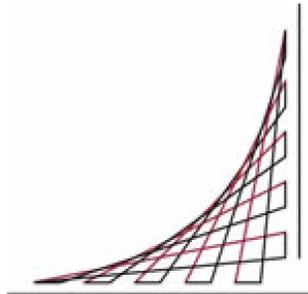


**SISTEMA DE CIMENTACION EN PLACA – PILOTES. ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA,
PARA UN EDIFICIO DE 12 PISOS Y SOTANO EN LA CIUDAD DE BOGOTA**

JOSE MAURICIO MORENO SILVA

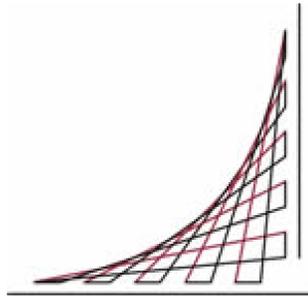


**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERIA, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA
BOGOTÁ D.C
2014**

SISTEMA DE CIMENTACION EN PLACA – PILOTES. ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, PARA UN EDIFICIO DE 12 PISOS Y SOTANO EN LA CIUDAD DE BOGOTA

JOSE MAURICIO MORENO SILVA

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA



**DIRECTOR
INGENIERO JAIME GARZON**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERÍA, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA
BOGOTÁ D.C
2014**

NOTA DE ACEPTACIÓN:

FIRMA DEL JURADO

FIRMA DEL JURADO

DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO

BOGOTÁ D.C, 3 DE FEBRERO DE 2014

“este trabajo está dedicado a mi esposa Yuly por su amor y comprensión a lo largo de estos tres años de estudio, a mis padres por inculcar en mí los mejores valores en los cuales hoy me apoyo para ser una mejor persona y un mejor profesional. También se lo dedico a mi hija Mariana Salome que desde el su vientre me da fuerzas para terminar este trabajo”.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos mis profesores de la maestría, que me ayudaron a consolidar mis conocimientos en la rama de la geotecnia en el transcurso de estos tres años y que ahora aplico con más propiedad en mi trabajo como ingeniero de diseño.

CONTENIDO

	Pág
INTRODUCCIÓN	16
1 OBJETIVOS.....	17
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	17
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
2 ANTECEDENTES Y MARCO TEORICO	18
2.1 ASPECTOS BASICOS DE LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.....	18
2.1.1 Incidencia de la Distribución de Presiones en el Diseño de Fundaciones.....	18
2.1.2 Modelo de Winkler.....	25
2.1.3 Criterios de la Rigidez Relativa Fundación – Suelo.....	26
2.1.4 Criterios de la identificación de las vigas respecto su rigidez relativa	29
2.1.5 Criterios de Hentenyi (1946) respecto a la rigidez relativa	29
2.1.6 Criterios de comité 436 del American Concrete Institute (1966)	30
2.1.7 Expresiones analíticas del módulo de reacción del terreno.	30
2.2 CAPACIDAD PORTANTES DE LOSA Y PILOTES.....	31
2.2.1 Calculo de capacidad portante de losas.....	31
2.2.2 Calculo de capacidad de pilotes.....	33
2.2.3 Asentamientos totales en pilotes.....	35
3 ANALISIS DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE 12 PISOS Y SOTANO UBICADO EN LA CIUDAD DE BOGOTA.	49
3.1 LOCALIZACION DEL PROYECTO.....	49
3.2 PROYECTO ARQUITECTONICO Y ESTRUCTURAL.....	50
3.3 DESCRIPCION DEL PROYETO.....	56
3.4 AVALUO DE CARGAS.....	56
3.5 ESPECTRO DE DISEÑO.....	57
3.6 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	59
3.6.1 MODELO 3D.....	59
3.6.2 ASIGNACION DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	59
3.6.3 ASIGNACION DE CARGAS AL MODELO	63
3.6.4 CASOS DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	70
3.6.5 REVISION DE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA MODELO EMPOTRADO.....	72
3.6.6 ACCIONES INTERNAS DE LOS MUROS 1,2 Y 3.....	74
3.6.7 CALCULO DE LA FUNDACION PLACA PILOTES.	76

3.6.8	ANALISIS DE RESULTADOS.....	88
3.6.9	ANALISIS DE RESULTADOS.....	104
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	118
5	BIBLIOGRAFIA.....	127
6	ANEXOS.....	128
6.1	ESTUDIO DE SUELOS.....	129
6.2	MODELOS	170
6.2.1	MODELO 1 EMPOTRADO EN LA BASE	170
6.2.2	MODELO 2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA CORTO PLAZO	170
6.2.3	MODELO 3 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA LARGO PLAZO	170

LISTADO DE FIGURAS

Pág

Figura 1. Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de fundación Delgado Vargas (1999)	21
Figura 2. Reacciones iguales y opuestas a las cargas en la condición ideal de perfecta flexibilidad de un cimiento Delgado Vargas (1999)	21
Figura 3. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible Delgado Vargas (1999)	22
Figura 4. Forma deflectada de fundaciones flexibles Delgado Vargas (1999)	22
Figura 5. Forma deflectada de fundaciones perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte Vargas (1999)	23
Figura 6. Distribución esquemática de presiones de contactos en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos Vargas (1999).....	23
Figura 7. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos no cohesivos Vargas (1999)	24
Figura 8. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para una viga muy rígida Vargas (1999)	27
Figura 9. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa Vargas (1999)	28
Figura 10. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición intermedia de rigidez relativa Vargas (1999)	28
Figura 11. Esquema de la hipótesis del modelo de Winkler vargas (1999)	30
Figura 12. Gráfico de tipos de pilotes capacidades de pilotes, braja (1999)	33
Figura 13. Variación de α con respecto a la cohesión no drenada de la arcilla, braja (1999)	35
Figura 14. Variación de incremento de esfuerzos, método del trapecio braja (1999)	36
Figura 15. Calculo de valores A1 y A2, braja (1999).....	36
Figura 16. Gráfico de incremento de esfuerzos según método del trapecio para cálculo de asentamiento por consolidación, braja (1999)	37

Figura 17. Estructura apoyada en pilotes que trabajan en fricción león y resendiz (1978).....	39
Figura 18. Carga uniformemente repartida ΔP_h y ΔP_p .león y resendiz (1978)	40
Figura 19. Cambio de esfuerzo vertical por efecto de una fuerza vertical aplicada dentro de un medio semi infinito. León y resendiz (1978)	42
Figura 20. Valores de I al centro de un área circular uniformemente cargada. León y resendiz (1978)	44
Figura 21. Valores de I al centro de un área rectangular uniformemente cargada. León y resendiz (1978)	44
Figura 22. Distribución de esfuerzos verticales en puntos debajo del centro de cargas circulares aplicadas dentro de un medio semi infinito. León y resendiz (1978)	45
Figura 23. Gráfico de e – P (relación de vacío vs esfuerzo9 en escala logarítmica. braja (1999)....	46
Figura 24. Localización del edificio Espectro de Microzonificación Sísmica de Bogotá	49
Figura 25. Planta Arquitectónica Típica y Corte Transversal.....	50
Figura 26. Planta Estructural Placa Piso Cubierta	51
Figura 27.Planta Estructural Placa Piso Tipo	52
Figura 28.Planta Estructural Placa Primer Piso	53
Figura 29.Planta Estructural Placa Cimentación	54
Figura 30. Planta Localización de Columnas	55
Figura 31. Avalúos de Cargas Placa Piso Tipo.....	56
Figura 32. Avalúos de Cargas Placa Cubierta	57
Figura 33. Espectro de Diseño	57
Figura 34. MODELO 3D.....	59
Figura 35. DEFINICION DE SECCIONES	59
Figura 36. DEFINICION DE MATERIALES.....	61
Figura 37. VIGAS PLACA PRIMER PISO	61
Figura 38. VIGAS PLACA PISO TIPO.....	62

Figura 39. COLUMNA Y MUROS	62
Figura 40. Asignación de cargas sobrecarga muerta Placa Piso Tipo (0.55Ton/m ²)	63
Figura 41. Asignación de cargas sobrecarga muerta Placa Cubierta (0.40Ton/m ²).....	63
Figura 42. Asignación de cargas viva piso tipo (0.18Ton/m ²)	64
Figura 43. Asignación de Muros al modelo	64
Figura 44. Asignación de cargas viva primer piso (0.18Ton/m ²)	65
Figura 45. Asignación de cargas muerta primer piso (0.5Ton/m ²).....	65
Figura 46. Espectro de Diseño.....	66
Figura 47. Casos de Carga	70
Figura 48. Combinaciones de Carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones de estado límite de servicio según NSR-10.....	70
Figura 49. Combinaciones de Carga Mayoradas usando el Método de Resistencia Ultima.....	71
Figura 50. Tabla de Cálculo de Derivas.....	72
Figura 51. Diagrama de Cortantes (ton) Muros 1,2 y 3.....	74
Figura 52. Diagrama de Momentos flectores (ton*m) Muros 1,2 y 3.....	75
Figura 53. Nudos en la Base de la Estructura de la placa de cimentación.	75
Figura 54. Perfil Estratigráfico. Estudio de Suelos realizado por el Ing. Jorge Duran	77
Figura 55. Modelo 3D de la estructura.....	86
Figura 56. Asignación de Secciones de vigas de cimentación VC 40X100.....	86
Figura 57. Asignación de resortes en la periferia de la placa de cimentación	87
Figura 58. Asignación de resortes en el centro de la placa de cimentación	87
Figura 59. Asignación de resortes en las vigas externas a la placa	88
Figura 60. Revisión de la rigidez de la estructura.....	88
Figura 61. CORTANTE BASAL DINAMICO Y MOMENTO DE VOLCAMIENTO.....	91
Figura 62. Diagramas de cortante Vigas de Cimentación (ton)	92

