

**Análisis del comportamiento resistente y
deformacional de cimientos laminares utilizando
el Método de los Elementos Finitos.**

**Análisis del comportamiento resistente y
deformacional de cimientos laminares utilizando
el Método de los Elementos Finitos.**

XAVIER RICARDO CÁRDENAS HARO

Ingeniero Civil
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad de Cuenca

Dirigido por:

ÁNGEL JULVER PINO VELÁZQUEZ

Ingeniero Civil, Máster en Estructuras.
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría - Cuba
Docente de la Universidad de Cuenca
Facultad de Ingenierías
Carrera de Ingeniería Civil



Cuenca – Ecuador

CÁRDENAS HARO XAVIER RICARDO
Análisis del comportamiento resistente y deformacional de cimientos laminares utilizando el Método de los Elementos Finitos.

Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca – Ecuador, 2010

INGENIERÍA CIVIL

Formato 170 x 240 Páginas:177

Breve reseña de autores e información de contacto:

Xavier Ricardo Cárdenas Haro.

Ingeniero Civil.

Facultad de Ingeniería Civil.

Universidad de Cuenca.

xaviericardo_c@hotmail.com

Dirigido por:

Ángel Julver Pino Velázquez

Ingeniero Civil, Master en Estructuras.

Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría – Cuba.

Docente de la Universidad de Cuenca.

Facultad de Ingenierías.

Carrera de Ingeniería Civil.

angel.pino@ucuenca.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos o investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS
©2010 Universidad Politécnica Salesiana.
CUENCA - ECUADOR – SUDAMÉRICA

CÁRDENAS HARO XAVIER RICARDO
Análisis del comportamiento resistente y deformacional de cimientos laminares utilizando el Método de los Elementos Finitos.

Edición y Producción:
Cárdenas Haro Xavier Ricardo

Diseño de la portada:
Cárdenas Haro Xavier Ricardo

IMPRESO EN ECUADOR - PRINTED IN ECUADOR

ÍNDICE GENERAL

CAPITULO 1	1
ESTADO DEL CONOCIMIENTO	1
1.0 Introducción	1
1.1 Estructuras de cimentación	3
1.1.1 Consideraciones generales	3
1.1.2 Materiales utilizados en cimentaciones.....	6
1.1.3 Tipologías de suelos.....	8
1.2 Tipologías de cimentación y su uso	11
1.2.1 Cimentaciones superficiales.....	13
1.3 Estructuras laminares o de cascarón	23
1.3.1 Reseña histórica	23
1.3.2 Eficacia de láminas o cáscaras estructuralmente	24
1.3.3 Clasificación de láminas o cáscaras	26
1.4 Láminas o cáscaras en cimentaciones estructurales.....	28
1.4.1 Uso de láminas o cáscaras en techos Vs. cimentaciones.....	29
1.4.2 Diferentes tipos de cáscaras o láminas usadas en cimentaciones.....	30
1.4.2.1 El cono	31
1.4.2.2 El domo invertido.....	34
1.4.2.3 Cimentaciones laminares combinadas	35
1.4.2.4 El paraboloides hiperbólico	37

1.4.2.5	El paraboloido elíptico	40
1.4.2.6	Cimentaciones laminares dobladas	42
1.5	El fenómeno de interacción suelo estructura.....	45
1.5.1	Incidencia de la distribución de presiones de contacto en el diseño de cimentaciones.....	46
1.5.2	La interacción suelo - estructura en general.....	48
1.5.3	Distribución de presiones de contacto.....	49
1.6.	Modelos y enfoques del comportamiento suelo-estructura.....	53
1.6.1.	Modelo de Winkler	55
1.6.2.	Modelo elástico continuo (Boussinesq)	55
1.6.3.	Modelos mejorados	56
1.6.4.	Mejoras en el modelo continuo	60
1.6.5.	Modelos avanzados	61
1.6.6.	Modelos para cimentaciones laminares.....	64
1.6.7.	Métodos matemáticos empleados en la solución del problema de contacto	67
1.7.	Capacidad de carga de cimentaciones planas.....	71
1.7.1.	Factores influyentes en el diseño de cimentaciones superficiales.....	71
1.7.2.	Criterios principales de diseño.....	72
1.7.2.1.	Profundidad adecuada.....	72
1.7.2.2.	Asentamiento límite.....	72
1.7.2.3.	Factor de seguridad contra fallas al cortante.....	73
1.7.2.3.1.	Principales tipos de falla por cortante.....	73
1.7.3.	Definiciones de la capacidad de carga.....	75

1.7.4. Capacidad de carga última	75
1.7.4.1. Teoría de capacidad de carga [Terzaghi 1943]	76
1.7.4.2. Ecuación general de capacidad de carga. [Meyerhof ,1963].....	80
1.7.4.3. Factores de capacidad de carga.	80
1.7.4.4. Factores de forma, profundidad e inclinación.....	81
1.7.4.5. Efecto de la compresibilidad del suelo.....	82
1.8 El Método de los Elementos Finitos (MEF)	84
1.8.1 Definición del método.....	84
1.8.2 Aplicación del método	85
1.8.3 Funciones de forma.....	89
1.8.3.1 Propiedades de las funciones de forma	89
1.8.3.2 Criterio de la parcela.....	90
1.8.3.3 Tipos de funciones de forma.....	91
1.8.4 Integración numérica.....	94
1.8.5 Estimación del error y mallado adaptativo.....	98
1.8.5.1 Estimación del error.....	99
1.8.5.2. Mallado adaptativo.....	100
1.8.6 Pasos a seguir en el cálculo del MEF. Funcionamiento de un programa de elementos finitos.	101
CAPITULO 2.....	103
MODELACIÓN NUMÉRICA DE CIMIENTOS LAMINARES UTILIZANDO EL MEF	103
2.0 Introducción	103
2.1 Modelación numérica.....	105

2.1.1 Esquema general de la modelación	107
2.2 Características del software a emplear	108
2.2.1 Uso de interfases del programa	109
2.3 Desarrollo de los modelos numéricos	112
2.4 Modelo de comportamiento lineal elástico	114
2.5 Modelo de comportamiento elastoplástico.....	115
2.6 Superficie de deslizamiento	116
2.7 Modelación de la capacidad de carga bajo carga centrada.....	119
CAPITULO 3	121
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE UN CIMIENTO LAMINAR CÓNICO.....	121
3.0 Introducción	121
3.1 Influencia de las características geométricas en la distribución de tensiones .	122
3.1.1 Análisis de los resultados obtenidos.....	129
3.1.1.1 Distribución de tensiones en los modelos considerando el suelo con comportamiento lineal elástico	129
3.1.1.2 Distribución de desplazamientos en los modelos considerando el suelo con comportamiento lineal elástico.....	130
3.1.1.3 Distribución de tensiones en lo modelos considerando el suelo con comportamiento elastoplástico.....	130
3.1.1.4 Distribución de desplazamiento en lo modelos considerando el suelo con comportamiento elastoplástico	131
3.2 Influencia de la relación geométrica f/a en la distribución de tensiones y deformaciones	131
3.2.1 Características de los modelos utilizados en el estudio.....	131

3.2.2	Propiedades de los materiales y características geométricas del modelo.	132
3.2.3	Análisis de los resultados obtenidos	135
3.2.3.1	Distribución de tensiones	135
3.2.3.2	Distribución de desplazamientos	135
3.3	Determinación de la carga última del cimiento laminar apoyado sobre un estrato homogéneo	136
3.3.1	Características de los modelos empleados	136
3.3.2	Función de carga	137
3.4	Cálculo de la capacidad de carga del cimiento laminar para diferentes relaciones de E_i/E_j	142
3.4.1	Características de los modelos empleados	142
3.4.2	Comparación de la capacidad de carga última del cimiento laminar y el circular plano	144
	CONCLUSIONES	145
	ANEXOS	147
	Anexo 1	148
	Anexo 2	149
	Anexo 3	150
	Anexo 4	151
	Anexo 5	152
	Anexo 6	153
	Anexo 7	154
	Anexo 8	155
	Anexo 9	156

Anexo 10.....	157
Anexo 11.....	158
Anexo 12.....	159
Anexo 13.....	160
Anexo 14.....	161
Anexo 15.....	162
Anexo 16.....	163
Anexo 17.....	164
Anexo 18.....	165
Anexo 19.....	166
Anexo 20.....	167
Anexo 21.....	168
Anexo 22.....	170
Anexo 23.....	172
BIBLIOGRAFÍA.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tipologías para clasificación de cimentaciones	12
Figura 2: Cimientos aislados.....	14
Figura 3: Cimientos corridos	14
Figura 4: Cimientos combinados	15
Figura 5: Vigas de cimentación	15
Figura 6: Losas de cimentación	16
Figura 7: Cimentaciones laminares.....	17
Figura 8: Muros pantalla.....	19
Figura 9: Sistemas de anclajes para muros de pantalla.....	19
Figura 10: Construcción de pilotes	21
Figura 11: Casa de la Ópera de Sydney	24
Figura 12: Eficiencia del concreto reforzado, (a) compresión directa, (b) flexión, (c) tensión directa	25
Figura 13: Láminas o cáscaras de curvatura simple.....	26
Figura 14: Láminas o cáscaras de curvatura total positiva	27
Figura 15: Láminas o cáscaras de doble curvatura total negativa.....	27
Figura 16: Cimentación con un arco invertido.....	29
Figura 17: Cimentación laminar cónica, (a) base para columna (b) base para chimeneas.....	32
Figura 18: Cimentación laminar cónica invertida, (a) base para un mástil (b) base con plataforma para tanques	32

Figura 19: Subestructuras cónicas para torres de telecomunicaciones: (a) subestructura cónica para torres, (b) subestructura cónica rigidizada en la torre de televisión de Stuttgart, (c) torres de televisión en Moscú, Berlín y Munich	34
Figura 20: Domo esférico invertido	35
Figura 21: Cimentación esférica laminar para plataformas (a) con esfera completa (b) con esfera incompleta.....	35
Figura 22: Combinaciones de cimentaciones laminares	36
Figura 23: Cimentación laminar formada por dos conos	37
Figura 24: Formas de uso de cimentaciones laminares, tipo paraboloides hiperbólicos (hypar): (a) sombrilla invertida para techo y cimentación laminar tipo sombrilla, (b) cimentación individual hypar, (c, d) cimentaciones hypar rectangular con columnas centradas y excéntrica, (e) losas de hypar, (f) losa con hypar tipo sombrilla invertida, (g) cimentaciones continuas con hypar individuales.....	39
Figura 25: Losas de cimentación con paraboloides elípticos	40
Figura 26: Vista en planta de sistema de cimentación tradicional	41
Figura 27: Vista en planta y corte de una losa de cimentación con laminas cilíndricas	42
Figura 28: Cimentaciones laminares dobladas.....	43
Figura 29: Losas de cimentación laminar doblada.....	44
Figura 30: Formas geométricas para cimentaciones laminares.....	45
Figura 31: Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de cimentación	50
Figura 32: Reacciones iguales y opuestas en la condición ideal de perfecta flexibilidad de un cimiento	51
Figura 33: Distribuciones esquemáticas de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa.....	51
Figura 34: Forma deflectada de cimentaciones flexibles	51

Figura 35: Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos	52
Figura 36: Forma reflectada de cimientos perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte	52
Figura 37: Modelo de Winkler.....	55
Figura 38: Modelo de Filonenko - Borodich	56
Figura 39: Modelo de Hetenyi	57
Figura 40: Modelo de Pasternak	57
Figura 41: Modelo de Kerr	58
Figura 42: Modelo de viga – columna análogo a las vigas sobre cimentaciones sobre cimentaciones elásticas	59
Figura 43: Modelo de resortes Winkler entrelazados	60
Figura 44: St Venant, unidad elasto-plástica en paralelo.....	62
Figura 45: (a) Modelo de Maxwell, (b) Modelo de Kelvin.....	63
Figura 46: Interfaz suelo estructura en cimientos laminares.....	65
Figura 47: Presión de contacto en cimientos laminares.....	66
Figura 48: Falla general por esfuerzo cortante.....	74
Figura 49: Esquema de capacidad de carga de Terzaghi	76
Figura 50: Influencia del nivel freático en la capacidad de carga.....	78
Figura 51: Coordenadas nodales (i, j, k) y desplazamientos de los nodos.....	86
Figura 52: Tipos de nodos de un elemento	91
Figura 53: Transformación de la geometría mediante el empleo de funciones de interpolación	92
Figura 54: Transformación biunívoca que provoca pliegues en el elemento transformado	92

Figura 55: Sistema de coordenadas locales (ζ, η, ξ) y sistema global de coordenadas cartesianas (X, Y, Z)	94
Figura 56: Límites de integración de la función f	96
Figura 57: Integración de Gauss-Legendre de la función f	97
Figura 58: Trilogía, Modelo – Algoritmo - Programa	107
Figura 59: Grafica de convergencia de cálculo en SIGMA/W	110
Figura 60: Ventana de resultados	111
Figura 61: Ventana de resultados grafica	111
Figura 62: Ventanas de resultados con gráficas	112
Figura 63: Modelo de cimiento troncocónico	113
Figura 64: Geometría del modelo	113
Figura 65: Modelo elastoplástico	115
Figura 66: Condiciones de contorno, malla y carga utilizada en los modelos	118
Figura 67: Función de presión normal aplicada al cimiento	118
Figura 68: Estado tensional inicial	119
Figura 69: Modelos de análisis	123
Figura 70: Función de carga	124
Figura 71: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 1	125
Figura 72: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 2	125
Figura 73: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 3	126
Figura 74: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 4	126
Figura 75: Distribución de tensiones y desplazamientos de todos los modelos, modelación con suelo con comportamiento lineal elástico	127

Figura 76: Distribución de tensiones y desplazamientos de todos los modelos, modelación con suelo con comportamiento elastoplástico	128
Figura 77: Relación geométrica f/a	132
Figura 78: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=0.5$	133
Figura 79: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=0.7$	133
Figura 80: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=1$	133
Figura 81: Distribución de tensiones y desplazamientos para todas las relaciones de f/a	134
Figura 82: Función de carga, modelo $f/a=0.5$	137
Figura 83: Función de carga, modelo $f/a=0.7$	137
Figura 84: Función de carga, modelo $f/a=0.7$, 2D	138
Figura 85: Función de carga, modelo $f/a=1$	138
Figura 86: Distribución de tensiones y deformaciones para $f/a=1$	140
Figura 87: Distribución de tensiones y deformaciones	141
Figura 88: Contorno de fluencia en etapa de falla	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores obtenidos con el polinomio de Legendre.....	97
Tabla 2: Descripción de los modelos	122
Tabla 3: Propiedades de los materiales	123
Tabla 4: Propiedades de los materiales	136
Tabla 5: Resultados de la capacidad de carga última en el cimiento cónico	139
Tabla 6: Propiedades de los materiales	142
Tabla 7: Propiedades de los materiales	142
Tabla 8: Resultados de capacidad de carga última en el cimiento cónico	143
Tabla 9: Comparaciones de capacidad de carga para diferentes propiedades del suelo	143
Tabla 10: Comparación de capacidad de carga última entre un cimiento laminar y un circular plano	144

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Clasificación de cimentaciones	13
Cuadro 2: Modelos de comportamiento de suelos para la interacción suelo estructura	54
Cuadro 3: Métodos matemáticos empleados en la solución del problema de interacción suelo estructura	68

DEDICATORIA

A mi esposa, hija y mi familia

Prologo

Desde la más remota antigüedad se ha planteado el problema de las cimentaciones, y el día que el hombre decidió abandonar las cavernas para establecerse en una vivienda construida por sus propias manos, se vio obligado a asegurar su estabilidad sobre el terreno, aunque la misma fuese rudimentaria. Durante siglos, la mayoría de las casas – vivienda no disponían más que de una o dos plantas como máximo, por lo que un sencillo asiento a base de muros muy gruesos y poco rígidos era suficiente para asegurar la estabilidad de la obra.

Sin embargo, estos procedimientos, utilizados desde el origen, preconizaban ya las soluciones actuales. Así, los palafitos de las ciudades lacustres son los antepasados de los modernos pilotes. También en las regiones en las que el terreno era particularmente malo, los procedimientos locales experimentados en el transcurso de los siglos conducían a soluciones empíricas de los problemas que se presentaban. En algunos casos parece ser que los constructores se dejaron llevar por una especie de intuición, ya que, sin tener ninguna noción del asentamiento de los terrenos, apilaban los materiales, con muchos años de antelación, en el emplazamiento de las futuras catedrales. La construcción de grandes monumentos, acueductos romanos o iglesias, por ejemplo, obligó a veces a los maestros de obra a imaginar nuevos métodos; sólo los éxitos han llegado hasta nosotros, pero los fracasos, como el de la catedral de Beauvais, que se desmoronó varias veces, fueron probablemente más numerosos que los casos conocidos. Los materiales utilizados en aquella época han resistido generalmente bien la acción de los agentes atmosféricos y el transcurso del tiempo, principalmente los que estaban enterrados y los desperfectos, que nos obligan a trabajos de consolidación desde algunas décadas, son en general el resultado de modificaciones del régimen hidrográfico provocado por trabajos más modernos.

La necesidad de poder realizar una construcción corriente pero segura y económica ha obligado a estudiar a fondo las condiciones de equilibrio de los terrenos.

Entonces, la mecánica del suelo, está aún en pleno desarrollo, pero ha permitido corregir graves errores, en particular la creencia de que la resistencia del terreno era independiente de la superficie de apoyo y de la profundidad. Desde luego, se ha reconocido la necesidad de efectuar ensayos de resistencia in situ y tomar muestras que puedan ser estudiadas inmediatamente en los laboratorios para la determinación de las características físicas y mecánicas del suelo.

Simultáneamente, la aparición del hormigón, y posteriormente del hormigón armado, ha permitido imaginar soluciones más atrevidas y originales, pero a menudo también más sencillas y seguras. Por otra parte, los problemas que se presentan en los subsuelos superpuestos o en obras de reparación y consolidación de cimentaciones, no podrían encontrar soluciones aceptables sin estas nuevas técnicas.

Pero esta evolución comporta riesgos, pues a menudo los proyectos de cimentaciones son confiados a personas distintas de las responsables del resto de la obra, tanto en lo que respecta a la concepción como a la realización, ocurriendo con frecuencia que las dos partes de la obra planificadas sean independientemente. Ahora bien, una edificación constituye un conjunto que no puede disociarse, y las cimentaciones deben estar concebidas en función de la estructura que deben soportar así como del terreno sobre el cual se asientan. Este es un punto fundamental que la mayoría de las veces se ignora, siendo pues muy importante disponer de los datos concernientes al terreno desde el principio de los estudios, de forma que se pueda concebir el conjunto de la construcción en función del terreno.

Ante lo expuesto es importante en el campo de la ingeniería de cimentaciones encontrar nuevas alternativas o soluciones para brindar soporte a las edificaciones o proporcionar aportes a investigaciones recientes referente a nuevas, teorías, geometrías, materiales, interacción suelo estructura y el aprovechar los desarrollos tecnológicos para la simulación de nuevos factores antes no estudiados o poco estudiados en este campo.

Por ello las soluciones de cimentación empleando láminas delgadas han aportado economía al ahorrar un volumen considerable de hormigón y también en menor medida acero de refuerzo. Ahora su diseño se ha desarrollado empleando los métodos

de diseño convencionales, desarrollados estos para soluciones de cimentaciones tradicionales y sin la evaluación del fenómeno de interacción suelo – estructura.

Las estructuras laminares o "shells" son una de las soluciones más importantes que aparecen en la realidad. Una prueba de ello es que la misma naturaleza ha protegido el cerebro humano con una estructura laminar. Las láminas se caracterizan porque una de sus dimensiones, el espesor, es mucho menor que las otras dos, y además, por su curvatura, que la diferencian de las placas planas o "plates". Sirven para construir cubiertas, depósitos, silos o depósitos de sólidos a granel y cimentaciones, entre otras estructuras.

Los cimientos laminares de revolución son apropiados para estructuras como torres, faros, chimeneas y tanques elevados, y con ellas se logran economías en la cantidad de hormigón del orden hasta de un 50 %. Esta cifra proviene de la experiencia internacional, confirmada por las realizaciones cubanas como son:

- Cimentación tronco-cónica para un depósito elevado de 280 m³ de capacidad, construido en el Instituto de Ciencia Animal.
- Cimentación en forma de curva de campana de Gauss para un depósito elevado en la hoy sede universitaria de Matanzas.
- Cimentación tronco-cónica para un Faro de 50 m de altura en la Isla de la Juventud.

Para la construcción de las cimentaciones laminares geométricamente se pueden optar por formas: cónicas, cilindros, paraboloides, hiperboloides etc. Sin embargo en la literatura actual existe muy poca información sobre análisis o comportamiento geotécnico de cimentaciones laminares, evaluando el comportamiento de estas geometrías. Por ello se pretende con este estudio realizar un aporte técnico importante al desarrollo de nuevas opciones de cimentación que sin duda las respuestas producto del estudio permitirán establecer correlaciones con las formulaciones clásicas para cimientos convencionales, ampliando las posibilidades de aplicación de estas soluciones a partir del esclarecimiento de su comportamiento y de brindar formulaciones específicas.

AGRADECIMIENTO

*Agradezco a mis estimados amigos Ángel Pino y Willian Cobelo
por hacer posible este trabajo*

Capítulo 1

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1.0 Introducción

La ingeniería de cimentaciones es tan antigua como la ingeniería civil ya que ninguna estructura que alguna vez fue construida descansa sin una cimentación. No hay quizás ningún otro campo de actividad de la ingeniería que lanza tantos desafíos al ingenio, y hace tantas demandas sobre la habilidad de un ingeniero civil, como la ingeniería de cimentaciones. Sin embargo y al mismo tiempo las cimentaciones son el producto de la ingeniería menos pretencioso comparado con el resto de productos ingenieriles ya que son enterrados todos bajo tierra, y por lo general es atacado como el primer culpable de cualquier fracaso estructural.

La ingeniería de cimentaciones en el pasado ha sido una amalgama de experiencia, juicio y práctica. Con el advenimiento de la ciencia moderna y de la mecánica de suelos por el año de 1920, esta se hizo un aliado fiel de esta nueva disciplina. Ciertamente toma forma de una disciplina excitante, exigente, nueva y con características distintas. Su contenido teórico en gran parte es tomada de variadas disciplinas como la mecánica de suelo/roca, la mecánica estructural, la hidromecánica. En un más amplio sentido, esto incluye no sólo las cimentaciones de estructuras de superficie, pero abarca subestructuras como túneles y conductos, además del conservar estructuras y estructuras de pavimento. En otras palabras, siempre que una estructura esté en contacto con el suelo y actuando recíprocamente con ello, uno encuentra esencialmente un problema en la ingeniería de cimentaciones. Así constituye el aspecto más fascinante de lo que ha venido a ser en la actualidad la ingeniería geotécnica.

El objetivo de este trabajo es el de destacar y enfocar la atención en materia de, "cimentaciones laminares", que estaba de moda en varios países en el pasado, y ahora están olvidadas. El presente es un tema sujeto en la luz de la investigación moderna, revelando su potencial para la adopción rentable en varias situaciones de la ingeniería de cimentaciones.

En el tema de mecánica de suelos y la ingeniería de cimentaciones existe esfuerzos tardíos en la clasificación a nivel de oficial de nuevos diseños de cimentaciones, y unos cuantos sistemas de clasificación están ya disponibles. No obstante de tales sistemas, en la ingeniería de cimentaciones no se satisface el concepto moderno de una disciplina independiente, pero integral, compleja y móvil, que divide el tema esencialmente sobre tres aspectos: cimentación de áreas, conservación de estructuras y cimentación de subestructuras.

La comunicación del ingeniero al mundo exterior se plasma por la construcción, incluyendo cimentaciones, y las estructuras elegidas son los monumentos a su habilidad. Es lamentable que el esfuerzo de diseño detrás de estas estructuras, que representan la esencia de la ciencia de la ingeniería, vaya en gran parte inadvertido. Añadido a esto es el hecho que la mayor parte de la actividad académica en nuestro país es limitada para investigar, restringiéndose a hechos tomados de libros con teorías clásicas sin proporcionar aportes que evolucionen en el desarrollo del tema. Debe ser fervientemente esperado que futuros esfuerzos coloquen esta situación en una perspectiva más favorable, y además, que la profesión académica cada vez más comprenda que la aplicación del campo de conocimiento académico es el objetivo último de toda la investigación genuina, ya sea ciencia, ingeniería o tecnología.

En el presente capítulo se da una visión clara y concisa de las cimentaciones como estructuras en general, dando a conocer materiales que se usan comúnmente para su construcción, tipos de suelo sobre las que se pueden asentar un cimiento, y, una vez que se tiene claro el ámbito de trabajo se presenta las diferentes tipologías de cimentaciones y sus usos, extendiendo los mismos a cimentaciones modernas como son las cimentaciones laminares.

Poco a poco se ira resaltando la importancia que se a dado en el tiempo y en la ingeniería al uso de estructuras laminares, específicamente dentro de la construcción de obras monumentales, destacándose los beneficios y desventajas de aplicar esta técnica, y, con ello incursionar en la aplicación de las laminas para la utilización en cimentaciones, dando un vistazo rápido por la historia de las técnicas constructivas que conjuntamente con la utilización de las láminas mostraremos una clasificación para las cimentaciones laminares.

Al encontrar una congruencia entre la ingeniería de cimentaciones, los avances en la mecánica de suelos y sumado a los descubrimientos en mecánica de medios continuos y leyes de materiales se da una visión ascendente en la evolución de los diferentes análisis para modelar varios tipos de suelos, lógicamente acompañado de las herramientas matemáticas necesarias para cumplir este objetivo, focalizándose en una técnica numérica de actualidad llamada “Método de los Elementos Finitos”.

1.1 Estructuras de cimentación

1.1.1 Consideraciones generales

Las cimentaciones son las bases que sirven de sustentación a las diferentes estructuras; se calculan y proyectan teniendo en consideración varios factores tales como la composición y resistencia del terreno, las cargas propias del edificio y otras cargas que inciden, tales como el efecto del viento o el peso de la nieve sobre las superficies expuestas a los mismos.

La estructura se sostiene y logra estabilidad a través de sus cimientos. Los cimientos pues, son las bases donde se apoya la estructura y son los que transmiten y distribuyen las cargas del mismo al terreno.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación

y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

Todas las estructuras poseen un peso, dado por:

- La estructura: Ej. Vigas, columnas, losas, etc.
- Elementos constructivos: Ej. paredes, muros, techos, carpinterías, etc.
- Cargas: Todo aquello que se coloca al momento de utilizar la estructura.
- Otras cargas: Cargas importantes como el peso de la nieve, o la incidencia de los vientos sobre superficies expuestas a los mismos.

La estructura debe estar proyectada contemplándose estas variables para evitar agrietarse, hundirse, inclinarse o colapsar y la cimentación ha de tener la suficiente resistencia para soportar estos pesos.

Todo proyecto de cimentación debe incluir un estudio geotécnico (estudio de las características del terreno) ya que la cimentación es la encargada de garantizar la estabilidad de la estructura que soporta a lo largo de la vida útil de la misma.

A partir del estudio geotécnico se podrá conocer las propiedades del suelo (tensión admisible del terreno a las distintas cotas, densidad de la tierra, profundidad del nivel freático, posible asiento, ángulo de rozamiento del terreno, cohesión aparente, expansividad, etc.).

Así, para la elección del tipo de cimentación, debe tenerse en cuenta, por una parte, la estructura que soporta, y por otra, las características del terreno en que se sitúa, teniendo en cuenta que una vez alcanzado un nivel de seguridad adecuado para la misma, ésta debe de ser lo más económica posible.

Además, se debe garantizar que la cimentación tenga una durabilidad adecuada, ya que al tratarse de estructuras enterradas, la detección de deficiencias así como las posibles medidas de actuación para corregir éstas deficiencias resultan complicadas.

Se debe prevenir, por tanto, que la cimentación se vea afectada por la posible agresividad del terreno, así mismo, debe estar protegidas de las acciones físicas y a las modificaciones naturales o artificiales del terreno (heladas, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, excavaciones próximas, etc.).

Al comenzar con los trabajos en una obra se inician los movimientos de tierra para dar lugar a la construcción de los cimientos que sostendrán a la estructura.

La construcción de los cimientos debe contemplar los siguientes principios generales:

- Tener conocimiento a fondo del terreno.
- Efectuar el cálculo de cimientos, aplicando los coeficientes de seguridad necesarios.
- Ubicar la base de cimentación.
- Poner atención en las capas freáticas.
- Tomar todos los recaudos ante terrenos sin consolidar.

Para saber qué tipo de cimentación conviene en el proyecto, deberá considerar dos puntos importantes:

a) Características del Terreno

- Profundidad del estrato resistente.
- Nivel freático y sus variaciones.
- Capacidad de asentamiento del estrato de apoyo.
- Cota de socavaciones debidas a corrientes subterráneas.

- Humedad y heladicidad en capas superficiales.

b) Características de la Estructura

- Cargas transmitidas, su valor y características.
- Capacidad de asiento diferencial y total.
- Influencia de las estructuras próximas.

1.1.2 Materiales utilizados en cimentaciones

a) Mampostería

Los cimientos construidos con mampostería, por lo general, se encuentran en edificaciones antiguas.

Se ejecutan con piedras colocadas en seco o con hormigón. La piedra que se elige en estos casos y que mejor responde es la que carece de grietas y agujeros, poniendo en contacto la superficie rugosa para mejor adherencia del material. Se reconoce la piedra dura a través de golpe seco con una barra. Si el sonido es hueco, sordo o grave, se deshecha porque es una piedra blanda; si el sonido es agudo o metálico, se trata de una piedra dura apta para el cimiento.

Otro método de reconocerlas es rompiéndolas. Si los fragmentos de roca tienen aristas vivas, estamos frente a una roca dura; si los fragmentos tienen aristas redondeadas, es una piedra blanda. Por lo general, este tipo de cimientos suelen tener en el fondo un manto de arena de un espesor de 10 cm. Aunque estén ejecutados con morteros de cemento Portland, en obras antiguas suelen ser de Cal.

b) Ladrillo de fábrica cerámica

Al igual que el caso de cimentación con mampostería, la utilización de ladrillo cerámico se observa en edificaciones antiguas.

Actualmente se ha dejado de lado su utilización por el costo elevado de la mano de obra y porque el hormigón armado es una solución mas práctica y responde en forma óptima a las necesidades del sistema constructivo.

c) Hormigón ciclópeo

Este es un sistema que ha quedado prácticamente en desuso, se usaba en construcciones con cargas poco importantes; exceptuando las construcciones auxiliares como vallas de cerramiento en terrenos suficientemente resistentes.

El hormigón ciclópeo se realiza añadiendo piedras más o menos grandes a medida que se va hormigonando para economizar material.

Utilizando este sistema, se puede emplear piedra más pequeña que en los cimientos de mampostería hormigonada.

La técnica del hormigón ciclópeo consiste en lanzar las piedras desde el punto más alto de la zanja sobre el hormigón en masa, que se depositará en el cimiento, lo que se debe tomar en cuenta es:

- Tratar que las piedras no estén en contacto con la pared de la zanja.
- Que las piedras no queden amontonadas.
- Alternar en capas el hormigón y las piedras.
- Cada piedra debe quedar totalmente envuelta por el hormigón.

d) Hormigón en Masa

Los cimientos de hormigón en masa actualmente se realizan únicamente en construcciones con poca carga y en terrenos bastante resistentes y muy homogéneos.

e) Hormigón Armado

Este sistema es el más utilizado en la actualidad en los cimientos de las construcciones en general.

El hormigón armado, además de los esfuerzos de compresión, puede absorber esfuerzos de tracción evitando probables asentamientos.

1.1.3 Tipologías de suelos

En la bibliografía actual y los diferentes códigos constructivos se encuentran amplias clasificaciones de suelos, sin embargo una clasificación resumida y aplicable a nuestro medio es:

a) Rocas

Son formaciones geológicas sólidas, con una gran resistencia a los esfuerzos de compresión.

Se dividen en:

- Rocas Isótropas: No se divisa en su composición ninguna estratificación, por ejemplo: granito, diorita, etc.
- Rocas Estratificadas: Se observa a simple vista su estratificación laminar, por ejemplo: pizarras, esquistos, etc.

b) Terrenos sin Cohesión

Son terrenos formados en gran medida por áridos: arena, grava y limo inorgánico, pueden contener arcillas en cantidad moderada. Predomina la resistencia al rozamiento interno.

Se clasifican en:

- Terrenos de gravas: Predominancia de gravas y gravillas, conteniendo por lo menos un 30% de estos áridos.
- Terrenos arenosos gruesos: Predominancia de arenas medias y gruesas, conteniendo por lo menos un 30% de estos áridos y menos del 50% de arenas finas y limo inorgánico.
- Terrenos arenosos finos: Predominancia de arenas finas, con un porcentaje de grava y gravilla que no supera el 30%, y más del 50% de arenas finas y limo inorgánico.

Áridos:

La denominación de áridos varía de acuerdo al tamaño de sus granos, a saber:

- Gravas y gravillas: mayor de 2 mm.
- Arenas gruesas y medias: entre 2 y 0,2 mm.
- Arenas finas: entre 0,2 y 0,06 mm.
- Limos inorgánicos: menor de 0,06 mm.

c) Terrenos Coherentes

Son terrenos compuestos fundamentalmente por arcillas, que pueden contener áridos en cantidad moderada.

Cuando pierden humedad hasta secarse, forman terrones que no pueden pulverizarse con las manos. Tienen buena resistencia a la cohesión.

Según su consistencia y su resistencia a la compresión en estado natural, se clasifican en:

- Terrenos arcillosos duros: Los terrones con su humedad natural, tienen la suficiente resistencia como para que cueste romperlos con la mano, son de tonalidad clara y tienen una resistencia a la compresión que supera los 4 kg/cm².
- Terrenos arcillosos semiduros: Los terrones con su humedad natural se amasan con dificultad con la mano, son de tonalidad oscura y su resistencia a la compresión está entre 2 y 4 kg/cm².
- Terrenos arcillosos blandos: Los terrones con su humedad natural se amasan con facilidad, permitiendo obtener con las manos cilindros de 3 mm. de diámetro. Por lo general tienen tonalidad oscura y la resistencia a la compresión está entre 1 y 2 kg/cm².
- Terrenos arcillosos fluidos: Los terrones con su humedad natural presionados con mano cerrada, fluyen entre los dedos. Por lo general son de tonalidad oscura y la resistencia a la compresión es inferior a 1 kg/cm².

d) Terrenos Deficientes

Por lo general son terrenos no aptos para la cimentación o deben recibir consideraciones especiales.

Se clasifican en:

- Fangos inorgánicos.- Compuestos por arcillas y limos inorgánicos con gran cantidad de agua; no permiten la formación de cilindros que resistan su propio peso.

- Terrenos orgánicos.- Poseen en su composición una notable proporción de materia orgánica.
- Terrenos de echadizos o relleno.- Son de naturaleza artificial, como por ejemplo vertederos sin consolidar.

1.2 Tipologías de cimentación y su uso

La clasificación y tipología más antigua se basa en la situación del firme, que así es como se denomina la capa del terreno que ofrece suficiente respuesta tenso-deformacional compatible con el total de la estructura.

Las cimentaciones se califican como superficiales si el plano de desplante de la cimentación se encuentra cerca de la superficie, a una profundidad aproximadamente menor de 3 ó 4 m., y en su entorno se encuentran estratos suficientemente resistentes como para garantizar una determinada seguridad frente al hundimiento y unos asentamientos tolerables por la estructura.

En función de la relación entre la anchura, B (dimensión menor de su superficie de apoyo), y la profundidad en la que se ubica el desplante, D, se diferencian:

- Cimentación superficial, si cumple: $\frac{D}{B} < 4$, (ver figura 1a).
- Cimentación semiprofunda o pozos, si cumple: $4 \leq \frac{D}{B} \leq 8$, (ver figura 1b).
- Cimentación profunda o pilotaje, si cumple: $\frac{D}{B} > 8$, (ver figura 1c).

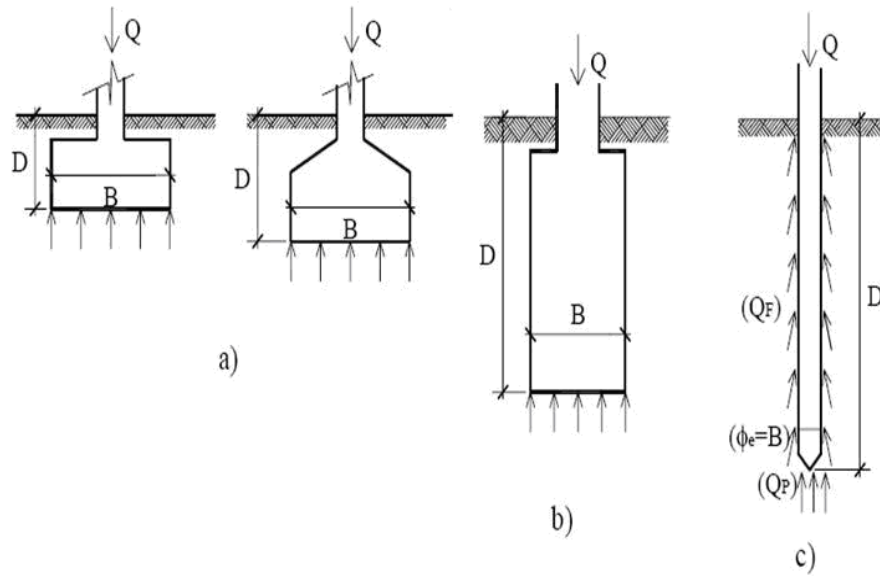
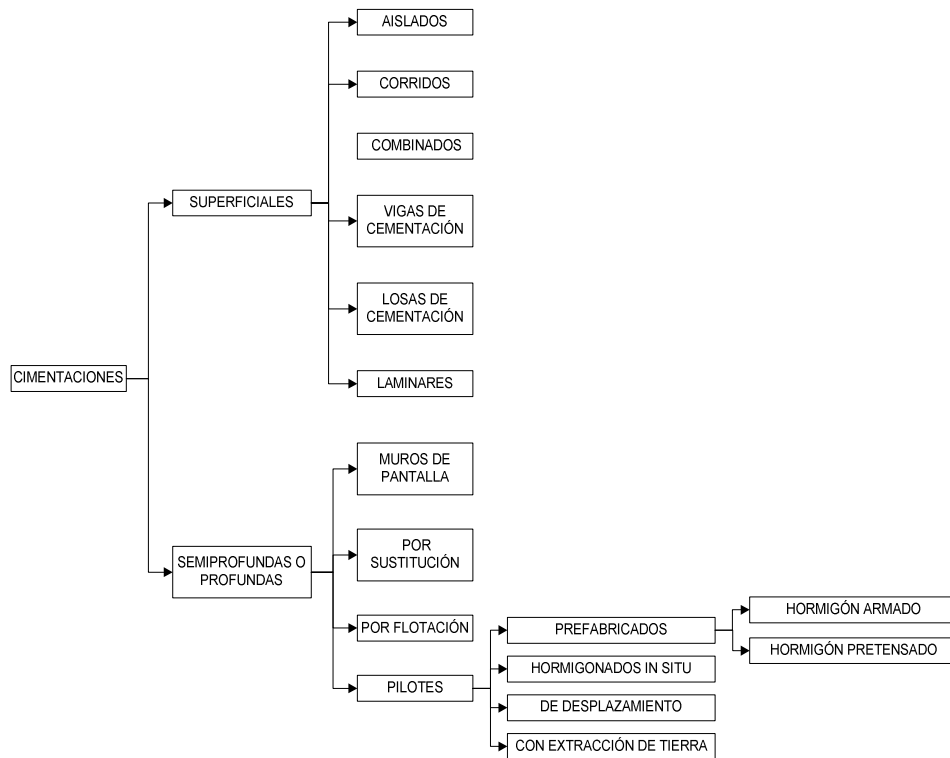


Figura 1: Tipologías para clasificación de cimentaciones

En realidad estas relaciones entre profundidad y anchura no son suficientes para determinar el tipo de cimentación, puesto que se ha comprobado que lo que realmente marca la diferencia entre las distintas tipologías es su respuesta tenso - deformacional, ligada a la forma de la respuesta resistente. Así, si se considera la respuesta resistente sólo en relación con la base de cimentación se tratará de tipología superficial, y en la medida en que se vaya involucrando también la respuesta resistente, debida al contacto lateral, tenderá a considerarse la tipología de semiprofunda a profunda; en ésta, a veces, la respuesta resistente se debe sólo al contacto lateral. De acuerdo a esto una clasificación de cimentaciones se aprecia en el cuadro 1:



Cuadro 1: Clasificación de cimentaciones

1.2.1 Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se producirán deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

a) Cimientos aislados

Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo, (ver figura 2).

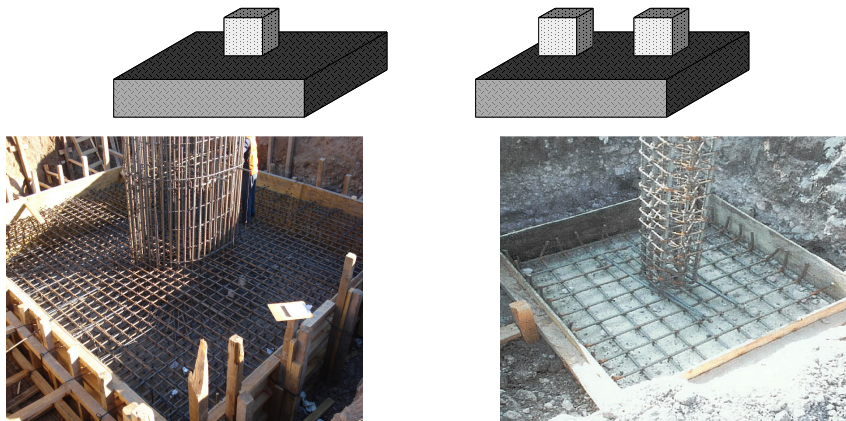


Figura 2: Cimientos aislados

b) Cimientos corridos

Se las utilizan para cimentar muros o elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería, (ver figura 3).

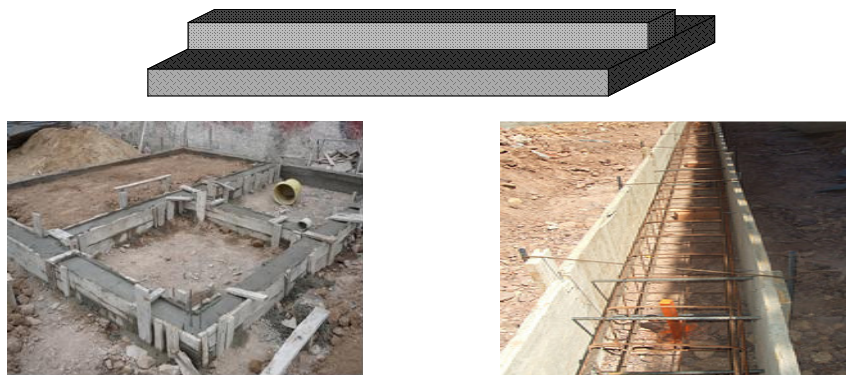


Figura 3: Cimientos corridos

c) Cimientos combinados

Se las suele emplear para integrar el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable o eficiente, mediante una viga de rigidez, (ver figura 4).

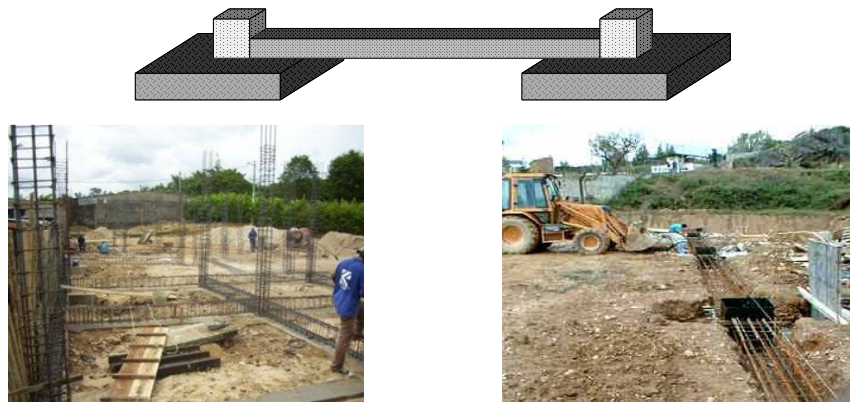


Figura 4: Cimientos combinados

d) Vigas de cimentación

Se les emplea en suelos poco resistentes, para integrar linealmente la cimentación de varias columnas. Cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones, se forma una malla de cimentación, (ver figura 5).

