad para cada estrato), la matriz de flexibilidades del suelo y se resuelve la llamada “Ecuación Matricial de Asentamientos” (EMA).
5. El método que aquí se propone proporciona resultados muy parecidos al de Zeevaert, como lo demuestra el ejemplo ilustrativo que se expone, pero con la diferencia de que el propuesto parece ser más sencillo de manejar para los ingenieros de la práctica profesional.
6. Sin embargo, falta más investigación tanto de campo como de laboratorio que validen el método. En cuanto al laboratorio, falta llevar a cabo una mejor caracterización de las propiedades del suelo y con respecto al campo, efectuar una mayor medición de expansiones y hundimientos en estructuras reales y compararlas con lo calculado, para proponer correcciones o modificaciones al método para que se acerque mejor a lo medido.
7. También deben mejorarse los programas de computadora (como el FLEXU) para que sean más amigables y así puedan ser de mejor manejo para los ingenieros de la práctica profesional, si bien en casos sencillos pueden resolver con simples hojas de cálculo tipo EXCEL.

8. Una vez que se cumpla con lo que exige la normatividad vigente en cuanto a asentamientos totales y diferenciales se estará en condición de llevar a cabo los análisis de estabilidad del procedimiento constructivo (empujes contra la tablestaca, precarga en los troqueles, etc.) y proponer la supervisión geotécnica (visita de obra, verificación de las condiciones geológicas, etc.) como se describe en los incisos 5 y 6 del capítulo 3 de este trabajo.