Figura 63. Diagramas de momento flector Vigas de Cimentación (ton*m).....	93
Figura 64. Diagramas de cortante y momento flector Muro 1,2 y 3 (ton).....	94
Figura 65. Esfuerzo sobre el terreno (ton) CM+CV en las esquinas y centro de la placa Ton/m ²	95
Figura 66. Gráfico de asentamientos en las esquinas y centro de placa de fundación (m). Carga muerta y carga viva	96
Figura 67. Diagrama de Momento en la placa M11.placa de Fundación Ton*m	97
Figura 68. Diagrama de Momento en la placa M22. Placa de Fundación.....	98
Figura 69. Diagrama de cortantes en la placa V 13. Placa de Fundación.....	99
Figura 70. Diagrama de cortantes en la placa V 23. Placa de Fundación.....	100
Figura 71. Localización de pilotes con respecto al centro de la placa	101
Figura 72. Modelo 3D de la estructura	102
Figura 73. Asignación de Secciones de vigas de cimentación VC 40X100	102
Figura 74. Asignación de resortes en la periferia de la placa de cimentación	103
Figura 75. Asignación de resortes en el centro de la placa de cimentación	103
Figura 76. Asignación de resortes en las vigas externas a la placa	104
Figura 77. Revisión de la rigidez de la estructura.....	104
Figura 78. Revisión de la rigidez de la estructura.....	107
Figura 79. Diagramas de cortante Vigas de Cimentación (Ton).....	108
Figura 80. Diagramas de momento flector Vigas de Cimentación (Ton*m)	109
Figura 81. Diagramas de Cortantes y momentos flectores de Muros 1,2 y 3 (Ton*m)	110
Figura 82. Esfuerzo sobre el terreno (ton) CM+CV en las esquinas y centro de la placa Ton/m ² ...	111
Figura 83. Gráfico de asentamientos en las esquinas y centro de placa de fundación (m). Carga muerta y carga viva	112
Figura 84. Diagrama de momentos M 11 Placa de Fundación.....	113
Figura 85. Diagrama de momentos M 22Placa de Fundación	114

Figura 86. Diagrama de cortantes V13Placa de Fundación.....	115
Figura 87. Diagrama de cortantes V23 Placa de Fundación.....	116
Figura 88. Localización de pilotes con respecto al centro de la placa	117

LISTADO DE TABLAS

	Pág
Tabla 1. Tabla de identificación de vigas de fundación de acuerdo con intervalos de la relación λL y criterios para determinar la distribución de presiones de contacto.....	29
Tabla 2. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados, braja (1999) ²	31
Tabla 3. Valores de I (Área circular uniformemente cargada)	43
Tabla 4. Valores de I (Área rectangular uniformemente cargada).....	43
Tabla 5. Tabla de cálculo Cortante basal Estático y Dinámico	67
Tabla 6. Tabla de Reacciones en la Base Cargas de Servicio y Cálculo de Excentricidades.	74
Tabla 7. Calculo de capacidad de pilotes. Estudio de Suelos realizado por el Ing. Jorge Duran	78
Tabla 8. Tabla de Variación de los Esfuerzos Verticales iniciales y de parámetros de compresibilidad con la profundidad. Según informe de suelos Ing. Jorge Duran.	79
Tabla 9. Tabla de cálculo de capacidad portante y asentamientos del sistema placa pilotes.....	80

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO A. ESTUDIO DE SUELOS HOTEL COSMOS, Ingeniero Jorge Enrique Duran.

ANEXO B. MODELOS ESTRUCTURALES

RESUMEN

De acuerdo a un proyecto arquitectónico de un edificio de uso residencial de doce pisos y un sótano, ubicado en la ciudad de Bogotá se plantea una solución a la estructura al edificio usando un sistema estructural dual (pórticos en los dos sentidos y muros pantalla) que se cimentara sobre una fundación placa pilotes, la cual se diseñara bajo las características de resistencia al corte no drenado y compresibilidad del suelo mencionados en el informe de suelos suministrado por el ingeniero Jorge Enrique Duran, este diseño comprenderá la capacidad admisible de la fundación y cálculo de los asentamientos elásticos y de consolidación (por métodos tradicionales “terzagui y resendiz”) una vez encontrados los valores anteriores se procede a estimar los resortes (método de Winkler) para la fundación a corto y largo plazo, para luego introducirlos al modelo y generara el análisis interacción suelo –estructura a corto y largo plazo.

A este modelo final (interacción suelo estructura) se compara contra el modelo inicial (base empotrada) para comparar como cambia la rigidez, diagramas de acciones internas (momentos, cortantes y axiales) de las vigas columnas, placa y pantallas entre estos dos modelos, también de revisará la estabilidad del edificio ante fuerzas horizontales.

Palabras Clave: Rigidez, Deflexión, interacción suelo estructura, cargas verticales.

INTRODUCCIÓN

La interacción suelo estructura es un procedimiento de modelamiento que es utilizado por los ingenieros estructurales para revisar la rigidez y las deflexiones de la fundación al apoyar la estructura sobre un suelo, su análisis es fundamental para determinar los momentos flectores, fuerzas cortantes y asentamientos en los elemento estructurales que componen la cimentación, esto es posible si se cuenta con un buen estudio de suelos donde se detalle cual es la capacidad admisible y asentamientos totales de la fundación al ser cargado el suelo con el peso de la estructura.

Este trabajo consiste en mostrar un procedimiento para hacer un análisis de interacción suelo estructura en un edificio de uso residencial apoyado sobre un suelo cohesivo utilizando el modelo de Winkler (simular el suelo como una cama de resortes), este método necesita de dos parámetros que son la capacidad portante y asentamiento total de la fundación. Normalmente en las oficinas de diseño de edificios no se hace este análisis de interacción suelo- estructura, debido a que en los informes se suelos no se hace un cálculo detallado en cuanto asentamientos, por lo tanto no se recomienda valores acertados de los resortes que se deben asignar al modelo de interacción suelo estructura y el calculista termina haciendo su modelo empotrado en su base y esta no es la condición de apoyo más real de una estructura.

1 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

- Mostrar un procedimiento para hacer un análisis interacción suelo-estructura para un edificio de 12 pisos y un sótano, con cimentación placa pilotes apoyados en los suelos arcillosos de la sabana de Bogotá. (Aluvial 200 según Microzonificación Sísmica de Bogotá)

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar un modelo matemático usando elementos finitos que permita interpretar la estructura y su fundación en el programa ETABS.
- Estimar los asentamientos Totales y capacidad portante, usando metodologías de cálculo aprendidas en el curso de Ingeniería de fundaciones
- Realizar una comparación de asentamiento hallados en el modelo con los calculados con la metodología de Terzagui y Resendiz.
- Asignar al modelo los parámetros del suelo necesarios para hacer el análisis de interacción suelo estructura. Utilizando el método de Winkler.
- Comparar los diagramas de cortante y flexión a corto y largo plazo en los elementos estructurales del edificio.
- Comparar la rigidez de la estructura bajo cargas horizontales de sismo en un modelo empotrado en la base de las columnas contra un modelo aplicando interacción suelo estructura.

2 ANTECEDENTES Y MARCO TEORICO

2.1 ASPECTOS BASICOS DE LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

Las deflexiones y rigidez de un elemento estructural de fundación, la distribución de presiones en el contacto fundación suelo, y las deformaciones del suelo de soporte, están vinculadas en una condición de interdependencia de efectos que se acostumbra a denominar interacción suelo-estructura. Su análisis es fundamental para el diseño porque para determinar los momentos flectores y fuerzas cortantes se requiere conocer la distribución de presiones de contacto fundación – suelo (Delgado 1998)¹.

2.1.1 Incidencia de la Distribución de Presiones en el Diseño de Fundaciones

La función esencial de una fundación 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 del suelo y la base del elemento estructural de fundación se movilizan presiones q que constituyen la reacción del suelo a las cargas transmitidas. Esta presión de reacción del suelo genera asentamientos al mismo, suelo y genera acciones internas en los elementos estructurales de la fundación como momentos flectores, cortantes y deflexiones; que son variables en el tiempo debido a la compresibilidad del suelo.

Una vez conocidas estas fuerzas cortantes y momentos flectores se procede a diseñar los elementos estructurales (dimensiones y cantidad de refuerzo), por lo anterior es muy importante determinar una distribución de razonable de la mencionada presión q , la forma de distribución de las presiones de contacto dependen de varios valores, tales como:

- El grado de rigidez de la fundación
- La forma o disposición de la fundación
- El Tipo de Suelo
- La Distribución de cargas aplicadas

¹ DELGADO, MANUEL, Apuntes de Interacción suelo estructura ECI, Bogotá 1998

2.1.1.1 Rigidez de la Fundación

Es una propiedad estructural que depende de la relación esfuerzo vs deformación que depende del tipo de suelo sobre el cual se apoya la estructura; esta propiedad también depende de la forma, longitudes y áreas de contacto de la estructura sobre el suelo. Una fundación rígida bajo carga exhibe variación lineal de las deflexiones, en cambio una fundación flexible no ofrece resistencia a flexión y su forma deflectada sigue todas las depresiones del contacto de la fundación con el suelo de soporte. Una Medida de interacción en suelos de comportamiento elástico (suelos cohesivos) entre la fundación 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 fundación suelo.

2.1.1.2 Forma de la fundación

Siempre que sea posible, es ventajoso usar fundaciones de forma regular. Para la mayor parte de los casos prácticos las formas usuales circular, la cuadrada, la rectangular o la trapezoidal.

2.1.1.3 Tipo de suelo

Los suelos cohesivos: limos y arcillas saturadas, exhiben muchas veces un módulo elástico constante relativamente independiente del régimen de esfuerzos en la masa de suelo. En estas condiciones se puede 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 fundación sobre tal suelo se analizar mediante la teoría elástica.

Los suelos no cohesivos: gravas y arenas tanto secas como sumergidas, al soportar una fundación sobre ellos, exhiben una respuesta no modelable mediante la teoría elástica, principalmente porque el modulo elástico depende en forma compleja del régimen de esfuerzos. Por ello, los análisis de fundaciones deben recurrir a enfoques empíricos basados en observaciones del comportamiento de obras reales en el terreno.