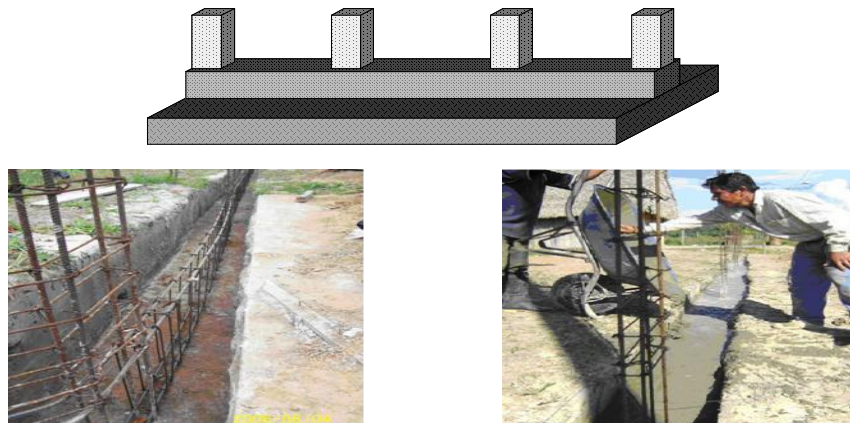


Figura 5: Vigas de cimentación

e) Losas de cimentación

Se emplean en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando al diseñar la cimentación mediante cimientos aislados, la superficie de cimentación supera el 25% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación, aunque esto no es una regla estricta, ya que puede suceder que aumenten considerablemente los costos por el armado de la losa, (ver figura 6).

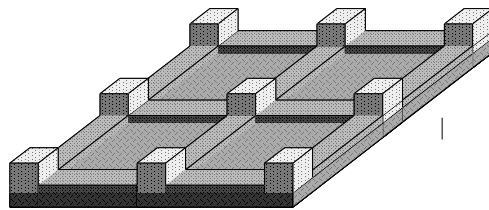


Figura 6: Losas de cimentación

f) Cimentaciones laminares

Tipología desarrollada a partir de un conjunto de formas, donde cada una de ellas intenta suplir las desventajas de su antecesora como se muestra en la figura 7, (Tetior, 1975).

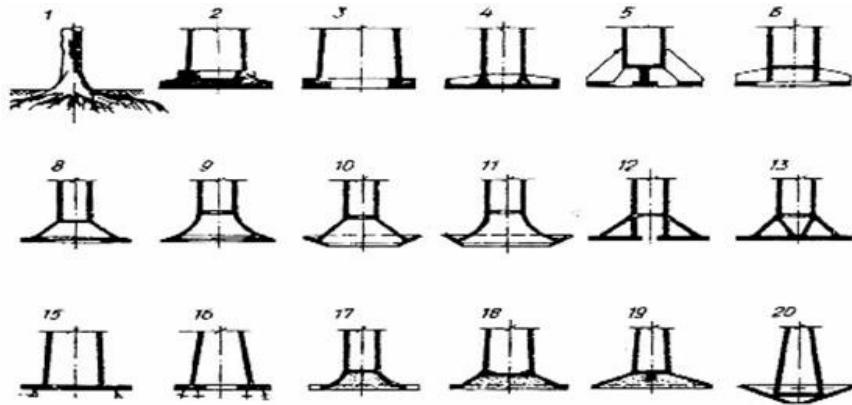


Figura 7: Cimentaciones laminares

La utilización de cimientos planos en estructuras altas, generalmente conlleva a dimensiones en planta de estos cimientos grandes, donde el gasto de materiales puede llegar a alcanzar el 50% del costo total de construcción de la obra, aspecto que ratifica la necesidad de desarrollar nuevos elementos de cimentación, que den respuestas a los aspectos económicos mencionados.

1.2.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas son un tipo de cimentaciones que solucionan la transmisión de cargas a los sustratos aptos y resistentes del suelo.

Se puede optar por cimentaciones profundas cuando:

- Cuando los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.
- Cuando los estratos próximos al cimiento pueden provocar asentos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- En edificios sobre el agua.

- Cuando los cimientos están solicitados a tracción; tal como ocurre en edificios altos sometidos a esfuerzos por vientos, o en estructuras que necesitan elementos sometidos a tracción para lograr estabilidad, como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo.
- Para resistir cargas inclinadas, como aquellos pilotes que se colocan en los muelles para resistir el impacto de los cascos de barcos durante el atraque (tablestacado).
- Para el recalce de cimientos existentes.

Las cimentaciones profundas son las siguientes:

a) Muros pantalla

Los muros pantalla constituyen un tipo de cimentación profunda muy usada en edificios de altura, que actúa como un muro de contención y brinda muchas ventajas por ahorro de costes y mayor desarrollo en superficies.

Es la tipología de cimentaciones más difundida en áreas urbanas para edificios con sótano en un predio entre medianeras, en parqueos y a modo de barreras de contención de agua subterránea en túneles y carreteras.

El muro pantalla es un muro de contención que se construye antes de efectuar el vaciado de tierras, y transmite los esfuerzos al terreno.

Estos elementos estructurales subterráneos se emplean también en forma temporal para la contención y retención de paredes.

En las grandes ciudades, para obtener más espacios de uso en edificios, se proyectan sótanos o subsuelos que muchas veces llegan hasta 20 metros de profundidad. Son éstas las soluciones ante los elevados costes de terrenos y la necesidad de obtener mayor superficie.

A estos efectos, se trata de conseguir muros de contención del menor espesor posible conservando una buena calidad y que ofrezcan seguridad y buen diseño, (ver figura 8).

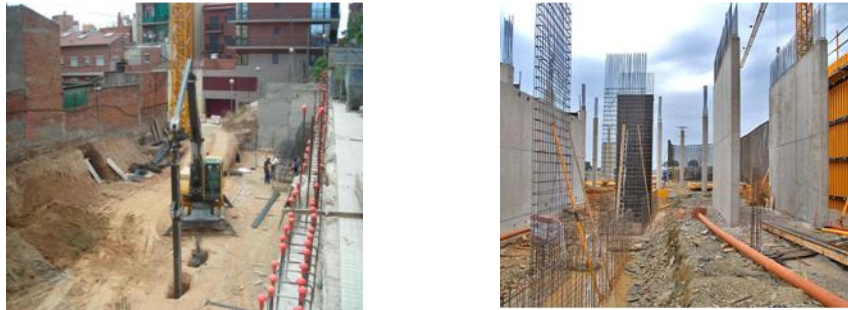
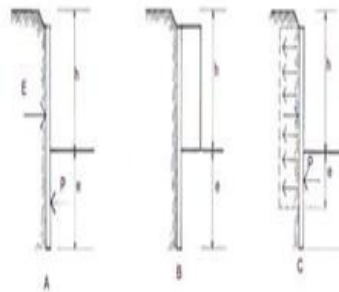


Figura 8: Muros pantalla

Dentro del diseño de muros pantalla existen varias alternativas a elegir de acuerdo a las características del terreno y de la edificación a construir, además se pueden utilizar elementos estructurales tales como anclajes, sistemas autoportantes, sistemas arriostrados, sistema ascendente-descendente, en la figura 9 se aprecian ejemplos de estos elementos:



Anclajes



Sistemas autoportantes



Sistema arriostrado

Figura 9: Sistemas de anclajes para muros de pantalla

b) Cimentación por sustitución

Esta cimentación se realiza mediante la excavación del terreno, donde el peso del material excavado y extraído será igual o proporcional al peso de la construcción a realizar; conociendo cada una de las capas que componen dicho suelo (características del terreno) y según las características de la estructura que sustentará y las cargas que actúen sobre la misma.

Para realizar este tipo de cimentación, se realiza la excavación hasta llegar a terreno competente y se sustituye el existente por un terreno mejorado y compactado. Esta constituye una solución válida en casos de espesores y cargas uniformes y pequeñas.

Técnicamente, solo se definirán bien las características del material usado en el relleno y terraplenado, la densidad y humedad máxima (Ensayo Proctor) y espesores de material aportado.

Debe realizarse un control con medidas de humedad (in situ) y densidad, y los ensayos correspondientes de placa de carga para evaluar posibles asentamientos y deformaciones.

Es muy importante considerar un buen sistema de drenaje en casos de presencia del agua en el terreno, ya que la misma podría provocar alteraciones considerables en el material.

c) Cimentaciones por flotación

Las cimentaciones por flotación se basan en el Principio de Arquímedes que postula lo siguiente:

Todo cuerpo sumergido en un líquido estático experimenta un empuje vertical ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado.

Por ello, deberá preverse en este tipo de construcciones que se ejecuten perfectamente impermeables calculando la reacción al empuje ascendente vertical para evitar el hundimiento o el volteo de la estructura.

d) Pilotes

El pilote o sistema por pilotaje, es un tipo de cimentación profunda de tipo puntual, que se hinca en el terreno buscando siempre el estrato resistente capaz de soportar las cargas transmitidas, (ver figura 10).



Figura 10: Construcción de pilotes

Se puede optar por pilotes cuando:

- Cuando las cargas transmitidas por el edificio no se pueden distribuir adecuadamente en una cimentación superficial excediendo la capacidad portante del suelo.
- Puede darse que los estratos inmediatos a los cimientos produzcan asentamientos imprevistos y que el suelo resistente esté a cierta profundidad; es el caso de edificios que se apoyan en terrenos de baja calidad.
- Cuando el terreno está sometido a grandes variaciones de temperatura por hinchamientos y retracciones producidos con arcillas expansivas.
- Cuando la edificación está situada sobre agua o con la capa freática muy cerca del nivel de suelo.

- Cuando los cimientos están sometidos a esfuerzos de tracción.

En la cimentación por pilotaje deben observarse los siguientes factores de incidencia:

- El rozamiento y adherencia entre suelo y cuerpo del pilote.
- La resistencia por punta, en caso de transmitir compresiones, para absorber esfuerzos de tracción puede ensancharse la parte inferior del pilote, para que trabaje el suelo superior.
- La combinación de ambos.

Para hincar el pilote siempre se busca el apoyo sobre una capa resistente que soporte las cargas transmitidas. Frecuentemente la capa firme está a mucha profundidad, entonces el rozamiento lateral puede ser de importancia según el caso.

Con un terreno mediocre en superficie y fuertes cargas, el rozamiento lateral será menos importante cuanto más débiles sean las capas del terreno atravesadas; por ello conviene emplear este sistema.

Los materiales utilizados para pilotaje son: madera, acero y hormigón

Los tipos de pilotes existentes son:

- Pilotes prefabricados, pueden ser de hormigón armado o de hormigón pretensado.
- Pilotes hormigonados in situ.
- Pilotes de desplazamiento.
- Pilotes con extracción de tierras.

1.3 Estructuras laminares o de cascarón

1.3.1 Reseña histórica

En el mundo actual la ingeniería a tenido que recurrir a muchos recursos que se veían muy lejanos, pero que en el presente son un hecho y realidad, por ello en países industrializados, el uso de las láminas se hace cada vez más común, por ello la ingeniería moderna, aplica nuevas herramientas para desarrollar nuevas tecnologías constructivas que permitan el ahorro de materiales de construcción.

El Arq. Félix Candela de origen mexicano, propuso el uso de las láminas en cubiertas y en cimentaciones siendo el pionero en la utilización de cimientos tipo sombrilla, también conocidos como hiperboloide parabólico "HYPAR".

El primer cascarón que construyó Candela, fue una bóveda funicular experimental, en el verano de 1949, la cuál para su construcción siguió los lineamientos de algunos prototipos erigidos en Inglaterra durante la Segunda Guerra Mundial. Parece que el inventor de la bóveda fue Kurt Billing, y el sistema que utilizó es llamado "Ctesiphon", nombre de un viejo palacio abovedado en Siria. El éxito obtenido con este experimento incitó a Candela a considerar la posibilidad de dedicarse a la construcción de cascarones. Era esencial contar con algo diferente que ofrecer para sobrevivir en el campo intensamente competido de la construcción en México. Dice Candela, "no obstante ante la tradición mexicana de construir formas abovedadas audaces, los cascarones de concreto fueron mirados con recelo. Se creía que eran inseguros, por motivo de las condiciones del subsuelo y los frecuentes temblores".

Entonces a partir de la década de los 40s, se empezó a utilizar con fuerza el uso de las láminas en la construcción, experimentando con formas diferentes y para diversos fines estructurales tales como: losas sinuosas, losas prismáticas o plegadas, conos, cúpulas elípticas, cascarones HYPAR y varios prototipos del paraguas de concreto.

1.3.2 Eficacia de láminas o cáscaras estructuralmente

El desarrollo de cáscaras como una forma estructural ha añadido una excitación y una dimensión de peso a la construcción en la Ingeniería Civil moderna, en las cinco décadas pasadas se han presenciado varios casos valientes y atrevidos del empleo de cáscaras de hormigón armado, en una variedad de formas en techos, en todo el mundo. (La figura 11 muestra el ejemplo más reciente y fascinante del diseño de cáscaras para la famosa Casa de la Ópera de Sydney). Las láminas o cáscaras son estructuras que sacan su fuerza "de la forma" más que de "la masa", ya que les permite poner un mínimo de material con ventajas estructurales máximas. La economía resultante enganchada con la disponibilidad de una variedad grande de formas con flexibilidad arquitectónica alta y la súplica estética, han contribuido mucho en su popularidad en la construcción contemporánea.



Figura 11: Casa de la Ópera de Sydney

Mientras un elemento simple como una losa de techo experimenta flexión cuando es sujeto de cargas verticales incluyendo la del peso propio, una cáscara, no plana o un sistema espacial, sostiene las cargas aplicadas principalmente por fuerzas “directas”, “en la membrana” como la compresión, tensión o el esfuerzo al corte.

Si volvemos al ejemplo de la losa de techo simple, sabemos que su flexión aumenta más rápido, si la losa debe incluir espacios grandes sin columnas (como en el caso de fábricas, auditorio, etc.), por lo que la misma debería ser considerablemente gruesa.

Desde el punto de vista de eficacia de utilización de material en la sección transversal, el hormigón es el más eficiente en la compresión directa, y lo menos en la tensión directa, siendo la flexión un punto medio entre los dos casos anteriores (vea figura. 12), por lo que el refuerzo es un aliado importante, es decir mientras el acero puede ser distribuido dentro de la compresión dependiendo su magnitud, para cualquier cosa excepto la flexión moderada y la tensión baja, es absolutamente necesario desplegar el acero como el refuerzo en el hormigón para tomar la tensión, y hacer la situación técnicamente y económicamente viable.

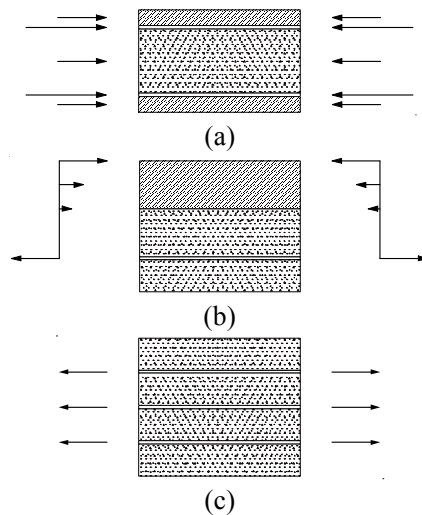


Figura 12: Eficiencia del concreto reforzado, (a) compresión directa, (b) flexión, (c) tensión directa

Si de otra parte ocupamos una lámina para cubrir el mismo espacio, y si la carga, las características geométricas de la cáscara y las condiciones divisorias es tal que los esfuerzos inducidos son resultados de utilización principalmente por compresión, mejorando la utilización de los materiales, que en términos de diseño implican un grosor reducido para la misma carga aplicada. Dependiendo de la geometría de la lámina otra vez, la magnitud absoluta de los esfuerzos de compresión pueden ser muy bajos, tanto entonces que la lámina se diseña para llegar a un grosor tan pequeño que no necesitaría refuerzo, el límite del cual más a menudo es dictado por consideraciones extrañas como la viabilidad práctica y exigencias físicas. Está sin embargo, para ser notado que esta reducción en el espesor está a expensas del área de la superficie adicional que es necesario debido a la curvatura de la lámina.

1.3.3 Clasificación de láminas o cáscaras

Las láminas son elementos estructurales que se caracterizan por tener espesores pequeños, comparados con las otras dimensiones, por su geometría pueden tener curvatura en una o dos direcciones, dentro de las más empleadas se destacan:

De curvatura simple, (ver figura 13):

- Traslación: Láminas cilíndricas.
- Rotación: Láminas cónicas.

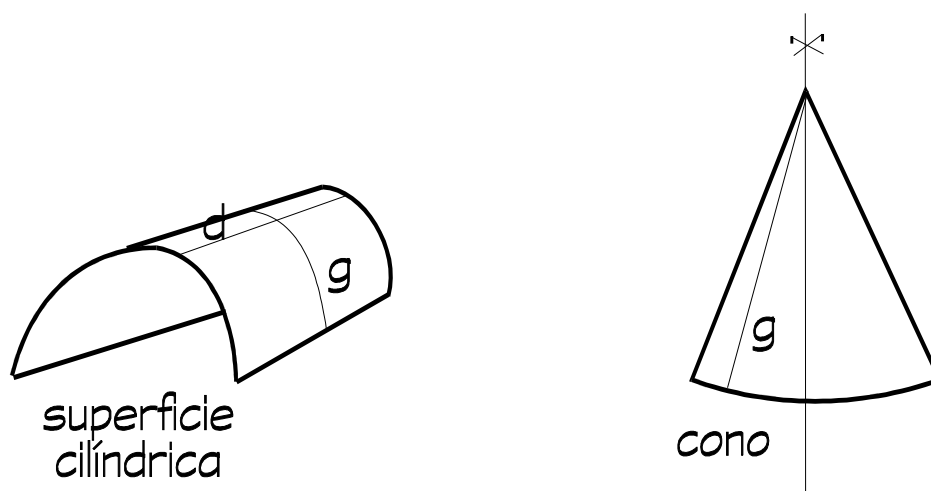


Figura 13: Láminas o cáscaras de curvatura simple

De doble curvatura total positiva, (ver figura 14):

- Traslación : Láminas elípticas
- Revolución: Casquete esférico



Figura 14: Láminas o cáscaras de curvatura total positiva

De doble curvatura total negativa, (ver figura 15):

- Traslación: Parabolóide hiperbólico
- Revolución: Hiperboloide de revolución.

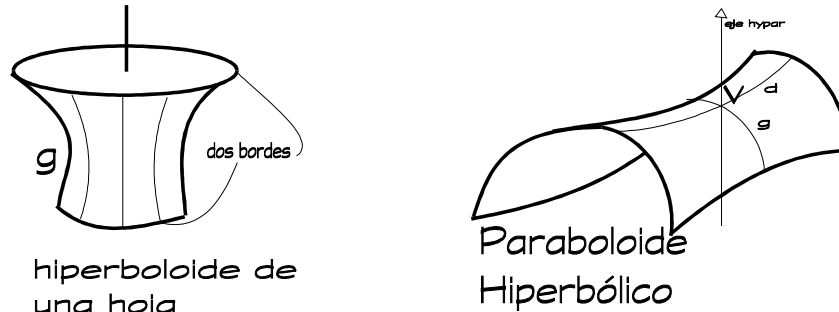


Figura 15: Láminas o cáscaras de doble curvatura total negativa

Sin embargo, debería ser tenido en cuenta que lo mostrado anteriormente es demasiado general, y que lo real puede variar bastante del susodicho, dependiendo de la configuración real de la lámina, su carga y condiciones divisorias.

A pesar de que estas estructuras al igual que las losas tienen una dimensión pequeña comparada con los otros dos lados, su forma de trabajo difiere mucho, ya que en las

primera el trabajo es a flexión, mientras que una lámina aparecen básicamente esfuerzos directos, es decir compresión y tracción, quedando minimizados los momentos flectores y los esfuerzos cortantes.

El hormigón como se conoce resiste eficazmente los esfuerzos de compresión, aspecto que posibilita que las láminas estén provistas de pequeños espesores, mientras que para asimilar los esfuerzos directos de tracción se deberá colocar acero de refuerzo. Por tales motivos, las láminas toman grandes esfuerzos con pequeños espesores, lo cual conlleva al ahorro de materiales, convirtiéndose en su gran ventaja, amén de algunas complejidades que se presentan en la etapa constructiva, que no desacreditan sus posibilidades reales.

Los espesores de las láminas están directamente asociados a:

- Las cargas que la lámina va a soportar.
- Durabilidad del elemento estructural.
- El proceso constructivo y la tecnología usada.
- El factor económico, en el uso y disposición de materiales y herramientas.

1.4 Láminas o cáscaras en cimentaciones estructurales

Las cáscaras o láminas han estado disfrutando de un empleo amplio y variado en techos; recién llegan a la familia de las cimentaciones estructurales en la década de los cincuenta, desde que el Arq. Félix Candela vertió su primera cimentación laminar sobre suelo mexicano. Sin embargo puede parecer extraño el hecho de que el concepto de láminas no es nuevo en cimentaciones, si sólo uno considerara las cimentaciones antiguas de arco invertida usadas por los romanos (ver figura 16). Puede ser notado que el empleo de arcos de ladrillo en cimentaciones ha sido una práctica durante mucho tiempo utilizada por los romanos y en países como la India muchos edificios con tales cimentaciones están en existencia.

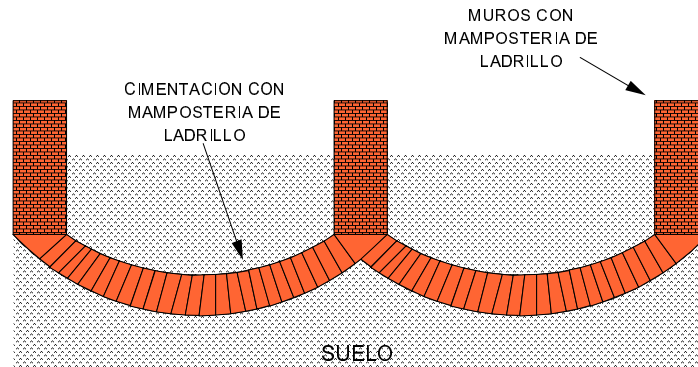


Figura 16: Cimentación con un arco invertido

De los atributos de una cáscara se recomienda su empleo en techos por la economía y la estética. Pero el último aspecto no es de preocupación en el caso de una estructura enterrada como una cimentación, es el aspecto económico que sostiene la llave a la aceptación y el empleo de láminas en cimentaciones. En otras palabras, las láminas sostienen la perspectiva para la adopción en cimentaciones sólo si ellos pueden proyectarse como alternativas económicas a las cimentaciones convencionales simples.

1.4.1 Uso de láminas o cáscaras en techos Vs. cimentaciones

Aunque las láminas se presten para el empleo en techos y cimentaciones, las láminas de cimentación se diferencian de las cáscaras de techo en los siguientes aspectos importantes.

- Las láminas usadas en las cimentaciones invariablemente son caracterizadas por el tamaño más pequeño en relación de las grandes luces que se puede tener en un techo, para una misma estructura el grosor será mayor para la cimentación debido al nivel de cargas que soporta y además una cimentación esta implantada a una profundidad dada o calculada mientras que un techo esta suspendido a una altura dada por lo arquitectónico. Este hecho asume considerable importancia cuando se analiza las cáscaras.

- Ya que las cimentaciones laminares llegan directamente sobre el suelo en su parte inferior y llevan el relleno sobre su parte superior, el problema de la flexión es de preocupación menor en cimentaciones laminares comparado al uso de cáscaras en techos.
- Tomando en cuenta la parte constructiva, desde que las cimentaciones laminares pueden ser construidas in situ sobre el corte de la tierra al perfil requerido, ningún encofrado es necesario excepto quizás en los lados. Este hecho es de considerable importancia considerando el costo relativo de láminas en techos contra cimentaciones.
- Al analizar el peso propio de la lámina de cimentación el mismo es transmitido directamente al suelo, pero no inducen a ningunos asentamientos significativos en la lámina debido a ello, (esto es verdadero también en cimentaciones simples) a diferencia de las láminas de techos, donde esta puede constituir la parte principal de la carga a ser analizada.
- Ya que la carga sobre la lámina de cimentación es esencialmente producto de la reacción del suelo, es indeterminado el grado de la distribución real producto del resultado de la interacción del suelo con la cáscara, en el caso de la cáscara de techo la carga es determinante puesto que se conoce su magnitud y distribución antes del análisis.

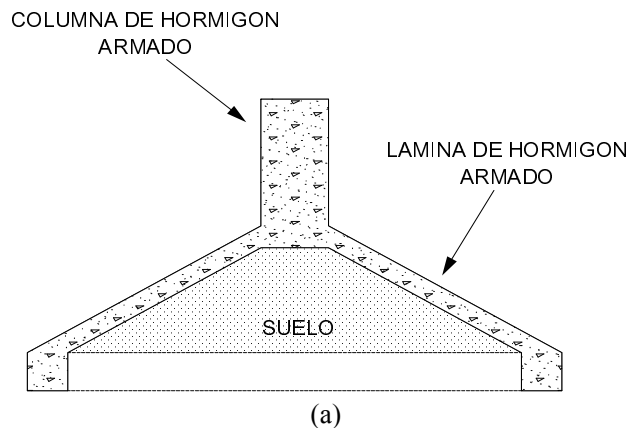
1.4.2 Diferentes tipos de cáscaras o láminas usadas en cimentaciones

Aunque existe una variedad de láminas que se prestan para la adopción en techos, aquellos que con criterio pueden ser adoptados para el empleo en cimentaciones son muy pocos. Lo siguiente es una cuenta de algunos de los tipos más comunes de láminas usadas en cimentaciones, y sus características geométricas que les permiten realizar sus funciones asignadas de manera eficiente y con eficacia en cimentaciones bajo circunstancias diferentes.

1.4.2.1 El cono

Al hablar de esta forma se debe mencionar que pocas láminas pueden asemejarse a la simplicidad de su forma.

Los cimientos cónicos de hormigón armado, rotacionalmente simétricos y truncados como el mostrado en la figura 17a es probablemente la forma más simple en la cual una cáscara puede ser puesta para usar en cimentaciones. La provisión de refuerzo radial y circunferencial es tan simple como para lograr un equilibrio circular plano, mientras la construcción es probablemente un poco más difícil. La lámina puede ser de grosor uniforme, o el mismo puede ser hecho para variar a lo largo del generador, además se puede utilizar vigas anillos en la parte baja para una mejor confinación y refuerzo. Sin embargo, a causa de su esquema circular el uso de la lámina cónica está limitado para cimientos individuales, a diferencia del paraboloides hiperbólico que podría ser usado para cimentaciones combinadas.



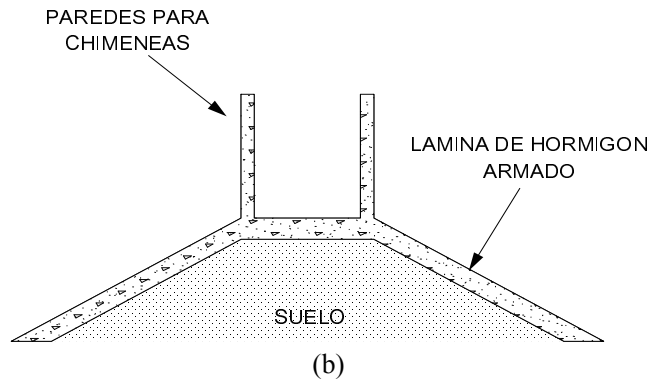


Figura 17: Cimentación laminar cónica, (a) base para columna (b) base para chimeneas

Los conos de dimensiones considerablemente más grandes también pueden servir como cimentaciones para estructuras altas como chimeneas, en lugar de las cimentaciones convencionales circulares u octagonales (ver figura 17b). El cono debería estar en contacto perfecto con el suelo en todas las partes de su superficie inferior, además de la sobrecarga que viene en la parte superior de él.

La cáscara de la figura 17a, en la posición invertida (ver figura 18a), es conveniente como cimentación para estructuras como mástiles atirantados. Una cáscara más grande invertida cónica - llena o truncada, dependiendo de la forma y del requisito de área de contacto, puede servir como losa para estructuras cilíndricas, como tanques de almacenaje de tierra, granos, etc (ver figura 18b) o de estructuras altas, como depósitos de agua, apoyados sobre una fila circular de columnas.

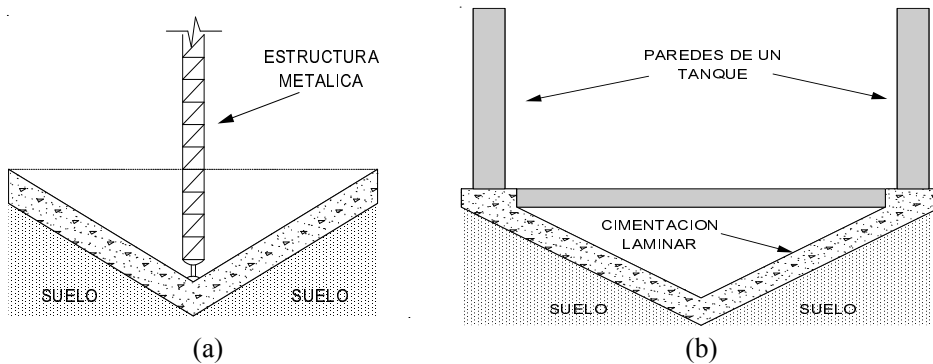


Figura 18: Cimentación laminar cónica invertida, (a) base para un mástil (b) base con plataforma para tanques

Mientras el cono es un tipo conveniente de cimentación para los empleos mencionados anteriormente, la mayoría de casos en los cuales las láminas cónicas han sido adoptadas son para torres altas de telecomunicación (televisión, radio, teléfono, etc.), donde ellos sirven como cimentaciones regulares del tipo descrito encima, pero también pueden funcionar como subestructuras que unen el eje de la torre a la plataforma en la parte inferior (ver figura 19a), convirtiéndose en la cimentación real aguantando en terreno y transmitiendo las cargas. Existe una transición del eje citado anteriormente con la plataforma de suelo, esa transición es necesitada a causa de que las dimensiones del eje son insuficientes como soporte para resistir de pie a la torre y es exigido por las condiciones de suelo, por ello las bases son considerablemente más grandes que el eje.

Un número grande de torres altas (principalmente para la televisión) con láminas cónicas truncadas como subestructuras han sido construidas en Europa y en otras partes del mundo en décadas pasadas, que comienzan con la torre de Stuttgart, famosa en Alemania, diseñada por el Profesor Leonhardt y construido en 1955; la más alta es la torre de Moscú (533 m), seguido por la torres en Berlín y Munich (ver figura 19c).

La torre de televisión de Moscú era también la estructura más alta del mundo hasta la construcción del World Trade Center creado en Nueva York. Sin embargo en la actualidad la estructura más alta construida es la torre Burj Dubai, en Dubai – Emiratos Árabes, que alcanza los 818m., seguida por la torre Taipei 101, construida en Taipei – Taiwán con 508m., seguida por las torres gemelas Petronas en Kuala Lumpur – Malasia con 452m.

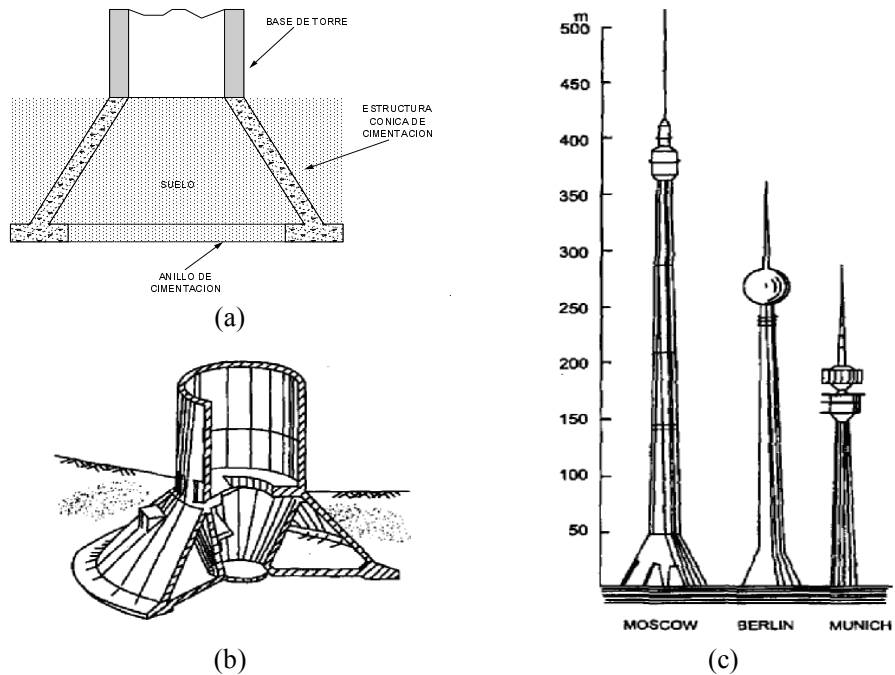


Figura 19: Subestructuras cónicas para torres de telecomunicaciones: (a) subestructura cónica para torres, (b) subestructura cónica rigidizada en la torre de televisión de Stuttgart, (c) torres de televisión en Moscú, Berlín y Munich

1.4.2.2 El domo invertido

Para estructuras circulares, o estructuras altas como depósitos de agua apoyados sobre una fila circular de columnas, los domos delgados invertidos pueden servir como alternativas económicas a losas de cimentación de plataforma gruesas circular (ver figura 20). La transferencia de carga de la columna al domo invertido puede ser efectuada a través de una viga de anillo en la parte superior como se muestra en la figura 20. Otras cáscaras de revolución como el paraboloide de revolución o elipsoide, para no hablar de aquellos formados por la catenaria, cicloide, etc. también pueden ser intentadas en el lugar del domo esférico, para que sirvan al mismo objetivo.

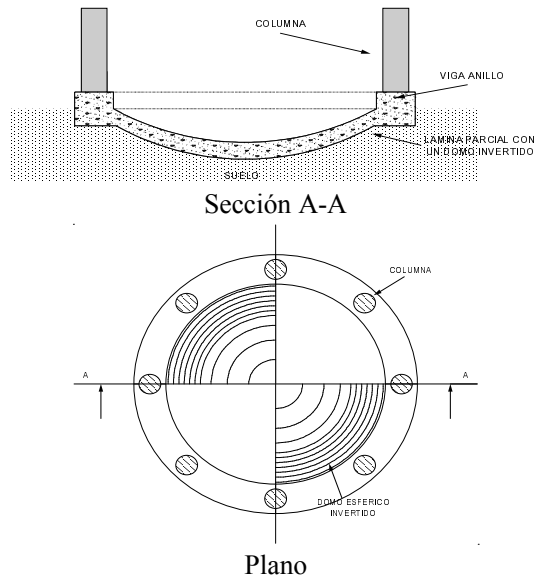


Figura 20: Domo esférico invertido

1.4.2.3 Cimentaciones laminares combinadas

La exigencia con respecto al área de contacto entre la cáscara y el suelo en materia de diseño geotécnico está basado en la “capacidad de carga” y “asentamientos”. Dependiendo de lo mismo, uno puede utilizar cimentaciones laminares esféricas con un sector lleno o el sector parcialmente lleno, (ver figura 21).

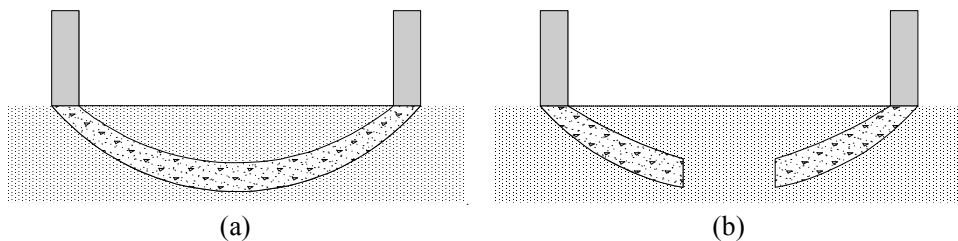


Figura 21: Cimentación esférica laminar para plataformas (a) con esfera completa (b) con esfera incompleta

Sin embargo, si el área de apoyo necesario del suelo es más grande que las dimensiones de la plataforma de la estructura, una solución ingeniosa consiste en la combinación del domo invertido con el tronco de un cono (ver figura 22a) de tal manera que éste compensará la parte restante de la cimentación al área requerida. Dependiendo de la situación, sin embargo, la lámina interior no tiene que ser llena, pero puede ser parcial, (ver figura 22b). Las combinaciones de este tipo son llamadas “cimentaciones laminares combinadas”.

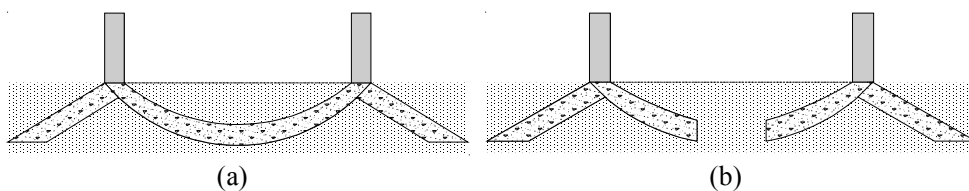
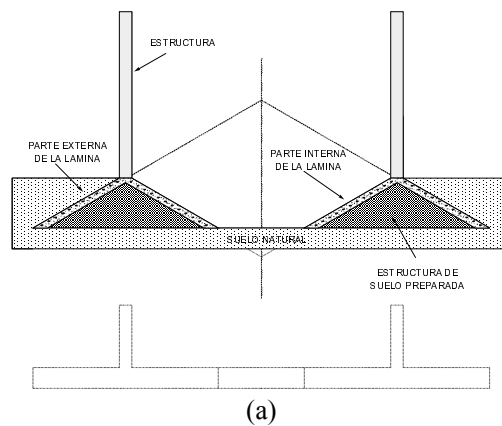


Figura 22: Combinaciones de cimentaciones laminares

Lo citado anteriormente conduce a la posibilidad de combinar el tronco de un cono invertido en la parte interior y el de un cono en la unidad externa (ver figura 23). Esto tiene los rasgos de un plato doblado, y al mismo tiempo él de una cáscara. De ahí que se llama “doble cono de cimentación laminar”, del cual la contraparte simple es una losa plana gruesa (ver figura 23a).



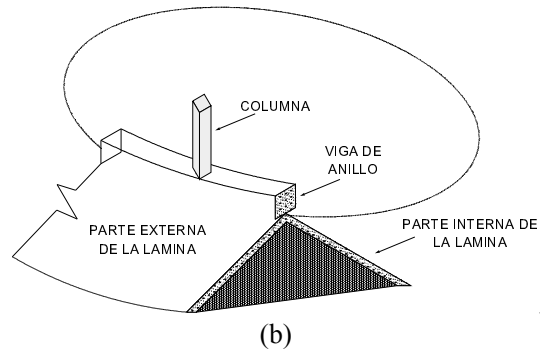


Figura 23: Cimentación laminar formada por dos conos

1.4.2.4 El paraboloides hiperbólico

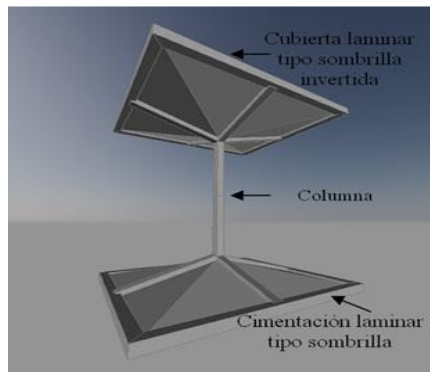
El paraboloides hiperbólico, o "hypar" es una lámina que sabe combinar la gran elegancia con la versatilidad, y entre las láminas que son usadas en cimentaciones, este es el que ha disfrutado del uso más amplio. El hypar es una lámina de doble curvatura, es decir es una cáscara de traslación sobre una superficie fijada, la característica última da como resultado su doble curvatura. Por ello puede decirse que esta lámina es estructuralmente eficiente así como geoméricamente elegante.

El paraboloides hiperbólico, se presta para ser combinado en un número asombroso de formas. Esto resulta en superficies con las configuraciones más asombrosas, satisfaciendo las exigencias arquitectónicas y estructurales que varían extensamente y que pueden ser exigidas en el caso de techos. Este aspecto de su adaptabilidad para encontrar necesidades diversas añade otra dimensión a la versatilidad de esta lámina, aparte de sus atributos geoméricos y estructurales.

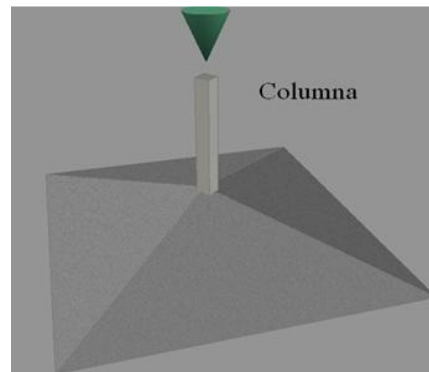
Entre las combinaciones de láminas paraboloidales hiperbólicas usada en techos, uno de los favoritos ha sido el "techo invertido de paraguas" descansando sobre columnas centrales, (ver figura 24a). El éxito con esta forma ha dado la pista para intentar esta combinación en cimentaciones, donde en cierta posición ellos pueden servir como cimentaciones para columnas. Siendo el paraguas invertido la forma que fomenta lo

invertido, esta forma particular han llegado a ser llamada “cimiento de paraguas”. El uso de la cáscara paraboloidal hiperbólica, ya sea en techos o cimentaciones, debe la mayor parte de su popularidad actual a los esfuerzos pioneros del arquitecto-ingeniero famoso mexicano, Félix Candela.

El empleo de láminas paraboloidales hiperbólicas, del tipo de paraguas en cimientos (ver figura 24b), o utilizando formas similares pero para columnas excéntricas (ver figura 24c), pero en ningún caso es limitado a los cimientos individuales. Ellos pueden ser ampliados como cimientos combinados para dos o más columnas en una fila (ver figura 24d), o como losas para columnas en varias filas (ver figura 24e). Hablando por la versatilidad de este tipo de láminas mostrado en la (ver figura 24f), nos da la posibilidad de combinar losas con columnas centradas y excéntricas en los bordes de la cimentación. Adicionalmente, una forma en la cual los cimientos individuales hyper podrían usarse para servir de cimentaciones, es para paredes continuas como lo indicado en la, (figura 24g).



(a)



(b)

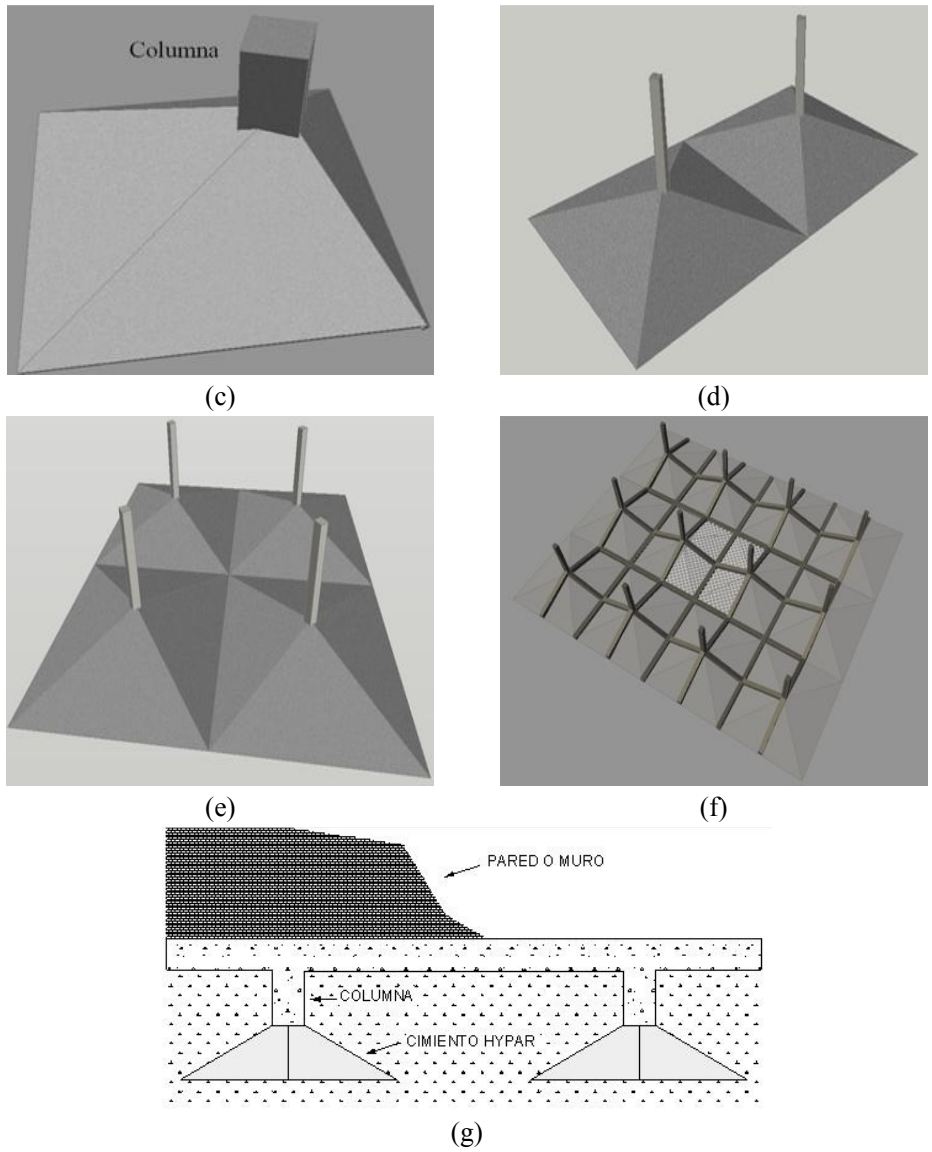


Figura 24: Formas de uso de cimentaciones laminares, tipo paraboloides hiperbólicos (hypar): (a) sombrilla invertida para techo y cimentación laminar tipo sombrilla, (b) cimentación individual hypar, (c, d) cimentaciones hypar rectangular con columnas centradas y excéntrica, (e) losas de hypar, (f) losa con hypar tipo sombrilla invertida, (g) cimentaciones continuas con hypar individuales

1.4.2.5 El paraboloides elíptico

El paraboloides elíptico o "ellpar" es una lámina doblemente curvada en el mismo sentido formada por el movimiento de una parábola sobre otra (ver figura 25a), ambas parábolas son curvadas en la misma dirección (con concavidad hacia arriba para la cimentación).