2.1.1.4 Distribución de Cargas

La distribución de las cargas a la cual se somete una fundación depende de la disposición geométrica de las cargas actuante 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 fundación o sector de ella. El acierto de esta decisión determina la validez de la predicción de los asentamientos diferenciales de la fundación. Las discrepancias con la realidad pueden llegar a ser graves en fundaciones sobre suelos cohesivos al generar problemas de asentamientos diferenciales imprevistos debido a la no coincidencia del centro de cargas de servicio con el centro geométrico de la fundación, pero esto se puede controlar teniendo una muy estimación de cargas en la base de las columnas en condición de cargas de servicio.

2.1.1.5 La interacción suelo- estructura en General

La curva elástica de un elemento de fundación 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 fundación 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.

Estas dos alternativas de planteamiento son simplemente expresiones de una sola condición de interdependencia de efectos que se acostumbra a llamar interacción fundación 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 rigidez intermedia. Es conveniente señalar que la vinculación de la estructura soportada con la propia estructura de fundación conduce a que en la independencia señalada juegue una rigidez conjunta estructura- fundación, 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 las cuales la distribución de la presión en el contacto fundación suelo dependen significativamente del mecanismo de interacción fundación- suelo. Además como se dijo, en el diseño estructural de los elementos de fundación es necesario precisar los momentos flectores y fuerzas cortantes que dependen de las sollicitaciones por cargas externas sobre el elemento y de la mencionada distribución de presiones en el contacto-fundación –suelo. Por lo tanto se hace necesario considerar debidamente la incidencia de la interacción- suelo estructura en el análisis y diseño de las fundaciones, principalmente porque puede ser un factor controlante cuando se pretende realizar diseños seguros y económicos.

2.1.1.6 Distribución de presiones de contacto y deflexiones para perfecta flexibilidad y rigidez

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.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{BK_s}{4EI}}$$

En la que B es el ancho de la viga, K_s es el módulo de reacción del suelo de fundación, E es el módulo elástico del material de la viga e I es la 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 $1/\lambda$, se denomina longitud característica o longitud elástica y constituye una medida de la interacción entre la viga y el suelo de fundación.

Fundaciones flexibles. La flexibilidad y la rigidez de un elemento de fundación son atributos relativos que pueden asociarse con la relación de su mayor dimensión en planta de longitud característica, que acaba de definirse, según Hetenyi (1946) una fundación puede considerarse flexible si dicha relación es mayor $\pi/2$. 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, tan como lo ilustra la siguiente figura 1, puede apreciarse que una fundación perfectamente flexible es una idealización de la figura 2. Con referencia a la figura 3, 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 1. Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de fundación Delgado Vargas (1999)

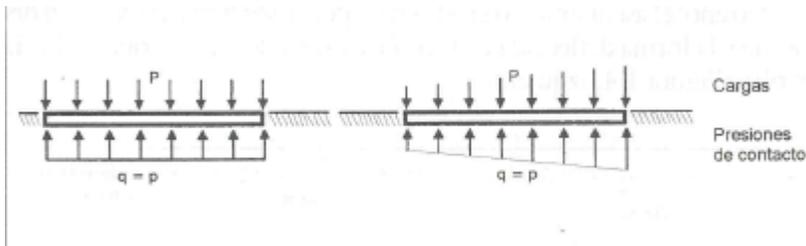


Figura 2. Reacciones iguales y opuestas a las cargas en la condición ideal de perfecta flexibilidad de un cimiento Delgado Vargas (1999)

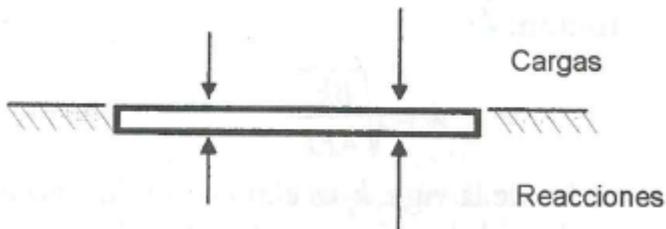
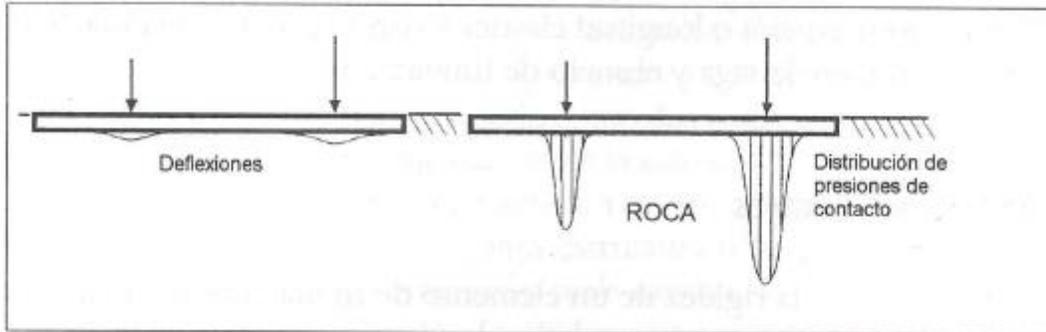
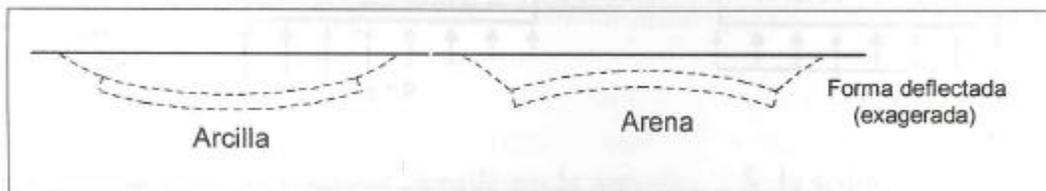


Figura 3. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible
Delgado Vargas (1999)



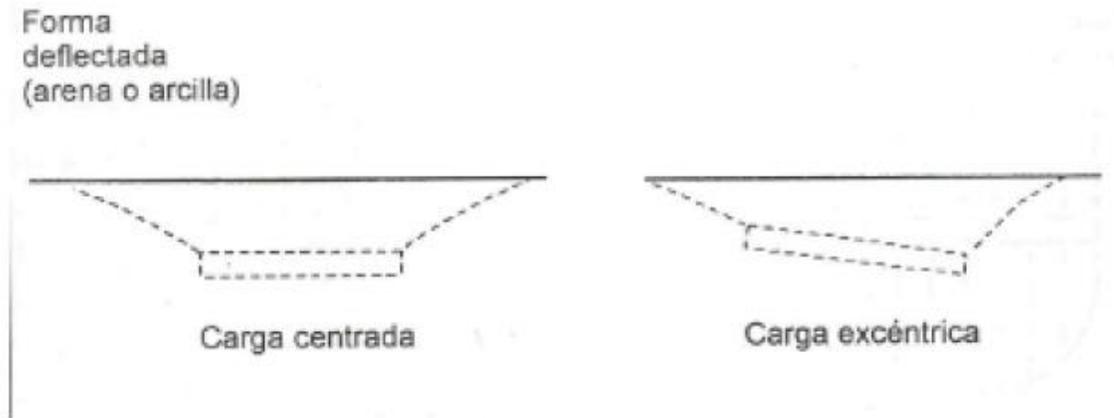
La forma deflectada de un cimiento flexible bajo carga depende del tipo de suelo de soporte. En un cimiento superficial sobre arena sin cohesión la presión por peso del terreno en los bordes es tan pequeño que la resistencia al corte, función de la anterior, resulta insignificante, en cambio la arena 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 (figura 4 derecha). 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 1.5 veces el del borde y la forma deflectada de la fundación tenderá a ser cóncava hacia abajo figura 4 izquierda.

Figura 4. Forma deflectada de fundaciones flexibles Delgado Vargas (1999)



Fundaciones rígidas. Las características de perfecta rigidez relativa en una fundación imponen 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 5.

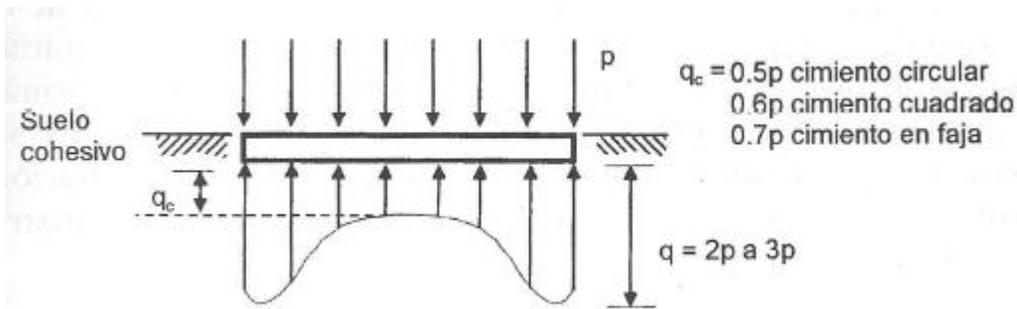
Figura 5. Forma deflectada de fundaciones perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte Vargas (1999)



Esta situación significa que, contrariamente a una fundación flexible, la presión de contacto debajo de un cimiento relativamente rígido depende del tipo del suelo y de la hipótesis usada para caracterizar la respuesta del suelo de soporte, que como se verá la más comúnmente empleada es la del semi espacio elástico y la hipótesis de Winkler.

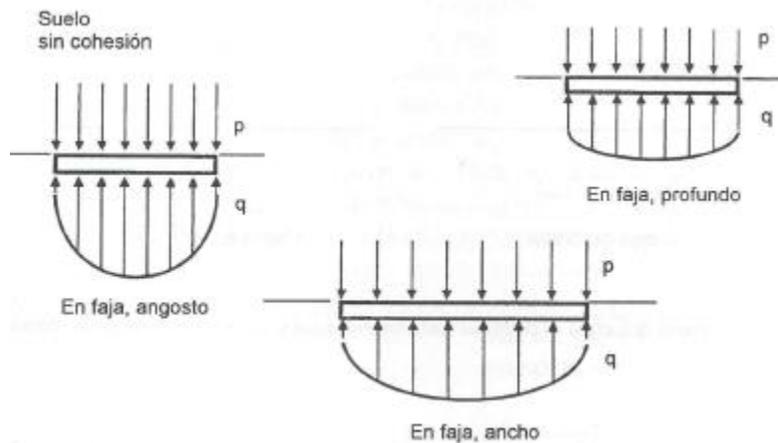
Suelos Cohesivos. Si la respuesta de un suelo cohesivo de soporte se asimila a la de un medio elástico semi infinito, homogéneo e isotrópico, la teoría elástica ofrece soluciones para determinar la distribución de la presión de contacto fundación-suelo. Así una fundación circular rígida cimentada sobre dicho medio, sometida a una carga uniformemente distribuida, p , experimenta una presión de contacto, q , se alcanza debajo del centro una magnitud de $0.5p$, en teoría el valor de la presión de contacto aumenta parabólicamente hasta una magnitud infinita en los bordes de la fundación. Sin embargo como el máximo valor de q no puede exceder la resistencia al corte de la arcilla se presenta un grado de flujo local en forma tal que la distribución probable de la presión de contacto será más como la que se muestra en la figura 6.

Figura 6. Distribución esquemática de presiones de contactos en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos Vargas (1999)



Suelos no Cohesivos. En forma similar a un cimiento flexible, la arena sin cohesión inmediatamente debajo del centro de una fundación rígida o superficialmente cimentada puede alcanzar una resistencia considerable, en cambio el suelo en los bordes virtualmente no presenta resistencia. Por consiguiente la máxima resistencia a la compresión tiene debajo del centro de la fundación y esta resistencia se reduce hasta una magnitud virtualmente nula en los bordes. Debido a la rigidez de la fundación el suelo sufre un asentamiento uniforme lo que conduce a que se originen valores altos de la presión de contacto debajo del centro y estos se reduzcan, de manera sensiblemente parabólica hasta cero en los bordes figura 7 parte izquierda. Par un valor dado de la presión aplicada, la distribución de la presión de contacto varia con el tamaño del cimiento con tendencia a presentar un pico tanto menos acentuado en el centro cuanto mayor sea el ancho del cimiento (figura 7 centro). En el caso de cimientos rígidos más profundamente fundados el suelo en los bordes alcanzaría cierta resistencia de tal manera que la distribución de contacto podría llegar a ser como la mostrada en la figura 7 parte derecha.

Figura 7. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos no cohesivos Vargas (1999)



2.1.1.7 Hipótesis usuales para el diseño

En labores de rutina, que involucran el diseño de zapatas circulares o cuadradas ha sido práctica común suponer que la distribución de contacto es o bien uniforme o bien varia linealmente.

Todas las distribuciones que acaban de describirse son aplicables a casos limite; la fundación es o bien flexible o bien rígida, el suelo es o cohesivo o no cohesivo. Pero las fundaciones tienen algún grado de flexibilidad y la mayor parte de los suelos son mezclados, por lo tanto para la mayoría de los casos prácticos la distribución real de la presión de contacto tendrá una forma intermedia entre los dos casos límites y presentara cierto grado de uniformidad.

Según la hipótesis de winkler, postula la proporcionalidad entre presiones de contacto y desplazamientos. Que el supuesto básico de una fundación perfectamente rígida es el de distribución uniforme o lineal de desplazamientos. Entonces, la hipótesis de winkler aplicada a las fundaciones perfectamente rígidas implica una distribución uniforme o lineal de las presiones de contacto.

Existe en consecuencia amplia justificación para suponer valores uniformes de la presión de contacto, o valores con variación lineal, para la mayoría de los casos simples. Sin embargo se presenta ocasiones en donde las cargas o las condiciones del material de soporte son tales que es posible modificar para el diseño las hipótesis de cálculo con el fin de considera algunas de las características discutidos en la presión de contacto.

2.1.2 Modelo de Winkler

El suelo de soporte de un cimiento es en realidad un continuo, generalmente ni homogéneo ni isotrópico. Sin importar que el mismo suelo se presenta bastante uniforme hasta gran profundidad, el crecimiento de la presión geo estática (por peso del terreno) con la misma hace que la rigidez del material aumente con dicha profundidad. Condiciones como estas, entre otras muchas otras cosas, son motivos por los cuales en general, no se dispone de un modelo que permita describir en términos estrictos el comportamiento de un material real de fundación tan complejo como el suelo, no obstante para fines de diseño y en determinadas condiciones particulares es posible utilizar modelos que permiten hacer predicciones satisfactoriamente aproximadas para fines prácticos, de tal comportamiento.

En la variedad de modelos propuestos para representar la respuesta del suelo de soporte bajo diversas estructuras de fundación, el atribuido usualmente a Winkler ha recibido la mayor aceptación y ha sido el más utilizado en la práctica corriente de diseño. En efecto, este modelo de Winkler constituye un modelo mecánico que permite involucrar la respuesta del suelo de soporte en la solución del problema de interacción fundación- suelo. En él se supone que la presión P , que actúa en un punto de la interfase fundación – suelo, es una función lineal de la deflexión “ y ”, del terreno en el mismo punto, cuya constante de proporcionalidad, K_o , permite expresarla así.

$$P = K_o y$$

La constante K_0 , se ha denominado Modulo de Reacción del Terreno o coeficiente de balasto, a pesar de que es función de la rigidez relativa del suelo. Su comportamiento físico resulta simulado por una cama de resortes – suelo en la que cada uno de ellos actúa independientemente, es decir en forma desconectada. En las soluciones matemáticas con base al modelo de Winkler, se utiliza una expresión para el módulo de reacción tal que $k=K_0B$, en donde B es el ancho del elemento de fundación.

El principal motivo para recibir atención privilegiada radica en que el tratamiento matemático del comportamiento de vigas y placas sobre una fundación modelo Winkler es definitivamente el menos complejo y muchas de las funciones involucradas han sido convenientemente tabuladas y graficadas por un gran número de tratadistas e investigadores. La complejidad del análisis se incrementa drásticamente en aquellos modelos de fundación que involucran un mayor número de parámetros que el pertinente a la simple representación de Winkler. Como se mencionó anteriormente el objetivo de la interacción suelo estructura en el diseño de fundaciones conduce a la determinación de deflexiones, momentos flectores y fuerzas de cortes en vigas y placas de fundación cimentadas sobre un medio uniforme, homogéneo y linealmente elástico, como hipótesis de más simple desde el punto de vista de la teoría elástica. En condiciones de medios estratigráficos la situación es bastante más difícil: solo es posible disponer en forma expedita de soluciones idealizadas que con frecuencia conducen a una parte pobre de la modelación del problema; una solución formal conduce a realizar labores investigativas. Esto ha llevado a los ingenieros a recurrir en la práctica corriente de diseño a la representación de Winkler, principalmente, porque ella ofrece relaciones matemáticas más simples, no obstante, todavía complejas.

2.1.3 Criterios de la Rigidez Relativa Fundación – Suelo.

Ecuación Diferencial de una viga sobre una fundación modelo Winkler

De acuerdo con los principios de la mecánica estructural, en una viga prismática se cumple la siguiente relación entre el momento flector M, la rigidez EI y la segunda derivada de la deflexión, “y”, de la elástica respecto a la abscisa, x:

$$M = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \text{ Además, } V = \frac{dM}{dx} \text{ y } q = \frac{dV}{dx}$$

Donde V es la fuerza cortante. Si se supone la hipótesis de Winkler de proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones:

$$q = -ykB$$

Se obtiene la ecuación diferencial de la viga sobre una fundación modelo Winkler.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0$$

La solución general de la ecuación diferencial se puede expresar como

$$y = (C_1 \cos \lambda x + C_2 \operatorname{sen} \lambda x)e^{\lambda x} + (C_3 \cos \lambda x + C_4 \operatorname{sen} \lambda x)e^{-\lambda x}$$

Que resulta ser función de un parámetro λ cuya expresión es:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{BK_s}{4EI}}$$

La cual tiene dimensión L^{-1} y se denomina factor de amortiguación del sistema cimiento – suelo de soporte. El inverso del mismo $1/\lambda$, se denomina longitud característica o longitud elástica y constituye una medida de la interacción entre la viga y el suelo de fundación. Cuando la viga es muy rígida en comparación con el suelo de soporte, $1/\lambda$ es grande e implica que una carga aplicada sobre la viga causa deflexiones de la misma hasta una distancia considerable del punto de acción de la carga. Alternativamente, una pequeña longitud característica proviene de una combinación de viga blanda y suelo rígido. Esto significa que con relación a las deflexiones, el tramo de influencia de la carga es relativamente local respecto al punto de aplicación de la carga y desde el punto de vista de la rigidez relativa, la viga se comporta muy flexible.