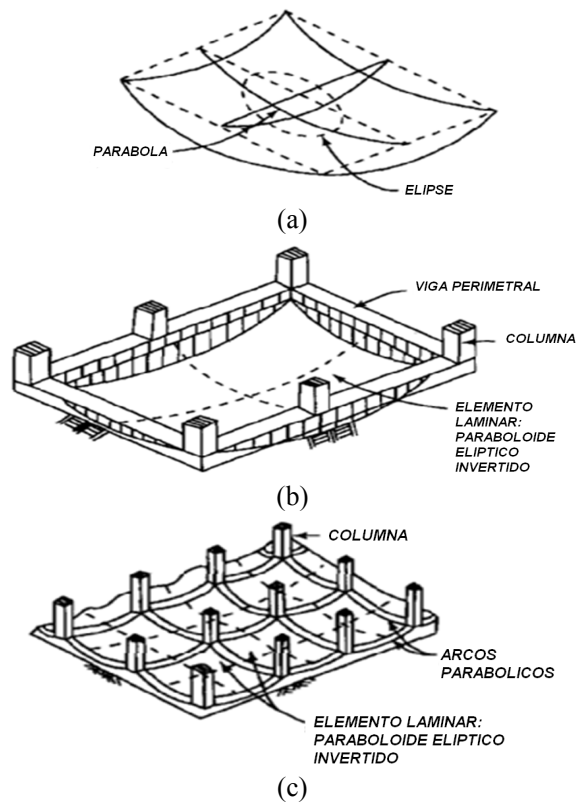


Figura 25: Losas de cimentación con paraboloides elípticos

El ellpar invertido dicho anteriormente definido por parábolas, y con vigas de borde, (o arcos parabólicos) puede ser intentado como la cimentación para estructuras rectangulares, cuadradas, o estructuras apoyadas sobre una fila rectangular o cuadrada de columnas, como lo mostrado en la figura 25b. Pero a diferencia del domo invertido

(y el cono) su empleo en ningún caso es limitado para singularizar unidades, pero puede ser ampliado a losas para un número de columnas, donde la alternativa normal sería una losa con vigas (ver figura 26), cuyos elementos como la losa se sustituyen con elementos laminares (ver figura 25c).

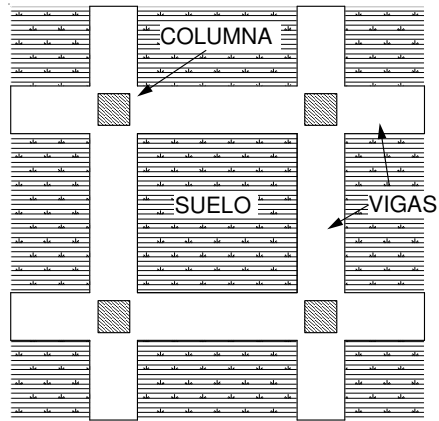


Figura 26: Vista en planta de sistema de cimentación tradicional

Un punto más a ser notado es que en el lugar del paraboloide elíptico, láminas separadamente curvas como láminas cilíndricas (circular o parabólico) (ver figura 27) también puede ser probado para el uso en losas.

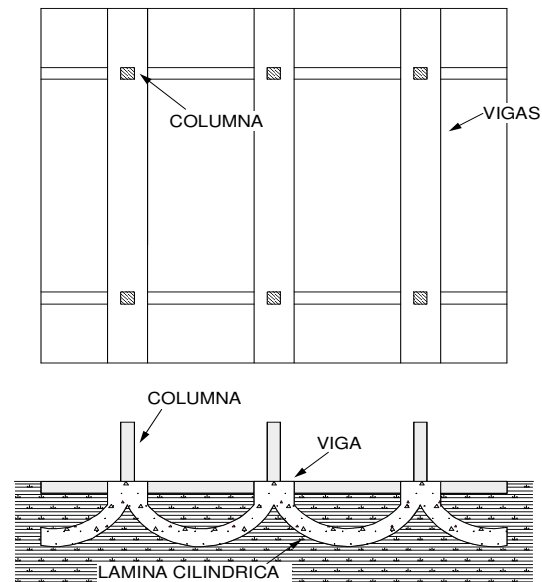
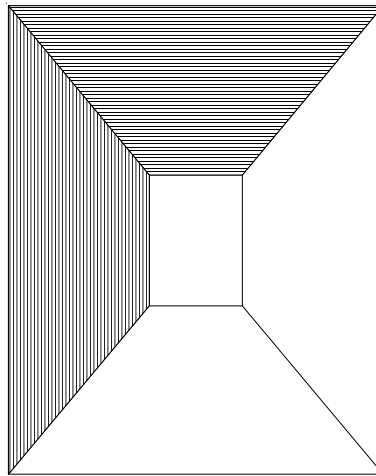


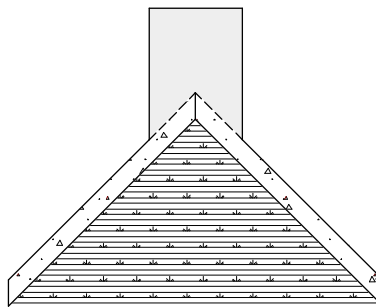
Figura 27: Vista en planta y corte de una losa de cimentación con laminas cilíndricas

1.4.2.6 Cimentaciones laminares dobladas

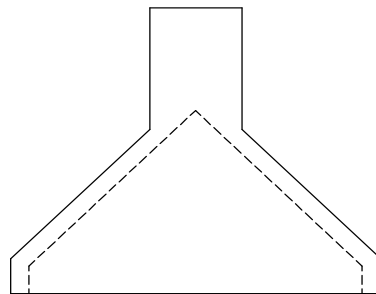
Una placa típica doblada que puede considerarse para el empleo como cimentación es la combinación piramidal de cuatro elementos trapezoidales inclinados, que pueden apoyar una columna en su centro (ver figura 28 a y b). (Note que el término cimiento piramidal con frecuencia es usado para la pirámide sólida usada como cimiento. Cuando es hecho el hueco (ver figura 28c), uno consigue el tipo de placa doblado de cimentación descrito encima). Desde estas placas piramidales dobladas que pueden ser cuadrados o rectangulares en el proyecto, ellas pueden ser combinadas para formar múltiples unidades para servir como cimientos combinados o losas.



(a)



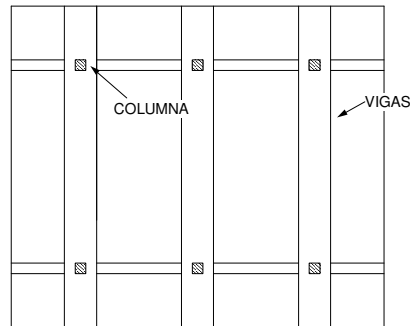
(b)



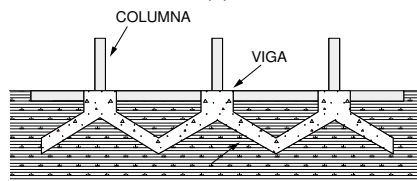
(c)

Figura 28: Cimentaciones laminares dobladas

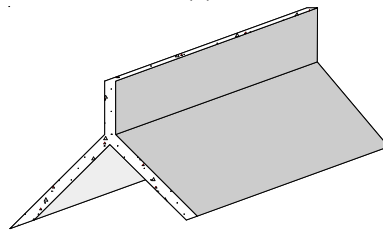
Otra posibilidad geométrica es ilustrada en la figura 29 y muestra una placa en 2D doblada que sirve como un continuo para un cimiento continuo de una pared que soporta carga continua.



(a)



(b)



(c)

Figura 29: Losas de cimentación laminar doblada

Las posibilidades de formar nuevas geometrías, como la de perfilar el suelo y hacer rotar sobre un eje o poste vertical a una lamina, formándose una plantilla rotativa como lo ilustrado en la figura 30.

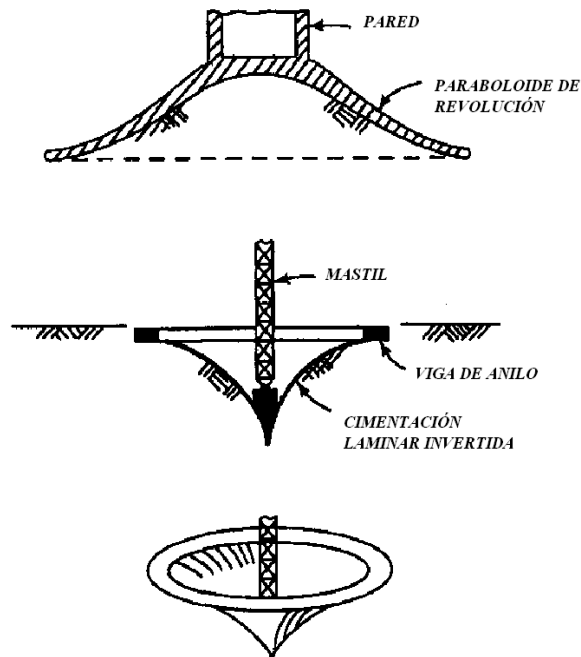


Figura 30: Formas geométricas para cimentaciones laminares

1.5 El fenómeno de interacción suelo estructura

Las deflexiones y rigidez de un elemento estructural de cimentación, la distribución de presiones en el contacto cimentación suelo, y las deformaciones del suelo de soporte, están vinculadas en una condición de interdependencia de efectos que se acostumbra denominar interacción suelo-estructura. Su análisis es fundamental para el diseño porque para determinar los momentos flectores y fuerzas de corte se requiere conocer la distribución de presiones de contacto, cimentación - suelo.

1.5.1 Incidencia de la distribución de presiones de contacto en el diseño de cimentaciones

La función esencial de una cimentación es transmitir la acción de las cargas, concentradas o repartidas, sobre el suelo o roca de soporte en condiciones de seguridad y asentamientos tolerables. En el contacto entre el suelo y la base del elemento estructural de fundación se movilizan presiones q que constituyen la reacción del suelo a las cargas transmitidas. Sobre cualquier sector a lo largo de la fundación, las mencionadas presiones reactivas q , son equivalentes respecto a condiciones de equilibrio estático, a fuerzas resultantes reactivas, Q . No obstante que estas resultantes reactivas y las cargas aplicadas estén en equilibrio global, es su desbalance, R , sobre sectores a lo largo de la fundación lo que genera los momentos flectores y fuerzas cortantes; que, como es evidente, dependen directamente de la distribución de presiones reactivas de contacto a lo largo del elemento estructural de cimentación.

Se hace posible diseñar una cimentación, es decir, decidir sobre las dimensiones y cantidad de refuerzo requerido, una vez se conozcan los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores en secciones críticas. Por ello, un paso esencial en el diseño de la cimentación, consiste en determinar una distribución razonable de la mencionada presión de contacto q . La forma de la distribución de las presiones de contacto depende de varios factores, tales como:

- a) El grado de rigidez de la cimentación
- b) La forma o disposición de la cimentación
- c) El tipo de suelo
- d) La distribución de cargas aplicadas

A continuación se describe cada uno de ellos en forma sucinta.

a) Rigidez de la cimentación

Es una propiedad estructural que se acostumbra caracterizar como el producto EI ; del módulo elástico E de la cimentación, por el momento de inercia I de la sección de la misma. Una cimentación rígida bajo carga exhibe variación lineal de las deflexiones, en cambio, una cimentación flexible no ofrece resistencia a la flexión y su forma deflectada sigue todas las depresiones del contacto de la cimentación con el suelo de soporte. Una medida de la interacción entre la cimentación y el suelo de soporte la proporciona la denominada longitud característica que crece en la “dirección” menor a mayor rigidez, y es función de la rigidez relativa cimentación-suelo.

b) Forma de la cimentación

Para la mayor parte de los casos prácticos las formas usuales son la circular, la cuadrada, la rectangular o la trapezoidal. La distribución de la presión de contacto varía con la relación entre la mayor dimensión en planta de la cimentación (la del lado largo en las rectangulares) y la longitud característica, sin embargo al hacer uso de cimentaciones laminares y al no existir un desarrollo con teorías referentes al tema debemos recurrir a técnicas de simulación mediante métodos numéricos para dar respuestas a este particular.

c) Tipo de suelo

Los suelos cohesivos: limos y arcillas saturados, exhiben muchas veces un módulo elástico constante relativamente independiente del régimen de esfuerzos en la masa de suelo. En estas condiciones se pueden modelar razonablemente bien para su análisis, como un medio elástico homogéneo. Por lo tanto, si se pueden ignorar los efectos de consolidación en el tiempo, una cimentación sobre tal suelo se puede analizar mediante la teoría elástica. Los suelos no cohesivos: gravas y arenas tanto secas como sumergidas, al soportar una cimentación sobre ellos, exhiben una respuesta no modelable mediante la teoría elástica, principalmente porque el módulo elástico depende en forma compleja del régimen de esfuerzos. Por ello, los análisis de cimentaciones deben recurrir a enfoques empíricos basados en observaciones del

comportamiento de obras reales en el terreno o de simulaciones mediante paquetes modernos de software.

d) Distribución de cargas

La distribución de las cargas a la cual se somete una cimentación depende de la disposición geométrica de las cargas actuantes y de la rigidez de la estructura soportada. La determinación de la magnitud de estas fuerzas es parte importante del diseño, particularmente respecto a la decisión sobre qué proporción de las cargas impuestas se puede suponer que actúa sobre una determinada cimentación o sector de ella. El acierto en esta decisión determina la validez de la predicción de los asentamientos diferenciales de la cimentación. Las discrepancias con la realidad pueden llegar a ser graves en cimentaciones sobre suelos cohesivos al generar problemas de asentamientos diferenciales imprevistos. Las consecuencias en los suelos no cohesivos son menos críticas respecto a los asentamientos pero podría conducir al sobrediseño de la cimentación.

1.5.2 La interacción suelo - estructura en general

La curva elástica de un elemento de cimentación bajo carga exhibe deflexiones cuya distribución depende tanto de las características elásticas del propio elemento como de la deformabilidad del suelo de soporte. Esta dependencia puede expresarse en cualquiera de las siguientes formas:

- Las deflexiones del elemento rigen la distribución de presiones en el contacto cimentación-suelo, de la cual dependen las deformaciones relativas del suelo de soporte.
- Las deformaciones del suelo de soporte controlan los cambios de esfuerzos en el elemento, los que, en función de la rigidez del mismo, determinan las deflexiones de dicho elemento.

Sin embargo, estas dos alternativas de planteamiento son simplemente expresiones de una sola condición de interdependencia de efectos que se acostumbra denominar interacción cimentación - suelo de soporte, cuya incidencia en los valores de los esfuerzos y deformaciones en el elemento de fundación, es significativa en un amplio intervalo de rigideces relativas de dicho elemento, a veces identificado como de rigidez intermedia. Es conveniente señalar que la vinculación de la estructura soportada con la propia estructura de cimentación conduce a que en la interdependencia señalada juegue una rigidez conjunta estructura-cimentación, en cuyo caso puede hablarse de una interacción suelo-estructura.

Los límites opuestos del intervalo de rigidez intermedia son la completa flexibilidad y la perfecta rigidez, dentro de los cuales la distribución de la presión en el contacto cimentación - suelo depende significativamente del mecanismo de interacción cimentación - suelo. Además, como se dijo, en el diseño estructural de los elementos de cimentación es necesario precisar los momentos flectores y fuerzas cortantes que dependen de las solicitaciones por cargas externas sobre el elemento y de la mencionada distribución de presiones en el contacto cimentación - suelo. Se patentiza así la necesidad de considerar debidamente la incidencia de la interacción suelo - estructura en el análisis y diseño de la cimentación, principalmente porque puede ser un factor controlante cuando se pretenden realizar diseños seguros y económicos.

1.5.3 Distribución de presiones de contacto

A continuación se describen las características más importantes en la distribución de presiones de contacto.

a) Longitud característica

La solución de la ecuación diferencial de una viga sobre un suelo de soporte modelado de acuerdo con el enfoque de Winkler, depende de un parámetro descrito por la ecuación 1:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Bk_s}{4EI}} \quad (1)$$

en la que B es el ancho de la viga, k_s es el módulo de reacción del suelo de cimentación, E es el módulo elástico del material de la viga, e I es el momento de inercia de la sección de la misma. Este parámetro tiene dimensión L^{-1} y se denomina factor de amortiguación del sistema cimiento - suelo de soporte. El inverso del mismo, I/λ , se denomina longitud característica o longitud elástica y constituye una medida de la interacción entre la viga y el suelo de cimentación.

b) Cimentaciones flexibles

La flexibilidad y la rigidez de un elemento de fundación son atributos relativos que pueden asociarse con la relación entre su mayor dimensión en planta y la longitud característica, que acaba de definirse. Según Hetenyi (1946) una cimentación puede considerarse flexible si dicha relación es mayor que π . En la condición límite de perfecta flexibilidad las fundaciones no ofrecen resistencia a la flexión y por ello las presiones de contacto y fuerzas, reactivas, tienen similar distribución a las cargas concentradas o distribuidas sobre la fundación pero con sentido contrario, tal como lo ilustra la figura 31. Puede apreciarse que una cimentación perfectamente flexible es una idealización (ver figura 31). Con referencia a la figura 32, tal idealización puede concebirse como una situación límite en la cual la concentración de la distribución de presiones alcanza una magnitud extrema debajo de la carga.

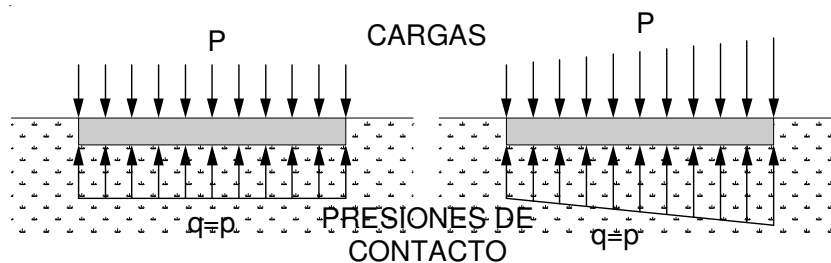


Figura 31: Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de cimentación

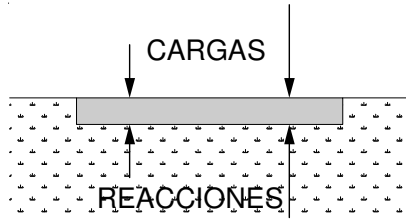


Figura 32: Reacciones iguales y opuestas en la condición ideal de perfecta flexibilidad de un cimiento

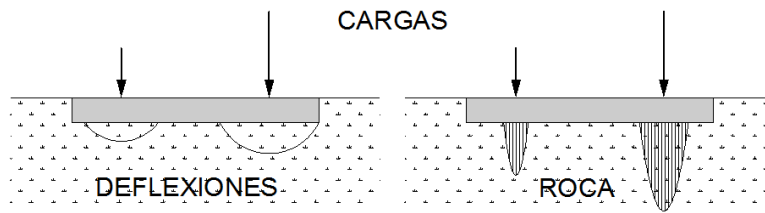


Figura 33: Distribuciones esquemáticas de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa

La forma deflectada de un cimiento flexible bajo carga dependerá del tipo de suelo de soporte. En un cimiento superficial sobre arena sin cohesión la presión por peso del terreno en los bordes es tan pequeña que la resistencia al corte, función de la anterior, resulta insignificante, en cambio la arena debajo de la zona central adquiere rápidamente resistencia tan pronto se apliquen las cargas. El resultado será que el asentamiento alrededor de los bordes será apreciablemente mayor que hacia el centro y la forma deflectada de la fundación exhibirá convexidad hacia arriba (ver figura 33b). En el caso de un cimiento flexible sobre arcilla con una resistencia independiente de la presión por peso del terreno, el asentamiento en el centro puede ser hasta $1\frac{1}{2}$ veces el del borde y la forma deflectada de la fundación tenderá a ser cóncava hacia arriba, (ver figura 34a).

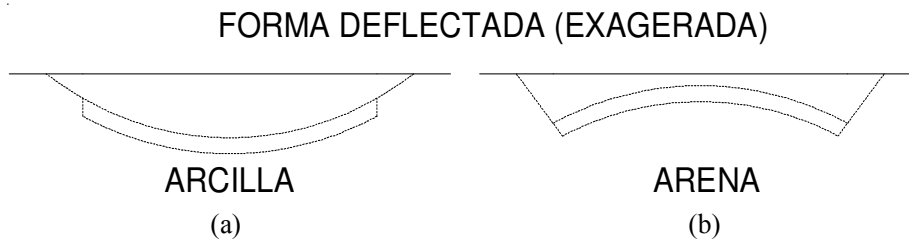


Figura 34: Forma deflectada de cimentaciones flexibles

c) Cimentaciones rígidas

La característica de perfecta rigidez relativa en una fundación impone un desplazamiento uniforme debajo de la fundación para una resultante de cargas cuya línea de acción pase por el centroide del área de soporte, o una variación lineal del asentamiento para resultante excéntrica de las cargas actuantes, (ver figura 35).

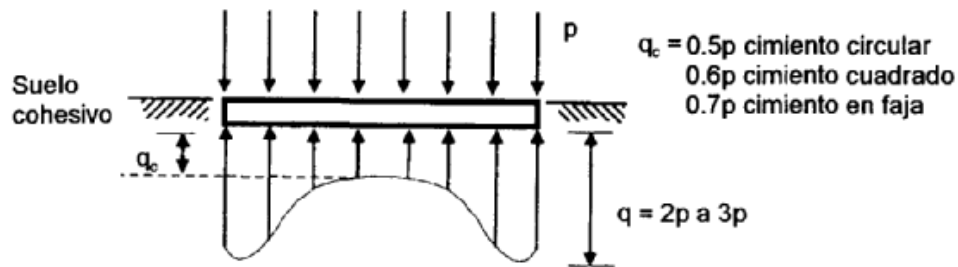


Figura 35: Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos

Forma
deflectada
(arena o arcilla)

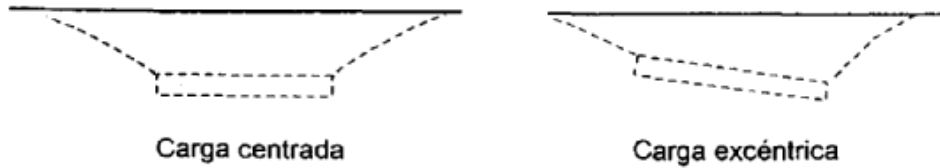


Figura 36: Forma deflectada de cimientos perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte

Esta situación significa que, contrariamente a una fundación flexible, la presión de contacto debajo de un cimiento relativamente rígido depende del tipo de suelo y de la hipótesis usada para caracterizar la respuesta del suelo de soporte.

1.6. Modelos y enfoques del comportamiento suelo-estructura

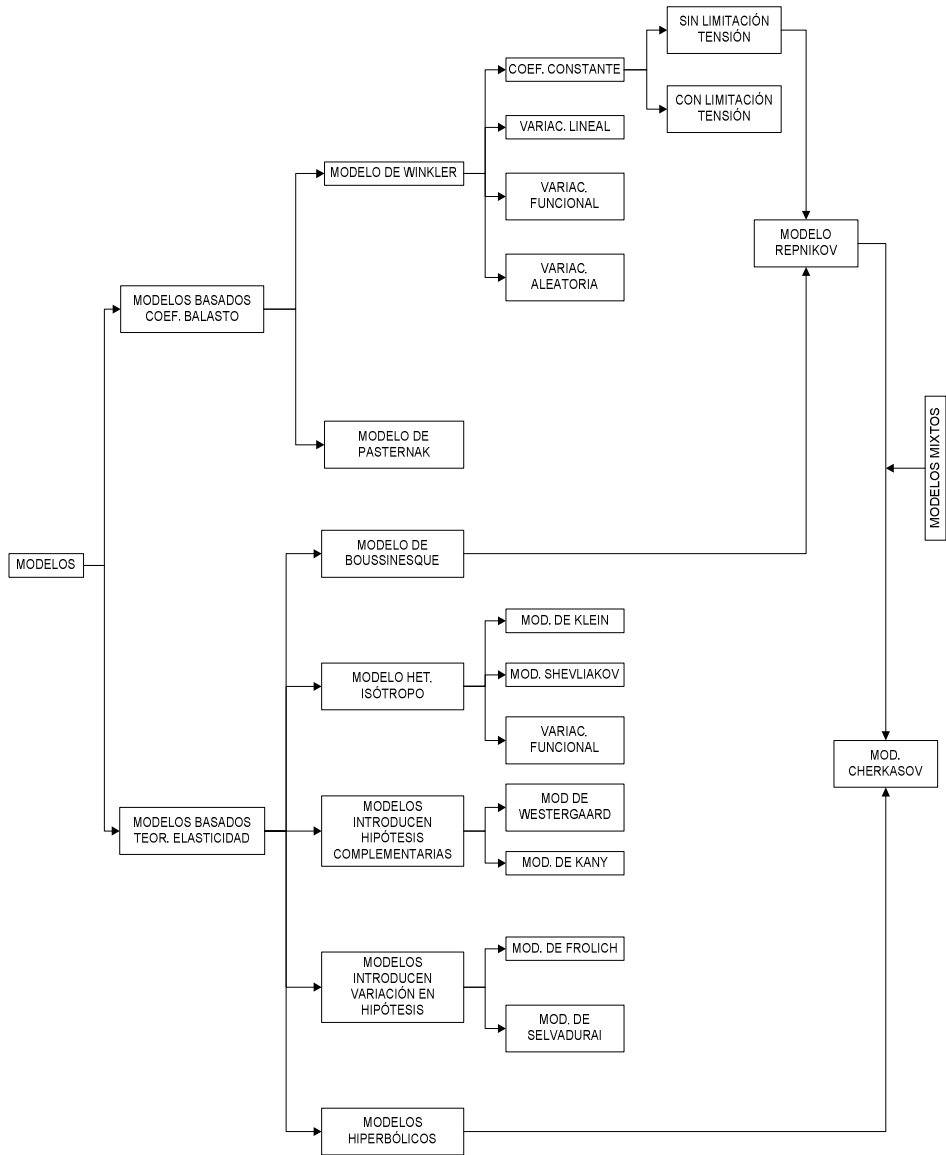
Para obtener resultados cuantitativos en el análisis de interacción suelo - estructura es indispensable disponer de expresiones matemáticas que relacionen las variables comprometidas. El comportamiento del suelo de soporte es determinante en estas relaciones, por lo tanto, es fundamental involucrar las respuestas del mismo mediante modelos mecánicos de su comportamiento bajo cambios de esfuerzo.

Soluciones rigurosas analíticas que describan el funcionamiento geotécnico de las cimentaciones laminares en términos de capacidad de carga, son sumamente complejas para desarrollarse, debido a la interfaz entre la lámina y el suelo. Este problema, sin embargo puede ser vencido por técnicas numéricas poderosas que actualmente existen una de ellas y la más usual en este campo es el llamado “Método de los Elementos Finitos (MEF)”, gracias a su capacidad de modelar cualquier situación geométrica de cualquier grado de complejidad con una facilidad considerable. Lo descrito anteriormente sumado al gran desarrollo informático con una variedad grande de paquetes de software que utilizan el MEF, con facilidades diversas de utilización y haciendo uso de de pre y posprocesadores más la información incorporada en ellos, encontramos paquetes tales como NISA, ANSYS, NASTRAN, GEO-SLOPE, PLAXIS, etc., han añadido una dimensión apasionante a posibilidades analíticas abiertas por el método en términos del rigor y el refinamiento de los resultados, que no podían ser soñados en el tiempo de las investigaciones experimentales y que a hora permiten hacer comparaciones con lo simulado, con la ventaja de que lo simulado permite grandes facilidades a través de cambios infinitos de todos sus parámetros para mayores exactitudes del análisis deseado.

La intención del diseño de la cimentación es distribuir la carga de la estructura en el suelo. El modelo debe simular la distribución de la presión de contacto de la manera más realista. Se presenta en forma resumida, diferentes modelos, en esta aproximación se muestran 3 grandes grupos:

- Modelos que se apoyan en el coeficiente de balasto
- Modelos que se apoyan en la teoría de la elasticidad

- Modelos mixtos



Cuadro 2: Modelos de comportamiento de suelos para la interacción suelo estructura

La intención del diseño de la cimentación es distribuir la carga de la estructura en el suelo. El modelo debe simular la distribución de la presión de contacto de la manera más realista. La intención de encontrar parámetros para un mejor diseño de cimentación ha llevado a investigaciones sobre varios componentes y por ello se exponen resumidamente varios modelos importantes sobre el tema.

1.6.1. Modelo de Winkler

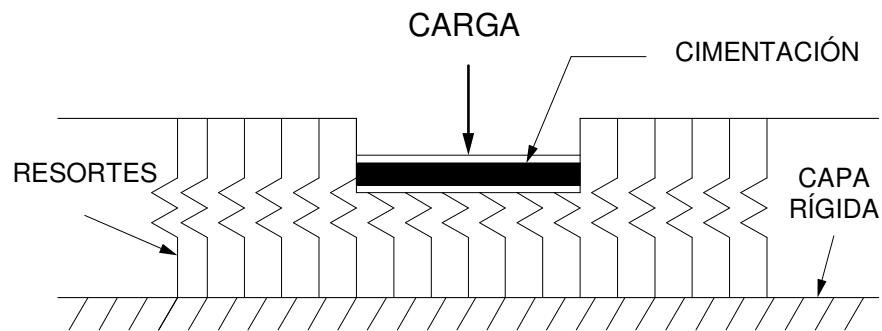


Figura 37: Modelo de Winkler

Corresponde a un grupo discreto y muy cercano entre sí, de resortes elásticos lineales mutuamente independientes. La relación de gobierno es $p = kw$, donde p : presión, w : deflexión, k : coeficiente o módulo del suelo. El problema es encontrar la rigidez de los resortes elásticos. Las limitaciones: la influencia de la carga respecto a la profundidad, el comportamiento lineal del suelo, la independencia de los resortes (lo que implica que no hay cohesión), (ver figura 37).

1.6.2. Modelo elástico continuo (Boussinesq)

La masa del suelo está constituida por partículas discretas compactadas por una fuerza intergranular. Como estas partículas son muy pequeñas comparadas con el área de carga y la frontera, se asume un medio continuo, semi-infinito, homogéneo, isotrópico, elástico lineal, sometido a una fuerza concentrada normal al plano de frontera.

Parámetros: módulo de elasticidad y relación de Poisson. Limitaciones: (1) inexactitud en la periferia de la cimentación, (2) los desplazamientos fuera de la región de la carga decrecen más rápidamente en la realidad de lo que indica el cálculo.

1.6.3. Modelos mejorados

Las mejoras parten del modelo de Winkler, donde el modelo es modificado para introducir continuidad a través de la interacción entre los resortes por algún elemento estructural que mejora la representación de la cimentación.

a) Modelo Filonenko - Borodich

La conexión entre los resortes de Winkler está representada por una membrana elástica delgada sometida a una tensión constante T , la cual está adherida en la parte superior de los resortes, (ver figura 38).

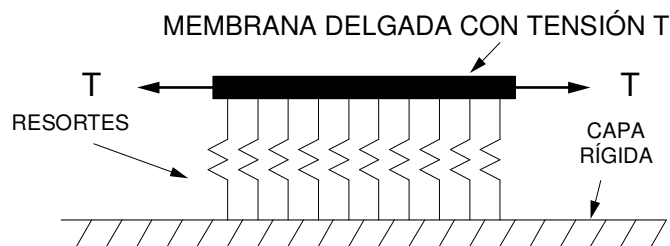


Figura 38: Modelo de Filonenko - Borodich

El modelo obedece a las siguientes expresiones:

- Para el caso de una cimentación rectangular o circular: $p = kw - TV^2w$.
- Para una franja o banda como cimentación: $p = kw - T(d^2w/dx^2)$.

T es la fuerza de tensión. El operador de Laplace $V^2 = (\partial^2/\partial x^2) + (\partial^2/\partial y^2)$.

La tensión caracteriza la interacción de los resortes.

b) Modelo Hetenyi



Figura 39: Modelo de Hetenyi

En este modelo la interacción entre los resortes se obtiene por incorporar una viga o placa elástica con sólo deformación por flexión. El modelo responde a la expresión $p = kw + DV^4w$. Aquí, D es la rigidez de la placa elástica a la presión, y responde al valor $D = (E_p h_p^3) / [12(1 - \mu_p^2)]$. La presión en la interface de la placa y los resortes es p , E_p es el módulo de Young de la placa y μ_p es su relación de Poisson, h_p es el espesor de la placa, y $V^4 = (\partial^4 / \partial x^4) + (\partial^4 / \partial y^4) + 2(\partial^4 / \partial x^2 \partial y^2)$, (ver figura 39).

c) Modelo Pasternak

En este caso, la conexión entre los resortes es con una viga o placa que sólo admite deformación por corte, con un módulo G . El equilibrio se da en el plano de corte, (ver figura 40).



Figura 40: Modelo de Pasternak

La relación presión – deflexión está dada por $p = kw - GV^2w$, donde G es el módulo cortante de la lámina de corte.

d) Modelo generalizado

En el modelo de Winkler se asume que en cada punto de contacto, el momento es proporcional al ángulo de rotación. Las relaciones se escriben entonces como:

$p = kw$ y $m_n = k_i(dw/dn)$, donde m_n es el momento en la dirección n , n es la dirección en cualquier punto en el plano de la cimentación; y k, k_i son factores proporcionales.

Aunque la hipótesis de proporcionalidad es arbitraria, se ha encontrado evidencia de un apropiado significado físico.

e) Modelo Kerr

Al modelo de Winkler se introduce una capa de corte, apareciendo dos juegos de resortes con características diferentes (k_1 y k_2).

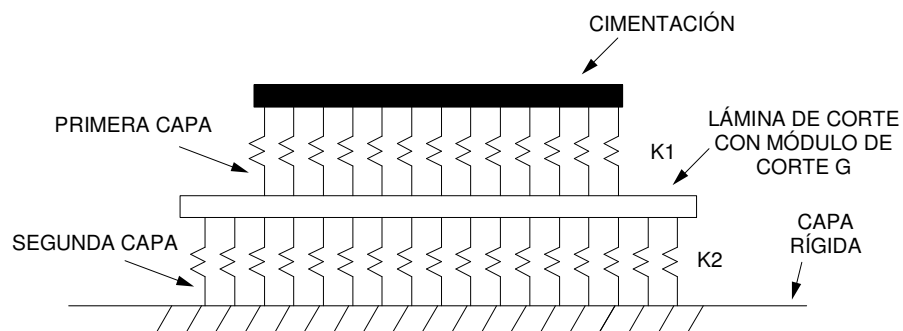


Figura 41: Modelo de Kerr

La ecuación diferencial para este modelo es como sigue: $(1+k_2/k_1)p=(G/k_1)V^2p+k_2w-GV^2w$. Donde V^2 es utilizado como operador de Laplace, y w es la deflexión de la primera capa, (ver figura 41).

f) Modelo análogo viga-columna

Este modelo busca resolver el problema clásico de vigas en cimentaciones elásticas.

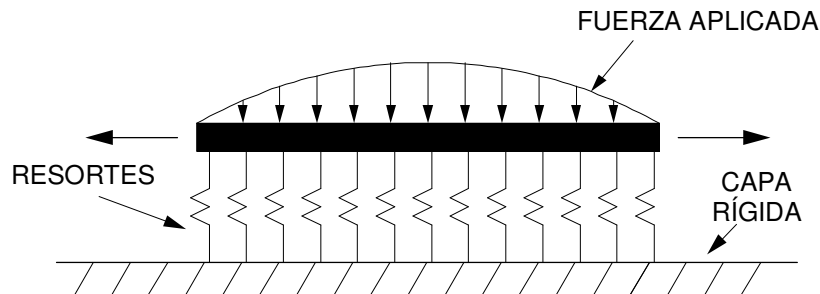


Figura 42: Modelo de viga – columna análogo a las vigas sobre cimentaciones elásticas

La expresión del modelo es como sigue:

$E_b I_b [d^4 w(x)/dx^4] - C_{p2} [d^2 w(x)/dx^2] + C_{p1} w(x) = q(x)$. Donde $E_b I_b$ es la rigidez a la flexión de la viga (asumida como constante), $w(x)$ es el asentamiento de la viga, $q(x)$ es la carga aplicada; y C_{p1} y C_{p2} son constantes. Para un medio homogéneo e isotrópico descansando en una base rígida, las constantes pueden ser asumidas como $C_{p1} = E/H$ y $C_{p2} = G/H$ donde H es la profundidad a dicha base rígida.

Aunque introduce mejoras al modelo de Winkler, tiene el limitante de la fuerza cortante ficticia que aquí incorpora, (ver figura 41).

g) Nuevo modelo continuo de Winkler

Como se ha notado las mejoras al modelo de Winkler, buscan representar la continuidad en el suelo. Una de estas mejoras aparece en el modelo siguiente, (ver figura 43).

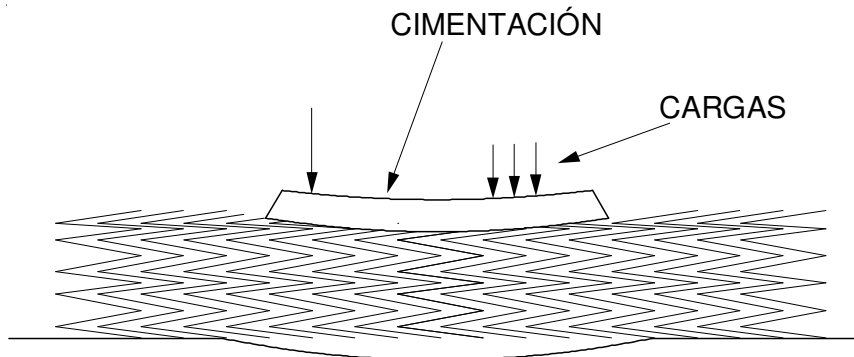


Figura 43: Modelo de resortes Winkler entrelazados

La interconexión de los resortes Winkler a la cimentación es lograda por otros resortes con rigidez axial, los cuales no están adheridos a la cimentación.

1.6.4. Mejoras en el modelo continuo

a) Modelo de Vlasov

Este modelo introduce limitaciones a la deformación empleando principios variacionales, así:

- El desplazamiento vertical $w(x,z)=w(x)h(z)$ donde la función $h(z)$ describe el desplazamiento en la dirección vertical, y es $h(0)=1$ y $h(H)=0$.
- El desplazamiento horizontal $u(x,z)$ es asumido a ser cero en todo el suelo.

Puede considerarse una función lineal $h(z)=1-(z/H)$. En medios muy gruesos, puede calcularse: $h(z)=[\text{senh}(\gamma(H-z))]/[\text{senh}(\gamma H)]$, donde γ depende de las características del suelo.

b) Modelo de Reissner

Entre la losa de cimentación y el suelo, se introduce una capa de cimentación que facilita el cálculo de la relación presión – deflexión. Se asumen las siguientes consideraciones.

- Los esfuerzos en la capa de cimentación son despreciables.
- Los desplazamientos horizontales encima y debajo de la capa de cimentación, son iguales a cero.

La relación presión – deflexión está dada por: $C_1w - C_2V^2w = p - (C_2/4C_1)V^2p$. Donde w es el desplazamiento de la superficie de cimentación, p es la carga distribuida actuando en la superficie de cimentación, $C_1=E/H$ y $C_2=HG/3$, E y G son constantes elásticas del material de la cimentación, y, H es el espesor de la capa de cimentación. V^2 es utilizado como operador de Laplace.

1.6.5. Modelos avanzados

a) Modelos elasto-plásticos

La representación de un elemento elasto - plástico incluye un resorte hookeano (la deformación es lineal y proporcional al esfuerzo aplicado) y una unidad de Coulomb para representar la deformación perfectamente plástica. Pero cuando un elemento elástico es conectado en serie con un elemento plástico, el nuevo esquema es conocido como unidad de Saint Venant, (ver figura 44).

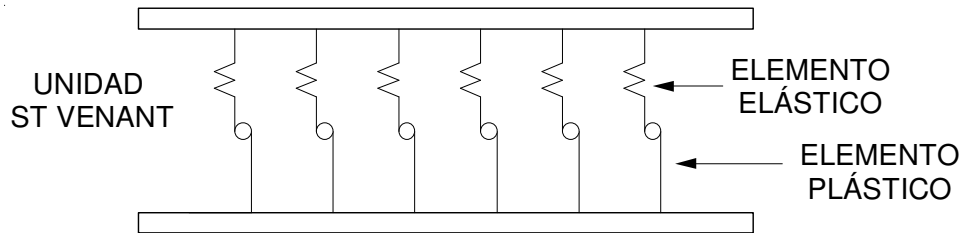


Figura 44: St Venant, unidad elasto-plástica en paralelo

El comportamiento elasto-plástico del suelo está mejor representado por una serie de unidades Saint Venant en paralelo, a fin de simular la transición gradual de la zona elástica a la plástica. La deformación unitaria plástica ϵ_{ep} está representada por la expresión, $\epsilon_{ep} = M_e \sigma + M_p \log[\sigma_u / (\sigma_u - \sigma)]$, donde M_e y M_p son los módulos de deformación unitaria elástica y plástica respectivamente, y, σ_u es el esfuerzo correspondiente a la carga última que el suelo puede sostener.

Los problemas del modelo radican en la selección de los parámetros y por el sistema de ajuste de los resortes a la base de la estructura.

b) Modelos no lineales

El uso de relaciones no lineales de esfuerzo - deformación para expresar mejor el comportamiento del suelo enfrenta la solución de las formulaciones matemáticas. Generalmente se utilizan tres tipos de técnicas: procedimiento incremental, técnicas iterativas y procesos mixtos. Generalmente los modelos iterativos son más rápidos pero a veces tienen dificultades para asegurar su convergencia. En términos generales, es conveniente usar técnicas mixtas.

c) Modelos visco - elásticos

Especialmente por los niveles de permeabilidad del suelo, las características de deformación al aplicarse una carga, son siempre dependientes del tiempo. Así, en

arcillas saturadas en primera instancia se incrementa la presión de poro. Con el tiempo, esta presión se disipa y progresivamente se incrementa el esfuerzo efectivo en el esqueleto del suelo. Esto conduce a un asentamiento variable en el tiempo de la cimentación. Diversos procesos en las cimentaciones que conducen a grandes asentamientos o desplazamientos, por ejemplo en la estabilidad de laderas y terrazas.

Los modelos reológicos (que definen relaciones esfuerzo – deformación en materiales capaces de fluir), combinan elementos elásticos, viscosos y plásticos. Se forman como combinación de resortes y amortiguadores, en serie (modelo de Maxwell, ver figura 45a) o en paralelo (modelo de Kelvin, ver figura 45b). Estos modelos resultan apropiados para medir la deformación unitaria al corte. En términos generales estos modelos son útiles frente al diseño de estructuras que descansan en suelos consolidados.