Figura 8. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para una viga muy rígida Vargas (1999)

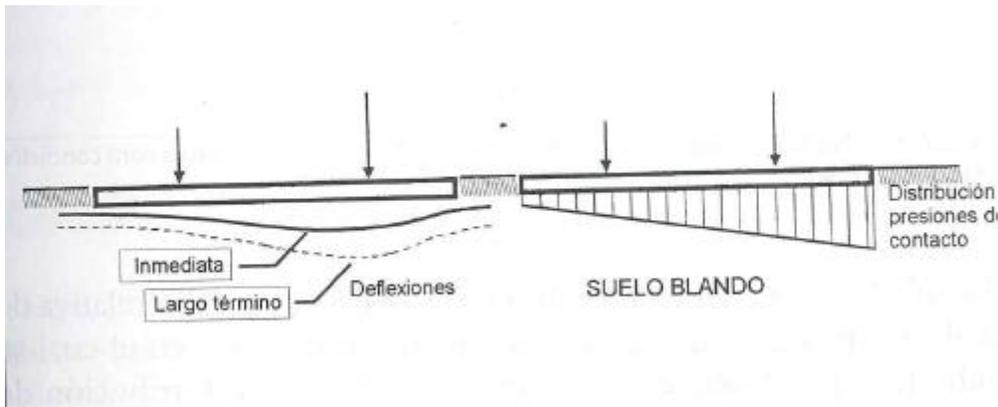


Figura 9. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa Vargas (1999)

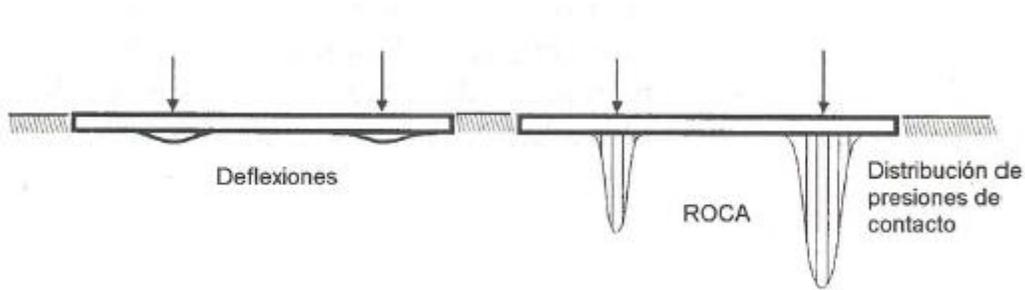
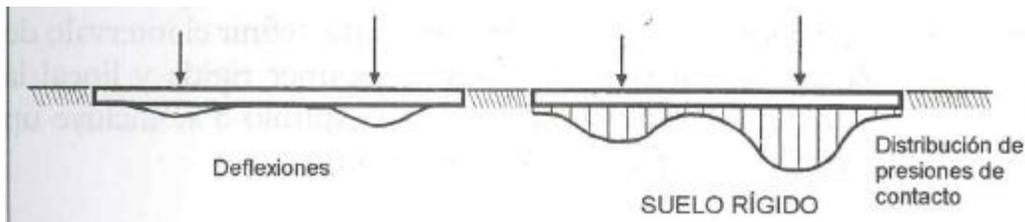


Figura 10. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición intermedia de rigidez relativa Vargas (1999)



En la figura 8 a 10 suministran una ilustración cualitativa del concepto de rigidez relativa, al aplicarlo a situaciones contrastantes. En la figura 8 se describe el caso de la combinación de casi cualquier viga con dimensiones estructuralmente razonables con un suelo blando de soporte, la cual conduce a una condición rígida de rigidez relativa. La distribución de la deflexión no está lejos de una variación rectilínea.

En la figura 9 se muestra la combinación de una viga corriente sobre un material de soporte cuya deformabilidad es extremadamente baja, como puede ser una roca, tiene lugar una condición muy flexible de rigidez relativa. Es evidente la incidencia local de las cargas tanto en las deflexiones como en la distribución de las presiones de contacto, cuya concentración es muy acentuada. La muy baja deformación del material de soporte se manifiesta como muy pequeñas deflexiones compatibles con elevadas presiones pico.

En la figura 10 ilustra alguna condición intermedia de rigidez relativa de la cual puede decirse que para una viga dada, el grado en el cual se manifiesta la incidencia en los extremos locales de la distribución de presiones de contacto bajo las cargas, depende de la rigidez (o baja deformabilidad) del material de soporte.

2.1.4 Criterios de la identificación de las vigas respecto su rigidez relativa

Las soluciones para casos simples de la ecuación diferencial de las vigas sobre una fundación elástica mostrada anteriormente, se han utilizado para formular criterios que permitan diferenciarlas desde el punto de vista de su rigidez relativa en: Rígiditas, de flexibilidad intermedia y flexible. Al mismo tiempo, se han propuesto guías generales para determinar la distribución de las presiones de contacto, vinculadas con esta diferenciación. Algunos criterios vienen expresados en términos de la relación, λL , entre la longitud L de la viga y la longitud característica $1/\lambda$, en lugar de usar la magnitud absoluta de la última. Efectivamente, la mencionada relación es la que ha sido utilizada como parámetro para precisar los siguientes criterios

2.1.5 Criterios de Hetenyi (1946) respecto a la rigidez relativa

Hetenyi propuso, utilizar los intervalos de la relación λL que se presentan en la tabla 1 para identificar las vigas de acuerdo con su rigidez relativa.

Lorene de No (1980) grafico la expresiones para calcular presiones de contacto, en función de λL , a partir de soluciones de la ecuación diferencial de vigas cimentadas sobre fundación modelo de Winkler. Las curvas obtenidas para calcular la presión de contacto debajo de las cargas se confunden con las correspondientes a las presiones debajo del centro del tramo entre cargas, cuando el valor de la relación λL es menor que $\pi/2$. Esto significa que para valores de tal relación menores que $\pi/2$, la viga se comporta como rígida. En el caso de las vigas finitas con cargas en los extremos el valor de la relación para coincidencia de curvas es $\pi/4$, sin embargo, para fines de cálculo de momentos es aplicables el valor de $\pi/2$ de la relación. De aquí se deduce criterio menos estricto que el de Hetenyi para definir el intervalo de la relación λL en el cual la viga se puede suponer rígida y lineal la distribución de presiones de contacto

Tabla 1. Tabla de identificación de vigas de fundación de acuerdo con intervalos de la relación λL y criterios para determinar la distribución de presiones de contacto.

Intervalo de λL	Identificación de la viga	Criterio para la distribución de la presión de contacto
$\lambda L < \frac{\pi}{4}$	Viga rígida	Distribución lineal de la presión
$\frac{\pi}{4} \leq \lambda L \leq \pi$	Viga de flexibilidad intermedia	Determinarla como viga sobre fundación elástica
$\lambda L > \pi$	Viga flexible	Determinarla como viga sobre fundación elástica

2.1.6 Criterios de comité 436 del American Concrete Institute (1966)

El criterio de este comité viene expresado directamente en términos de la longitud característica $1/\lambda$. De acuerdo con este comité la separación entre columnas soportadas por una fundación continua es determinante de la distribución de la presión de contacto cimiento – suelo. Si el promedio de luces adyacentes L_m en una franja continua que soporta columnas cuya separación no varíe en más del 20% de la luz mayor y es menor que $1.75/\lambda$, el cimiento puede considerarse rígido y puede adoptarse una distribución lineal de presiones de contacto para el análisis de momentos y cortantes. Si el promedio L_m de luces adyacentes es mayor que $1.75/\lambda$, el diseño estructural debe considerar la incidencia de la rigidez relativa fundación suelo.

2.1.7 Expresiones analíticas del módulo de reacción del terreno.

De la expresión $P=K_s y$ para la hipótesis de Winkler se puede despejar el módulo de reacción del terreno, también conocido como coeficiente balasto, K_s , como la relación entre dicho esfuerzo P y la deflexión vertical correspondiente.

$$K_s = \frac{P}{y}$$

De esta definición se desprende también que K_s es el esfuerzo que produce un asentamiento unitario. Si los esfuerzos normales son suficientemente moderados, en el sentido de estar por debajo del umbral a partir del cual empiezan a presentarse deformaciones plásticas en el suelo, se puede asumir una cierta dosis de idealización, que existe proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones y el coeficiente de balasto sería una constante de proporcionalidad.

Conviene destacar que el modelo de comportamiento del suelo bajo carga caracterizado por el módulo de reacción del terreno, difiere de un comportamiento elástico propiamente dicho. Se asume que el suelo actúa como un medio de resortes en donde la deflexión en un punto solo depende del esfuerzo en dicho punto un simil corriente lo constituye una cama de resortes ver figura 11.

Figura 11. Esquema de la hipótesis del modelo de Winkler vargas (1999)



2.2 CAPACIDAD PORTANTES DE LOSA Y PILOTES

2.2.1 Cálculo de capacidad portante de losas

La capacidad de carga última de una losa de cimentación se determina de acuerdo a la siguiente expresión, según Meyerhof. **Braja (1999)**

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

Donde

- c = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Tabla 2. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados, braja (1999)²

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_c}{L N_c}$	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 la cimentación ($L > B$)	
Profundidad ^b	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$		
$F_{\gamma d} = 1$		
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	

^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.
^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes.

Como se está trabajando con un suelo cohesivo en condición no drenada $c=c_u$ (resistencia al corte no drenada) para un $\phi=0$, $N_q=1$, $N_\gamma=0$

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

De la tabla numero 1 tenemos los siguientes valores

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

y

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

Por lo tanto la ecuación general para la capacidad ultima queda

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) + q$$

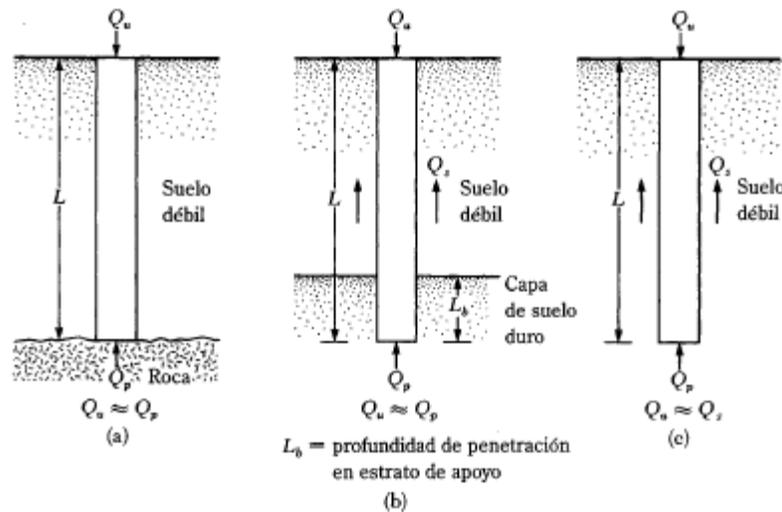
²BRAJA M DAS, Principios de ingeniería de cimentaciones, International Thonson 1999

2.2.2 Cálculo de capacidad de pilotes

La capacidad última de un pilote Q es la suma de dos capacidades últimas y es la capacidad por punta Q_p y capacidad última por fricción Q_s . para este caso los pilotes van a estar en la condición c de la figura 8. Donde le pilote va a trabajar a fricción en un gran porcentaje.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Figura 12. Gráfico de tipos de pilotes capacidades de pilotes, braja (1999)



2.2.2.1 Cálculo de capacidad de carga de punta Q_p

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo la resistencia última q_p , por área unitaria desarrollada en la punta se determina con la siguiente ecuación

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Como D es una dimensión muy pequeña comparada con la profundidad del pilote, se puede despreciar el tercer término y no se comete un gran error.

Con lo anterior tenemos la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad de carga última por punta

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Donde

A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_p = resistencia unitaria de punta

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

2.2.2.1.1 Método de Meyerhof para calcular Q_p en arcillas en condición $\phi=0$

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ($\phi=0$)

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p$$

Donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

2.2.2.2 Cálculo de capacidad de resistencia por fricción Q_s

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde

p = perímetro de la sección del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

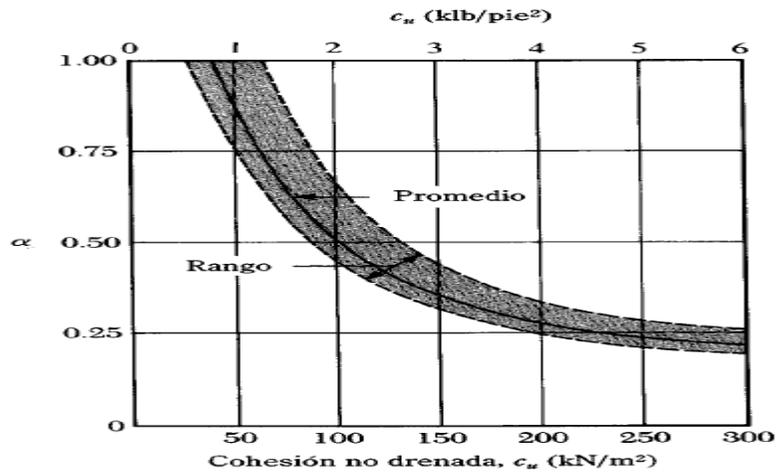
Método α

Para este método la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la siguiente ecuación.

$$f = \alpha c_u$$

Donde α es un factor empírico de adhesión y se muestra en la figura 13.

Figura 13. Variación de α con respecto a la cohesión no drenada de la arcilla, braja (1999)



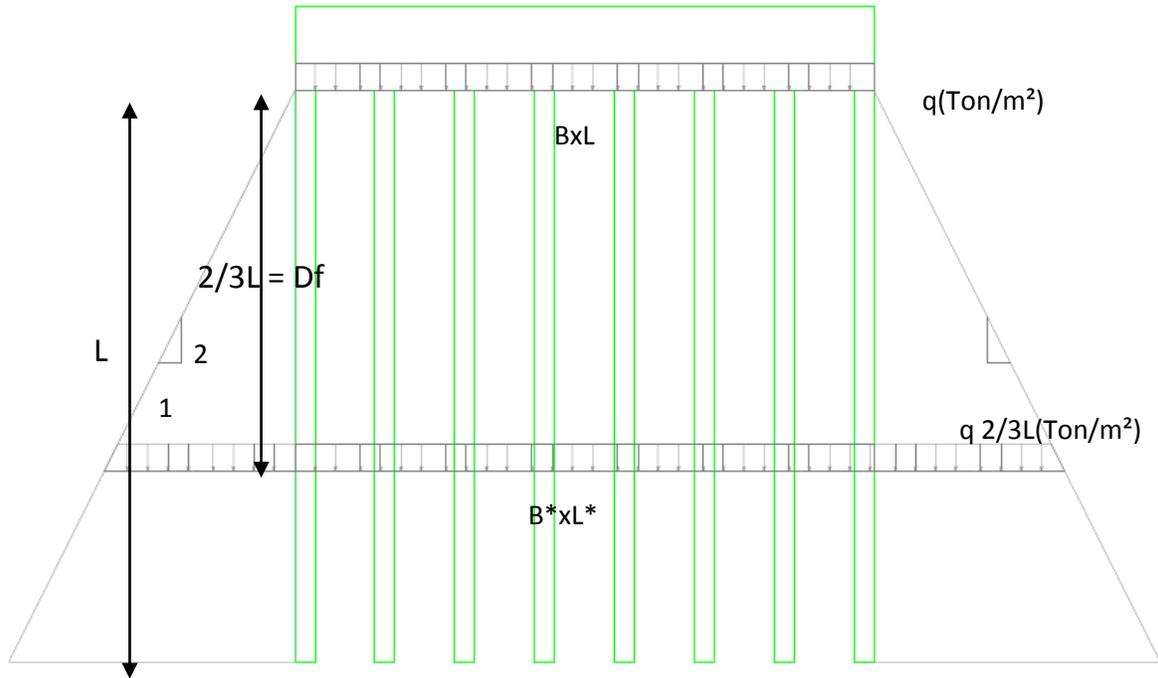
2.2.3 Asentamientos totales en pilotes

Los asentamientos totales para un grupo de pilotes se dividen básicamente en dos, asentamientos elásticos o inmediatos y asentamientos por consolidación o también se conocen como asentamientos a largo plazo.

2.2.3.1 Asentamientos elásticos o inmediatos

El asentamiento inmediato se calcula llevando el esfuerzo del peso del edificio en su base q a $2/3$ la longitud de los pilotes, esta proyección de esfuerzo se hace bajo el método del trapecio con pendiente $1/2$, como se muestra en la figura 10.

Figura 14. Variación de incremento de esfuerzos, método del trapecio braja (1999)

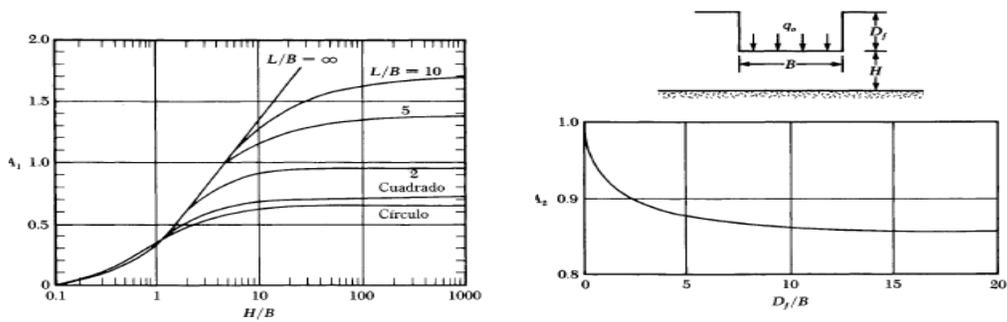


Con el esfuerzo del edificio llevado a los 2/3 (q_0) de los pilotes se procede a calcular los asentamientos inmediatos con la siguiente ecuación.

$$S_s = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}$$

donde A_1 es una función de H/B y L/B y A_2 es una función de D_f/B

Figura 15. Calculo de valores A_1 y A_2 , braja (1999)



2.2.3.2 Asentamientos por consolidación

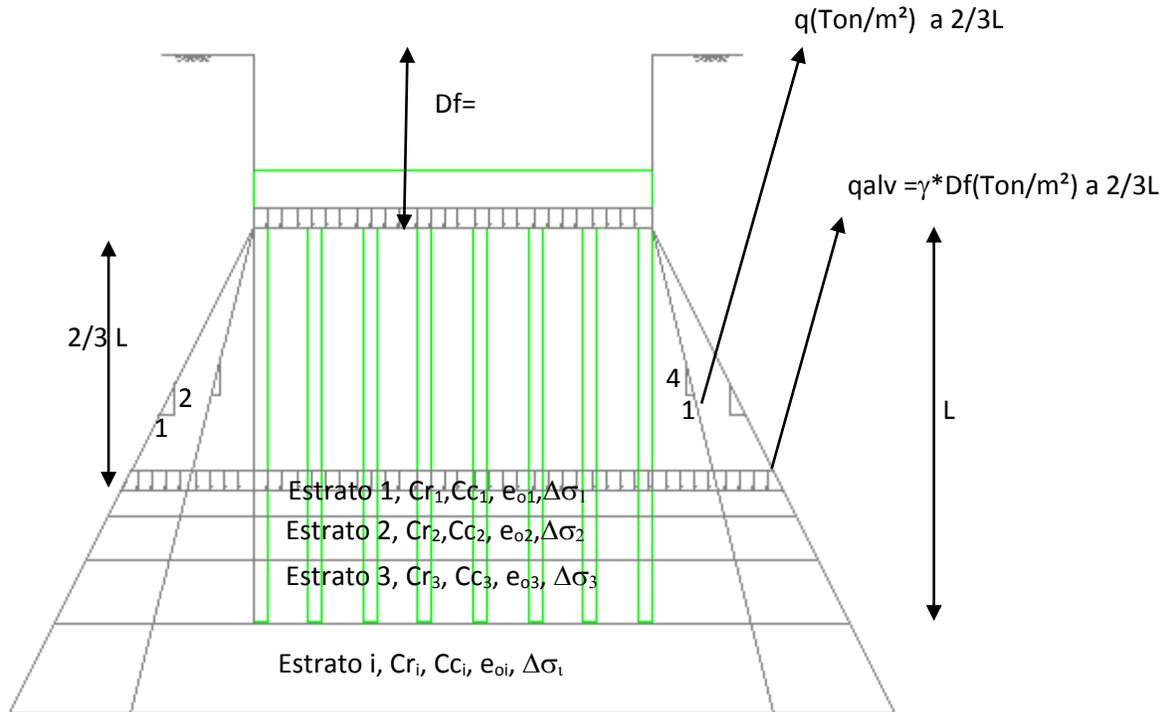
Para este informe se obtuvo el asentamiento por consolidación usando dos métodos el primero es el método de Terzaghi y el segundo el de Resendiz

2.2.3.3 Cálculo de incrementos de esfuerzos usando el método de Terzaghi

Para este tipo de asentamiento se trabaja con la diferencia de entre el esfuerzo transmitido por el edificio al suelo menos el esfuerzo debido al alivio del terreno excavado esta diferencia de esfuerzo se proyecta a una profundidad de $2/3$ de la longitud de los pilotes, con unas pendientes $1:4$ y $1:2$ respectivamente que según la recomendaciones de Terzaghi, lo anterior debido a que antes de esta profundidad ($2/3L$) se presenta un alivio de esfuerzos sobre el grupo de pilotes.