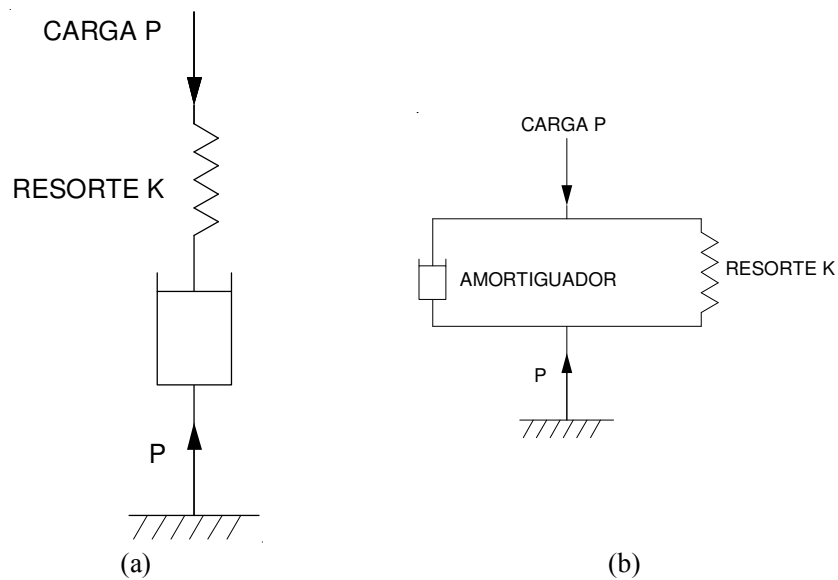


Figura 45: (a) Modelo de Maxwell, (b) Modelo de Kelvin

1.6.6. Modelos para cimentaciones laminares

La interacción entre el suelo y las cimentaciones laminares a tenido poca investigación y hasta ahora fue limitada a cimentaciones simples, p. ej., cimentaciones planas y con geometrías regulares (cuadradas, rectangulares, circulares, etc.). Sin embargo los antecedentes mostrados y los modelos descritos nos ayudan a comprender el problema cuando sea analizado un cimiento laminar, que reconocidamente es más complejo debido a la naturaleza no plana de la interfaz de cimentación con el suelo.

Si examinamos el problema laminar, en cualquier punto de contacto entre la lamina y el suelo, la presión de contacto (p. ej., la reacción de suelo), en general tendrá un componente normal y un componente tangencial, el componente tangencial, que esta probablemente a lo largo de la dirección de la deformación lateral de la cáscara en un punto. El valor máximo del componente tangencial obviamente es limitado con el coeficiente de fricción "de la pared" multiplicada por el componente normal, ambos actuando sobre la misma área elemental.

En cualquier punto sobre la superficie (de contacto) de una lamina de cualquier forma regular geométrica (como el hyperbolico), tenemos una normal a la superficie de la lamina, y un plano tangencial que es tangencial a la superficie de la lamina y por cualquier punto sobre la lámina pasan dos curvas que están sobre la superficie de la misma, una teniendo la curvatura máxima, y la otra con curvatura mínima. Los planos que llevan estas curvas también llevan la lámina normal, y son mutuamente perpendiculares, y si dibujamos tangentes a las dos curvas en el punto, ambas tangentes estarán sobre el plano tangencial, y serán perpendiculares, y junto con la normal constituyen un sistema ortogonal que consiste en tres líneas mutuamente perpendiculares directas. Ahora será conveniente resolver el susodicho componente tangencial de presión de contacto a lo largo de las direcciones de estas "tangentes principales". (Se denominaran a estas componentes la N, T1 y T2, (ver figura 46a).

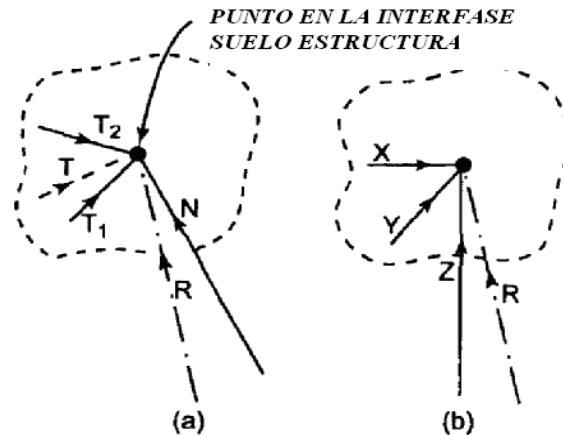


Figura 46: Interfaz suelo estructura en cimientos laminares

La estructura consiste en una normal y las dos tangentes, aunque ortogonales entre si, harán cambiar la dirección mientras pasamos de punto a punto en la superficie de la lamina. Por lo tanto será conveniente resolver la presión de contacto resultante (el resultado de N, T1 y T2) a lo largo de las direcciones de coordenada x , y y la z que permanecen inalteradas para todos los puntos sobre la superficie de la lámina. Llamaremos a estas componentes de coordenada, X , Y y la Z (ver figura 46b). Pero una cosa que es cierta, consiste en que, si consideramos la N , $T1$, $T2$ o X , Y y Z , las magnitudes reales de estos componentes de presión de contacto (por ej. sus distribuciones) sobre la superficie de la lámina son sumamente indeterminadas debido a la interacción sumamente compleja que ocurre entre la cáscara y el suelo, bajo la carga.

Si el suelo bajo la lámina es una arcilla suave ($\phi = 0$) es obvio que los componentes tangenciales ($T1$, $T2$) no se desarrollarán, como ellos no pueden ser sostenidos, y tenemos un caso casi hidroestático en el cual las presiones de contacto son puramente normales a la superficie de la lámina en cada punto. Por otra parte, si el terreno es altamente friccional, como la arena, la inducción de estos componentes tangenciales puede ser semejante a medida que puede dar un cambio con rumbo a la presión resultante de contacto de normalidad para la vertical o casi la vertical. Y si la presión de contacto resultante se hace inmejorablemente vertical en todos los puntos, esto quiere decir $X = Y = 0$, y $R=Z$, en todos los puntos. Además de esto, si nosotros ahora suponemos que la R es uniformemente distribuida querría decir que:

$$R = Z = \frac{P}{A_p} = p_v \quad (2)$$

que es la suposición normal hecha en el diseño convencional estructural de cimentaciones en suelos friccionales.

Si volvemos a la suposición de que la reacción de suelo es puramente normal (p. ej. solo por cualquier componente tangencial) y uniforme, un resultado interesante que sigue es que su valor es obtenido (ver figura 47) como:

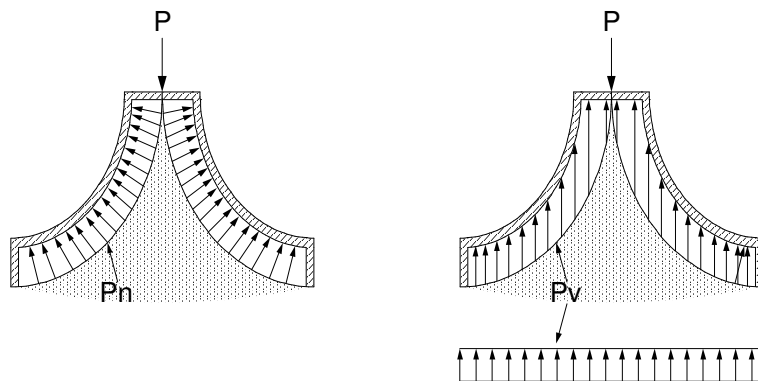


Figura 47: Presión de contacto en cimientos laminares

$$p_n = p_v = \frac{P}{A_p} \quad (3)$$

* Note que las presiones no se resuelven, sino solamente las fuerzas - por lo tanto tenemos que considerar áreas elementales sobre las cuales estas presiones actúan.

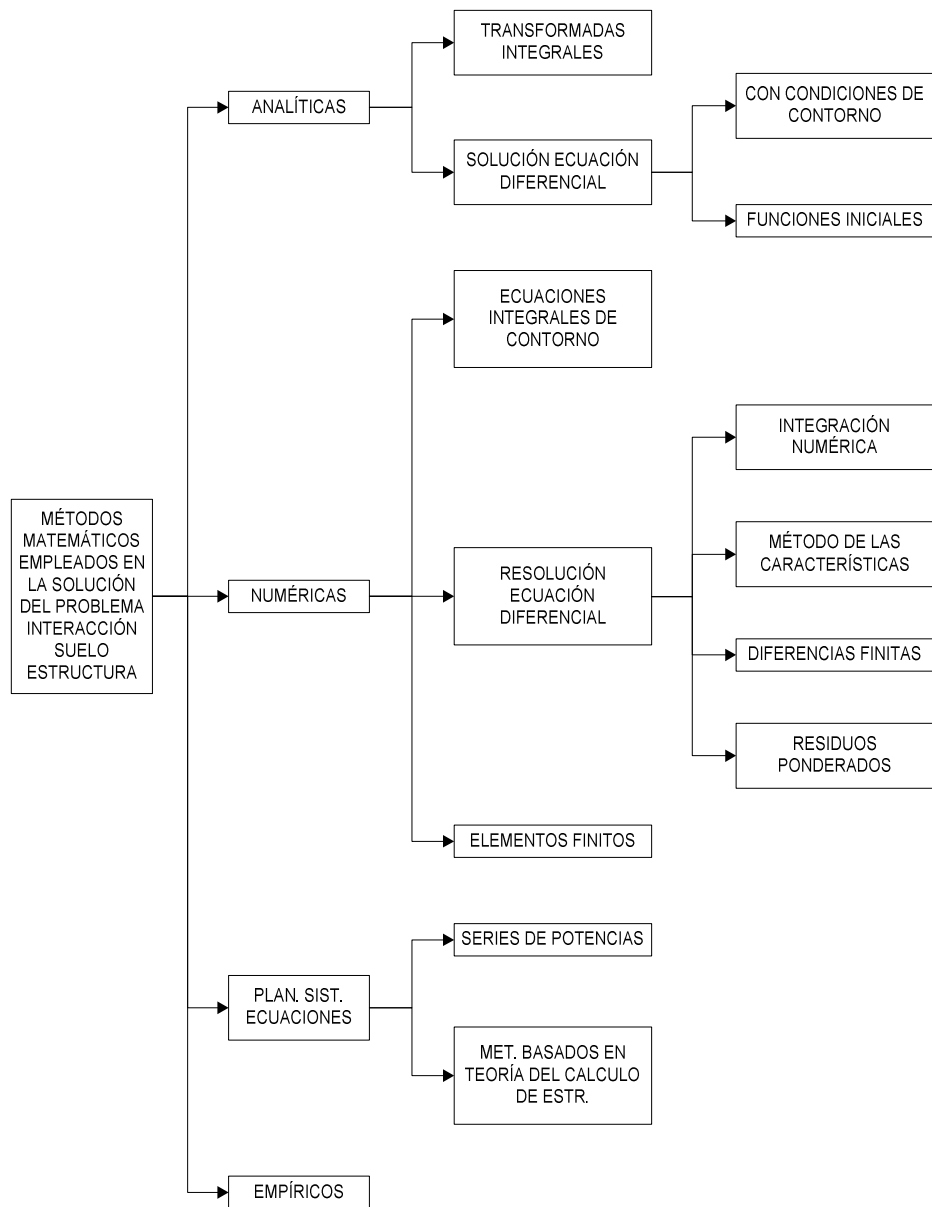
Esto sigue del hecho simple que una situación de presión hidrostática tiene la misma intensidad de presión en todas las direcciones.

1.6.7. Métodos matemáticos empleados en la solución del problema de contacto

La solución de los numerosos problemas de cálculo que se presentan al intentar resolver el problema de contacto en elementos de rigidez variable se ha buscado por diversos caminos. Aunque no se pretende plantear de forma completa los métodos existentes, se pretende presentar al menos de forma escueta los medios con los que se cuenta para poder encontrar la solución que se busca.

Para una más fácil expresión de los métodos de cálculo, los hemos dividido en cuatro grandes grupos, (ver cuadro 3).

- Métodos analíticos.
- Métodos numéricos.
- Métodos que plantean un sistema de ecuaciones.
- Métodos empíricos.



Cuadro 3: Métodos matemáticos empleados en la solución del problema de interacción suelo estructura

a) Métodos analíticos

Dentro de este grupo existen dos vías fundamentales. Una primera que se basa en la teoría de las transformadas integrales (I. N. Snedduii (1972)) y que resuelve el problema planteando una ecuación integral. Su aplicación es muy general. La segunda vía es a solución de la ecuación diferencial que plantea el problema de contacto. Como ejemplos tenemos las soluciones en el modelo de Winkler y en el modelo de Pasternak para el caso de viga de longitud infinita con una carga concentrada. En esta segunda vía de solución merecen destacarse dos medios de encontrarla. Uno que se apoya en las condiciones de contorno (método de M. Hetenyi, Timoshenko. etc) y otro que emplea el método de las funciones iniciales.

b) Métodos Numéricos

Uno de los métodos más modernos y potentes y que puede servir de base a otros medios de solución, es el que se basa en la solución del problema mixto de contorno mediante el planteamiento de un sistema de dos ecuaciones integrales o sistema dual.

Otra vía es la que plantea la solución de ecuaciones diferenciales por métodos numéricos.

Dentro de esta vía se pueden distinguir cuatro caminos:

- La integración numérica de la ecuación diferencial.
- El empleo del método de las características.
- Las diferencias finitas, empleadas de forma directa para la solución de la ecuación o ecuaciones diferenciales o indirectamente a través del método de las características, como se hace en la teoría del estado límite (V. y. Sokolouskj (1960)), por ejemplo.
- Los residuos ponderados operan directamente sobre la ecuación diferencial, generalmente este método se aplica a problemas que no plantean ecuaciones lineales. Estos residuos apoyados en el método de Galerkin constituyen uno

de los procedimientos más comúnmente usados en el método de los elementos finitos.

La tercera vía que hemos considerado dentro del grupo de los métodos numéricos es la de la aplicación del método de los elementos finitos. Actualmente constituyen un método muy desarrollado con una extensa bibliografía al respecto de la que se cita a título de ejemplo la de (D. C. Zienkiewicz (1971)).

c) Métodos que plantean un sistema de ecuaciones

Dentro de este grupo, que podemos considerar intermedio entre los métodos analíticos y los numéricos propiamente dichos se perfilan dos vías fundamentales.

Una primera vía es la que plantea la solución de la ecuación diferencial mediante el empleo de series de potencias. Este método ha sido aplicado por H. Borwicka (1936) para encontrar la solución de la losa circular con rigidez variable sobre el semiespacio de Boussinesq y que posteriormente Garbunov-Posadov (1937-1949) aplicó a la generalidad de los problemas de contacto en este semiespacio.

La segunda vía es la que aplica los métodos propios del cálculo de estructuras a la solución de este problema. los ejemplos más destacados en este grupo son entre otros los trabajos de J. Ohde (1942) que es quizá el primero en esta vía, el método de B. N. Vemochkin (1947) y el método empleado por M. Kany (1959) basado en el método de J. Ohde (1942).

d) Métodos empíricos basados en la experiencia

Son aquellos que encuentran la solución con la ayuda de datos empíricos fruto de la experiencia profesional. El ejemplo más conocido es el de M. Kany (1959) que basa su solución en considerar que la deformada del terreno tiene una determinada forma que el autor determinó experimentalmente.

1.7. Capacidad de carga de cimentaciones planas

Un cimiento es la base de soporte de una estructura, que constituye la interfase a través de la cual se transmiten las cargas al suelo o rocas subyacentes. En la mayor parte de los casos, los cimientos para las estructuras de edificios, casas y otras construcciones se fabrican con concreto simple o reforzado. Excepciones notables son las estructuras de tierra y de roca como carreteras, terraplenes y presas; también algunos cimientos con pilotes de madera o de acero.

El funcionamiento general y viabilidad de un cimiento depende en gran parte de la interacción entre la unidad estructural que esta arriba y la unidad de suelo y roca que esta abajo. El comportamiento del cimiento depende de la naturaleza del suelo y el comportamiento del suelo depende del tamaño y forma del cimiento y también del comportamiento de la deformación de la superestructura. Así, no se debe tener la idea que los suelos tienen una capacidad intrínseca de soporte.

La gran mayoría de los problemas de diseño de cimentaciones son de rutina, y se resuelven mediante una aplicación combinada de experiencia y de reglamentos locales. Se tendrá cierto grado, apreciable, de sobre diseño, pero en general no lo suficiente para afectar seriamente la eficiencia o el comportamiento.

1.7.1. Factores influyentes en el diseño de cimentaciones superficiales

A las cimentaciones superficiales se les llama a veces “fundaciones repartidas”, que incluyen losas aisladas, cimentaciones corridas y de placa. La definición de cimiento superficial que más se usa es: la profundidad de apoyo es menor que la anchura. Lo anterior se puede aceptar para la mayor parte de los casos de cimientos de zapatas y de zapatas corridas, pero para placas anchas es claramente inaceptable. Por lo tanto, se acostumbra a limitar el término superficial a lo que indique menos de 3 metros de profundidad, o menos que el ancho del pedestal. Desde un punto de vista analítico, “superficial” significa que el esfuerzo cortante del suelo no se toma en cuenta arriba del nivel de desplante en el calculo de la capacidad de carga.

1.7.2. Criterios principales de diseño.

1.7.2.1. Profundidad adecuada.

La profundidad a la cual se desplanta una zapata, es decir, la profundidad de la superficie del terreno hasta su lado inferior, debe ser suficiente para evitar cualesquiera de los diversos efectos producidos cambios de las condiciones de la superficie, los cuales pueden ser climáticos, de temperatura o de precipitación, la acción de congelación y descongelación, cambios de temperatura transmitidos desde la construcción y cambios en los niveles de agua subterránea. Puede ser importante también en la elección de la profundidad correcta cuando los cimientos están sujetos a cargas horizontales o grandes momentos de volteo.

1.7.2.2. Asentamiento límite.

La magnitud de asentamiento total, asentamiento diferencial y distorsión angular que se puede tolerar, depende del comportamiento funcional necesario de la construcción y de las necesidades del usuario, al igual que de factores económicos, como por ejemplo valores de la propiedad, costos de seguros, pérdidas potenciales de producción, etc. Se debe tener en cuenta el asentamiento inmediato, sin drenado o elástico, como separado del asentamiento función del tiempo. La mayor parte del daño por asentamiento se puede clasificar como arquitectónico y estará confinado a los recubrimientos y acabados. La mayor parte del asentamiento inmediato se tiene durante la construcción, a medida que se imponen las cargas muertas; los daños posteriores se reducirán por lo tanto al mínimo, es decir esperando la aplicación de los acabados hasta que actúe toda la carga muerta.

1.7.2.3. Factor de seguridad contra fallas al cortante.

La falla al esfuerzo cortante se tiene cuando el suelo se divide en bloques o zonas separados que se mueven completa o parcialmente, y tangencialmente entre sí, a lo largo de superficies de deslizamiento. Así, se desarrolla una condición cedente plástica cuando el esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento alcanza un valor límite, es decir, un estado límite último. El estado límite por esfuerzo cortante, probablemente solo será factor que controle el diseño en cimientos sobre suelos duros y quebradizos, o en suelos de plasticidad baja o intermedia; con más frecuencia el factor que controla será el asentamiento límite. Las cimentaciones que son más susceptibles a fallas por cortante son las que tienen altas relaciones de carga viva a muerta, por ejemplo estructuras pesadas, silos, puentes, mástiles, y estructuras de retención de agua. El criterio principal para el diseño será el de la relación del esfuerzo cortante del suelo al esfuerzo cortante movilizado máximo que no deba pasar de un valor adecuado, es decir, el factor de seguridad. En forma convencional este factor de seguridad debe ser por lo menos 2.5 o 3.

1.7.2.3.1. Principales tipos de falla por cortante.

a) Falla general por esfuerzo cortante

Se presenta esta falla cuando se forma una superficie de deslizamiento cedente claramente definida bajo la zapata y progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionarán el colapso final hacia un lado. Este modo de falla se asocia con los suelos densos o preconsolidados de baja compresibilidad, (ver figura 48).

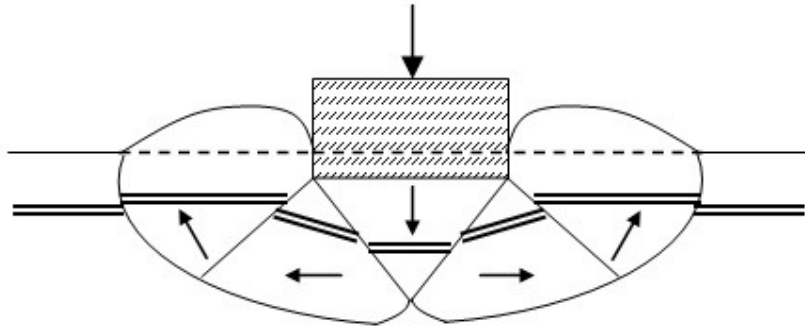


Figura 48: Falla general por esfuerzo cortante

b) Falla local por esfuerzo cortante

En los suelos compresibles, se puede llevar a cabo un movimiento vertical apreciable antes que se desarrollen planos de deslizamiento por cortante. Cuando el suelo bajo el cimiento alcanza la condición cedente, se desarrollan planos de cortante, pero no pueden prolongarse hasta la superficie del terreno. También se puede presentar un abultamiento adyacente, pero casi no se presenta inclinación. El asentamiento que se presente será en general el principal criterio de diseño.

c) Falla por esfuerzo cortante por penetración

En suelos compresibles débiles se puede efectuar bastante movimiento vertical con el desarrollo de una superficie de deslizamiento limitada a planos verticales adyacentes a los lados del cimiento. En general no se presenta el abultamiento de la superficie vecina, y hasta se puede cambiar a repliegue descendente.

El tipo de falla depende de manera principal de la compresibilidad del suelo. En los suelos de arenas densas o en los cohesivos de baja compresibilidad, casi siempre se presenta la condición de cortante general. En las arcillas y limos de alta compresibilidad, lo más probable es que exista una falla de corte por penetración. Las fallas por cortante por penetración también se llegan a presentar en arenas sueltas. Además, es más probable que la penetración ocurra a profundidades grandes, o bien como resultado de la compresión de una capa blanda que esta por debajo. En las

arcillas normalmente consolidadas, las condiciones de drenaje pueden afectar al tipo de falla: mientras que en condiciones sin drenar (esto es, sin variación de volumen) es de esperarse que la falla al corte sea general; en condiciones drenadas a largo plazo, la falla puede ser cortante por penetración.

1.7.3. Definiciones de la capacidad de carga.

a) Capacidad última de carga (q_u)

Es el valor de la intensidad de la carga neta con la cual el suelo falla a corte. En el código Eurocode 7 se define al valor equivalente como la capacitancia de carga vertical de diseño para el estado límite último (Qd), y se mide como carga (fuerza) y no como presión (esfuerzo).

b) Capacidad permisible de carga

Es la intensidad máxima permisible de carga neta en la base del cimiento, tomando en cuenta la capacidad de carga, la cantidad, el tipo de asentamiento esperado y la capacidad de la estructura para tomar este asentamiento.

1.7.4. Capacidad de carga última

Al hablar de cimentaciones superficiales se debe tener en cuenta sus dos principales características:

- a) La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que lo soporta.
- b) La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo es decir, un asentamiento excesivo.

Los requisitos del proceso de diseño deben comprender, por lo tanto, el tener en cuenta el asentamiento límite u otros movimientos, la seguridad contra fallas al corte último, el servicio y la durabilidad de los materiales, al igual que la economía tanto en el costo de la construcción como en el mantenimiento futuro.

1.7.4.1. Teoría de capacidad de carga [Terzaghi 1943]

Todas las ecuaciones que se van a poner suponen que el NF(nivel freático) está muy debajo de la cimentación.

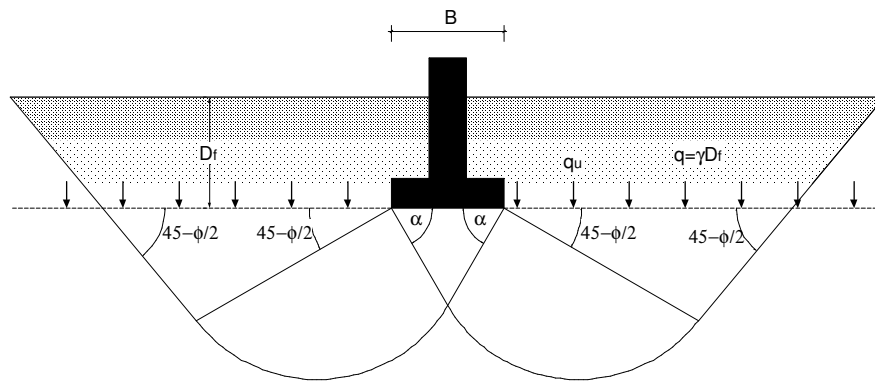


Figura 49: Esquema de capacidad de carga de Terzaghi

Las expresiones que se exponen se obtienen del análisis de equilibrio del mecanismo de falla presentado en la figura 49.

$$q_u = cN_c + qN_q + 1/2\gamma BN_\gamma \quad \text{cimentaciones corridas} \quad (4)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{cimentaciones cuadradas} \quad (5)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{cimentaciones circulares} \quad (6)$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga ultima

γ = Peso específico suelo

c = Cohesión suelo

B = Dimensión lado o diámetro de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales, que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo (ϕ). Donde:

$$N_c = \cot \phi \left(\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \lg \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right) = \cot \phi (N_q - 1) \quad (7)$$

$$N_q = \left(\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \lg \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right) \quad (8)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \lg \phi \quad (9)$$

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de empuje pasivo

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos.

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + 1/2 \gamma B N'_\gamma \quad \text{cimentaciones corridas} \quad (10)$$

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \quad \text{cimentaciones cuadrada} \quad (11)$$

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma \quad \text{cimentaciones circular} \quad (12)$$

N'_c, N'_q, N'_γ = Factores de capacidad de carga modificada, se calcula con las mismas ecuaciones de N_c, N_q, N_γ , reemplazando ϕ por:

$$\phi' = \text{tg}^{-1} \left(\frac{2}{3} \text{tg} \phi \right) \quad (13)$$

Modificaciones de las ecuaciones de la capacidad de carga por nivel de agua freático

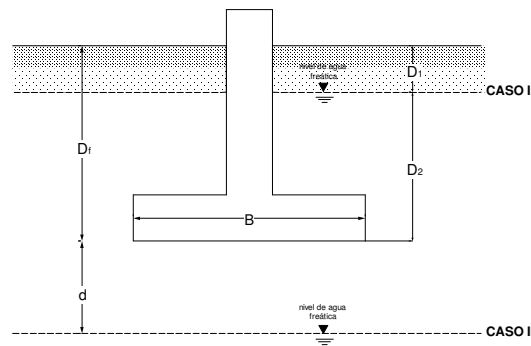


Figura 50: Influencia del nivel freático en la capacidad de carga

CASO I

Si el NF esta de manera que: $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor “q” en las ecuaciones toma la forma:

$$q = \text{sobre carga efectiva} = D_{1\gamma} + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

γ_{sat} = Peso especifico saturado del suelo

γ_w = Peso especifico del agua

Y además se reemplaza el valor de γ en el último término de las ecuaciones por:

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

CASO II

Si el NF esta de manera que: $0 \leq d \leq B$, el factor “q” en las ecuaciones toma la forma:

$$q = \gamma D_f$$

Y además se reemplaza el valor de γ en el último término de las ecuaciones por el factor:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Todo se basa suponiendo en hipótesis de que no existan fuerzas de filtración en el suelo.

CASO III

Cuando el NF se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectara la capacidad de carga última.

1.7.4.2. Ecuación general de capacidad de carga. [Meyerhof,1963]

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (14)$$

q_u = Capacidad de carga ultima

c = Cohesión

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = Peso específico suelo

B = Ancho o diámetro de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores por inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

1.7.4.3. Factores de capacidad de carga.

El mecanismo de falla planteado por Terzaghi es correcto, sin embargo el ángulo α es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ . Si se acepta el cambio, los valores de N_c, N_q, N_γ , vienen dados de acuerdo a diferentes autores por las siguientes expresiones:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Reissner (1924)} \quad (15)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Prandtl (1921)} \quad (16)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Caquot y Kerisei (1953); Vesic (1973)} \quad (17)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi) \quad \text{Meyerhof, siendo } N_q \text{ determinado por la primera expresi3n} \quad (18)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi \quad \text{Hansen, siendo } N_q \text{ determinado por la primera expresi3n.} \quad (19)$$

1.7.4.4. Factores de forma, profundidad e inclinaci3n

FACTOR	RELACI3N	FUENTE
Forma (a)	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan\phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	Donde L = Longitud de cimentaci3n (L>B)	

FACTOR	RELACI3N	FUENTE
Profundidad (b)	Condici3n(a): $D_f / B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi(1 - \text{Sen}\phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condici3n(b): $D_f / B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi(1 - \text{Sen}\phi)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{\gamma d} = 1$	

FACTOR	RELACIÓN	FUENTE
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{B}{90^\circ}\right)^2$	Meyerhof (1963) Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$	
	Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.	

SKEMPTON (1951) Propuso que la capacidad de carga ultima neta para suelos arcillosos (Condición $\phi = 0$)

$$q_{neta(u)} = 5c \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \quad (20)$$

1.7.4.5. Efecto de la compresibilidad del suelo

Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo Vesic (1973) propuso:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \quad (21)$$

donde:

$F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = Factores compresibilidad del suelo, cuyos valores se determinan como sigue:

a) Calcular el índice de rigidez (Ir) del suelo a una profundidad aproximada $B/2$ por debajo del fondo de la cimentación.

$$Ir = \frac{G}{C + q' \tan \phi} \quad (22)$$

b) El índice de rigidez crítico $Ir_{(cr)}$ es:

$$Ir_{(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\} \quad (23)$$

c) Si $Ir \geq Ir_{(cr)}$ entonces

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1 \quad (24)$$

Sin embargo, si $Ir < Ir_{(cr)}$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left[\left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi + \left(\frac{(3.07 \text{Sen} \phi)(\log 2Ir)}{1 + \text{Sen} \phi} \right) \right] \quad (25)$$

Para

$$\phi = 0$$

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log Ir \quad (26)$$

Para

$$\phi > 0$$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi} \quad (27)$$

Todas las expresiones presentadas tienen una estructura común, que fue la propuesta inicialmente por Terzaghi y algunas de las cuales han sido aplicadas para el cálculo de la capacidad soportante de cimientos laminares cónicos, asumiendo su comportamiento igual al de cimientos circulares planos.

1.8 El Método de los Elementos Finitos (MEF)

1.8.1 Definición del método

El método de los elementos finitos es un método de aproximación de problemas continuos, de tal forma que:

- El continuo se divide en un número finito de partes, “*elementos*”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados “*nodos*”. Estos nodos son los puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes.
- La solución del sistema completo sigue las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos.
- Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas funciones en los nodos.

- El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación ó funciones de forma.

El MEF, por tanto, se basa en transformar un cuerpo de naturaleza continua en un modelo discreto aproximado, esta transformación se denomina discretización del modelo. El conocimiento de lo que sucede en el interior de este modelo del cuerpo aproximado, se obtiene mediante la interpolación de los valores conocidos en los nodos. Es por tanto una aproximación de los valores de una función a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos.

1.8.2 Aplicación del método

La forma más intuitiva de comprender el método, al tiempo que la más extendida, es la aplicación a una placa sometida a tensión plana. El MEF se puede entender, desde un punto de vista estructural, como una generalización del cálculo matricial de estructuras al análisis de sistemas continuos. De hecho el método nació por evolución de aplicaciones a sistemas estructurales.

Un elemento finito e viene definido por sus nodos (i,j,m) y por su contorno formado por líneas que los unen. Los desplazamientos \mathbf{u} de cualquier punto del elemento se aproximan por un vector columna $\bar{\mathbf{u}}$.

$$\bar{\mathbf{u}} = \sum N_i \mathbf{a}_i^e = \begin{bmatrix} N_i & N_j & \dots \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \bar{\mathbf{a}}_i \\ \bar{\mathbf{a}}_j \\ \dots \end{pmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{a}^e \quad (28)$$

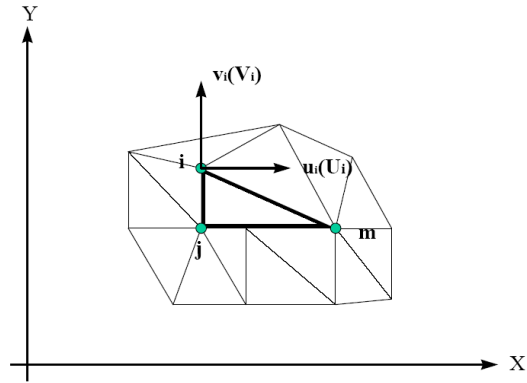


Figura 51: Coordenadas nodales (i, j, k) y desplazamientos de los nodos

N son funciones de posición dadas (funciones de forma) y \mathbf{a}^e es un vector formado por los desplazamientos nodales de los elementos considerados. Para el caso de tensión plana.

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{a}_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (29)$$

\mathbf{u} : son los movimientos horizontal y vertical en un punto cualquiera del elemento.

\mathbf{a}_i : Son los desplazamientos del nodo i.

Las funciones N_i , N_j , N_m , han de escogerse de tal forma que al sustituir en (28) las coordenadas nodales, se obtengan los desplazamientos nodales.

Conocidos los desplazamientos de todos los puntos del elemento, se pueden determinar las deformaciones ($\boldsymbol{\varepsilon}$) en cualquier punto. Que vendrán dadas por una relación del tipo siguiente:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = S\mathbf{u} \quad (30)$$

Siendo S un operador lineal adecuado. Sustituyendo, la expresión (28) en (30) se obtiene las expresiones siguientes,

$$\varepsilon = Ba \quad (31)$$

$$B = SN \quad (32)$$

Suponiendo que el cuerpo está sometido a unas deformaciones iniciales ε_0 debidas a cambios térmicos, cristalizaciones, etc. y que tiene tensiones internas residuales σ_0 la relación entre tensiones y deformaciones en el cuerpo viene dada por:

$$\sigma = D(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (33)$$

Siendo D una matriz de elasticidad que contiene las propiedades del material o materiales. Se define,

$$q^e = \begin{Bmatrix} q_i^e \\ q_j^e \\ \dots \end{Bmatrix} \quad (34)$$

como las fuerzas que actúan sobre los nodos, que son estáticamente equivalentes a las tensiones en el contorno y a las fuerzas distribuidas que actúan sobre el elemento. Cada fuerza q_i^e debe tener el mismo número de componentes que el desplazamiento nodal a_i correspondiente y debe ordenarse en las direcciones adecuadas. En el caso particular de tensión plana las fuerzas nodales son:

$$q_i^e = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix} \quad (35)$$

Las fuerzas distribuidas (\mathbf{b}) son las que actúan por unidad de volumen en direcciones correspondientes a los desplazamientos \mathbf{u} en ese punto. La relación entre las fuerzas nodales y tensiones en el contorno y fuerzas distribuidas se determina por medio del método de los trabajos virtuales. El resultado es el siguiente (V^e es el volumen del elemento e).

$$q^e = \int_{V^e} B^T \boldsymbol{\sigma} \cdot dV - \int_{V^e} N^T \mathbf{b} \cdot dV \quad (36)$$

Esta expresión es válida con carácter general cualesquiera que sean las relaciones entre tensiones y deformaciones. Si las tensiones siguen una ley lineal como (33), se puede reescribir la ecuación en la forma siguiente.

$$q^e = K^e a^e + f^e \quad (37)$$

Donde K^e es:

$$K^e = \int_{V^e} B^T D B \cdot dV \quad (38)$$

Y f^e es:

$$f^e = - \int_{V^e} N^T \mathbf{b} \cdot dV - \int_{V^e} B^T D \boldsymbol{\varepsilon}_0 \cdot dV + \int_{V^e} B^T \boldsymbol{\sigma}_0 \cdot dV \quad (39)$$

En la expresión (39) de f^e aparecen, por este orden, las fuerzas debidas a las fuerzas distribuidas, las deformaciones iniciales y las tensiones iniciales. \mathbf{K} es la matriz de rigideces.

Si existiesen fuerzas distribuidas por unidad de superficie (\mathbf{t}), se tendría que añadir un término adicional a las fuerzas nodales del elemento cuyo contorno posee una superficie A^e el término adicional sería.

$$-\int_{A^e} N^T \mathbf{t} \cdot dA \quad (40)$$

\mathbf{t} tendrá que tener el mismo número de componentes que \mathbf{u} para que la expresión anterior sea válida.

Una vez obtenidos los desplazamientos nodales por resolución de las ecuaciones, se puede calcular las tensiones en cualquier punto del elemento.

$$\sigma = DBa^e - D\varepsilon_0 + \sigma_0 \quad (41)$$

1.8.3 Funciones de forma

La interpolación es un elemento clave del MEF, puesto que es a través de las funciones de forma, o interpolación, se consigue reducir el problema a la determinación de los desplazamientos de unos nodos. Estas funciones deben dar valores suficientemente aproximados de los desplazamientos de cualquier punto del elemento, en función de los desplazamientos de los nodos.

1.8.3.1 Propiedades de las funciones de forma

Propiedades de las funciones de forma:

Derivabilidad.

Si el operador \mathcal{S} es de orden m , la función de forma deberá soportar la m -ésima derivada.

Integrabilidad.

Por coherencia con la ecuación (36), una vez que se realiza la m -ésima derivada, la función de forma debe ser integrable.

Semejanza con las leyes de distribución de los desplazamientos.

Las leyes de distribución de desplazamientos son continuas, por lo que también lo deben ser las funciones una vez aplicado el operador \mathcal{S} .

Condición de polinomio completo.

Si la función de forma escogida es polinómica, lo que suele ser lo más habitual, para que la función se aproxime hasta el término m -ésimo a la solución real, el polinomio debe ser completo.

1.8.3.2 Criterio de la parcela

Es conveniente que las funciones de forma tengan la propiedad de valer la unidad en los nodos a los que están asociadas y que tengan un valor nulo en el resto. Este tipo de elementos se llaman **elementos conformes**, y aseguran la continuidad de la ley de desplazamientos entre elementos.

Los **elementos no conformes** son, por tanto, los que nos aseguran la unicidad de la ley de desplazamientos, hecho que provoca la existencia de deformaciones infinitas en el contorno entre elementos. Este tipo de elementos es válido siempre que no disipe trabajo entre los contornos. Es para este tipo de elementos no conformes que se emplea el criterio de la parcela, que comprueba la buena convergencia de este tipo de elementos. Consiste en aislar una porción de ellos del conjunto, aplicar un estado de desplazamientos que provoque una deformación constante, si ésta se produce, no se disipa trabajo y el elemento es válido para la formulación.

1.8.3.3 Tipos de funciones de forma

En cada elemento se pueden distinguir tres tipos de nodos, Primarios, secundarios e intermedios, (ver figura 52).

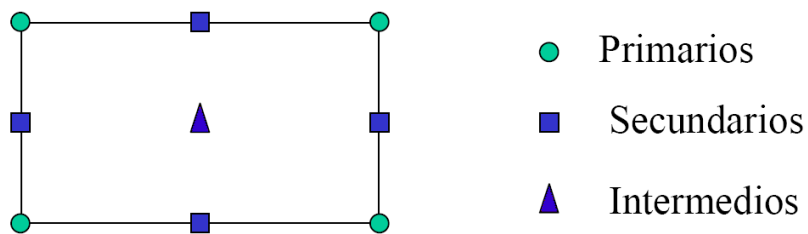


Figura 52: Tipos de nodos de un elemento

Las funciones de forma se agrupan en dos familias principales, en función del tipo de nodos:

- Serendípidas: en las que solo existen nodos frontera (primarios y secundarios).
- Lagrangianas: Incluyen además nodos intermedios.

Con el fin de conseguir un mayor ajuste de los elementos a la geometría del cuerpo, existe también una interpolación de tipo geométrico. Esto permite obtener elementos de lados curvos a partir de un elemento de referencia, (ver figura 53).

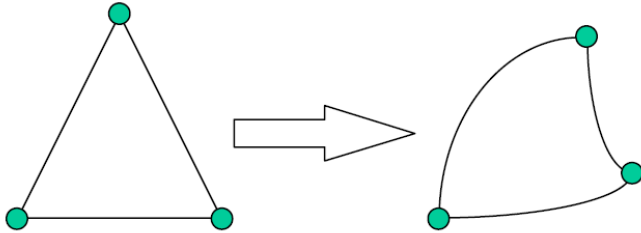


Figura 53: Transformación de la geometría mediante el empleo de funciones de interpolación

No solo pueden distorsionarse elementos bidimensionales en otros también bidimensionales, sino que se puede distorsionar elementos bidimensionales en elementos tridimensionales. Esto es así estableciendo una correspondencia biunívoca entre las coordenadas cartesianas y curvilíneas.

Es conveniente emplear funciones de forma también en las transformaciones curvilíneas que permiten la obtención de lados curvos.

Las transformaciones deben ser univocas, es decir a cada punto del sistema cartesiano le debe corresponder un único punto del sistema curvilíneo, y viceversa. Es decir no pueden existir elementos con pliegues, (ver figura 54).

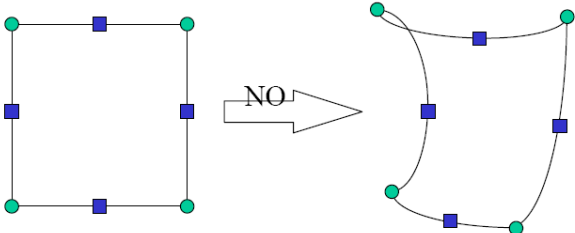


Figura 54: Transformación biunívoca que provoca pliegues en el elemento transformado

Además no puede haber huecos ni solapes entre los elementos transformados. Lo anterior se resume en dos teoremas:

Teorema 1:

Cuando dos elementos contiguos están engendrados por “elementos generatrices” cuyas funciones de forma satisfacen las condiciones de continuidad, los elementos distorsionados (transformados) serán entonces continuos.

Teorema 2:

Si las funciones de forma N empleadas son tales que la continuidad de los desplazamientos \mathbf{u} se mantiene en las coordenadas del elemento generatriz, las condiciones de continuidad se satisfacen entonces en los elementos distorsionados.

Cuando el número de nodos que definen la forma geométrica del elemento es inferior al número de los utilizados en la interpolación de los desplazamientos, se dice que el elemento es subparamétrico. Cuando es superior se dice que es superparamétrico.

En la mayoría de los casos se emplean las mismas funciones de interpolación para la geometría y para los corrimientos, siendo en este caso, los elementos isoparamétricos.

La transformación isoparamétrica mantiene la continuidad de los desplazamientos entre elementos. Como conclusión cabe decir que las funciones de forma tienen 3 cometidos principales dentro del MEF:

- Obtener resultados en cualquier punto del elemento por interpolación de los valores nodales.
- Permitir transformaciones geométricas que permiten adaptar el mallado a la forma del cuerpo analizado de una manera más exacta.

- Realizar la integración de las ecuaciones mediante la sustitución de las funciones elementales por polinomios de Legendre.

1.8.4 Integración numérica

Las transformaciones curvilíneas transforman las coordenadas x, y, z a las coordenadas locales, ζ, η, ξ .

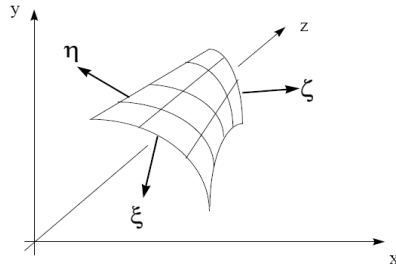


Figura 55: Sistema de coordenadas locales (ζ, η, ξ) y sistema global de coordenadas cartesianas (X, Y, Z)

Esto implica introducir un cambio de variable en las ecuaciones integrales que describen el comportamiento de los elementos. Las derivadas de las funciones de forma que intervienen en la expresión de B son respecto a x, y, z , que guardan la relación (47) respecto a las coordenadas locales.

$$K^e = \int_{V^e} B^T DB \cdot dV \quad (42)$$

$$f_b^e = - \int_{V^e} N^T b \cdot dV \quad (43)$$

$$f_\varepsilon^e = - \int_{V^e} B^T D\varepsilon_0 \cdot dV \quad (44)$$

$$f_\sigma^e = - \int_{V^e} B^T \sigma_0 \cdot dV \quad (45)$$

$$f_i^e = - \int_{V^e} N^T t \cdot dA \quad (46)$$

$$\frac{\partial N_j}{\partial x_i} = [J]^{-1} \frac{\partial N_j}{\partial \zeta_i} \quad (47)$$

Donde J es la matriz Jacobiana de la transformación.

$$[J] = \begin{bmatrix} \partial x / \partial \zeta & \partial y / \partial \zeta & \partial z / \partial \zeta \\ \partial x / \partial \eta & \partial y / \partial \eta & \partial z / \partial \eta \\ \partial x / \partial \xi & \partial y / \partial \xi & \partial z / \partial \xi \end{bmatrix} \quad (48)$$

Los diferenciales de volumen en cada sistema de coordenadas vienen relacionados de la forma,

$$dx \cdot dy \cdot dz = \det[J] \cdot d\zeta \cdot d\eta \cdot d\xi \quad (49)$$

Una vez realizada la transformación, la integración es más sencilla en el sistema de coordenadas local (ζ, η, ξ) , que en el cartesiano (x, y, z) en el que los dominios están distorsionados. Pero la obtención del resultado final puede presentar ciertos problemas ya que:

- $\det[J]$ puede ser cero a causa de una mala discretización, por lo que la solución no es posible.
- el proceso de elaboración del jacobiano es laborioso y consume recursos.
- el jacobiano puede estar mal condicionado ($\det [J]$ próximo a cero).