Después de calcular el incremento de esfuerzos por el método del trapecio (pendiente $1:4$ y $1:2$) a la profundidad de $2/3L$ se sigue calculando los incrementos de esfuerzo de este nivel hacia abajo dividiendo el suelo en capas para poder hacer el análisis de asentamientos por consolidación por cada capa y así tener un asentamiento total a largo plazo.

Figura 16. Gráfico de incremento de esfuerzos según método del trapecio para cálculo de asentamiento por consolidación, Braja (1999)



2.2.3.4 Cálculo de incrementos de esfuerzos usando el método de Resendiz

Resendiz (1978)³ habla sobre la dificultad para la predicción de los asentamientos proviene de dos factores, uno es el tipo mecánico o numérico, derivado del hecho de que el cálculo de esfuerzos o deformaciones para cargas en el interior del semiespacio elástico (problema de Mindlin) es más complejo que para cargas en la superficie del semiespacio (problemas de Boussinesq). El otro factor es la interacción pilote-suelo, compleja por ser tan sensible a las relaciones esfuerzo – deformación- tiempo, de suelos y pilotes, y a las deformaciones inducidas en el suelo por factores independientes de las cargas permanentes de la cimentación (por ejemplo, la disipación de las presiones de poros generadas por el hincado de pilotes).

La primera dificultad puede resolverse confiablemente mediante métodos numéricos empleando computadora, aunque la herramienta no deja de ser engorrosa en sí misma. Las incertidumbres derivadas del segundo factor (la complejidad de la interacción pilote-suelo) son tan difíciles de eliminar que pocos diseñadores consideran justificado incurrir en la laboriosidad de integrar numéricamente la solución de Mindlin cuando han de adoptarse hipótesis burdas sobre la distribución de esfuerzos cortantes entre suelo y pilotes a lo largo de estos.

La complejidad y dificultades son mucho mayores cuando, además del proceso de deformación producido por las solicitaciones permanentes de la estructura y las operaciones de construcción, debe considerarse un proceso generalizado de consolidación del suelo, que da lugar a la redistribución de esfuerzos de contacto pilote – suelo con incremento, reducciones o cambios de signo de la adherencia desarrollada a lo largo del fuste de los pilotes.

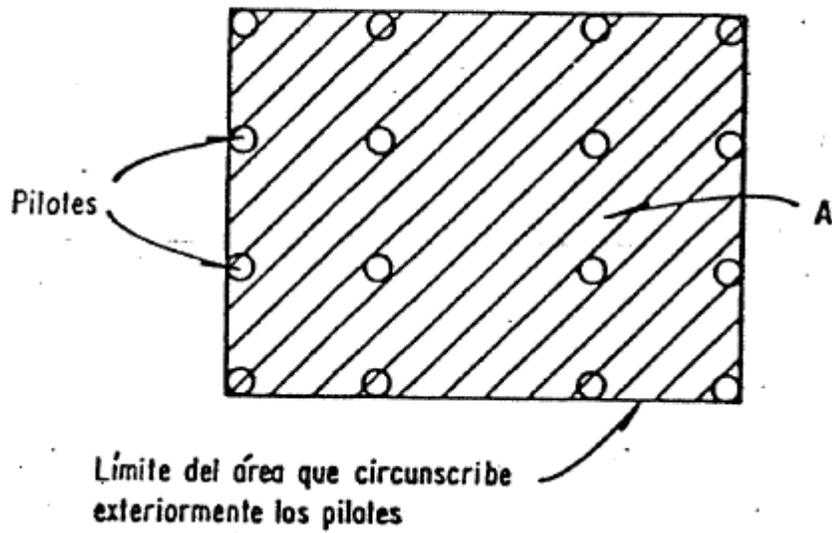
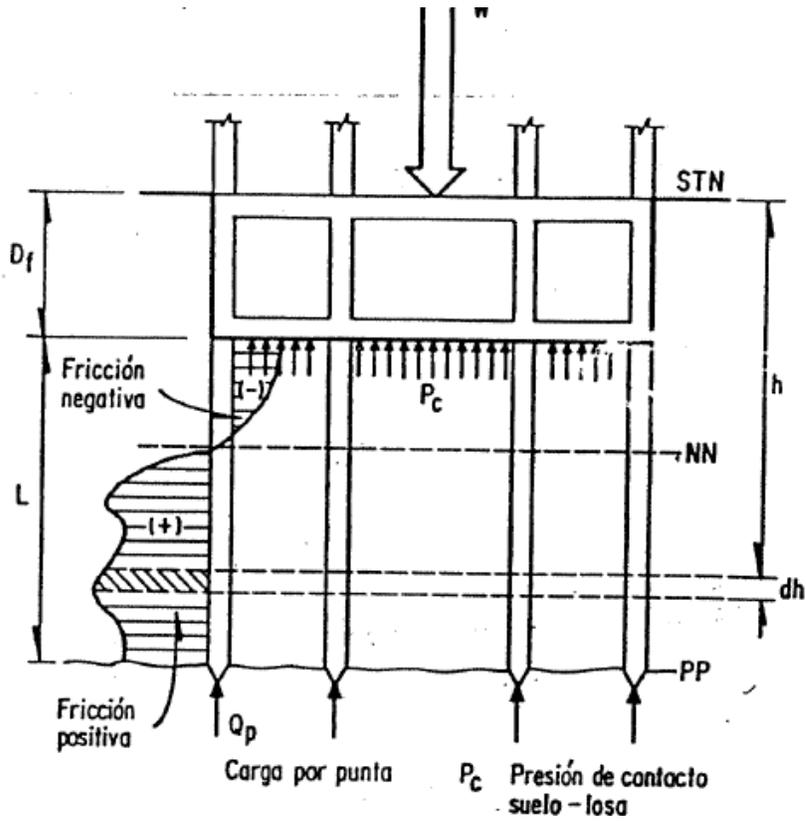
Todo lo anterior da idea de la importancia que tendría contar con un método de escritorio para calcular hundimientos de cimentaciones sobre pilote de fricción que no redujera el grado de aproximación que la naturaleza misma del problema impone.

2.2.3.4.1.1 Hipótesis.

Considérese una construcción sobre pilotes de fricción con se indica en la figura 13. La carga W impuesta por la estructura y subestructura sobre el sistema de sustentación (suelo más pilotes) es tomada parcialmente por la presión de contacto, P_c , entre el suelo y la losa de cimentación. El resto lo soportan las cabezas de los pilotes. A su vez la carga que corresponde a cada cabeza se transforma en cierta distribución de esfuerzos cortantes $F(h)$, con valores locales positivos o negativos a lo largo del fuste, más una carga de punta Q_p .

³LEON Y RESENDIZ, CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCION 1978

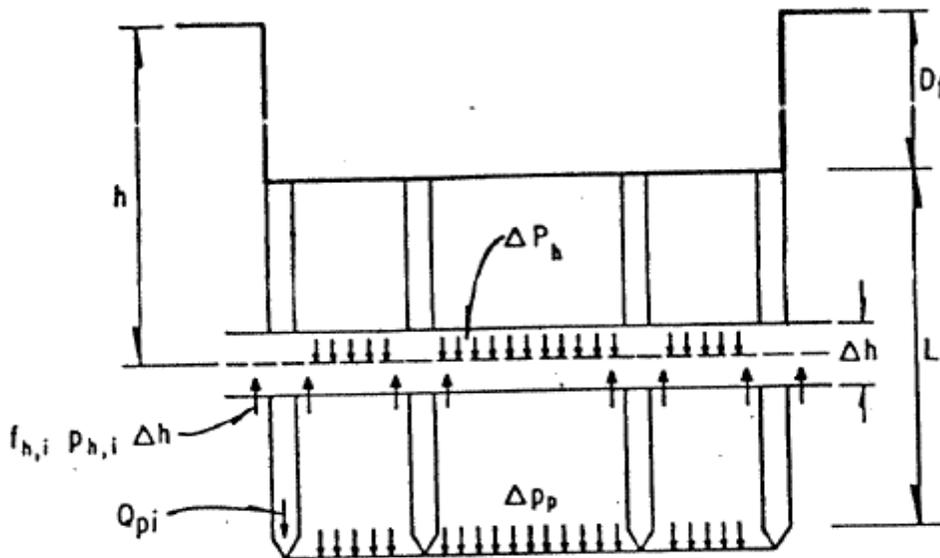
Figura 17. Estructura apoyada en pilotes que trabajan en fricción león y resendiz (1978)



La distribución de esfuerzos o transferencia de carga a lo largo del contacto pilote-suelo se puede determinar, de la manera más apropiada a las condiciones específicas de cada caso, mediante alguno de los procedimientos racionales apuntados en el capítulo 2.2.2, de tal manera que los valores de P_c , $F(h)$ y Q_p están dados. También se consideran dos hipótesis, una para el cálculo de esfuerzos y la otra para las deformaciones.