Es el último de los problemas enunciados el más peligroso de todos, puesto que puede introducir errores numéricos difíciles de detectar. En otras palabras, puede producir una $[J]^{-1}$ errónea.

La integración numérica consiste en sustituir la función que se pretende integrar por un polinomio de interpolación (otra función de forma) que pase por un determinado número de puntos llamados **puntos de Gauss**. La integración del polinomio se realiza posteriormente a través de una suma ponderada de los valores de la función en estos puntos de Gauss.

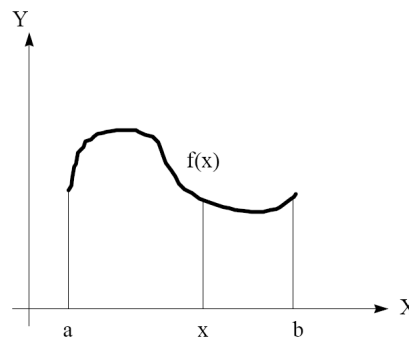


Figura 56: Límites de integración de la función f

$$\int_a^b f(x) \cdot dx \approx \int_a^b P(x) \cdot dx \quad (50)$$

$$\int_a^b P(x) \cdot dx = \sum H_i \cdot f(x_i); \quad H_i : \text{Factor de peso} \quad (51)$$

El método más empleado para sustituir la función por un polinomio es la cuadratura de Gauss-Legendre. El método permite integrar cualquier función entre **-1** y **+1**, sustituyendo la función a integrar ($f(x)$) por un polinomio de Legendre de grado **2n-1**. Tomando como base los n puntos de Gauss se puede obtener un valor tan aproximado a la integral como se desee.

Las abscisas de los puntos de Gauss corresponden a las raíces del polinomio de Legendre escogido.

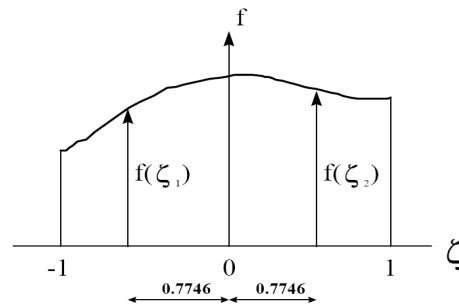


Figura 57: Integración de Gauss-Legendre de la función f

Los valores de los factores de peso para los distintos grados de polinomios de Legendre se pueden ver en la tabla 1, reproducida hasta n=7:

$\int_{-1}^1 f(x) \cdot dx = \sum_{j=1}^n H_j \cdot f(a_j); H_j; \text{factor de peso.}$		
$\pm a$	n	H
0	1	2.00000 00000 00000
0.57735 02691 89626	2	1.00000 00000 00000
0.77459 66692 41483 0.00000 00000 00000	3	0.55555 55555 55555 0.88888 88888 88888
0.86113 63115 94053 0.33998 10435 84856	4	0.34785 48451 37454 0.65214 51548 62546
0.90617 98459 38664 0.53846 93101 05683 0.00000 00000 00000	5	0.23692 68850 56189 0.47062 86704 99366 0.56888 88888 88889
0.93246 95142 03152 0.66120 93864 66265 0.23861 91860 83197	6	0.17132 44923 79710 0.36076 15730 48139 0.46791 39345 72691
0.94910 79123 42759 0.74153 11855 99394 0.40584 51513 77397 0.00000 00000 00000	7	0.12948 49661 68870 0.27970 53914 89277 0.38183 00505 05119 0.41795 91836 73469

Tabla 1: Valores obtenidos con el polinomio de Legendre

Con lo expuesto se dirá que los puntos de Gauss son los puntos óptimos para la evaluación de tensiones y deformaciones (o cualesquiera otras incógnitas a despejar). En los otros puntos del elemento la aproximación es pobre y los errores pueden llegar a ser muy considerables. Por ello, las tensiones nunca deben ser evaluadas en los nodos directamente, a diferencia de los desplazamientos, sino en los puntos de Gauss. Y sus valores en éstos se deben obtener por extrapolación de los resultados en los puntos de Gauss.

1.8.5 Estimación del error y mallado adaptativo

Son diversas las fuentes de error en el análisis de problemas empleando el MEF. Se recogen a continuación un esquema de posibles errores:

Errores de modelización:

- En la modelización de cargas exteriores
- Modelización de condiciones de contorno.
- Propiedades de los materiales.

Errores en la discretización:

- Errores en la aproximación de la geometría: Por falta de capacidad de las funciones de forma geométricas de representar con exactitud la geometría real. Este problema se resuelve aumentando el mallado o refinándolo en las zonas conflictivas.
- Errores en la discretización: Relacionados con el tamaño del elemento y la función de forma de los desplazamientos de los nodos. Como norma general se emplean elementos pequeños en las zonas de variación rápida de la solución, y elementos grandes en las zonas de variación lenta.

Errores de computación:

- Error en la integración sobre los elementos: Dado que hay que tomar un grado de polinomio de Legendre, hay que aceptar un cierto grado de error (asociado al grado del polinomio).
- Error en la resolución del sistema de ecuaciones: Por errores de truncamiento en la representación interna del ordenador de los números reales, y por errores de redondeo.

1.8.5.1 Estimación del error

La forma exacta de determinar los errores asociados a la solución del problema, es conocer la solución exacta y restarle el valor obtenido.

$$e_{desplazamientos} = u_{real} - u_{calculada} \quad (52)$$

$$e_{deformaciones} = \epsilon_{real} - \epsilon_{calculada} \quad (53)$$

$$e_{tensiones} = \sigma_{real} - \sigma_{calculada} \quad (54)$$

Los estimadores de error que se emplean se basa en normas, que representan alguna cantidad escalar integral, para medir el error o la función misma.

La norma que se suele emplear es la norma de energía, que viene dada por, la expresión (55):

$$\|e\| = \left[\int_{\Omega} (\epsilon_{real} - \epsilon_{calculada}) \cdot (\sigma_{real} - \sigma_{calculada}) \cdot d\Omega \right]^{1/2} \quad (55)$$

Expresión que guarda una relación directa con la energía de deformación del sistema, que viene dada por la expresión:

$$dU = \int_{\Omega} d\boldsymbol{\varepsilon}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot d\Omega \quad (56)$$

La dificultad radica en que nunca se conocen los valores reales. Por ello la única manera que se ha encontrado de evaluar la bondad de las soluciones es mediante estimadores de error que comparan la solución $\boldsymbol{\sigma}_{calculada}$ obtenida respecto a una solución obtenida interpolando con funciones N del mismo tipo que las empleadas para representar el campo de corrimientos $\boldsymbol{u}_{calculada}$. El resultado obtenido es $\hat{\boldsymbol{\sigma}}$, un campo de tensiones “aplanado”. El error estimado es:

$$e_{\sigma} = \hat{\boldsymbol{\sigma}} - \boldsymbol{\sigma}_{calculada} \quad (57)$$

Este valor e_{σ} se puede introducir en la norma (55) para calcular el error de esta norma o cualquier otra (desplazamientos, deformaciones, etc).

1.8.5.2. Mallado adaptativo.

La importancia de disponer de un medio para evaluar el error que se comete en el cálculo radica en que permite el refinamiento de los mismos. La finalidad es conseguir obtener resultados por debajo de un error marcado.

Existen 3 formas de refinamiento de los problemas:

- Método H: Consiste en la reducción del error actuando directamente sobre el tamaño del elemento y manteniendo constante la función de forma. Presenta

dos inconvenientes, es el método más lento, desde el punto de vista de velocidad de convergencia; y se pierde el control sobre el mallado, pudiendo generarse mallas distorsionadas.

- Método P: Consiste en ir aumentando progresivamente el grado de los polinomios de interpolación (funciones de forma), manteniendo fijo el tamaño de los elementos. Tiene mayor velocidad de convergencia que el método H, pero presenta el problema de que requiere acotar el grado máximo del polinomio. Un grado muy alto podría provocar rizado en las soluciones.
- Método HP: Consiste en el uso secuencial de ambas técnicas. En primer lugar se optimiza el mallado a la geometría, y posteriormente se modifica el grado del polinomio hasta alcanzar el error deseado.

1.8.6 Pasos a seguir en el cálculo del MEF. Funcionamiento de un programa de elementos finitos.

Los programas para cálculo por elementos finitos disponen de tres módulos de trabajo:

Pre-procesador: Donde se prepara el modelo para el cálculo, en el se realizan las operaciones de:

- Dibujo del modelo, o importación si se ha generado por medio de un sistema CAD que genere ficheros compatibles.
- Selección del tipo de elemento o elementos a emplear. En función del tipo de cálculos a realizar estos programas suelen disponer de diferentes tipos de elementos que son especiales para cada aplicación. Por ejemplo, suelen tener elementos especiales para cálculos de tensiones planas, tensiones 3D, electrostática, magnetostática, elementos de contacto, etc.
- Selección de los materiales a emplear, que pueden obtenerse por librerías, o ser definidos por el usuario. Esto último es común cuando se emplean materiales de propiedades no lineales o materiales anisotrópicos.
- Asignación de elemento y propiedades de materiales a los diferentes componentes del modelo.
- Mallado de los componentes del modelo.

- Aplicación de las cargas exteriores (puntuales, lineales o superficiales).
- Aplicación de las condiciones de contorno del modelo.

Procesador o calculador: Es la parte del programa que realiza todo el cálculo del MEF y genera las soluciones. Los pasos que sigue son los siguientes:

- Selección del tipo de cálculo a realizar, por ejemplo si es un análisis transitorio, en régimen armónico, estático, etc.
- Configuración de los parámetros de cálculo. Selección de intervalos de tiempo, norma del error, número de iteraciones, etc.
- Inicio del cálculo: el programa empieza transfiriendo las cargas al modelo, genera las matrices de rigidez, realiza la triangulación de la matriz, resuelve el sistema de ecuaciones y genera la solución.

Post-procesador: Es la herramienta que permite la representación gráfica de los resultados, así como resultados indirectos que se pueden obtener operando las soluciones del modelo.

Capítulo 2

MODELACIÓN NUMÉRICA DE CIMIENTOS LAMINARES UTILIZANDO EL MEF

2.0 Introducción

La modelación matemática en la ingeniería de cimentaciones ha evolucionado paralelamente a la capacidad de los ordenadores, al desarrollo del cálculo numérico en general y al desarrollo de la modelación numérica en áreas de conocimiento próximas. Así, por ejemplo, el estudio de la mecánica de suelos, acompañado por avances en la ingeniería estructural y poderosos métodos numéricos matemáticos, demandan cada vez aportes que contribuyan en temas relacionados con la modelación de suelo – cimiento. En la actualidad contamos con software cada vez mas poderosos que se adaptan a la realidad que el diseño a si lo requiere.

El MEF es una técnica numérica que ha sido utilizada, con relativo éxito, desde hace más de tres décadas (Naylor, (1981)), en la resolución de problemas de Ingeniería Geotécnica. Los programas de ordenador para el Análisis Geotécnico con el MEF han sido desarrollados específicamente para estudiar problemas que involucran: la interacción entre el terreno y las estructuras, la construcción de obras geotécnicas y sus diferentes etapas, problemas de filtración y estudios sobre las acciones dinámicas en el terreno.

Bien es sabido que los métodos tradicionales de análisis están basados, habitualmente, en hipótesis de cálculo que simplifican enormemente el problema a ser analizado. Adicionalmente, estos métodos no tienen la capacidad de tomar en cuenta todos los

factores y variables que el ingeniero proyectista necesita emplear, pudiendo limitar severamente la exactitud de la solución a un problema particular. La alternativa a estas limitaciones es el MEF, que correctamente aplicado, es capaz de superar estos impedimentos, ofreciendo numerosas ventajas sobre los métodos de cálculo convencionales.

Correctamente aplicado, el MEF es capaz de tomar en cuenta: las geometrías complejas, cualquier caso y condiciones de aplicación de cargas, comportamiento no lineal de los materiales, distribución no homogénea de los geomateriales, y el complejo problema de la interacción terreno-estructura.

Es importante destacar que uno de los elementos fundamentales para realizar un Análisis Geotécnico acertado, empleando el MEF, es la elección de un modelo constitutivo apropiado al terreno en estudio. Tal y como señala Potts (2003), al no existir un modelo constitutivo completo que reproduzca todos los aspectos del comportamiento real del terreno, la forma de superar esta limitación es distinguir, para cada análisis que se realice, qué aspectos del problema son los de mayor interés y elegir un modelo adecuado para reproducir el comportamiento que deseamos estudiar.

Como no existe todavía un modelo constitutivo que pueda reproducir todos los aspectos del comportamiento real del terreno, es necesario decidir cuales son las propiedades que gobiernan el comportamiento (deformación, resistencia, dilatación, anisotropía, etc.) y elegir un modelo constitutivo que pueda capturar estos aspectos. Otro factor que subordina la selección de un modelo del terreno en particular, es la disponibilidad de datos del terreno adecuados para determinar los parámetros necesarios. Esto limita, en la práctica, el uso de modelos sofisticados, ya que generalmente los parámetros que se requieren no se pueden determinar de la información de campo y de laboratorio disponibles.

En el presente capítulo se revisa la importancia de la modelación numérica acompañado por la utilización del software GEO-SLOPE con el subprograma SIGMA/W que servirá de base para realizar el “Estudio del comportamiento resistente y deformacional de cimientos laminares utilizando el Método de los Elementos Finitos”.

Para el estudio del comportamiento resistente y deformacional de cimientos laminares se adoptara un caso practico de una estructura de gran altura (chimenea), acompañado de variantes geométricas en la cimentación laminar y en la modelación del suelo para la representación del los efectos causados entre el suelo y el cimiento, se mencionan las bondades del programa utilizado, los fundamentos matemáticos para la modelación así como la descripción de los parámetros utilizados para las simulaciones.

2.1 Modelación numérica

La modelación numérica o simulación numérica es la aproximación a la solución de las ecuaciones que describen un proceso físico mediante el empleo de un ordenador. Las ecuaciones a resolver son en ocasiones sistemas de ecuaciones en derivadas parciales.

Realizamos simulaciones numéricas en análisis geotécnico para obtener predicciones cuantitativas de la respuesta del terreno frente a nuestra obra, para comparar alternativas diferentes de obras geotécnicas, para identificar los parámetros críticos para una obra, para mejorar nuestro entendimiento del comportamiento del terreno y las estructuras, etc.

La modelación se aplica en aquellas situaciones donde el estudio o análisis del objeto es inviable, resulta muy costoso o demasiado riesgoso. El trabajar con el modelo del objeto y no con su original ofrece la ventaja de que, en forma segura, rápida y sin grandes gastos económicos permite estudiar las propiedades del objeto en cualquier situación imaginable.

Un paso fundamental de la modelación consiste en la construcción o selección del objeto (tangible o abstracto) que reemplaza al objeto real en estudio. La forma como se reemplaza el objeto real de estudio define el tipo de modelación, el cual puede ser físico, matemático, análogo, lógico, etc. Cada tipo de modelación tiene sus ventajas, desventajas y requerimientos. En la actualidad es difícil imaginar la ciencia sin la amplia aplicación de modelos matemáticos, aún más, disciplinas científicas como la

mecánica, la física y sus múltiples divisiones pueden ser vistas como un conjunto ordenado de modelos matemáticos que se acompañan de un fundamento teórico sobre el nivel de veracidad con que estos modelos reflejan la realidad. Esto permite enunciar que a través de los modelos matemáticos las disciplinas científicas interactúan con la matemática.

La aplicación de la modelación matemática consiste en el reemplazo del objeto por su imagen matemática (modelo matemático) la cual, implementada en algoritmos lógicos – numéricos en un ordenador, permite estudiar las cualidades del proceso original. Este método conjuga las ventajas de la teoría y del experimento. Al trabajar con el modelo matemático y no con el objeto proceso o fenómeno en estudio en forma relativamente rápida y barata se pueden estudiar sus propiedades de estado y pronosticar la evolución del mismo (ventaja teórica). Al mismo tiempo los algoritmos numéricos permiten, apoyándose en la potencia de cálculo de los ordenadores, verificar las cualidades del objeto en estudio en una forma no accesible para los enfoques teóricos (ventaja del experimento).

La modelación matemática ha sido aplicada desde los tiempos en que aparecieron las ciencias exactas. No por casualidad algunos métodos de cálculo llevan el nombre de grandes científicos como Newton y Euler e incluso la palabra “algoritmo” se desprende del nombre del científico árabe del medio evo Al-Guarismi. El segundo nacimiento de la modelación matemática tuvo lugar con la aparición del ordenador en los años 40 – 50 del siglo XX y fue impulsado por los requerimientos, sin precedente, de los gobiernos de Estados Unidos y de la Unión Soviética para la creación de escudos de defensa antiaérea contra misiles nucleares. En este caso la modelación matemática cumplió con todas las expectativas, explosiones nucleares, trayectorias de misiles y lanzamiento de satélites fueron realizados con anterioridad en las entrañas de ordenadores con la ayuda de modelos matemáticos. Este éxito contribuyó al desarrollo de la modelación matemática hasta sus niveles actuales posicionándola en el núcleo estructural de la sociedad de la información. El sorprendente progreso de los medios de tratamiento y transmisión de información requiere de un núcleo de análisis que permita convertir la materia prima de la información en conocimiento. El desarrollo histórico de la modelación matemática muestra que ella debe ser el núcleo intelectual de las tecnologías de la información ya que esto permitirá resolver no solo problemas directos sino también problemas inversos para la gestión de sistemas complejos.

2.1.1 Esquema general de la modelación

El proceso de modelación matemática de cualquier objeto, proceso o fenómeno consiste en un plan de trabajo preciso que se enmarca en tres etapas que conforman la trilogía modelo – algoritmo – programa, (véase figura 58).

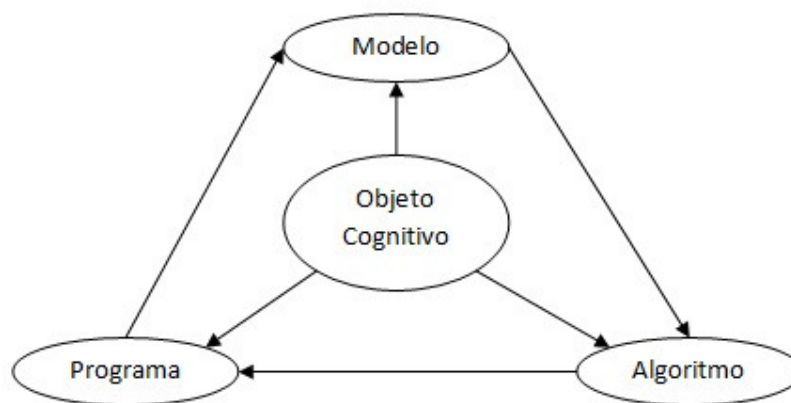


Figura 58: Trilogía, Modelo – Algoritmo - Programa

En la primera etapa se escoge o construye el equivalente al objeto, proceso o fenómeno, el cual refleja en forma matemática sus propiedades más relevantes, los mecanismos a los que obedece su comportamiento y las conexiones entre sus partes y con su entorno. El modelo matemático es propuesto e investigado con métodos teóricos, lo que permite obtener información previa sobre el objeto, proceso o fenómeno. Esta etapa requiere de un conocimiento amplio sobre el proceso en estudio y culmina con la formulación de las expresiones matemáticas que formalizan las concepciones cualitativas que se tiene del proceso.

En la segunda etapa se escoge o desarrolla el algoritmo de cálculo que permite implementar el modelo en un ordenador. El modelo es llevado a una forma que permita la aplicación de métodos numéricos, se define la secuencia de las operaciones lógicas y aritméticas necesarias para encontrar, con la precisión requerida, las incógnitas que expresan las variables de estado del modelo. El algoritmo de cálculo

no debe distorsionar las cualidades básicas del modelo y en consecuencia del objeto, proceso o fenómeno, también debe ser económico y adaptable a las particularidades de los problemas que se resuelven y al nivel tecnológico de los ordenadores disponibles.

En la tercera etapa se crean los programas de ordenador que traducen el modelo y el algoritmo a un lenguaje entendible por el ordenador. A estos programas también se les exige ser económicos y adaptables, y son la versión digital equivalente al objeto, proceso o fenómeno, lista para la realización de experimentos numéricos en el ordenador.

Esta herramienta se depura y sintoniza con experimentos numéricos que permiten demostrar su adecuada correspondencia con el objeto cognitivo para posteriormente realizar los experimentos que arrojarán todas las características, cualitativas y cuantitativas, que se requiere conocer del proceso en estudio. Finalmente es necesario enunciar que el proceso de modelación se acompaña del perfeccionamiento paulatino de los tres eslabones de la triada.

Con los antecedentes y conocimientos sobre modelación numérica nos adentraremos en estudiar a las cimentaciones laminares, simulando el comportamiento suelo - estructura.

2.2 Características del software a emplear

El programa utilizado para la modelación es el SIGMA/W (Versión 5.0) es un programa de ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Las situaciones modelizables corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate. El programa mencionado es parte del paquete de programas GEO-SLOPE, de la empresa canadiense GEO-SLOPE International Ltd.

Los trabajos mas comunes para desarrollar en este software refieren al análisis de deformación, producido por estructuras asentadas o embebidas en el suelo, construcción de terraplenes, excavaciones y túneles, todo relacionado con la aplicación de cualquier tipo de carga sobre un suelo específico, también permite la modelación de diversos y variados casos relacionados con análisis de estabilidad por presión de agua, interacción del suelo – estructura y análisis de consolidación.

2.2.1 Uso de interfaces del programa

El programa SIGMA/W para diseño asistido por computadora con temas relacionados a la ingeniería geotécnica trabaja a través de 3 interfaces:

a) Problem Definition

La primera etapa del programa comprende el plasmar el problema real en la transformación mas aproximada para realizar la simulación, en esta etapa, el programa permite interactuar a través de un CAD para la modelación, convirtiéndose la pantalla en una "página" y el ratón se convierte en un "lápiz". Una vez que el tamaño de la página y la escala ingenieril adoptada han sido especificados, la colocación del cursor es exteriorizada en la pantalla para diseñar por coordenadas.

Las principales características de esta interfaz son:

- Grafico de ejes, trabajo con una grilla cuadriculada y características visuales (zoom).
- Ingreso de gráficos y bocetos, colocación de textos e importación grafica de otros software (AutoCAD, DXF).
- Generación automática de mallas de elementos finitos y posibilidades de edición o refinamiento local manual o automático de la misma.
- Aplicación gráfica de diferentes tipos de suelos, materiales y condiciones de frontera que describe el problema a ser simulado.

- Aplicación de condiciones especiales y parámetros propios del problema, tales como presión de agua, nivel freático, condiciones iniciales de tensión, limitaciones sobre nodos especiales, etc, esto se puede realizar sobre la tabla de ingreso de coordenadas o directamente sobre la interfaz grafica.

b) Computing Results

Después de definir el problema, la solución es computada. Los análisis no lineales precisan un procedimiento iterativo que debe converger para una solución. Para averiguar sobre el progreso de convergencia, se logra hacer un gráfico de la convergencia en el tiempo real. La figura 59 muestra la gráfica de convergencia producida durante la solución de un problema de análisis de esfuerzos.

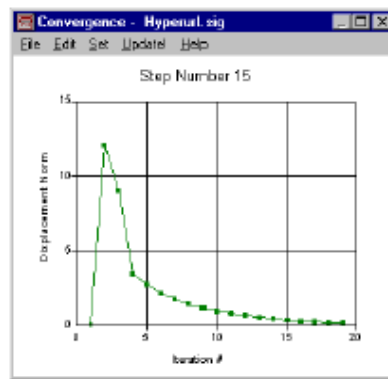


Figura 59: Grafica de convergencia de cálculo en SIGMA/W

c) Viewing Results

Después de que el problema haya estado definido y la solución computada, interactivamente se puede mirar los resultados gráficamente. Características propias del programa permiten aislar con rapidez gran cantidad de información y mostrar resultados o los datos solicitados.

Se puede mirar los valores computados de parámetros en una ventana dando un clic sobre cada nodo o cada región del elemento de Gauss. Las siguientes ventanas de diálogo exteriorizan la información que pueden ser mirada en nodos y en regiones del elemento Gauss, respectivamente.

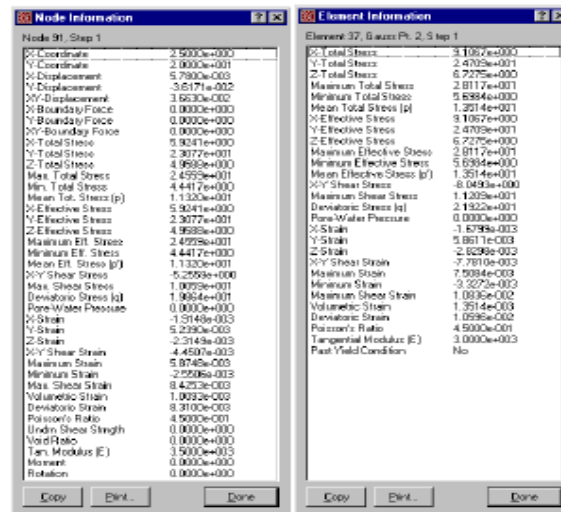


Figura 60: Ventana de resultados

También se puede seleccionar un grupo de nodos y puede producir una gráfica de x-y de cualquier parámetro versus un espacio o el tiempo. La figura 61 muestra los desplazamientos en el eje y como una función de tiempo en algunos nodos de interés.

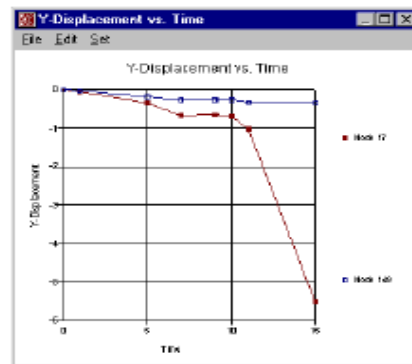


Figura 61: Ventana de resultados grafica

Y permite varios tipos de visualización grafica sobre la modelación realizada, (ver figura 62).

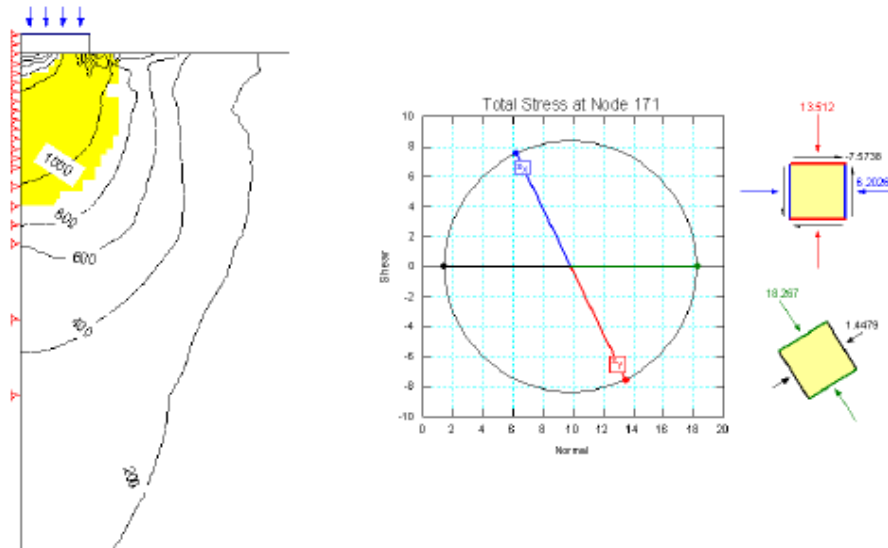


Figura 62: Ventanas de resultados con gráficas

2.3 Desarrollo de los modelos numéricos

La creación de los modelos tiene como propósito cuantificar la capacidad de carga de un cimiento laminar troncocónico, que da respuesta a la sustentación de una chimenea utilizada en la industria azucarera apoyada en suelos granulares, tomando en cuenta el efecto de la forma real del mismo, así como el trabajo conjunto del suelo dentro del núcleo de la lámina y por debajo de éste con la intención de esclarecer la determinación de este importante aspecto asociado al diseño geotécnico del área de base del cimiento.

Se describen a continuación los aspectos esenciales de los modelos conformados. En las figura 63 y 64 se muestra la geometría utilizada que incluye tanto la configuración

Se emplean diferentes modelos de comportamiento de los materiales utilizados, indicando para el cimiento un modelo elástico y para el suelo un modelo elastoplástico (Mohr-Coulomb).

2.4 Modelo de comportamiento lineal elástico

En los modelos realizados en este estudio se supondrá que las condiciones del suelo y del cimiento van a trabajar bajo un modelo de comportamiento lineal elástico y en la interfase suelo estructura se coloca una superficie de deslizamiento para considerar la interacción suelo - lámina.

En el modelo elástico los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, donde las constantes de proporcionalidad son el Módulo de Young y la relación de Poisson ν .

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{\nu} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (58)$$

Para un análisis de tensión plano bidimensional, el ϵ_z es cero.

Es notable que cuando ν se acerca 0.5, el término $(1-2\nu)$ se acerca a cero y el término $(1-\nu)$ se acerca ν . Esto significa que los esfuerzos y deformaciones unitarias están directamente relacionados por una constante que es representativo de la deformación unitaria volumétrica pura. Además, el término $E/[(1+\nu)(1-2\nu)]$ tiende hacia el infinito cuando $(1-2\nu)$ se acerca a cero. Físicamente, esto significa que la

deformación unitaria volumétrica tiende a cero cuando el módulo de Poisson (ν) se acerca a 0.5.

2.5 Modelo de comportamiento elastoplástico

El modelo elastoplástico en el programa describe una relación entre la elasticidad y la plasticidad. El gráfico de esfuerzos-deformaciones que es típico para este modelo se muestra en la figura 65.

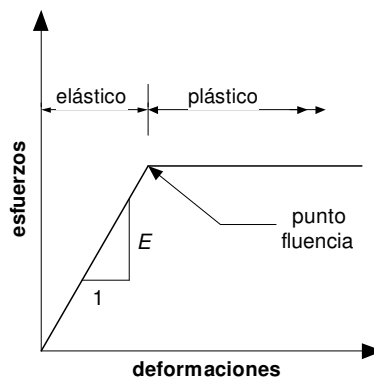


Figura 65: Modelo elastoplástico

En este gráfico se puede observar que los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones hasta el punto donde alcanza su punto máximo que sería el punto de fluencia, más allá del punto de fluencia, el gráfico se comporta horizontalmente dando un comportamiento plástico.

Las matrices bajo la cual trabaja el modelo elastoplástico en el programa, son basadas en formulas de plasticidad incremental para suelo, dadas por Hill, (1950). Una vez que el material elastoplástico empieza a rendir bajo dichas características, se tendrán esfuerzos que se irán incrementando y por lo tanto pueden ser divididas en una parte elástica y una parte plástica.

$$d\varepsilon_e = \{d\varepsilon\} - \{de_p\} \quad (59)$$

En la elasticidad, los incrementos de deformaciones, deben causar cambios de esfuerzos. Como resultado de dichos incrementos tendremos.

$$\{d\sigma\} = [C_e] \{ \{d\varepsilon\} - \{de_p\} \} \quad (60)$$

La función que describe el punto de fluencia, se llama función de fluencia y se define usando el símbolo, F. En el modelo elastoplástico del programa SIGMA/W, el punto de fluencia sólo depende del estado de esfuerzos. Por consiguiente, la función del rendimiento puede escribirse como sigue:

$$F = F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}) \quad (61)$$

2.6 Superficie de deslizamiento

La superficie de deslizamiento es colocada en la interfase suelo estructura, deberá tener resistencia a la compresión normal (K_{normal}), y al corte (K_{shear}), propiedades que se determinan a partir de las expresiones siguientes:

$$K_{normal} = \frac{\text{fuerza}}{\text{unidad de deformación en espesor}} \quad (62)$$

$$K_{shear} = \frac{\text{fuerza}}{\text{unidad de deformación en longitud}} \quad (63)$$

los valores reales de (K_{normal}) y (K_{shear}) normalmente no son demasiado importantes. El valor de (K_{normal}) normalmente se escoge un valor alto para indicar que la superficie de contacto tiene una pequeña o ninguna compresibilidad, y el valor de (K_{shear}) normalmente se escoge bajo para permitir el desprendimiento a lo largo de la superficie, cuando hay tracción en la superficie de contacto (es decir, la tensión normal es negativa), se ponen (K_{normal}) y (K_{shear}) un valor de cero.

Para modelar una superficie de deslizamiento, debemos considerar a dicho elemento como rectangular y relativamente delgado, sin embargo, se recomienda no hacerlo demasiado delgado, en general su espesor debe ser tal que sea visible en la figura creada en la malla de elementos finitos.

En la figura 66 se indican tres características de los modelos:

- Condiciones de contorno: Lateralmente se limita el desplazamiento horizontal y en la frontera inferior se limitó el desplazamiento vertical y horizontal.
- Malla utilizada: La malla que se utiliza se define de un ejercicio previo de calibración del modelo.
- Carga aplicada: Se determina el valor inicial de la capacidad de carga sustituyendo el cimiento laminar por un cimiento circular equivalente, y se define una función de presión con valor inicial aproximadamente igual al 60% de la presión última obtenida, a través de la mencionada función se incrementa la presión sobre el cimiento según la ley de variación de la función predeterminada hasta alcanzar el fallo del suelo, (ver figura 67).

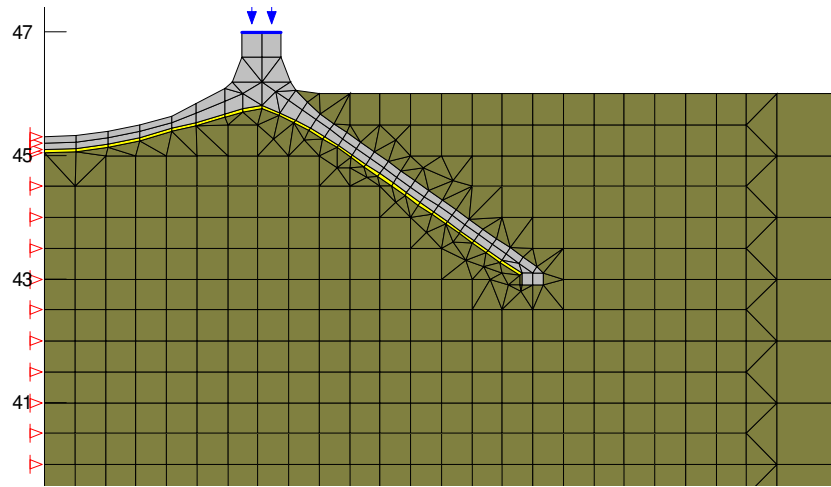


Figura 66: Condiciones de contorno, malla y carga utilizada en los modelos

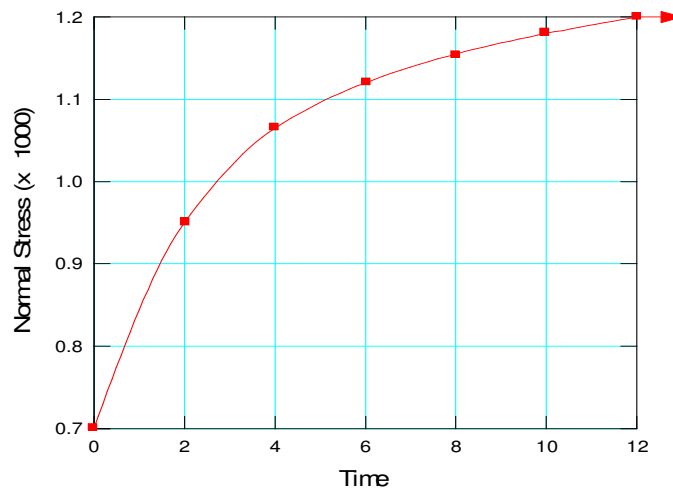


Figura 67: Función de presión normal aplicada al cimiento

En la figura 68 se refleja el estado tensional inicial del modelo, para su definición se utilizó el estado de tensiones debido al peso propio del suelo, representado por el valor de la tensión vertical y la tensión horizontal, donde se relaciona la primera con la segunda mediante un coeficiente K_0 . Los diferentes niveles de tensiones se

representan en la escala de colores, mínima tensión (color azul) y máxima tensión (color rojo).

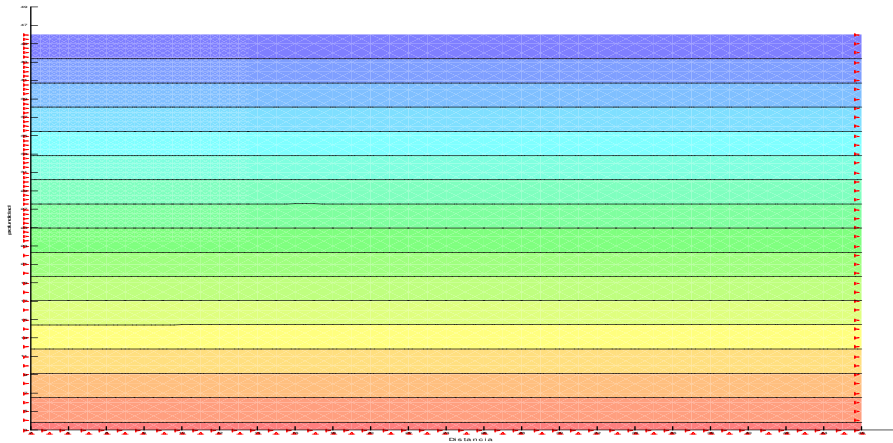


Figura 68: Estado tensional inicial

A partir de los modelos creados se realiza en el siguiente Capítulo, el estudio de la distribución de tensiones en la solera del cimiento, y se obtiene la presión última para diferentes tipos de suelos y relaciones geométricas, a través de la realización de varios tanteos definidos mediante correcciones de la función de presión dada conjuntamente con el análisis de los criterios de convergencia implementados en el programa.

2.7 Modelación de la capacidad de carga bajo carga centrada

La capacidad de carga de una cimentación corrida apoyada sobre la superficie de un suelo granular y sometida a carga vertical centrada viene dada por la ecuación (64):

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \quad (64)$$

Sin embargo para el cimiento objeto de estudio no está definido la formulación del coeficiente de carga N_γ , por lo que resulta necesaria la determinación de la capacidad de carga utilizando las posibilidades que brinda el software empleado.

A partir de las cuestiones abordadas hasta aquí, se generan los diferentes modelos que se utilizan en el estudio del comportamiento geotécnico del cimiento laminar troncocónico que se muestra en la figura 63, considerando la necesaria calibración del modelo, de manera que los resultados que emanen de la investigación que se realiza, permitan establecer sólidos criterios para el análisis y diseño de las alternativas de cimientos laminares para la sustentación de cualquier tipo de estructura.

Capítulo 3

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE UN CIMIENTO LAMINAR CÓNICO

3.0 Introducción

Como se mencionó anteriormente existe incertidumbre acerca del comportamiento geotécnico de las cimentaciones conformadas con láminas, si bien se acepta que las principales ventajas de esta tipología de cimientos superficiales se relacionan con los beneficios que brinda su eficiente trabajo estructural, no se reconocen sus potenciales asociadas al comportamiento geotécnico, sobre todo aquellas relacionadas con la capacidad soportante, sobre todo cuando están sometidas a la acción de cargas grandes y el suelo de soporte presenta pobres parámetros de resistencia.

El análisis de las láminas se ha establecido a partir de la suposición de que la distribución de presiones de contacto es uniforme, obviando la interacción suelo - lámina y su influencia directa en dicha distribución, así como tener en cuenta el efecto de la interfase no plana entre el suelo y la lámina, tanto en las tensiones de contacto, como en la capacidad del cimiento.

Por las razones mencionadas se procura en el desarrollo del presente capítulo esclarecer ciertos aspectos vinculados con variables dependientes, directamente

interrelacionadas con el análisis y diseño del cimiento laminar, desde el punto de vista geotécnico y estructural.

3.1 Influencia de las características geométricas en la distribución de tensiones

En este capítulo se estudia la influencia de la geometría del cimiento, así como el modelo de comportamiento del suelo, en la distribución de tensiones en la solera del cimiento laminar, con este propósito se crearon varios modelos, siguiendo los procedimientos abordados en el Capítulo 2. En la Tabla 2 y Figura 69 se describen las características geométricas y se muestran secciones de cada uno de ellos.

Modelo	Descripción
Modelo 1	Cimiento conformado por dos láminas (central y exterior), sin anillo, modelo embebido, axialsimétrico
Modelo 2	Cimiento conformado por dos láminas (central y exterior), con anillo, modelo embebido, axialsimétrico
Modelo 3	Cimiento conformado por una lamina (exterior), con anillo, modelo embebido, axialsimétrico
Modelo 4	Cimiento conformado por una lámina (exterior), sin anillo, modelo embebido, axialsimétrico

Tabla 2: Descripción de los modelos

Las propiedades de los materiales utilizados, se tomaron en correspondencia con el estudio que se realiza. Se empleó un suelo con comportamiento friccional puro, con modelo de comportamiento elástico y elastoplástico. El hormigón como material constituyente de la lámina se modeló elástico en todos los análisis realizados.

SUELO (Comportamiento Elastoplástico)	
E	11000 KPa
ν	0.30
ϕ (°)	25°
γ	19 KN/m ³
Ko	0.58
SUELO (Comportamiento Lineal Elástico)	
E	11000 KPa
ν	0.30
γ	19 KN/m ³

HORMIGÓN (Lineal Elástico)	
E	2164000 KPa
ν	0.176
γ	24 KN/m ³

SUPERFICIE DESLIZAMIENTO (Slip Surface)	
Kn	7260
Ks	2792

Tabla 3: Propiedades de los materiales

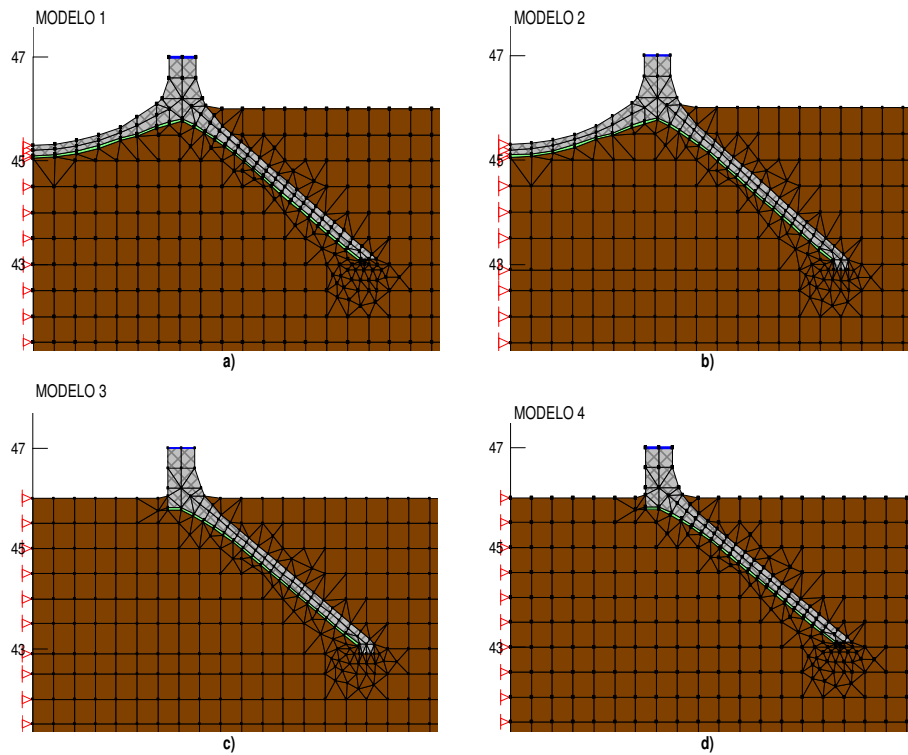


Figura 69: Modelos de análisis

La función de carga utilizada en cada uno de los modelos es:

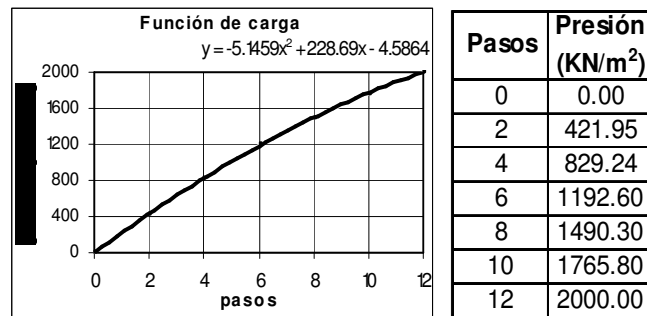


Figura 70: Función de carga

A continuación se presentan las figuras 71, 72, 73 y 74, donde se representan los resultados del análisis numérico, considerando las variables independientes y su influencia en las dependientes (tensiones y desplazamientos).

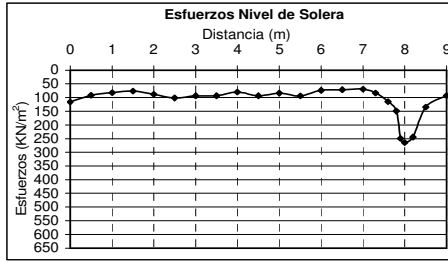
Consideraciones establecidas:

- Variación del modelo de comportamiento del suelo.
- Variación de la conformación del cimiento laminar (se toma en cuenta la presencia o no de anillo de borde, así como la utilización o no de la lámina central en forma de paraboloides de revolución).

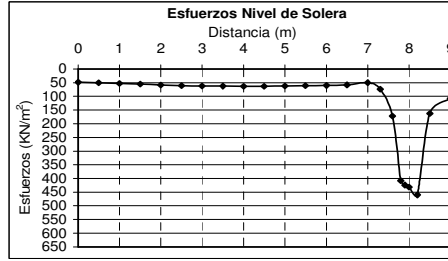
Suelo con comportamiento lineal elástico

Suelo con comportamiento elastoplástico

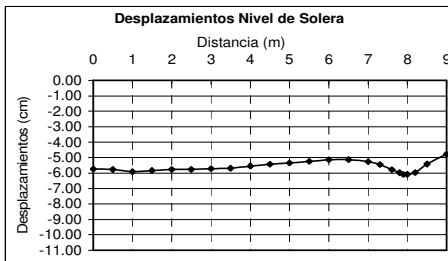
MODELO 1



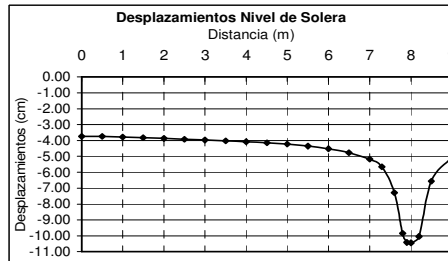
a)



c)



b)



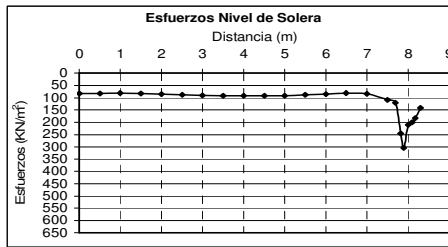
d)

Figura 71: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 1

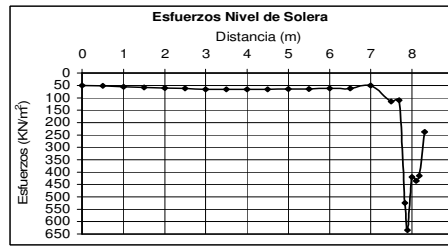
Suelo con comportamiento lineal elástico

Suelo con comportamiento elastoplástico

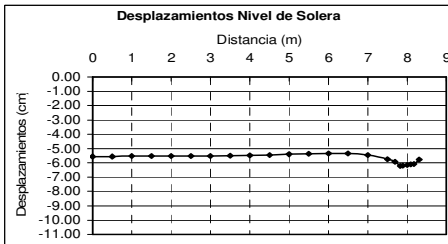
MODELO 2



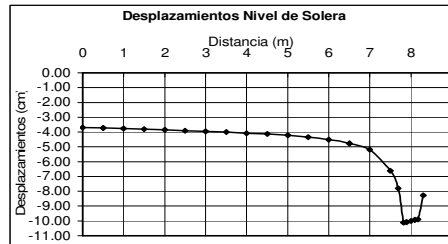
a)



c)



b)



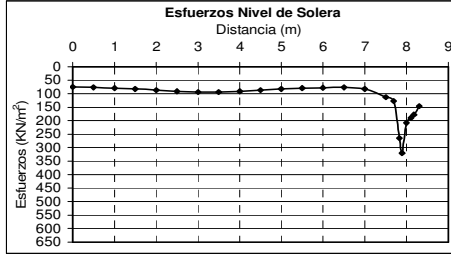
d)

Figura 72: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 2

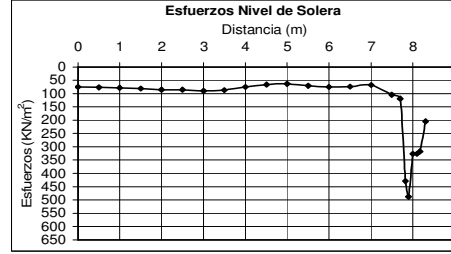
Suelo con comportamiento lineal elástico

Suelo con comportamiento elastoplástico

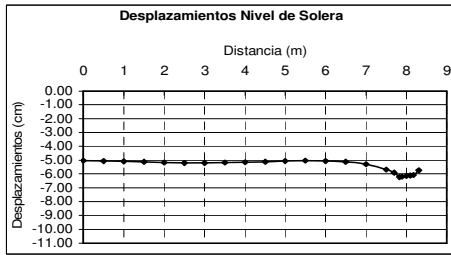
MODELO 3



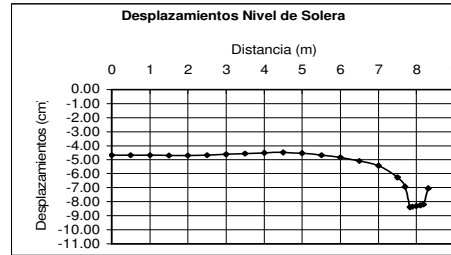
a)



c)



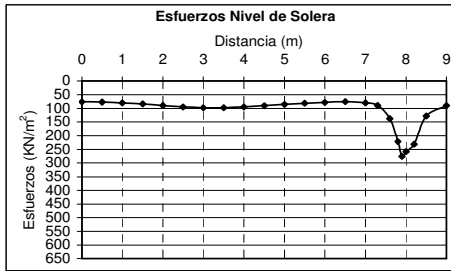
b)



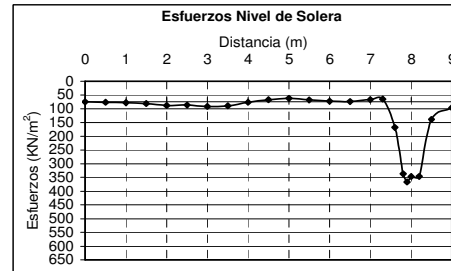
d)

Figura 73: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 3

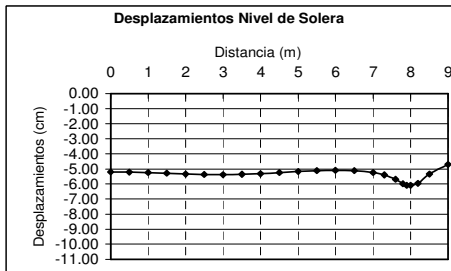
MODELO 4



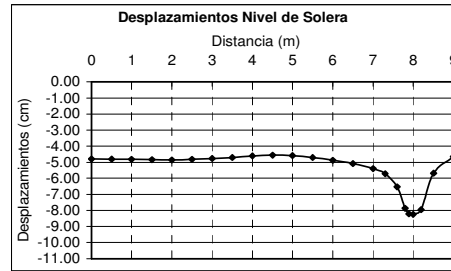
a)



c)



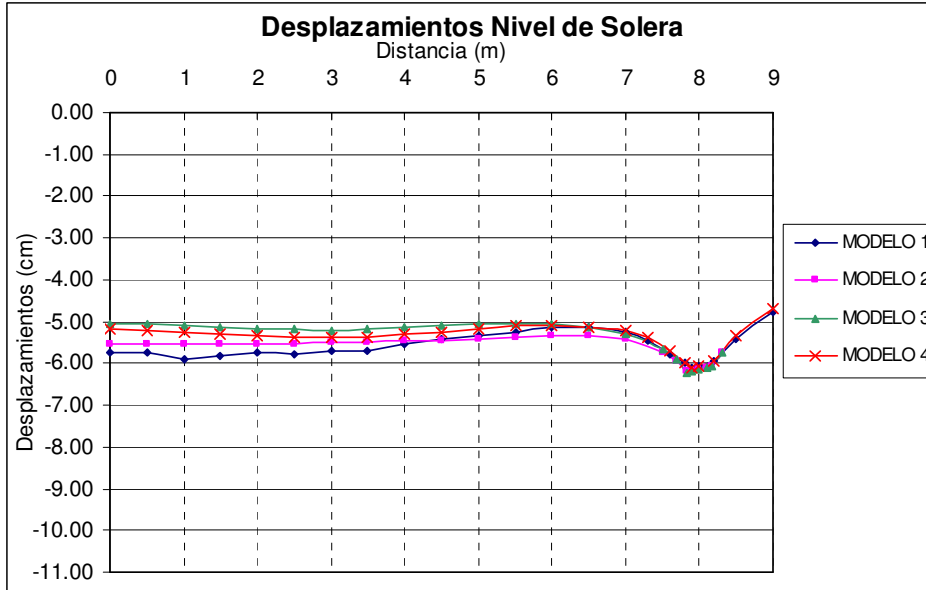
b)



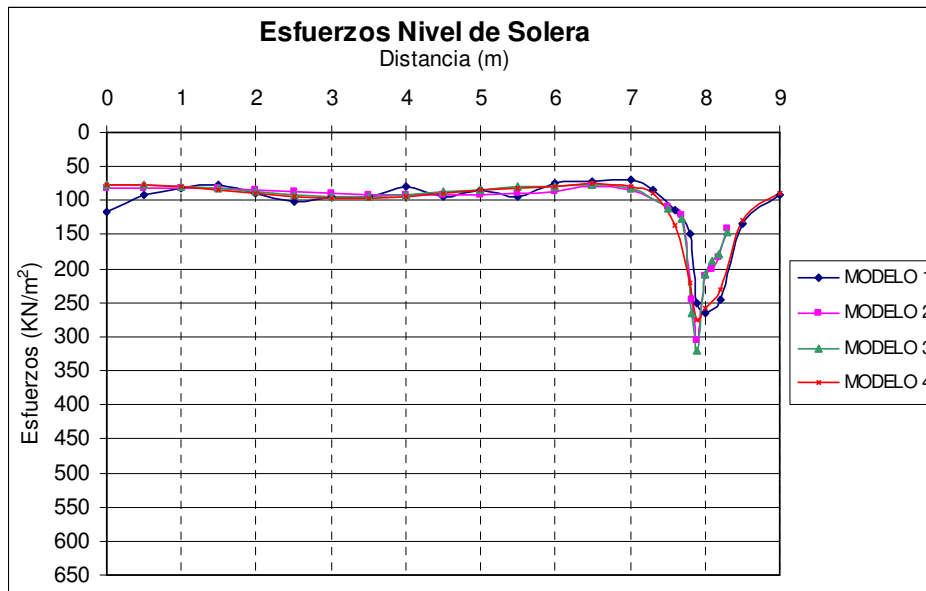
d)

Figura 74: Distribución de tensiones y desplazamientos para el modelo 4

Suelo con comportamiento lineal elástico



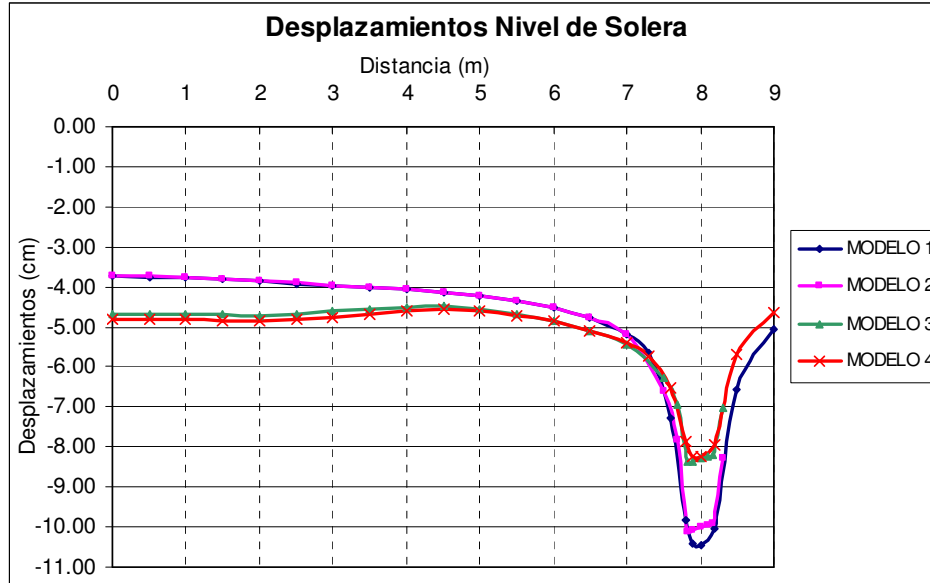
a)



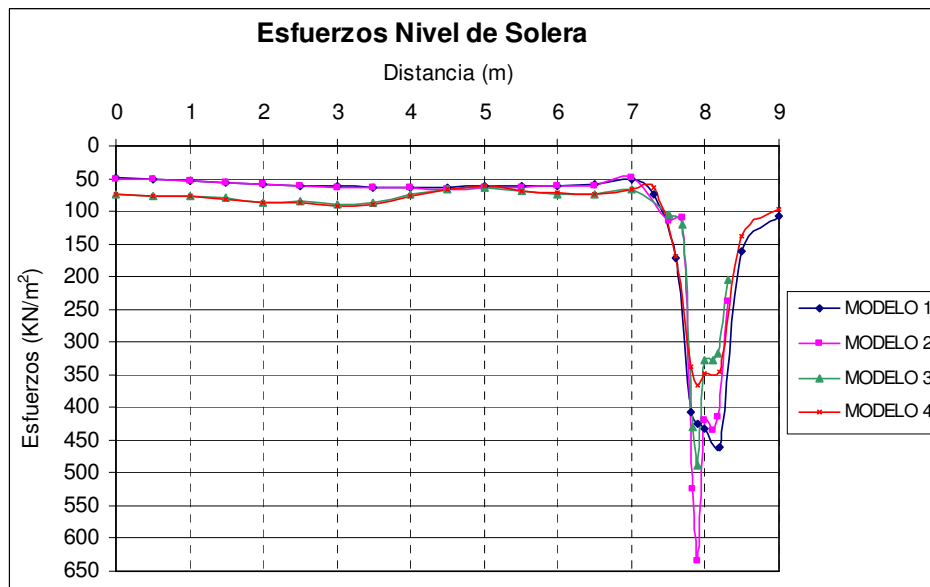
b)

Figura 75: Distribución de tensiones y desplazamientos de todos los modelos, modelación con suelo con comportamiento lineal elástico

Suelo con comportamiento elastoplástico



a)



b)

Figura 76: Distribución de tensiones y desplazamientos de todos los modelos, modelación con suelo con comportamiento elastoplástico

En la figura 75 y 76 se resumen las distribuciones de tensiones y desplazamientos para cada modelo estudiado bajo comportamiento elástico y elastoplástico del material de apoyo, (ver anexos 1, 2, 3 y 4).

3.1.1 Análisis de los resultados obtenidos

Los comentarios se organizan para todos los casos, describiendo lo sucedido bajo modelo de comportamiento elástico del suelo, luego los de comportamiento elastoplástico. Se trata siempre primero las tensiones después los desplazamientos consecuencia de las primeras.

3.1.1.1 Distribución de tensiones en los modelos considerando el suelo con comportamiento lineal elástico

- Se observa claramente de los resultados que la distribución de tensiones para todos los modelos no es uniforme, sin embargo en el modelo 1 el comportamiento de la distribución de esfuerzos es muy errática, mientras que en los otros modelos se presenta con una tendencia a ser menor en el centro y crecer bajo la zona que ocupa la lámina de directriz recta.
- En todos los casos la distribución de tensiones tienden a concentrarse en el borde del cimiento cónico, lo que contradice la suposición que se realiza en el análisis membranar utilizando expresiones cerradas.
- En todos los modelos las tensiones disminuyen bruscamente fuera del radio del cimiento.

3.1.1.2 Distribución de desplazamientos en los modelos considerando el suelo con comportamiento lineal elástico

Todas las distribuciones de desplazamientos no son uniformes, ni presentan una variación lineal, aunque se presenta un incremento del valor del desplazamiento en la vecindad del borde del cimiento.

En el modelo 2 los desplazamientos son más uniformes y presentan los valores mínimos al compararse con las otras distribuciones.

Fuera del radio del cimiento cónico los desplazamientos tienden a disminuir significativamente.

3.1.1.3 Distribución de tensiones en los modelos considerando el suelo con comportamiento elastoplástico

- En ninguno de los casos la distribución de tensiones es uniforme.
- Todos los modelos analizados tienen igual tendencia en su distribución de tensiones, es decir, se presenta el mínimo valor en el centro del cimiento y el máximo en el borde del cimiento, donde el radio es máximo.
- Se tiene que el incremento que se produce debajo del borde del cimiento es significativo y se asocia a la deformabilidad del suelo en esta zona, relacionada con el comportamiento elastoplástico del material.
- Los valores de tensiones en el borde del cimiento son mayores para los modelos que presentan anillo circunferencial.
- En todos los casos en los puntos tomados fuera del cimiento cónico se presenta una disminución de las tensiones.

3.1.1.4 Distribución de desplazamiento en lo modelos considerando el suelo con comportamiento elastoplástico

- La distribución de desplazamientos en los modelos 1 y 2 tienen igual tendencia, aunque en el modelo 2 (con anillo) el valor del desplazamiento es menor en el borde del cimiento.
- Los desplazamientos en los modelos 3 y 4 son prácticamente iguales, pero para el modelo 4 se obtiene su menor valor en el borde.

Nota 1: En los anexos del 5 al 12 se comparan todos los modelos analizados bajo suelo con comportamiento lineal elástico, tanto para desplazamientos como para esfuerzos.

Nota 2: En los anexos del 13 al 20 se comparan todos los modelos analizados bajo suelo con comportamiento elastoplástico, tanto para desplazamientos como para esfuerzos.

3.2 Influencia de la relación geométrica f/a en la distribución de tensiones y deformaciones

3.2.1 Características de los modelos utilizados en el estudio

- Cimiento embebido en el terreno.
- Modelo axialsimétrico
- Modelo de comportamiento del suelo elastoplástico
- Suelo homogéneo
- Comportamiento del suelo friccional puro

3.2.2 Propiedades de los materiales y características geométricas del modelo

Al definir las características de los materiales quedan reflejados los parámetros del suelo que caracterizan el modelo de comportamiento seleccionado. Los materiales en los modelos analizados tendrán las mismas propiedades, la variación estará en la relación geométrica altura/radio (f/a) (ver Figura 77), por lo que se toman las propiedades definidas anteriormente en la Tabla 2. La función de carga aplicada es la misma que se definió en la Figura 70, se grafica para un valor de presión $q = 421.95\text{KN/m}^2$.

Se analizaron tres modelos los cuales corresponden con $f/a = 0.5$, $f/a = 0.7$ y $f/a = 1$.

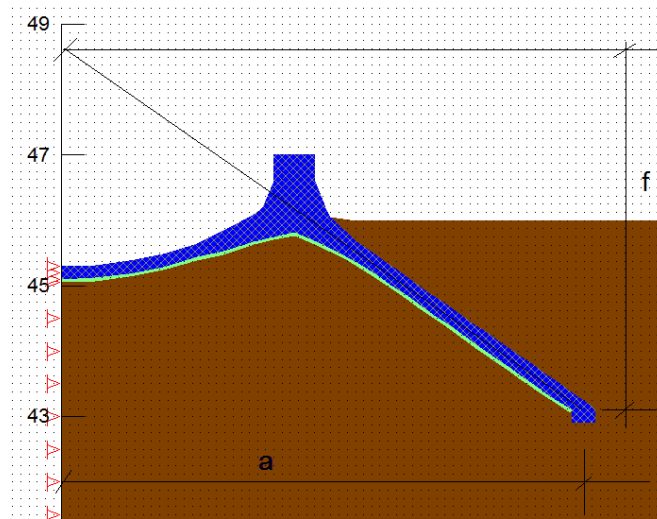


Figura 77: Relación geométrica f/a

La distribución de tensiones y desplazamientos se grafica en la solera del cemento laminar como se muestran en las figuras 78, 79, 80 y 81 considerando las relaciones geométricas mencionadas.

Suelo con comportamiento elastoplástico
 $f/a = 0.5$

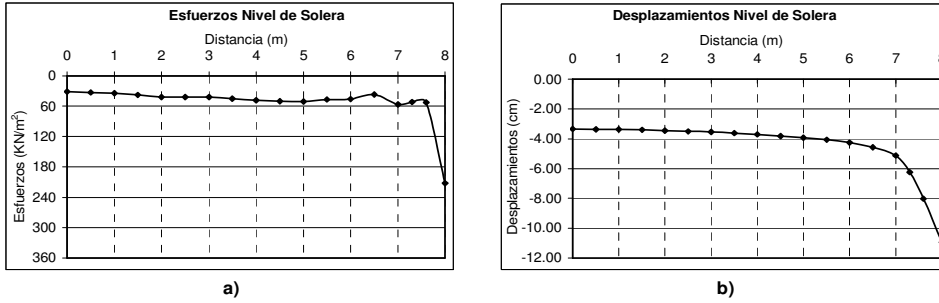


Figura 78: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=0.5$

Suelo con comportamiento elastoplástico
 $f/a = 0.7$

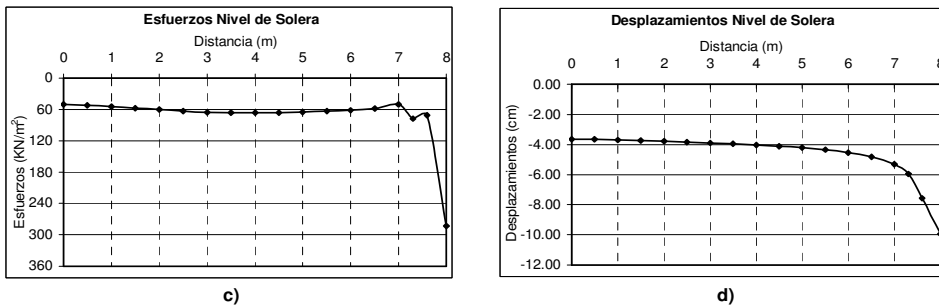


Figura 79: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=0.7$

Suelo con comportamiento elastoplástico
 $f/a = 1$

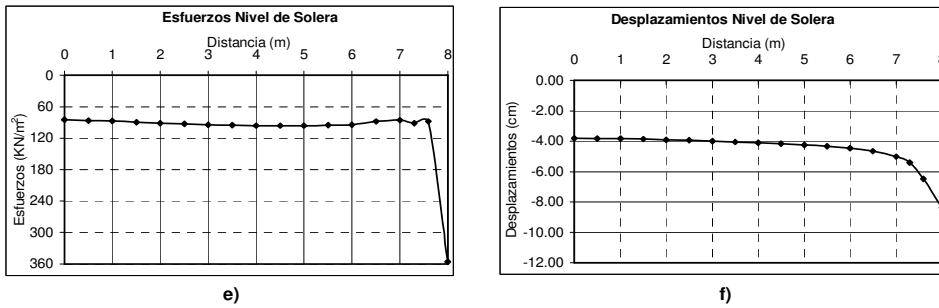
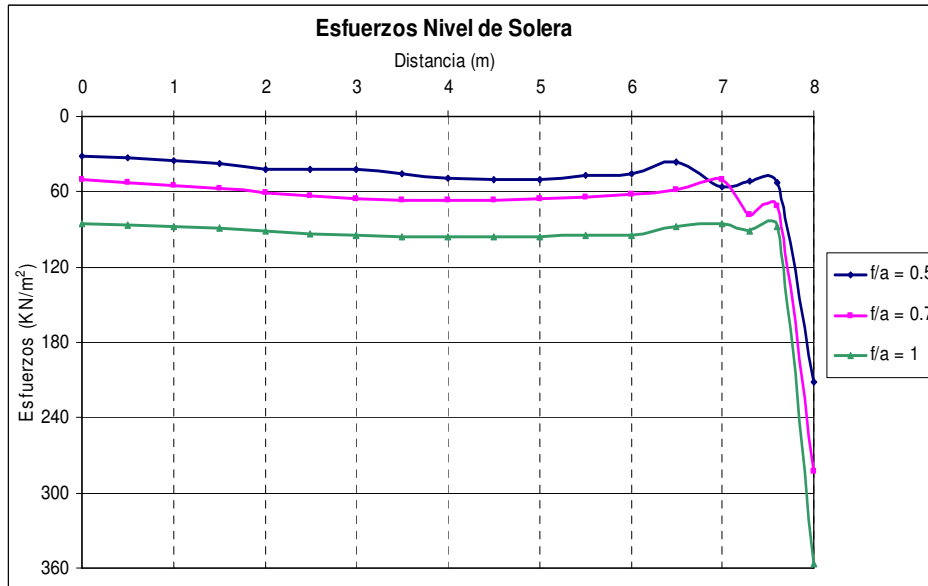
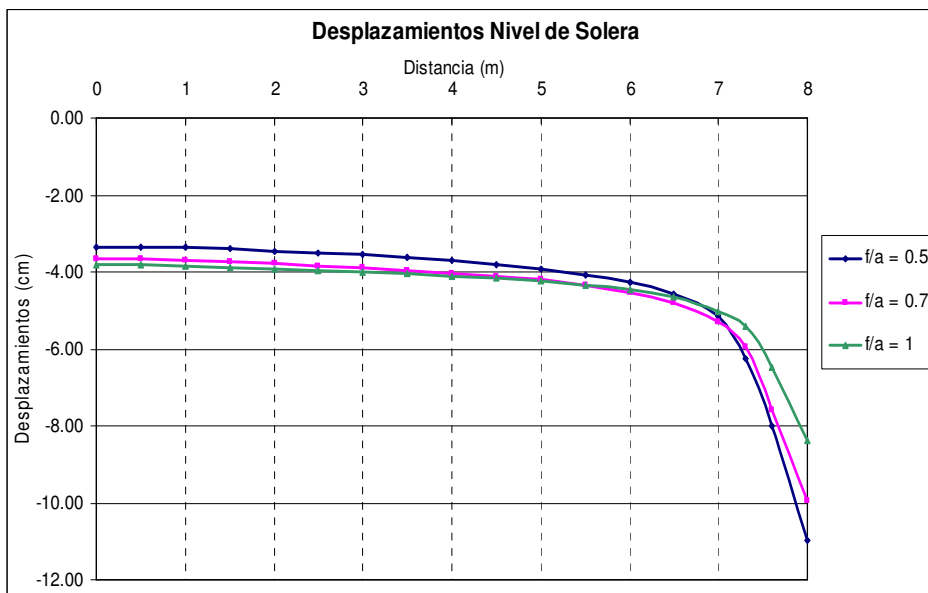


Figura 80: Distribución de tensiones desplazamientos, $f/a=1$



a)



b)

Figura 81: Distribución de tensiones y desplazamientos para todas las relaciones de f/a

3.2.3 Análisis de los resultados obtenidos

Todos los modelos utilizados para el estudio están conformados por dos láminas, una lámina central en forma de paraboloides de revolución y otra exterior de directriz recta, las que se unen en el lugar geométrico que ocupa el fuste de la superestructura, en este caso una chimenea de 75 m. de altura.

3.2.3.1 Distribución de tensiones

- La distribución de tensiones no es lineal, sin embargo al comparar la correspondiente a cada modelo con diferentes relaciones de f/a , mantienen la misma tendencia, aunque existe diferencia entre sus valores. Así se tiene que los menores en el centro del cimientado y en su borde se obtienen para la relación $f/a = 0.5$, y para $f/a = 1$ se producen los mayores valores de tensiones en todos sus puntos ubicados en la solera del cimientado. (figura 81a).

3.2.3.2 Distribución de desplazamientos

- Los desplazamientos tienden a ser uniformes bajo la lámina central y parte de la lámina cónica, obteniéndose el valor mínimo en el centro del cimientado para $f/a = 0.5$, aunque para la misma relación se tiene el valor máximo en el borde.
- Para la relación $f/a = 1$ la distribución de desplazamiento es más uniforme en relación a las otras dos geometrías y existe menor diferencia entre el valor del desplazamiento del centro del cimientado y el del borde. (figura 81b).

Nota 1: En los anexos 21, 22 y 23 se encuentran tablas y gráficos obtenidos luego de la modelación con el programa Geo-Slope, modulo Sigma/W, analizando la influencia de la relación geométrica f/a .

3.3 Determinación de la carga última del cimiento laminar apoyado sobre un estrato homogéneo

Se realiza la determinación de la presión última del cimiento objeto de estudio, a través del proceso iterativo implementado en el software utilizado, precisando para cada escalón de presión aplicada 40 iteraciones y 1% de tolerancia para el cálculo del error.

3.3.1 Características de los modelos empleados

- Cimiento embebido en el terreno.
- Todos los modelos fueron analizados axialsimétricos, excepto para $f/a = 0.7$, donde se considero también modelo en 2D.
- Comportamiento del suelo elastoplástico
- Suelo homogéneo
- Comportamiento del suelo friccional puro.

Para la determinación de la presión última del cimiento resistente por estabilidad se tomaron los datos siguientes para el suelo de apoyo del cimiento, (ver Tabla 4).

SUELO (Elastoplástico)	
E (KPa)	8000
ν	0.30
ϕ (°)	20
γ (KN/m ³)	20
Ko	0.66

Tabla 4: Propiedades de los materiales

3.3.2 Función de carga

Se emplea una función incremental de esfuerzos normales aplicados en la cara del elemento, para la determinación de la carga última, se realizan varias corridas con distintos valores de la función, de manera que se pueda precisar el valor de la presión última soportante, este procedimiento se realiza para cada una de la relaciones geométricas estudiadas. Se presentan a continuación las funciones de cargas y el valor de la presión última obtenida para cada modelo.

Modelo $f/a = 0.5$

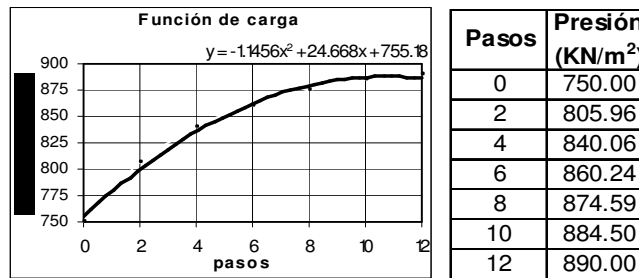


Figura 82: Función de carga, modelo $f/a=0.5$

Para la relación de la Figura 82 se encontró, $q_u = 851.29 \text{KN/m}^2$.

Modelo $f/a = 0.7$

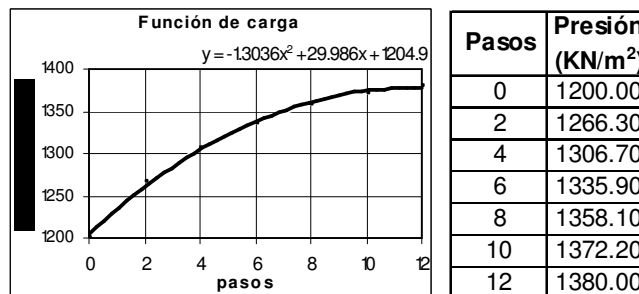


Figura 83: Función de carga, modelo $f/a=0.7$

Para la relación de la Figura 83 se encontro, $q_u = 1306.70\text{KN/m}^2$.

Modelo $f/a = 0.7$, modelo en 2 dimensiones

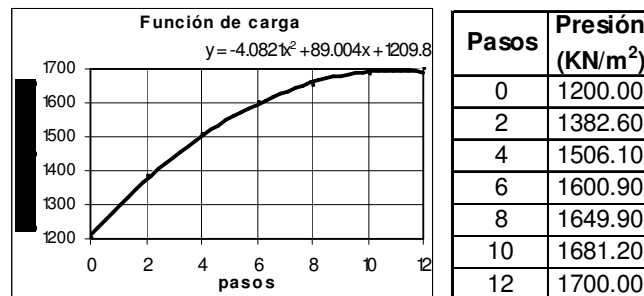


Figura 84: Función de carga, modelo $f/a=0.7$, 2D

Para la relación de la Figura 84 y analizando en 2 dimensiones, $q_u = 1440.07\text{KN/m}^2$.

Modelo $f/a = 1$

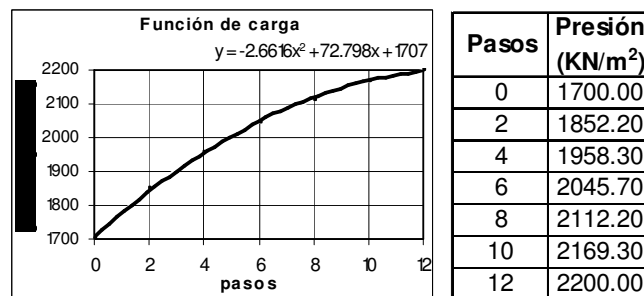


Figura 85: Función de carga, modelo $f/a=1$

Para la relación de la Figura 85 se encontró, $q_u = 1909.66\text{KN/m}^2$.

Tabla resumen cálculo de la capacidad de carga del cimiento cónico.(KN/m²).

f/a	0.5	0.7	1
Presión última qu(KN/m ²) Modelo axialsimétrico	851.29	1306.70	1909.66
Presión última qu(KN/m ²) Modelo en 2D	-	1440.07	-

Tabla 5: Resultados de la capacidad de carga última en el cimiento cónico

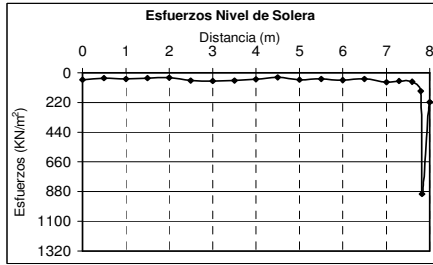
Como principal resultado se destaca el hecho de que la capacidad de carga del cimiento cónico aumenta con el aumento de la pendiente de la lámina de directriz recta.

Para iguales condiciones de carga y propiedades del suelo, se obtiene que la capacidad de carga del cimiento para el modelo en 2D es superior a la del cimiento cuando es analizado con modelo axialsimétrico. Si bien para la estructura esbelta considerada no corresponde la utilización de un cimiento corrido, se determinó la capacidad de carga bajo este modelo con el objetivo de validar el resultado alcanzado, es decir comprobar si se obtenía mayor capacidad de carga para el modelo en 2D, como era de suponer.

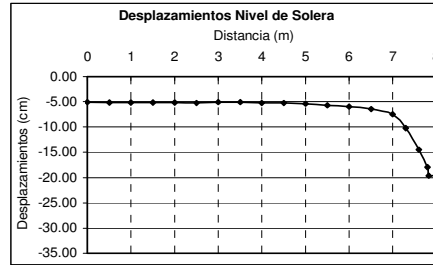
Se muestran los gráficos de distribución de tensiones y desplazamientos, para cada modelo, en la etapa de falla, donde se observa (Figura 86 y 87), los valores de las tensiones, las que son superiores para f/a=1, modelo para el que se obtuvo mayor capacidad de carga, el suelo modelado para todos los casos tiene un comportamiento elastoplástico y homogéneo.

Gráficos para $q_u = 851.29 \text{KN/m}^2$

$f/a = 0.5$



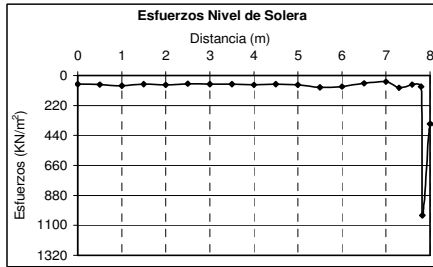
a)



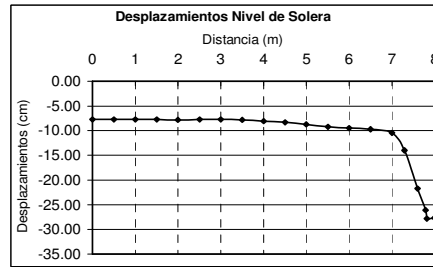
b)

Gráficos para $q_u = 1306.70 \text{KN/m}^2$

$f/a = 0.7$



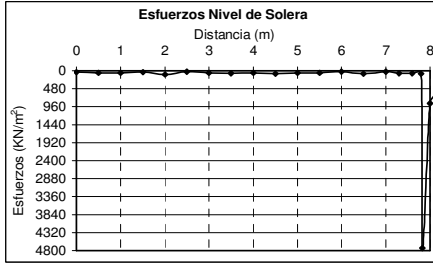
c)



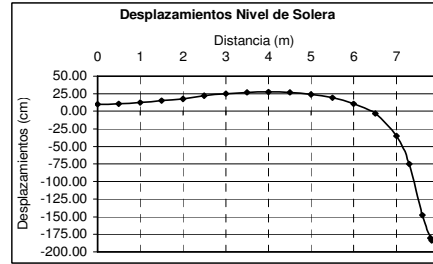
d)

Gráficos para $q_u = 1440.07 \text{KN/m}^2$

$f/a = 0.7$ en 2 dimensiones



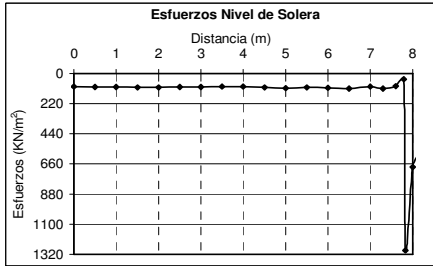
e)



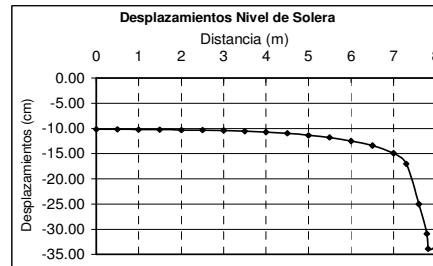
f)

Gráficos para $q_u = 1306.70 \text{KN/m}^2$

$f/a = 1$

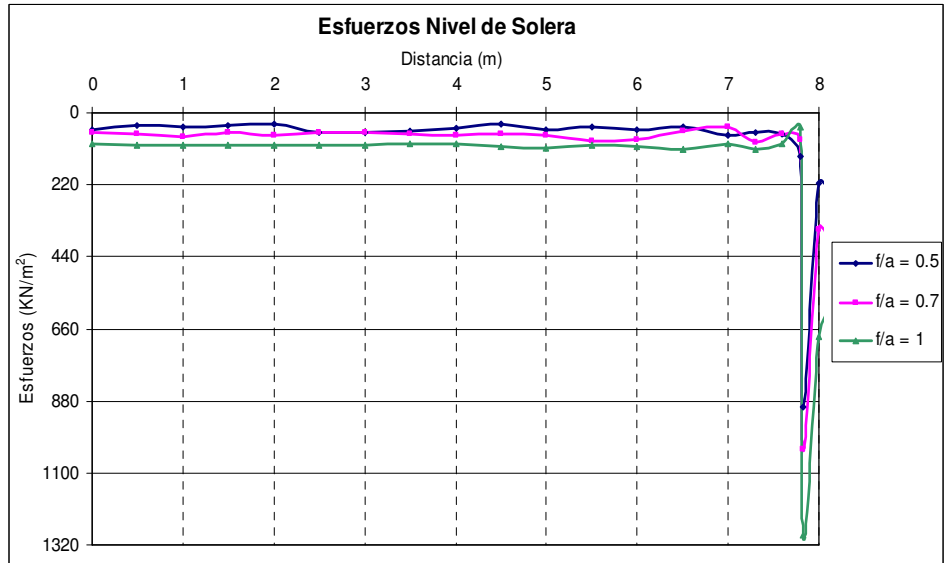


g)

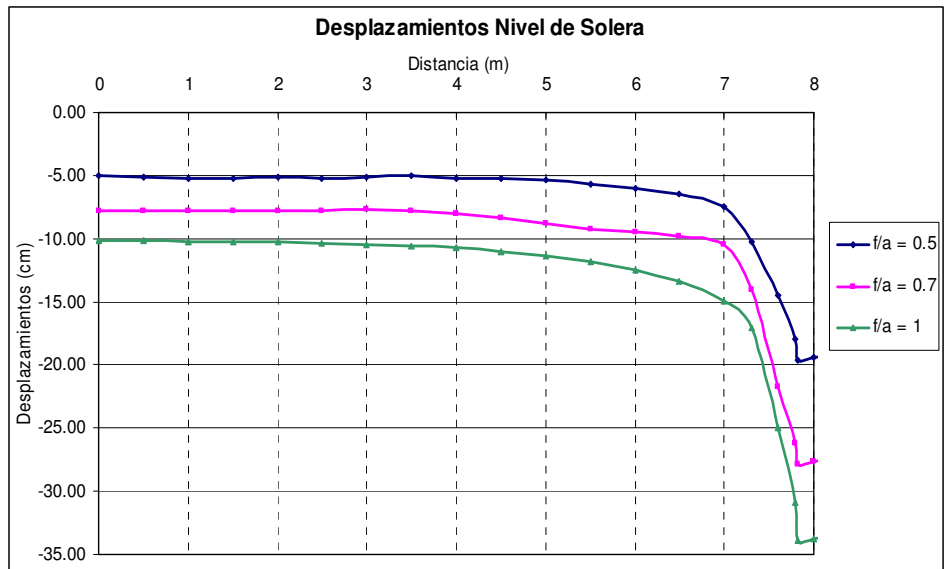


h)

Figura 86: Distribución de tensiones y deformaciones para $f/a=1$



a)



b)

Figura 87: Distribución de tensiones y deformaciones

3.4 Cálculo de la capacidad de carga del cimiento laminar para diferentes relaciones de E_i/E_j

Se determina la capacidad de carga del cimiento laminar a partir de una relación geométrica constante ($f/a=0.7$), con variación de la relación entre los módulos de elasticidad del suelo y el ángulo de fricción interna del suelo.

3.4.1 Características de los modelos empleados

- Cimiento embebido en el terreno.
- Todos los modelos fueron analizados axialsimétricos.
- Comportamiento del suelo elastoplástico.
- E_i/E_j –Relación entre los módulos de elasticidad del suelo dentro de núcleo del cimiento y debajo de su solera.
- Comportamiento del suelo friccional puro.

Para la determinación de la presión última del cimiento resistente se realizó sobre tres modelos con diferentes propiedades del suelo como se muestra en las tablas 6, 7 y 8:

Suelo dentro del núcleo del cimiento (comportamiento elastoplástico)			
Propiedades	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
E (KPa)	7260	30000	7260
ν	0.30	0.30	0.30
ϕ (°)	19.5	35	19.5

Tabla 6: Propiedades de los materiales

Suelo debajo de la solera (comportamiento elastoplástico)			
Propiedades	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
E (KPa)	11000	7260	30000
ν	0.30	0.30	0.30
ϕ (°)	25	19.5	35
γ	19	19	19
K_o	0.58	0.66	0.43

Tabla 7: Propiedades de los materiales

Tabla resumen cálculo de la capacidad de carga del cimiento cónico.(kN/m2)			
Modelo	5	6	7
Presión última q_u (kN/m ²)	2053.0	1504.7	7347.0

Tabla 8: Resultados de capacidad de carga última en el cimiento cónico

Ei/Ej			
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
ϕ_1 (°)	19.5	35	19.5
ϕ_2 (°)	25	19.5	35
Presión última q_u (kN/m ²)	2053	1504.7	7347
Suelo homogéneo			
ϕ (°)	25	19.5	35
Presión última q_u (kN/m ²)	2406	1300	7802

Tabla 9: Comparaciones de capacidad de carga para diferentes propiedades del suelo

La mayor influencia en la capacidad de carga del cimiento cuando se sitúan suelos de propiedades diferentes dentro del núcleo de la lámina y debajo de la solera de ésta, la establece este último, aspecto que se considera racional, ya que la superficie de fluencia se desarrolla fundamentalmente en la zona debajo del borde del cimiento, comprendida bajo la solera, (ver figura 88).

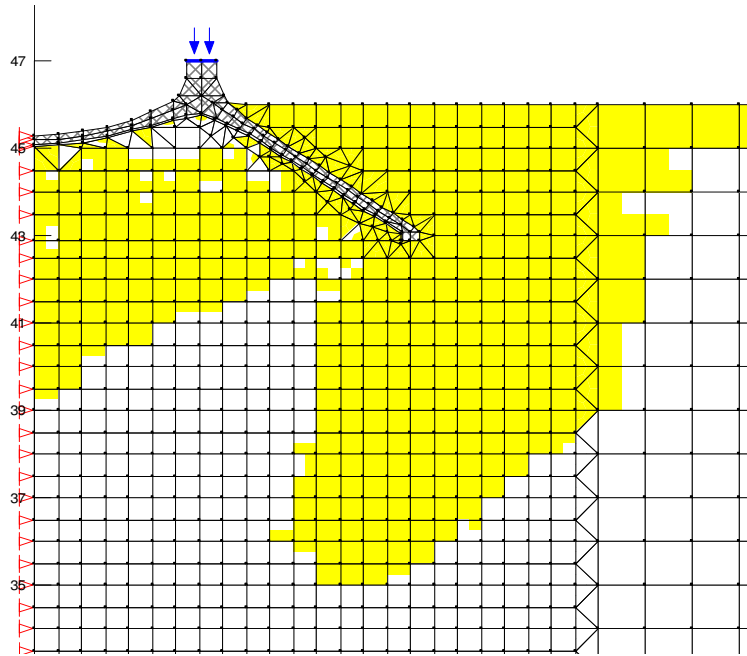


Figura 88: Contorno de fluencia en etapa de falla

3.4.2 Comparación de la capacidad de carga última del cimiento laminar y el circular plano

Se compara los resultados de la capacidad de carga obtenida numéricamente para el cimiento laminar, con los obtenidos para un cimiento circular plano de igual diámetro. Se mantienen constantes las propiedades del suelo de apoyo, la carga actuante y la profundidad de cimentación.

Geometría	Angulo fricción del suelo	Presión última q_u (kN/m ²)	Tipo cimentación
$f/a = 0.7$	25°	2406.0	Laminar
Diámetro = 16m	25°	1671.0	Circular plano

Tabla 10: Comparación de capacidad de carga última entre un cimiento laminar y un circular plano

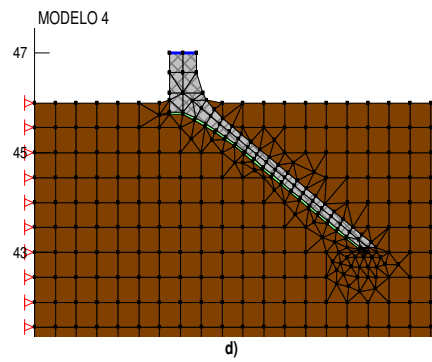
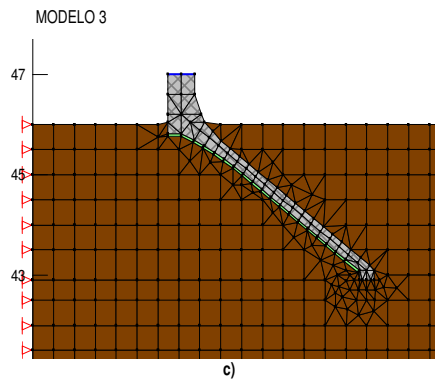
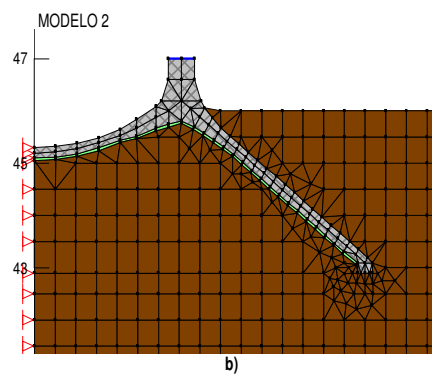
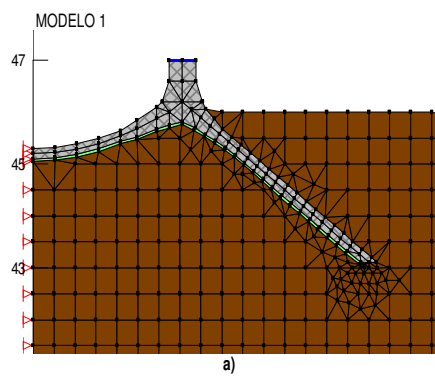
Conclusiones

- La distribución de tensiones en la solera del cimiento laminar no es uniforme como se asume comúnmente en su análisis y diseño.
- Las tensiones tienden a concentrarse en el borde del cimiento de manera significativa cuando se considera un modelo de comportamiento del suelo elastoplástico.
- La colocación del anillo de borde hace que la distribución de tensiones tienda a ser uniforme si se desprecia lo que resulta en la vecindad del borde.
- Bajo la zona correspondiente a la lámina central y gran parte de la cónica, el valor de las tensiones es menor para el modelo de comportamiento del suelo elastoplástico en relación al elástico, contrario a lo que sucede en la zona del borde del cimiento.
- La distribución de desplazamientos para la relación $f/a = 1$, es la más uniforme al comparársele con las otras dos relaciones utilizadas.
- La capacidad soportante última del cimiento laminar se incrementa con el aumento del ángulo de inclinación de la lámina cónica medido con respecto a la horizontal.

- La capacidad soportante última del cimiento laminar depende fundamentalmente de los parámetros de resistencia correspondientes al suelo debajo de la solera.
- El cimiento laminar estudiado presenta mayor capacidad de carga que un cimiento circular plano de igual diámetro.

Anexos

Modelos Analizados en el Capítulo 3, punto 3.1, base para los anexos 1, 2, 3 y 4



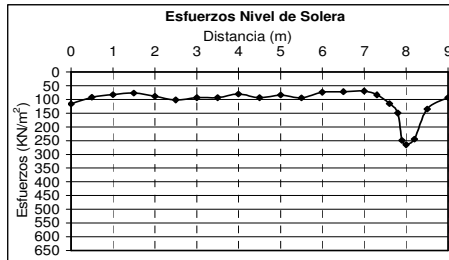
Anexo 1

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE				DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m ²)	Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m ²)
1	0.00	-5.742	116.140	1	0.00	-3.737	48.572
2	0.50	-5.762	92.183	2	0.50	-3.748	50.741
3	1.00	-5.912	82.584	3	1.00	-3.777	52.779
4	1.50	-5.838	76.641	4	1.50	-3.820	55.525
5	2.00	-5.761	88.623	5	2.00	-3.868	58.747
6	2.50	-5.768	101.730	6	2.50	-3.918	60.954
7	3.00	-5.712	93.136	7	3.00	-3.967	62.062
8	3.50	-5.685	93.731	8	3.50	-4.019	62.828
9	4.00	-5.550	80.062	9	4.00	-4.078	63.127
10	4.50	-5.423	93.831	10	4.50	-4.146	63.101
11	5.00	-5.353	83.651	11	5.00	-4.230	62.171
12	5.50	-5.244	93.940	12	5.50	-4.346	60.887
13	6.00	-5.141	73.598	13	6.00	-4.515	60.692
14	6.50	-5.130	71.456	14	6.50	-4.769	58.339
15	7.00	-5.260	69.485	15	7.00	-5.174	50.382
16	7.30	-5.451	83.509	16	7.30	-5.652	73.482
17	7.60	-5.776	114.900	17	7.60	-7.286	172.320
18	7.80	-5.982	149.500	18	7.80	-9.840	408.030
19	7.90	-6.087	249.660	19	7.90	-10.421	424.050
20	8.00	-6.077	265.090	20	8.00	-10.441	431.260
21	8.20	-5.959	244.550	21	8.20	-10.032	460.030
22	8.50	-5.411	134.880	22	8.50	-6.554	162.480
23	9.00	-4.781	92.972	23	9.00	-5.042	107.640

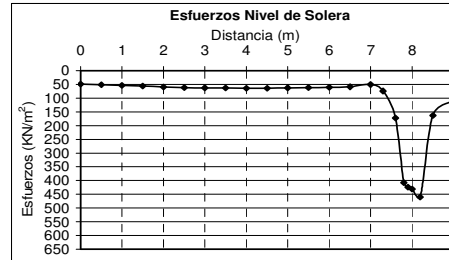
Suelo con comportamiento lineal elástico

Suelo con comportamiento elastoplástico

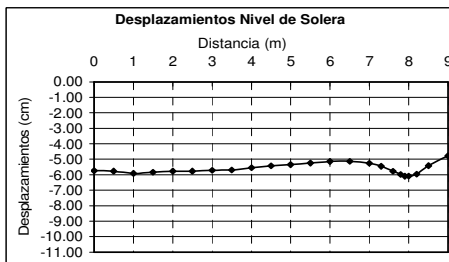
MODELO 1



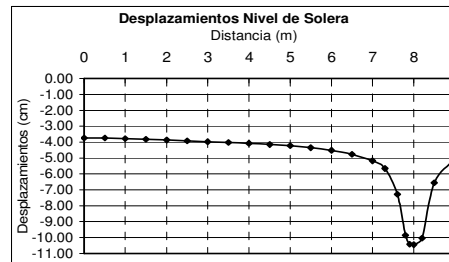
a)



c)



b)



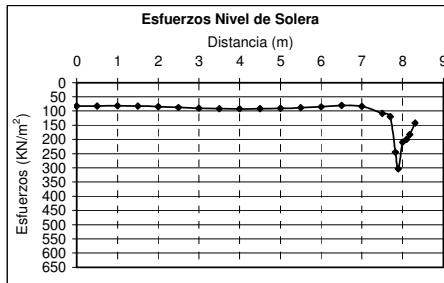
d)

Anexo 2

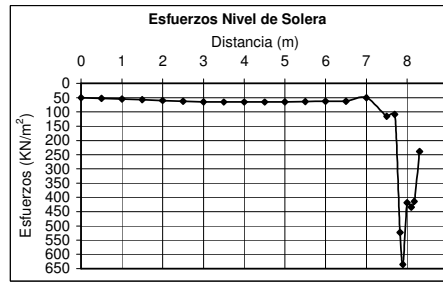
DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)
1	0.00	-5.544	83.030
2	0.50	-5.541	82.303
3	1.00	-5.533	81.613
4	1.50	-5.527	82.474
5	2.00	-5.524	84.840
6	2.50	-5.521	87.864
7	3.00	-5.515	90.307
8	3.50	-5.501	91.574
9	4.00	-5.477	92.054
10	4.50	-5.445	91.899
11	5.00	-5.406	90.949
12	5.50	-5.365	88.807
13	6.00	-5.336	85.645
14	6.50	-5.345	80.486
15	7.00	-5.439	83.971
16	7.50	-5.731	108.340
17	7.69	-5.932	120.360
18	7.83	-6.201	245.350
19	7.89	-6.178	303.940
20	8.00	-6.142	210.340
21	8.10	-6.109	199.870
22	8.18	-6.083	182.720
23	8.31	-5.753	142.110

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)
1	0.00	-3.709	50.040
2	0.50	-3.720	52.084
3	1.00	-3.750	54.216
4	1.50	-3.793	57.119
5	2.00	-3.843	59.908
6	2.50	-3.902	62.664
7	3.00	-3.960	64.516
8	3.50	-4.011	65.151
9	4.00	-4.069	65.079
10	4.50	-4.134	65.358
11	5.00	-4.216	64.383
12	5.50	-4.331	63.321
13	6.00	-4.503	62.011
14	6.50	-4.777	61.871
15	7.00	-5.207	49.693
16	7.50	-6.612	115.420
17	7.69	-7.815	109.060
18	7.83	-10.117	523.660
19	7.89	-10.075	635.070
20	8.00	-10.008	419.330
21	8.10	-9.946	434.350
22	8.18	-9.898	414.500
23	8.31	-8.281	238.610

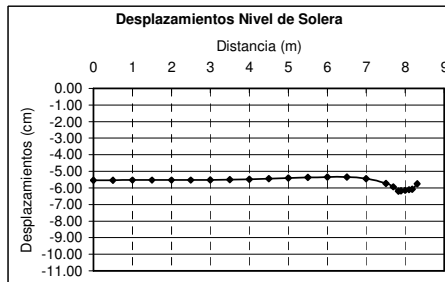
MODELO 2



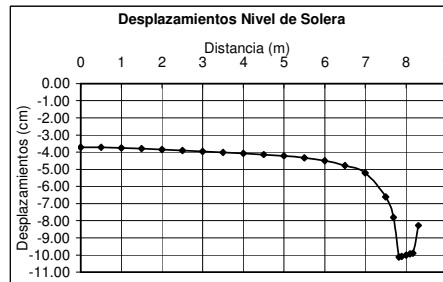
a)



c)



b)

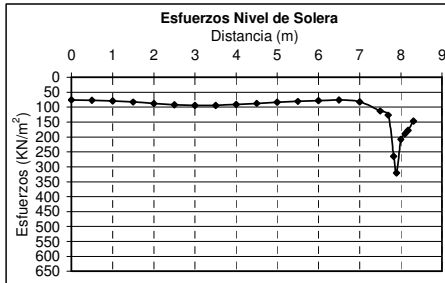


d)

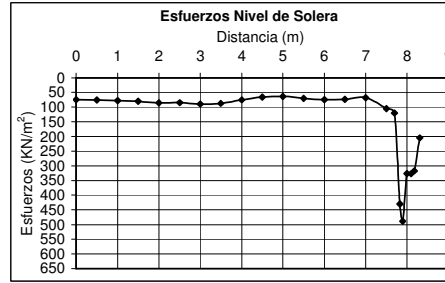
Anexo 3

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE				DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)	Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)
1	0.00	-5.042	75.776	1	0.00	-4.672	74.525
2	0.50	-5.054	76.859	2	0.50	-4.678	75.757
3	1.00	-5.084	79.318	3	1.00	-4.690	77.327
4	1.50	-5.124	83.075	4	1.50	-4.705	80.328
5	2.00	-5.165	87.573	5	2.00	-4.715	85.799
6	2.50	-5.195	91.748	6	2.50	-4.677	85.018
7	3.00	-5.204	94.205	7	3.00	-4.617	89.198
8	3.50	-5.189	93.932	8	3.50	-4.562	86.847
9	4.00	-5.153	91.168	9	4.00	-4.501	75.455
10	4.50	-5.107	87.131	10	4.50	-4.478	65.736
11	5.00	-5.066	83.224	11	5.00	-4.539	63.300
12	5.50	-5.043	80.275	12	5.50	-4.677	70.261
13	6.00	-5.056	78.380	13	6.00	-4.856	74.325
14	6.50	-5.122	76.177	14	6.50	-5.089	74.030
15	7.00	-5.292	82.281	15	7.00	-5.437	67.622
16	7.50	-5.676	112.840	16	7.50	-6.264	104.820
17	7.69	-5.917	126.750	17	7.69	-6.926	119.550
18	7.83	-6.223	264.220	18	7.83	-8.384	429.460
19	7.89	-6.195	319.890	19	7.89	-8.348	488.260
20	8.00	-6.150	208.030	20	8.00	-8.290	326.410
21	8.10	-6.109	189.720	21	8.10	-8.237	327.030
22	8.18	-6.077	178.240	22	8.18	-8.196	317.280
23	8.31	-5.740	146.590	23	8.31	-7.032	204.630

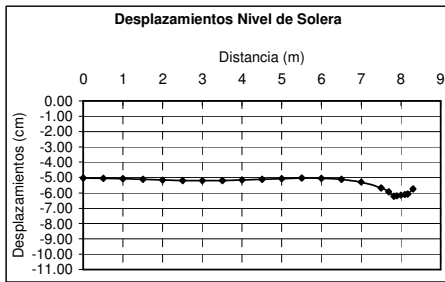
MODELO 3



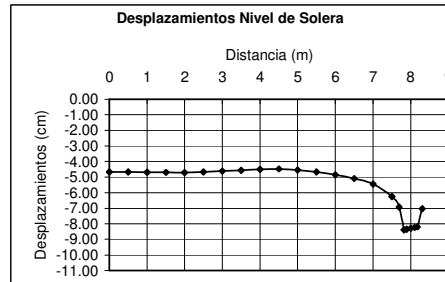
a)



c)



b)

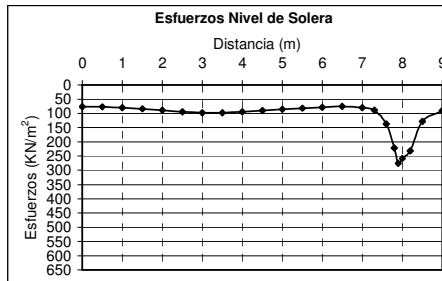


d)

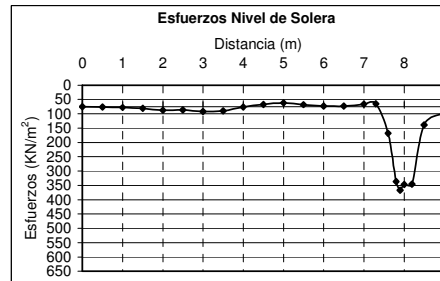
Anexo 4

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE				DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)	Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m2)
1	0.00	-5.194	75.741	1	0.00	-4.796	74.568
2	0.50	-5.208	77.051	2	0.50	-4.803	76.048
3	1.00	-5.243	79.785	3	1.00	-4.819	77.867
4	1.50	-5.290	84.022	4	1.50	-4.839	81.277
5	2.00	-5.338	89.211	5	2.00	-4.857	87.524
6	2.50	-5.373	94.196	6	2.50	-4.819	86.345
7	3.00	-5.383	97.365	7	3.00	-4.765	91.537
8	3.50	-5.360	97.444	8	3.50	-4.704	88.984
9	4.00	-5.308	94.461	9	4.00	-4.614	76.455
10	4.50	-5.239	89.757	10	4.50	-4.563	67.536
11	5.00	-5.168	85.013	11	5.00	-4.592	62.170
12	5.50	-5.114	81.302	12	5.50	-4.706	67.923
13	6.00	-5.091	78.713	13	6.00	-4.869	72.341
14	6.50	-5.118	75.619	14	6.50	-5.088	73.162
15	7.00	-5.237	80.102	15	7.00	-5.401	66.210
16	7.30	-5.393	89.055	16	7.30	-5.712	65.209
17	7.60	-5.683	137.540	17	7.60	-6.529	167.730
18	7.80	-5.977	221.620	18	7.80	-7.861	337.120
19	7.90	-6.095	275.750	19	7.90	-8.224	366.320
20	8.00	-6.081	257.800	20	8.00	-8.239	346.860
21	8.20	-5.947	231.210	21	8.20	-7.956	346.030
22	8.50	-5.340	128.040	22	8.50	-5.689	139.260
23	9.00	-4.701	89.996	23	9.00	-4.653	95.982

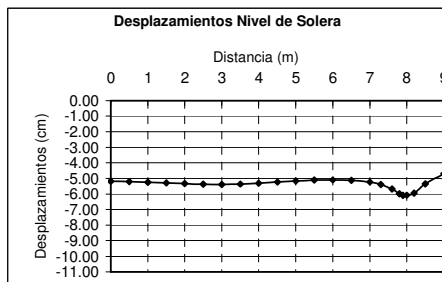
MODELO 4



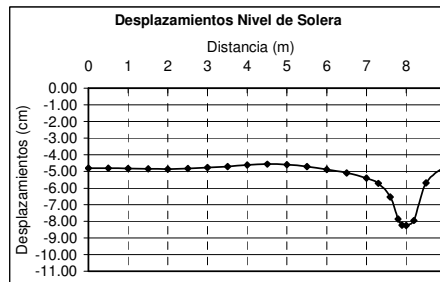
a)



c)



b)

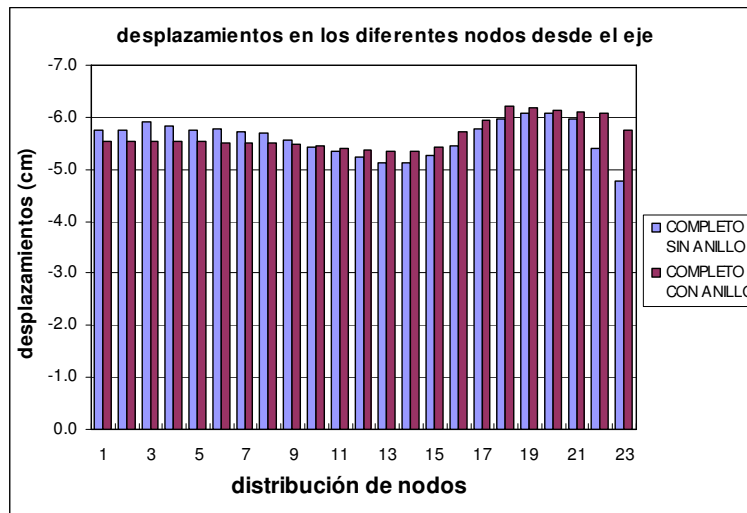
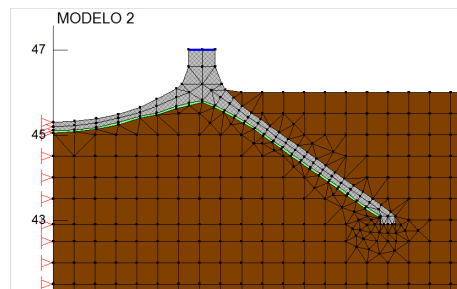
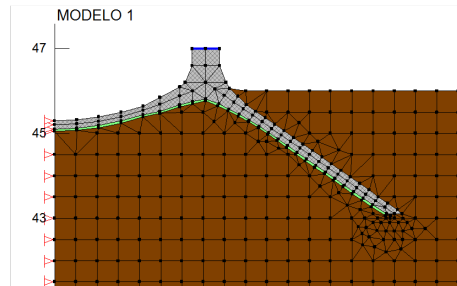


d)

Anexo 5

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 2 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 2
	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (cm)
1	-5.742	-5.544
2	-5.762	-5.541
3	-5.912	-5.533
4	-5.838	-5.527
5	-5.761	-5.524
6	-5.768	-5.521
7	-5.712	-5.515
8	-5.685	-5.501
9	-5.550	-5.477
10	-5.423	-5.445
11	-5.353	-5.406
12	-5.244	-5.365
13	-5.141	-5.336
14	-5.130	-5.345
15	-5.260	-5.439
16	-5.451	-5.731
17	-5.776	-5.932
18	-5.982	-6.201
19	-6.087	-6.178
20	-6.077	-6.142
21	-5.959	-6.109
22	-5.411	-6.083
23	-4.781	-5.753
TOTAL	-128.808	-130.147
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO 2		

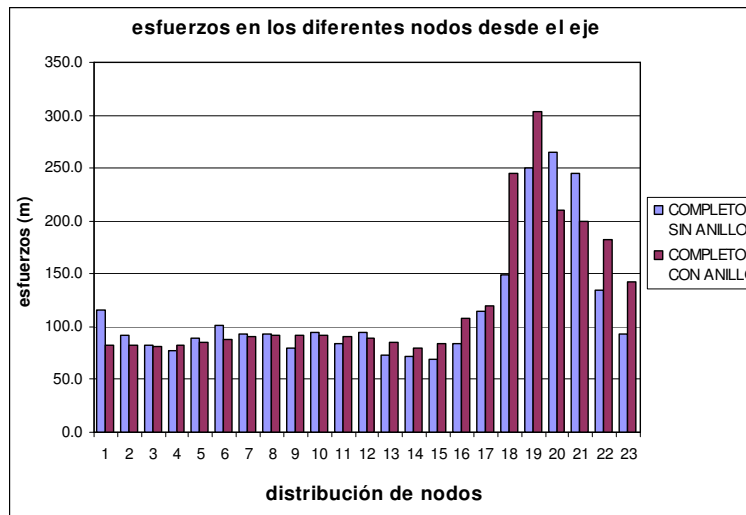
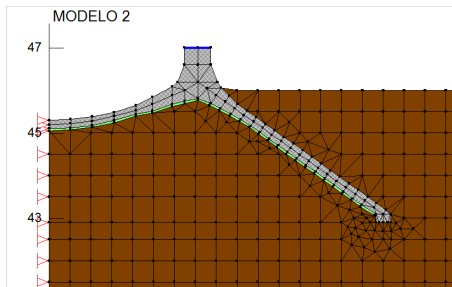
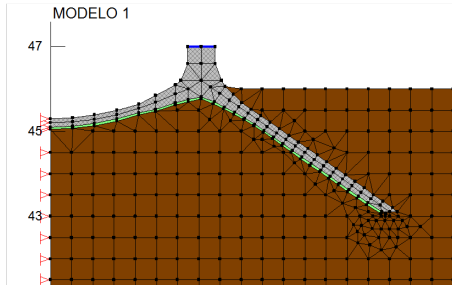


Anexo 6

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 2 (ESFUERZOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 2
	ESFUERZOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)
1	116.140	83.030
2	92.183	82.303
3	82.584	81.613
4	76.641	82.474
5	88.623	84.840
6	101.730	87.864
7	93.136	90.307
8	93.731	91.574
9	80.062	92.054
10	93.831	91.899
11	83.651	90.949
12	93.940	88.807
13	73.598	85.645
14	71.456	80.486
15	69.485	83.971
16	83.509	108.340
17	114.900	120.360
18	149.500	245.350
19	249.660	303.940
20	265.090	210.340
21	244.550	199.870
22	134.880	182.720
23	92.972	142.110
TOTAL	2645.852	2810.846

MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 2**

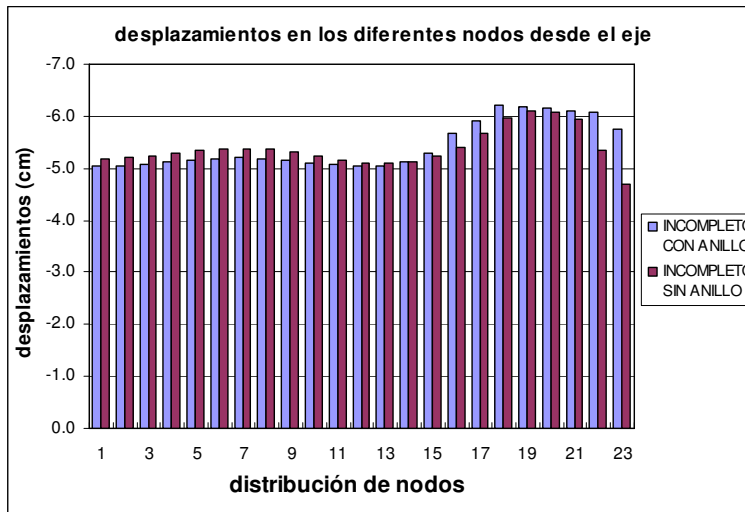
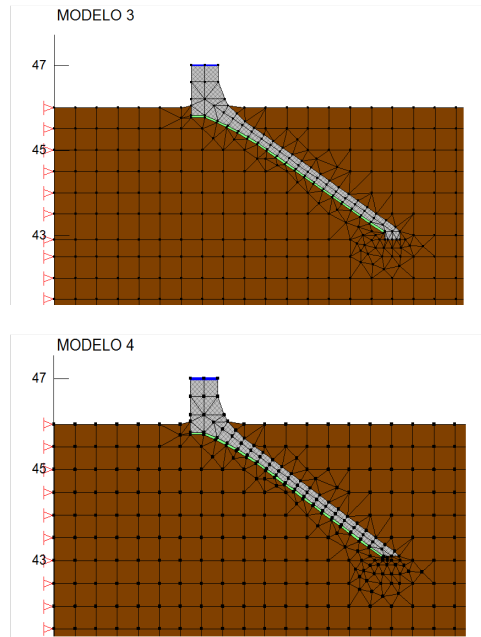


Anexo 7

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 4 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 4
	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (cm)
1	-5.042	-5.194
2	-5.054	-5.208
3	-5.084	-5.243
4	-5.124	-5.290
5	-5.165	-5.338
6	-5.195	-5.373
7	-5.204	-5.383
8	-5.189	-5.360
9	-5.153	-5.308
10	-5.107	-5.239
11	-5.066	-5.168
12	-5.043	-5.114
13	-5.056	-5.091
14	-5.122	-5.118
15	-5.292	-5.237
16	-5.676	-5.393
17	-5.917	-5.683
18	-6.223	-5.977
19	-6.195	-6.095
20	-6.150	-6.081
21	-6.109	-5.947
22	-6.077	-5.340
23	-5.740	-4.701
TOTAL	-124.982	-123.880

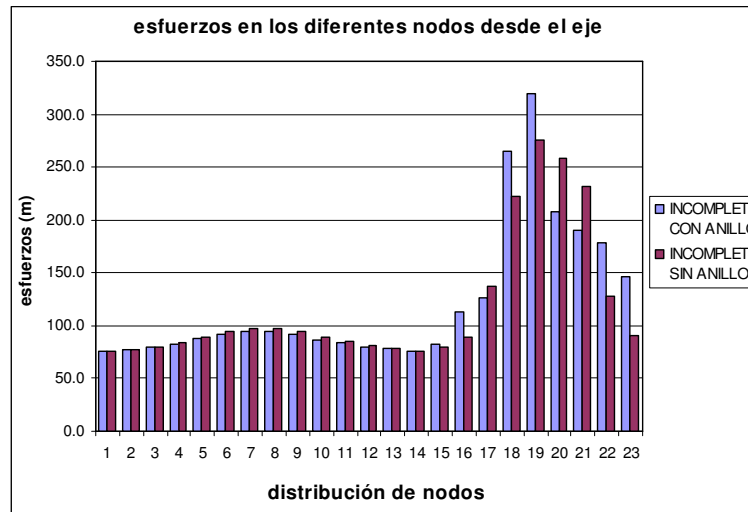
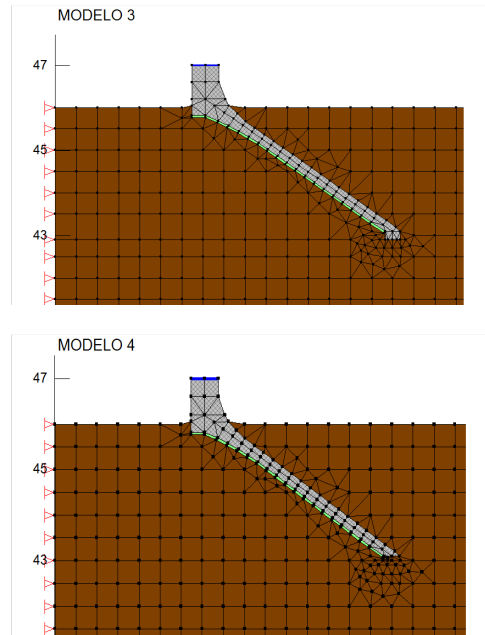
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO 3
MODELO 3



Anexo 8

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 4 (ESFUERZOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 4
	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)
1	75.776	75.741
2	76.859	77.051
3	79.318	79.785
4	83.075	84.022
5	87.573	89.211
6	91.748	94.196
7	94.205	97.365
8	93.932	97.444
9	91.168	94.461
10	87.131	89.757
11	83.224	85.013
12	80.275	81.302
13	78.380	78.713
14	76.177	75.619
15	82.281	80.102
16	112.840	89.055
17	126.750	137.540
18	264.220	221.620
19	319.890	275.750
20	208.030	257.800
21	189.720	231.210
22	178.240	128.040
23	146.590	89.996
TOTAL	2807.402	2710.793
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO 3		
MODELO 3		

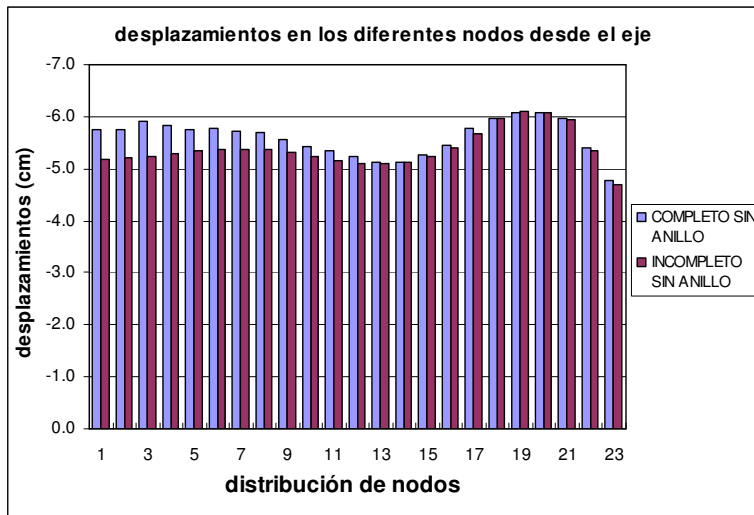
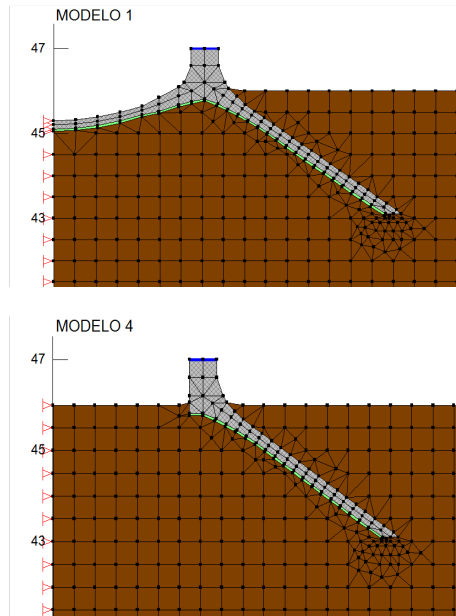


Anexo 9

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 4 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 4
	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (cm)
1	-5.742	-5.194
2	-5.762	-5.208
3	-5.912	-5.243
4	-5.838	-5.290
5	-5.761	-5.338
6	-5.768	-5.373
7	-5.712	-5.383
8	-5.685	-5.360
9	-5.550	-5.308
10	-5.423	-5.239
11	-5.353	-5.168
12	-5.244	-5.114
13	-5.141	-5.091
14	-5.130	-5.118
15	-5.260	-5.237
16	-5.451	-5.393
17	-5.776	-5.683
18	-5.982	-5.977
19	-6.087	-6.095
20	-6.077	-6.081
21	-5.959	-5.947
22	-5.411	-5.340
23	-4.781	-4.701
TOTAL	-128.808	-123.880

MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO **MODELO 1**

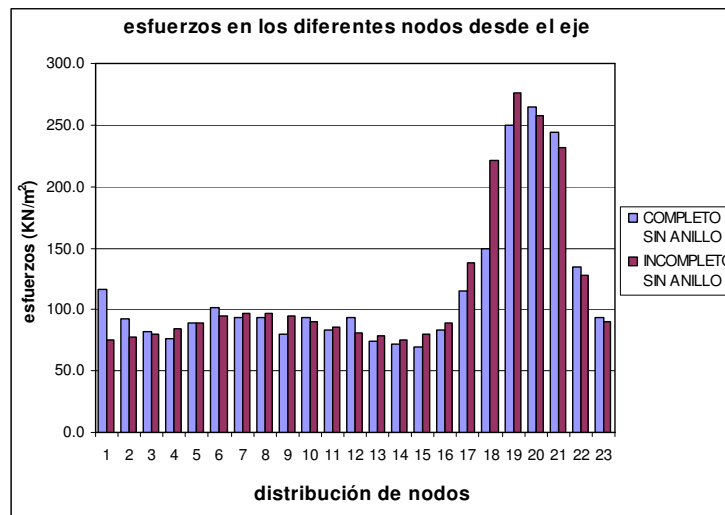
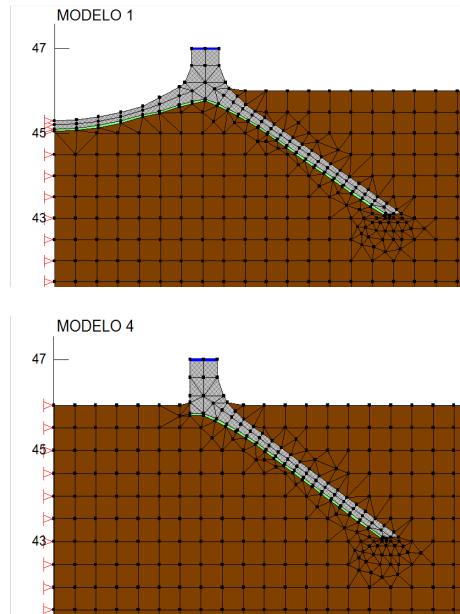


Anexo 10

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 4 (ESFUERZOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 4
	ESFUERZOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)
1	116.140	75.741
2	92.183	77.051
3	82.584	79.785
4	76.641	84.022
5	88.623	89.211
6	101.730	94.196
7	93.136	97.365
8	93.731	97.444
9	80.062	94.461
10	93.831	89.757
11	83.651	85.013
12	93.940	81.302
13	73.598	78.713
14	71.456	75.619
15	69.485	80.102
16	83.509	89.055
17	114.900	137.540
18	149.500	221.620
19	249.660	275.750
20	265.090	257.800
21	244.550	231.210
22	134.880	128.040
23	92.972	89.996
TOTAL	2645.852	2710.793

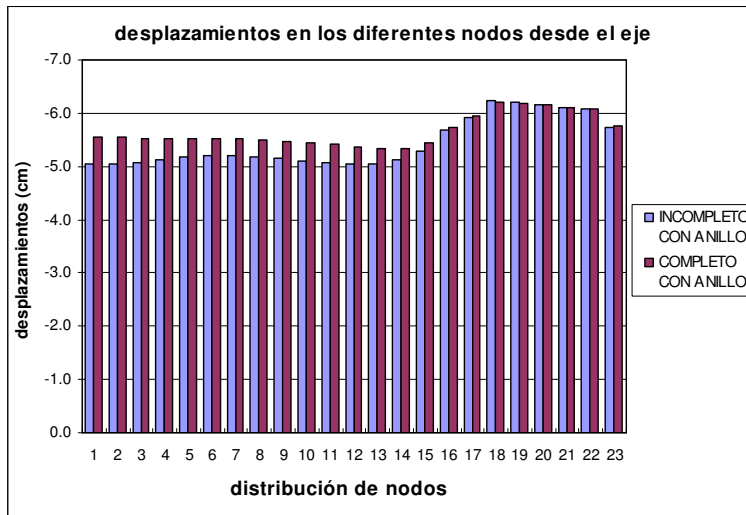
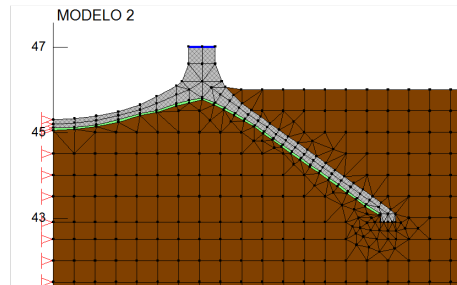
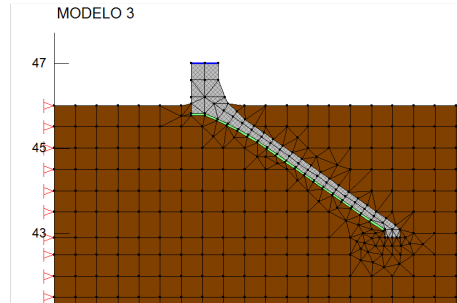
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 4**



Anexo 11

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 2 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 2
	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (cm)
1	-5.042	-5.544
2	-5.054	-5.541
3	-5.084	-5.533
4	-5.124	-5.527
5	-5.165	-5.524
6	-5.195	-5.521
7	-5.204	-5.515
8	-5.189	-5.501
9	-5.153	-5.477
10	-5.107	-5.445
11	-5.066	-5.406
12	-5.043	-5.365
13	-5.056	-5.336
14	-5.122	-5.345
15	-5.292	-5.439
16	-5.676	-5.731
17	-5.917	-5.932
18	-6.223	-6.201
19	-6.195	-6.178
20	-6.150	-6.142
21	-6.109	-6.109
22	-6.077	-6.083
23	-5.740	-5.753
TOTAL	-124.982	-130.147
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO 2		
MODELO 2		

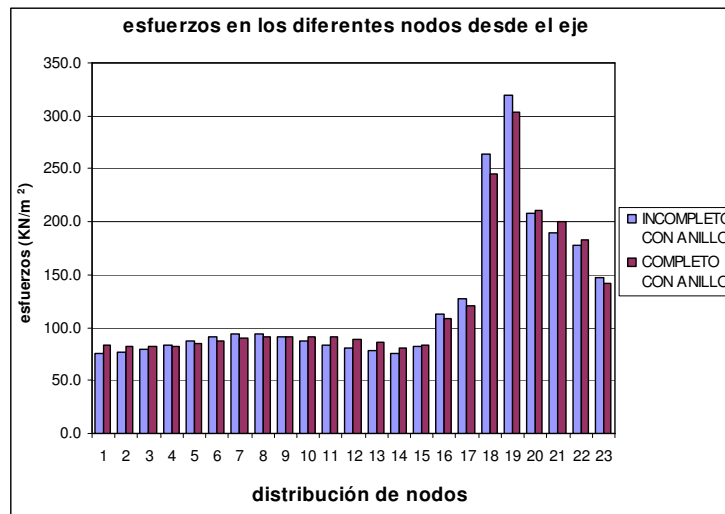
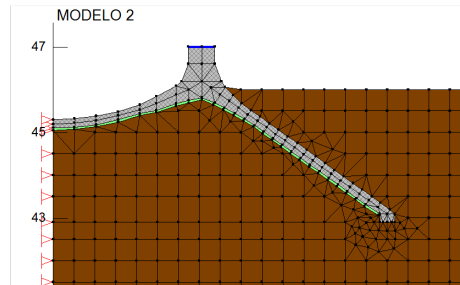
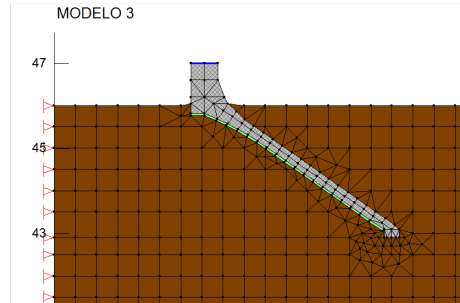


Anexo 12

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 2 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO LINEAL ELÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 2
	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)
1	75.776	83.030
2	76.859	82.303
3	79.318	81.613
4	83.075	82.474
5	87.573	84.840
6	91.748	87.864
7	94.205	90.307
8	93.932	91.574
9	91.168	92.054
10	87.131	91.899
11	83.224	90.949
12	80.275	88.807
13	78.380	85.645
14	76.177	80.486
15	82.281	83.971
16	112.840	108.340
17	126.750	120.360
18	264.220	245.350
19	319.890	303.940
20	208.030	210.340
21	189.720	199.870
22	178.240	182.720
23	146.590	142.110
TOTAL	2807.402	2810.846

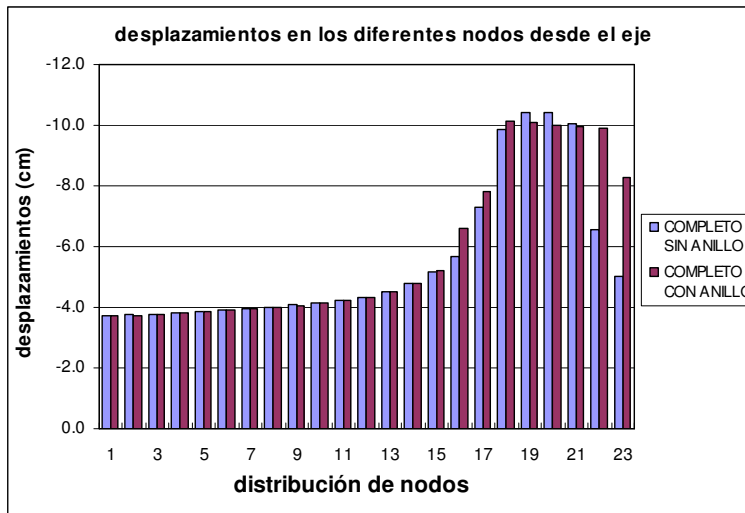
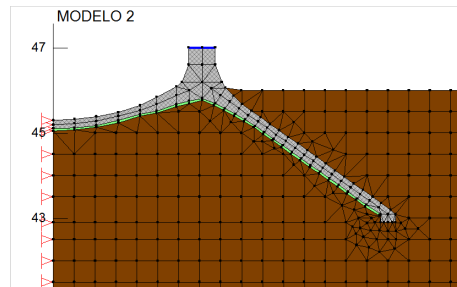
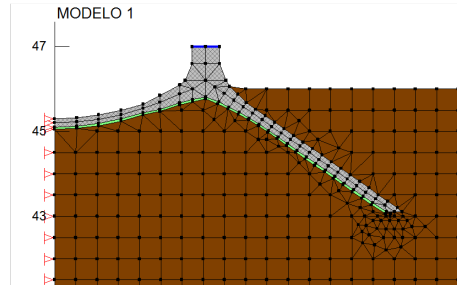
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 2**



Anexo 13

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 2 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 2
	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (cm)
1	-3.737	-3.709
2	-3.748	-3.720
3	-3.777	-3.750
4	-3.820	-3.793
5	-3.868	-3.843
6	-3.918	-3.902
7	-3.967	-3.960
8	-4.019	-4.011
9	-4.078	-4.069
10	-4.146	-4.134
11	-4.230	-4.216
12	-4.346	-4.331
13	-4.515	-4.503
14	-4.769	-4.777
15	-5.174	-5.207
16	-5.652	-6.612
17	-7.286	-7.815
18	-9.840	-10.117
19	-10.421	-10.075
20	-10.441	-10.008
21	-10.032	-9.946
22	-6.554	-9.898
23	-5.042	-8.281
TOTAL	-127.378	-134.676
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO MODELO 2		

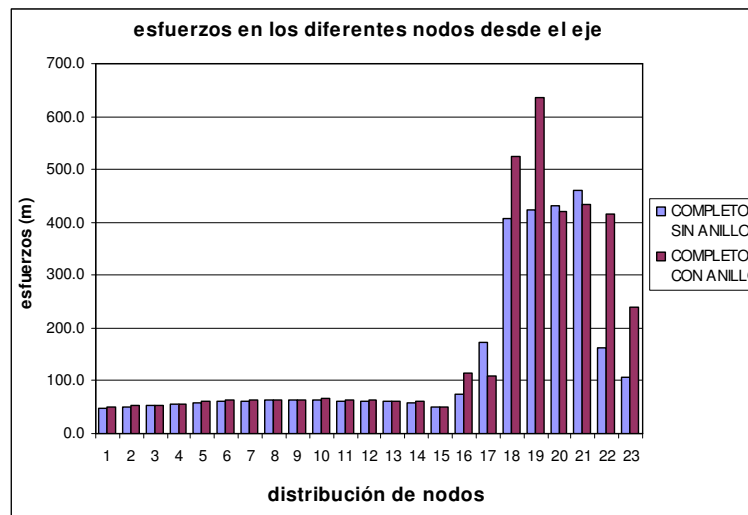
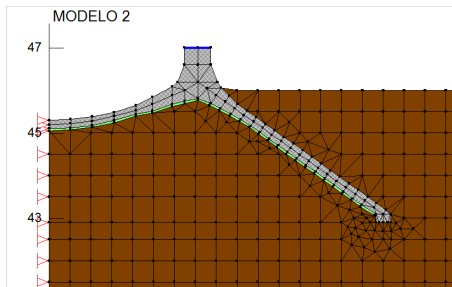
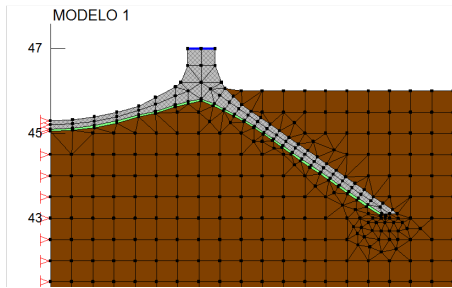


Anexo 14

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 2 (ESFUERZOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 2
	ESFUERZOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)
1	48.572	50.040
2	50.741	52.084
3	52.779	54.216
4	55.525	57.119
5	58.747	59.908
6	60.954	62.664
7	62.062	64.516
8	62.828	65.151
9	63.127	65.079
10	63.101	65.358
11	62.171	64.383
12	60.887	63.321
13	60.692	62.011
14	58.339	61.871
15	50.382	49.693
16	73.482	115.420
17	172.320	109.060
18	408.030	523.660
19	424.050	635.070
20	431.260	419.330
21	460.030	434.350
22	162.480	414.500
23	107.640	238.610
TOTAL	3110.199	3787.414

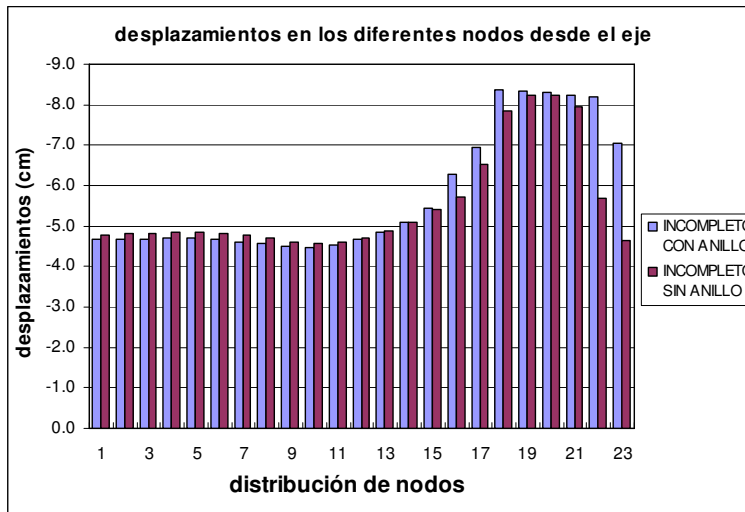
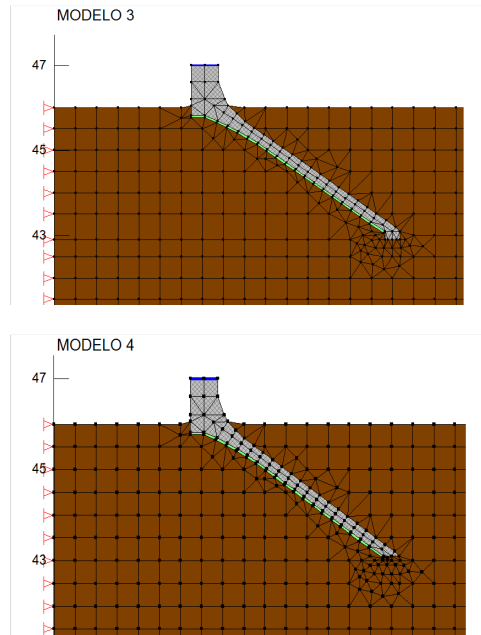
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 2**



Anexo 15

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 4 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 4
	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (cm)
1	-4.672	-4.796
2	-4.678	-4.803
3	-4.690	-4.819
4	-4.705	-4.839
5	-4.715	-4.857
6	-4.677	-4.819
7	-4.617	-4.765
8	-4.562	-4.704
9	-4.501	-4.614
10	-4.478	-4.563
11	-4.539	-4.592
12	-4.677	-4.706
13	-4.856	-4.869
14	-5.089	-5.088
15	-5.437	-5.401
16	-6.264	-5.712
17	-6.926	-6.529
18	-8.384	-7.861
19	-8.348	-8.224
20	-8.290	-8.239
21	-8.237	-7.956
22	-8.196	-5.689
23	-7.032	-4.653
TOTAL	-132.569	-127.096
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO 3		
MODELO 3		

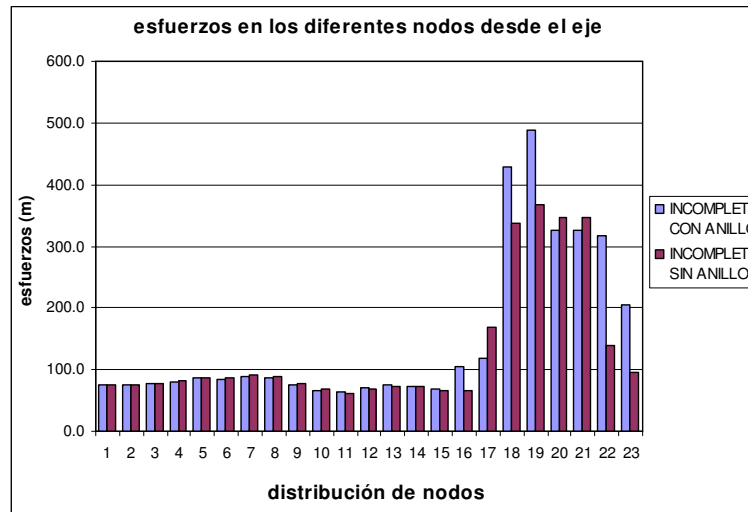
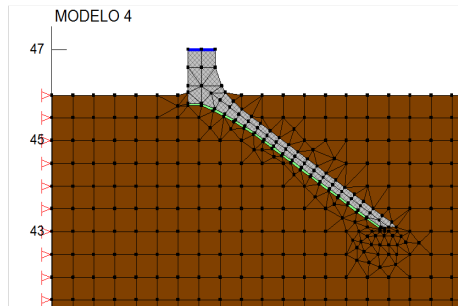
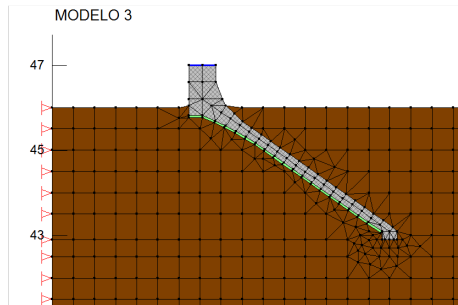


Anexo 16

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 4 (ESFUERZOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 4
	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)
1	74.525	74.568
2	75.757	76.048
3	77.327	77.867
4	80.328	81.277
5	85.799	87.524
6	85.018	86.345
7	89.198	91.537
8	86.847	88.984
9	75.455	76.455
10	65.736	67.536
11	63.300	62.170
12	70.261	67.923
13	74.325	72.341
14	74.030	73.162
15	67.622	66.210
16	104.820	65.209
17	119.550	167.730
18	429.460	337.120
19	488.260	366.320
20	326.410	346.860
21	327.030	346.030
22	317.280	139.260
23	204.630	95.982
TOTAL	3462.968	3014.458

MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 3**

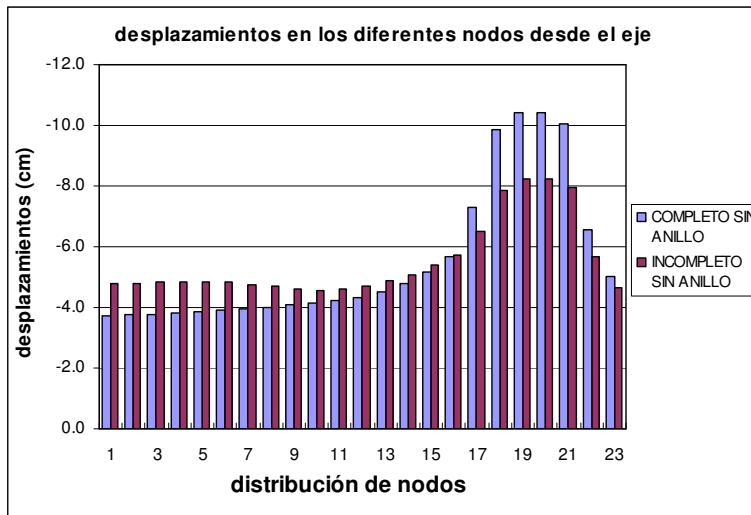
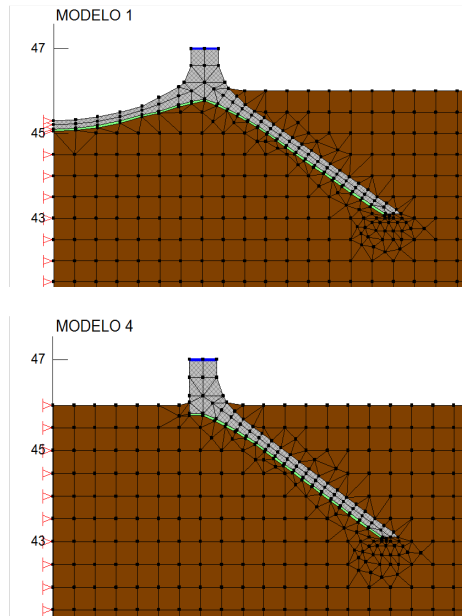


Anexo 17

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 4 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 4
	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (cm)
1	-3.737	-4.796
2	-3.748	-4.803
3	-3.777	-4.819
4	-3.820	-4.839
5	-3.868	-4.857
6	-3.918	-4.819
7	-3.967	-4.765
8	-4.019	-4.704
9	-4.078	-4.614
10	-4.146	-4.563
11	-4.230	-4.592
12	-4.346	-4.706
13	-4.515	-4.869
14	-4.769	-5.088
15	-5.174	-5.401
16	-5.652	-5.712
17	-7.286	-6.529
18	-9.840	-7.861
19	-10.421	-8.224
20	-10.441	-8.239
21	-10.032	-7.956
22	-6.554	-5.689
23	-5.042	-4.653
TOTAL	-127.378	-127.096

MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO **MODELO 1**

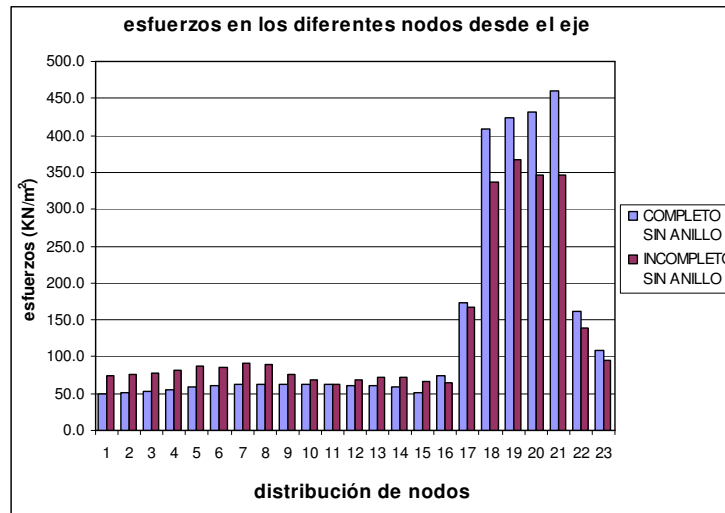
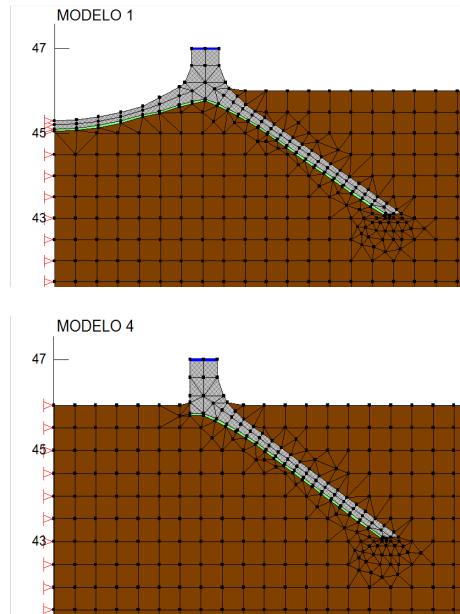


Anexo 18

COMPARACIÓN MODELOS 1 Y 4 (ESFUERZOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 1	MODELO 4
	ESFUERZOS "Y" COMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO SIN ANILLO (KN/m ²)
1	48.572	74.568
2	50.741	76.048
3	52.779	77.867
4	55.525	81.277
5	58.747	87.524
6	60.954	86.345
7	62.062	91.537
8	62.828	88.984
9	63.127	76.455
10	63.101	67.536
11	62.171	62.170
12	60.887	67.923
13	60.692	72.341
14	58.339	73.162
15	50.382	66.210
16	73.482	65.209
17	172.320	167.730
18	408.030	337.120
19	424.050	366.320
20	431.260	346.860
21	460.030	346.030
22	162.480	139.260
23	107.640	95.982
TOTAL	3110.199	3014.458

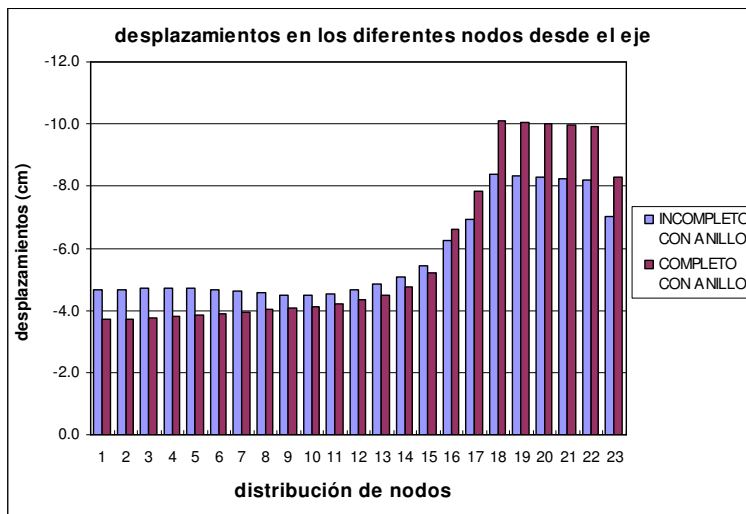
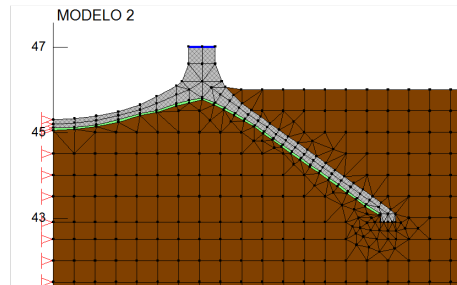
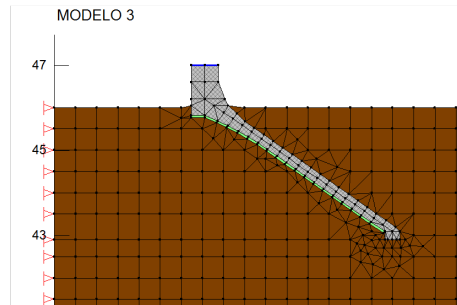
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 1**



Anexo 19

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 2 (DESPLAZAMIENTOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 2
	DESPLAZAMIENTOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (cm)	DESPLAZAMIENTOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (cm)
1	-4.672	-3.709
2	-4.678	-3.720
3	-4.690	-3.750
4	-4.705	-3.793
5	-4.715	-3.843
6	-4.677	-3.902
7	-4.617	-3.960
8	-4.562	-4.011
9	-4.501	-4.069
10	-4.478	-4.134
11	-4.539	-4.216
12	-4.677	-4.331
13	-4.856	-4.503
14	-5.089	-4.777
15	-5.437	-5.207
16	-6.264	-6.612
17	-6.926	-7.815
18	-8.384	-10.117
19	-8.348	-10.075
20	-8.290	-10.008
21	-8.237	-9.946
22	-8.196	-9.898
23	-7.032	-8.281
TOTAL	-132.569	-134.676
MAYOR DESPLAZAMIENTO PRESENTA EL MODELO MODELO 2		

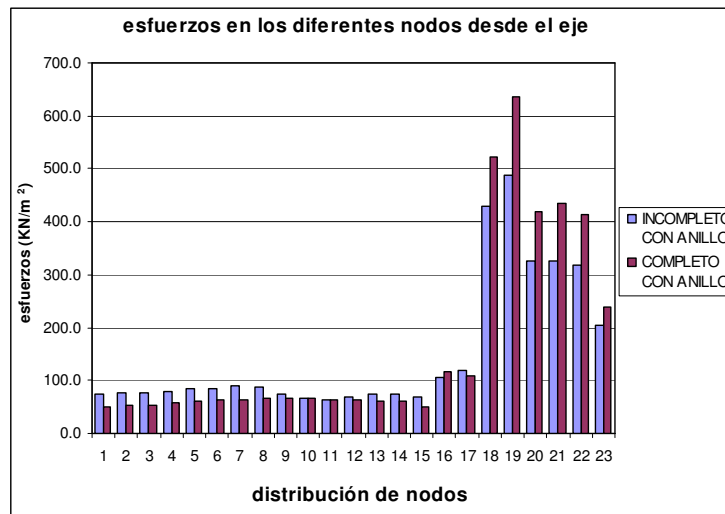
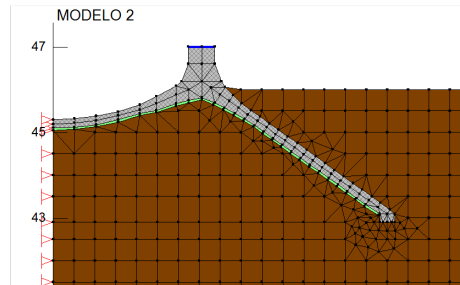
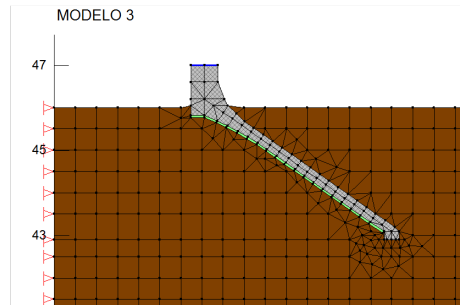


Anexo 20

COMPARACIÓN MODELOS 3 Y 2 (ESFUERZOS), CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

PUNTOS "X"	MODELO 3	MODELO 2
	ESFUERZOS "Y" INCOMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)	ESFUERZOS "Y" COMPLETO CON ANILLO (KN/m ²)
1	74.525	50.040
2	75.757	52.084
3	77.327	54.216
4	80.328	57.119
5	85.799	59.908
6	85.018	62.664
7	89.198	64.516
8	86.847	65.151
9	75.455	65.079
10	65.736	65.358
11	63.300	64.383
12	70.261	63.321
13	74.325	62.011
14	74.030	61.871
15	67.622	49.693
16	104.820	115.420
17	119.550	109.060
18	429.460	523.660
19	488.260	635.070
20	326.410	419.330
21	327.030	434.350
22	317.280	414.500
23	204.630	238.610
TOTAL	3462.968	3787.414

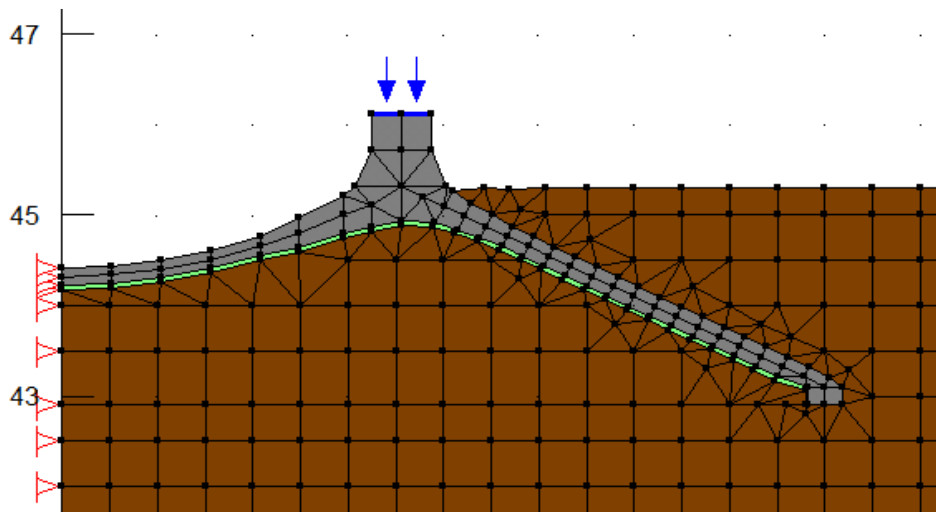
MAYORES ESFUERZOS PRESENTA EL MODELO **MODELO 2**

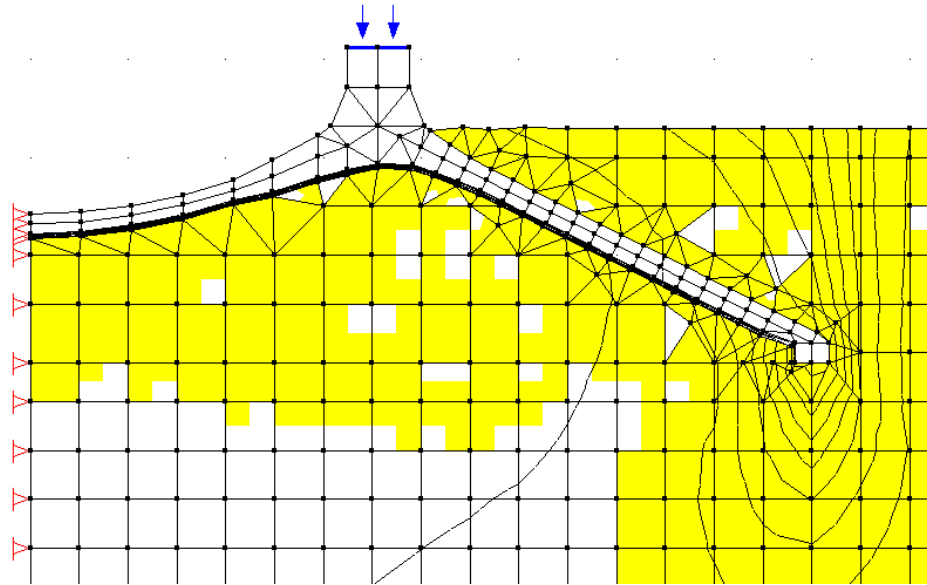
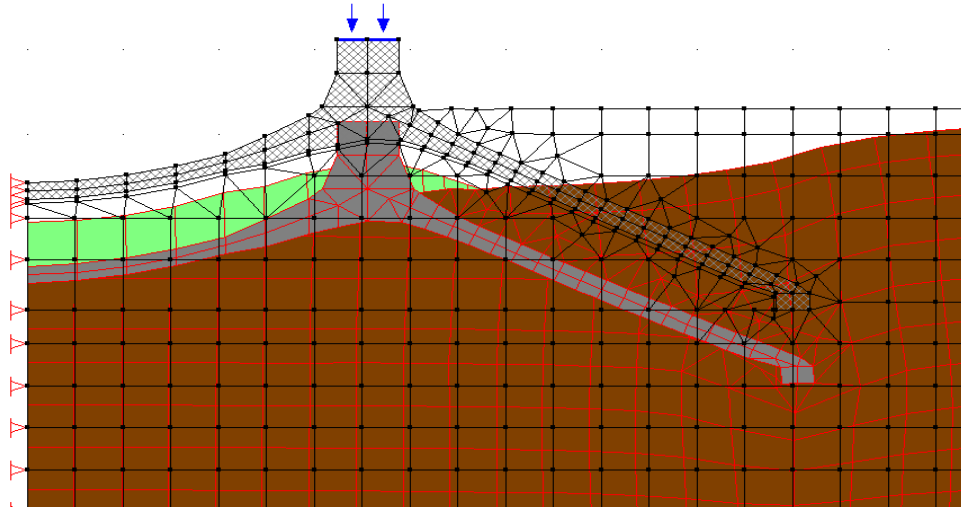


Anexo 21

MODELACIÓN DE LA INFLUENCIA GEOMÉTRICA $f/a=0.5$ CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia (m)	Desplazamiento "Y" (cm)	Esfuerzos "Y" (KN/m ²)
1	0.00	-3.353	31.089
2	0.50	-3.356	32.882
3	1.00	-3.370	34.513
4	1.50	-3.402	37.849
5	2.00	-3.454	42.106
6	2.50	-3.494	41.632
7	3.00	-3.546	41.727
8	3.50	-3.610	45.070
9	4.00	-3.702	48.608
10	4.50	-3.811	50.284
11	5.00	-3.919	50.822
12	5.50	-4.060	46.748
13	6.00	-4.271	45.861
14	6.50	-4.563	36.684
15	7.00	-5.134	56.316
16	7.30	-6.249	51.982
17	7.60	-8.008	52.077
18	8.00	-10.954	212.030

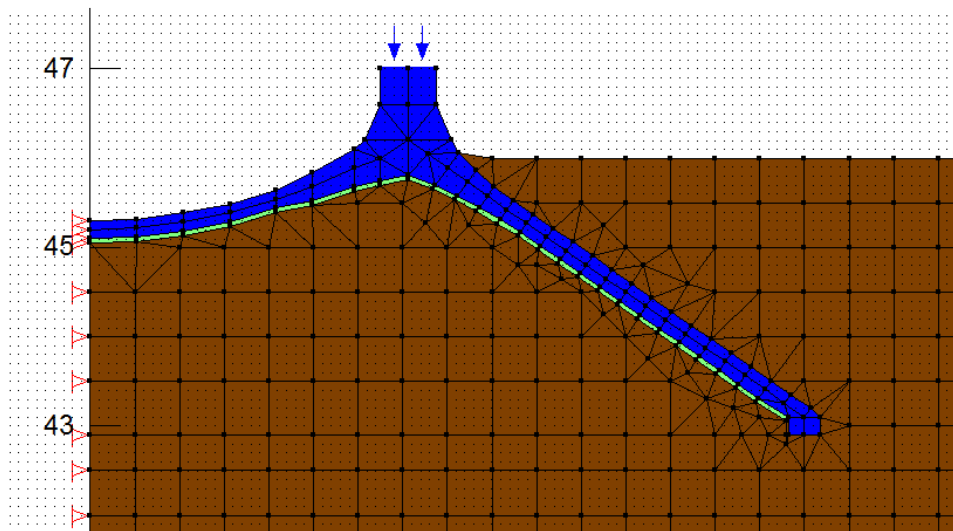


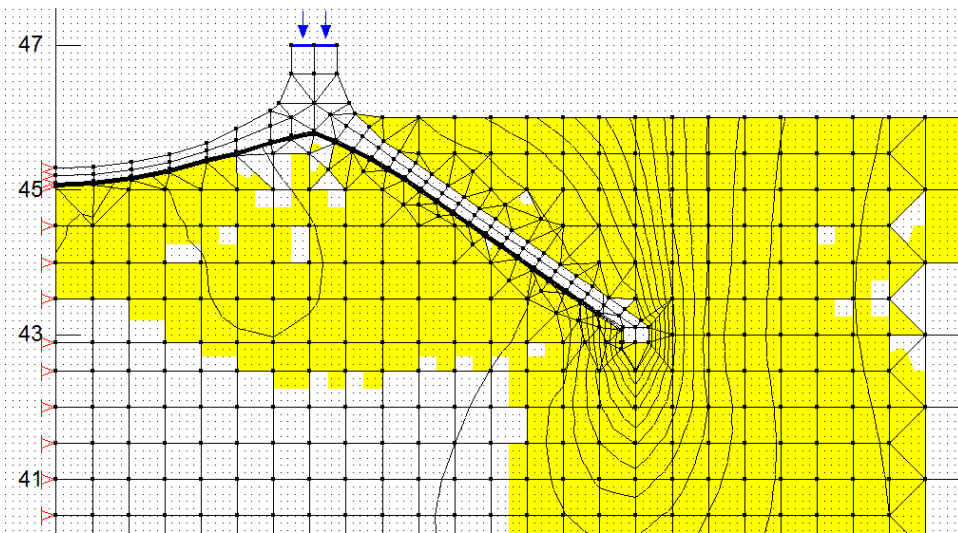
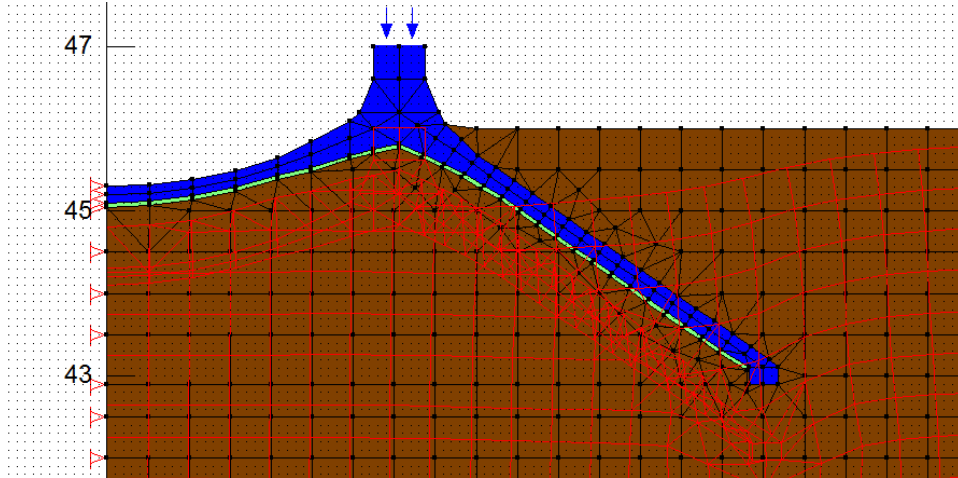


Anexo 22

MODELACIÓN DE LA INFLUENCIA GEOMÉTRICA $f/a=0.7$ CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia	Desplazamiento "Y"	Esfuerzos "Y"
1	0.00	-3.648	50.386
2	0.50	-3.660	52.222
3	1.00	-3.691	54.511
4	1.50	-3.736	57.837
5	2.00	-3.788	60.438
6	2.50	-3.845	63.454
7	3.00	-3.904	65.774
8	3.50	-3.963	66.387
9	4.00	-4.030	66.195
10	4.50	-4.108	66.160
11	5.00	-4.204	65.128
12	5.50	-4.334	63.724
13	6.00	-4.525	61.974
14	6.50	-4.808	58.304
15	7.00	-5.308	50.336
16	7.30	-5.954	77.909
17	7.60	-7.576	71.154
18	8.00	-9.930	282.970

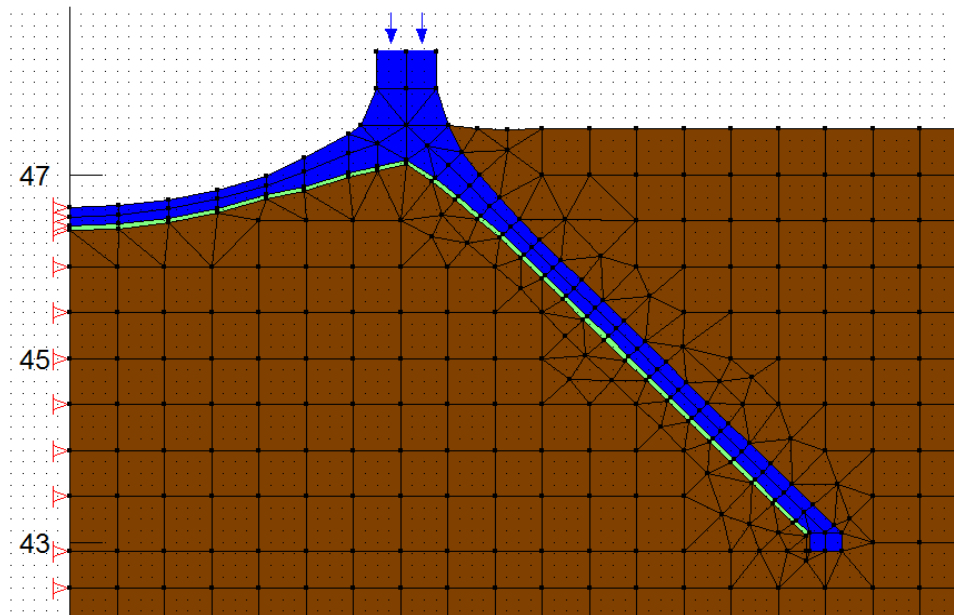


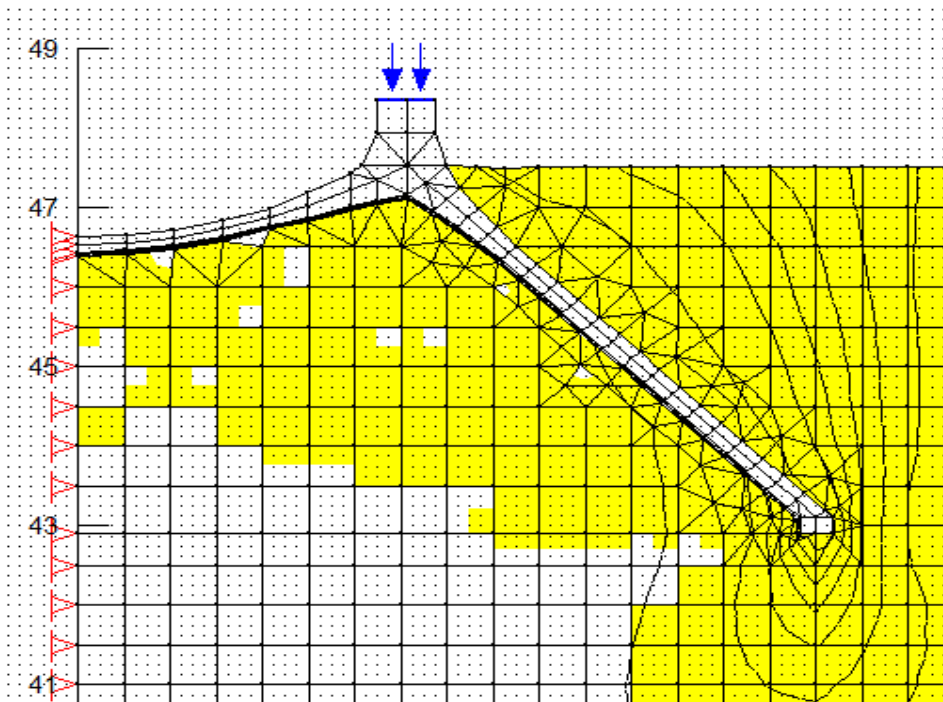
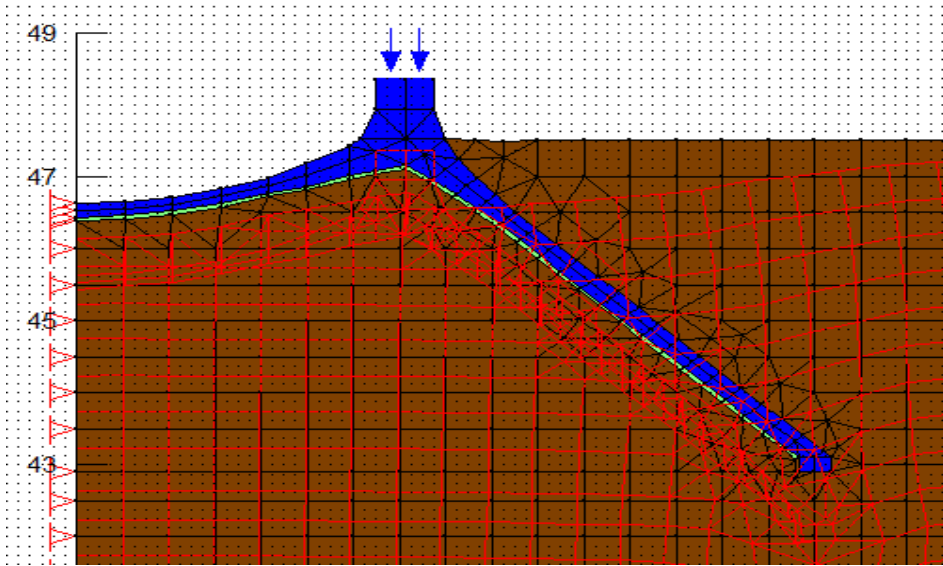


Anexo 23

MODELACIÓN DE LA INFLUENCIA GEOMÉTRICA $f/a=1$ CON SUELO ELASTOPLÁSTICO

DATOS GENERADOS POR GEO-SLOPE			
Punto #	Distancia	Desplazamiento "Y"	Esfuerzos "Y"
1	0.00	-3.815	85.175
2	0.50	-3.823	86.297
3	1.00	-3.843	87.528
4	1.50	-3.873	89.261
5	2.00	-3.910	91.154
6	2.50	-3.952	92.932
7	3.00	-3.997	94.420
8	3.50	-4.047	95.539
9	4.00	-4.101	96.259
10	4.50	-4.162	96.371
11	5.00	-4.235	95.900
12	5.50	-4.330	95.103
13	6.00	-4.464	94.137
14	6.50	-4.665	87.851
15	7.00	-5.028	85.535
16	7.30	-5.414	91.445
17	7.60	-6.474	88.160
18	8.00	-8.393	356.070





Bibliografía

Abalo Macias, M y Nguyen Truon, T (1975), Artículo: *Recomendaciones para el cálculo de una Zapata Circular*. Revista Ing-Civil No-2.

Abdel - Rahman, M.M. (1996). *Geotechnical Behaviour of Shell Foundations*. Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, Concordia University, Montreal, Quebec, Canada.

Abdel - Rahman, M.M. and Hannan , A. M. (1997). *Theoretical model for bearing capacity of shell foundations*. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany.

Agarwal K.B and Gupta R.N (1983). *Soil Structure Interaction in Shell Foundations*. Proceedings of the International Workshop on soil structure Interaction. University of Roorkee, India, Vol. 1, pp. 110 – 112.

Braja M.Das (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (4ta ed.). México: Editorial Thomson.

Cobelo Cristiá, W. D. (1996). *Solución de Cimiento Laminar de Revolución para Chimeneas Cortas*. Tesis de Maestría.

Crespo Villalaz, C (2008). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (6ta ed.). México: Editorial Limusa, S.A.

Delgado Vargas, M. (2008). *Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e introducción al análisis geotécnico* (5ta ed.). Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Delgado Vargas, M. (2009). *Interacción Suelo Estructura* (4ta ed.). Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Geo-slope Office (2001). *Sigma/W: for finite element stress and deformation analysis*. User's Guide. Calgary, Alberta, Canada: Geo-Slope International Ltda.

Hannan , A. M. and Abdel - Rahman, M.M. (1990). *Ultimate bearing capacity of triangular shell strip footings on sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116 (12): 1851 – 1863.

Hannan , A. M. and Abdel - Rahman, M.M. (1998). *Experimental Investigation on shell foundations on dry sand*. Canadian Geotechnical Journal, 5(35), 847 – 857.

Hernández, J. (1981). *Estructuras laminares Teoría y Aplicación*. Revista Ing.-Civil N°-4.

Hevia Castañeda, E. (n.d.) Artículo: *Algoritmo para el Cálculo de un Cimiento Laminar de Revolución de Directriz Recta*.

Iyer, T. S., and Rao, N. R.. (1970). *Model studies on funicular shells as rafts on sands*. Proceedings, Symposium on shallow foundations, Bombay, India, Vol. 1 pp. 149 – 156.

Kurian, N.P and Jayakrishna Devaki, V.M. (2001). *Analysis of the Geotechnical Performance of Shell Foundations*. The New Millennium Conference 14 – 16 December, 2001 Indore, India.

Kurian, N. P. (1982). *Modern Foundations: An Introduction to advanced techniques*. Tata McGraw – Hill Publishing Co. Ltd., New Delhi, India.

Kurian, N. P, (2006). *Shell Foundations: Geometry, Analysis, Design and Construction*. India: Alpha Science Internacional Ltd.

Kurian, N.P, and Jeyachandran R S (1972). *Model studies on the behaviour of sand under two and three dimensional shell foundations*. Indian Geotechnical Journal vol. 2 No. 1.

Kurian, N.P, and Mohan. S. (1981). *Contact pressures under shell foundations*. Proceedings of the 10th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm Sweden, vol.2 pp 165-168.

León González, M. (1998). *Tesis de Doctor en Ciencias Técnicas Estudio de la Interacción estática suelo-estructura. Aplicaciones al análisis de cimentaciones.* Ciudad de la Habana. 1998.

Mohamed A. R. (2000). *Extension of the Classical Bearing Capacity Theory for Shell Foundations. Geotechnical Engineering for the Urban Infrastructures*. Montreal 2000 53rd annual conference of The Canadian Geotechnical Society.

Nicholls, R. L., and Izadi, M. V. (1968). *Design and testing of cone and hyper footings*. Journal of soil mechanics and foundation engineering, ASCE, 94 (SMI): 47 – 72.

Recarey Morfa, C. (2000). *Modelación del terreno y las estructuras en el dominio del tiempo*. Tesis Doctorado Universidad Central de Las Villas.

Sharma K. A. (1984) . *A New Foundation for Multi-Storey Buildings*. Proceedings of the International Conference on tall buildings Singapore 22-26 .

Sharma K. A. (1984). *Economy in shell foundations in soft soils*. West Indian Journal of Engineering Vol. 9 No.2, page 20-26.

Sowers, G. B., Sowers, G. F. (1987). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones (3ra ed.)*. España: Limusa-Wiley.