Hipótesis 1. Se supondrá que la densidad de pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación (o en porciones de ella) para que puedan considerarse que el sistema de cargas impuesto en el suelo por la punta y por cada diferencial de longitud del conjunto (o sub conjunto) de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud total distribuida uniformemente, a la profundidad correspondiente, en la envolvente encerrada por la envolvente del conjunto (o sub conjunto) de pilotes. Como se puede ver en la figura 14

Figura 18. Carga uniformemente repartida ΔP_h y ΔP_p . León y Resendiz (1978)



- | | |
|--------------------------------|--|
| $f_{h,i}$ $P_{h,i}$ Δh | Reacción del suelo contra el pilote debida a la fricción (positiva o negativa) actuando en Δh |
| ΔP_h | Carga uniformemente repartida debida a la fricción (positiva o negativa) que el pilote le transmite al suelo |
| ΔP_p | Carga uniformemente repartida debida a las fuerzas en la punta |

Esto significa que la presión Δp_h , aplicada a la profundidad h y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud Δh de n pilotes es

$$\Delta p_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} P_{hi} \Delta h}{A}$$

Y que la presión uniforme Δp_p , aplicada a la profundidad D_f+L y equivalente al sistema de cargas de punta del conjunto de pilotes es

$$\Delta p_p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pi}}{A}$$

En que f_h es la fricción o adherencia unitaria desarrollada entre el pilote y el suelo a la profundidad h , y P_h el perímetro de la sección recta del pilote a la misma profundidad; Q_p es la fuerza en la punta de los pilotes y A el área de la planta encerrada por la envolvente de los n pilotes.

Hipótesis 2. También se hará explícita la hipótesis usual en el cálculo de asentamientos de cimentaciones, esto es, que la deformación del suelo bajo la cimentación es predominantemente vertical y debida al incremento de esfuerzos en la misma dirección.

2.2.3.4.1.2 Transformación aproximada del problema de Minlin en problema de Boussinesq.

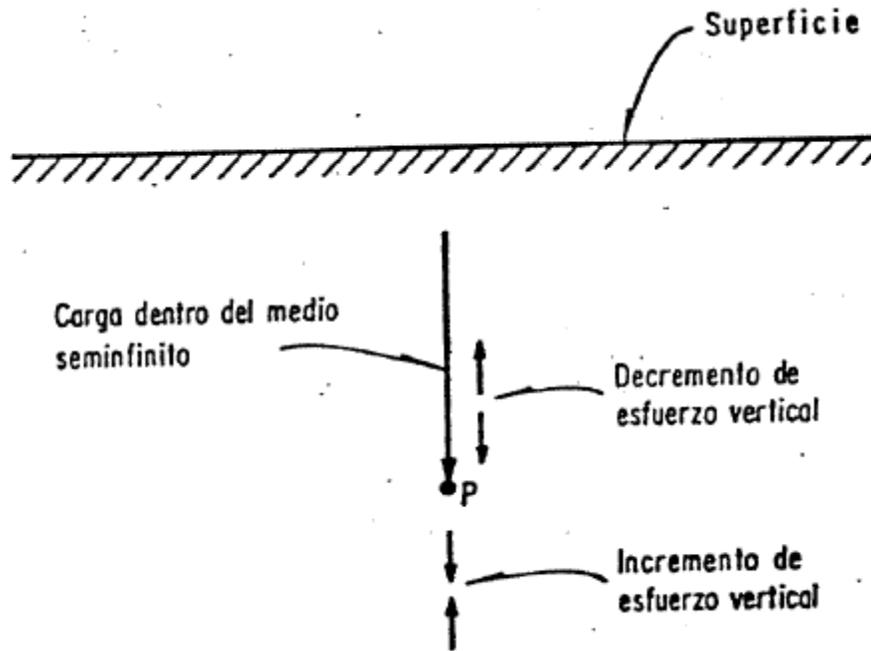
En virtud de la manera como se ha planteado el problema (hipótesis 2), interesa calcular el incremento de esfuerzo vertical $\Delta \sigma_v$ en cualquier elemento de suelo esta puede calcularse como la integral de los incrementos debidos a ΔP_h para toda h entre D_f y D_f+L , y a ΔP_p (figura 14). Por tanto.

$$\Delta \sigma_v = \int_{D_f}^{D_f+L} d\sigma_v(h)$$

Donde según la hipótesis 1, $\Delta \sigma_v(h)$ es el incremento de esfuerzo vertical que resulta en el punto considerado por efecto de las presiones uniformes ΔP_h o a ΔP_p .

De acuerdo con la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzo vertical positivos en puntos situados bajo el nivel de aplicación de la carga y negativos en puntos por encima de dicho nivel ver figura 19.

Figura 19. Cambio de esfuerzo vertical por efecto de una fuerza vertical aplicada dentro de un medio semi infinito. León y resendiz (1978)



El caso que aquí interesa es el de una carga uniformemente repartida aplicada en una superficie horizontal en el interior del semiespacio. Si la carga está dirigida hacia abajo (fricción positiva) tendrá signo positivo y en caso contrario (fricción negativa), signo negativo. A partir de los resultados de Nishida (ref. 4) y skopek (ref. 5). El incremento de esfuerzos ΔC_h puede expresarse

$$\Delta C_h = + \Delta p_h I$$

En que I es función de la profundidad y las dimensiones del área cargada, y varía entre 1.0 y 0.5 ver tablas 1 Y 2; figuras 16 y 17.

Tabla 3. Valores de I (Área circular uniformemente cargada)

c/a	v	0	0.5
1		0.7	0.75
2	I	0.56	0.58
3		0.54	0.54
∞		0.5	0.5

c profundidad del área cargada

2a diámetro del área cargada

Tabla 4. Valores de I (Área rectangular uniformemente cargada)

c/a	I						
	0			v	0.5		
	1	2	5	b/a	1	2	5
0.5	0.91	0.94	0.95		0.96	0.98	0.985
1	0.71	0.78	0.82		0.765	0.83	0.865
2.5	0.555	0.59	0.645		0.56	0.62	0.675
5	0.51	0.535	0.555		0.51	0.535	0.565
∞	0.50	0.50	0.50		0.50	0.50	0.50

c profundidad del área cargada

2a dimensión menor del área cargada

2b dimensión mayor del área cargada

Figura 20. Valores de I al centro de un área circular uniformemente cargada. León y resendiz (1978)

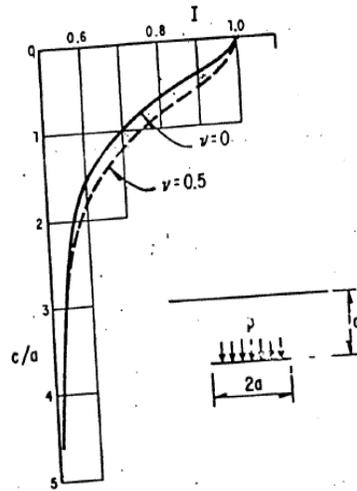
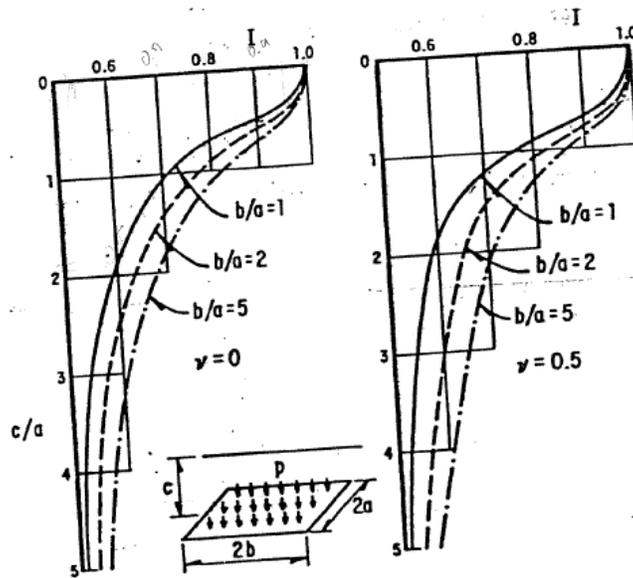


Figura 21. Valores de I al centro de un área rectangular uniformemente cargada. León y resendiz (1978)



Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical, Δd_h , cuyo valor absoluto es el complemento de ΔC_h , es decir.

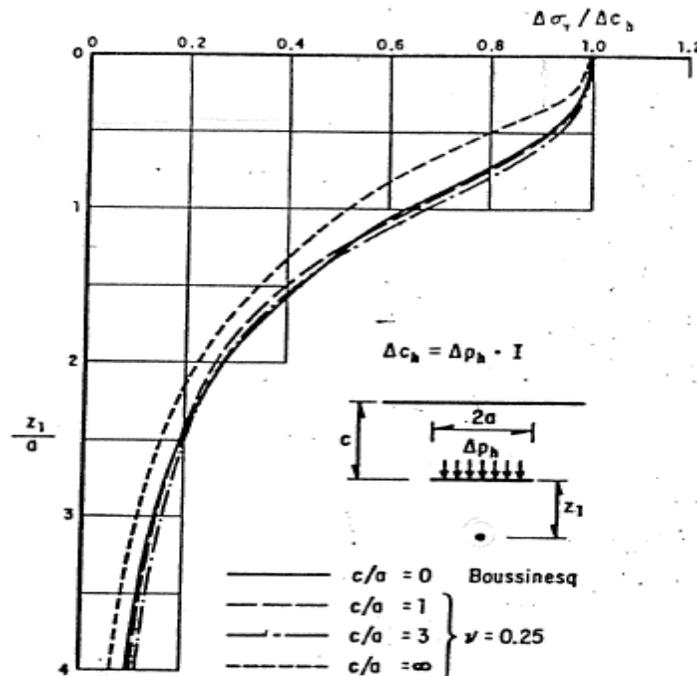
$$\Delta d_h = - \Delta p_h (1 - I)$$

Se postulara que los esfuerzos verticales en cualquier otro punto del suelo pueden calcularse aproximadamente por la solución de Boussinesq, suponiendo que.

- El incremento de esfuerzo ΔC_h , produce incrementos de esfuerzo solo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.
- El decremento de esfuerzo Δd_h , produce decrementos de esfuerzo solo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolongara hacia arriba.

En la figura 22 se comparan los esfuerzos calculados según el postulado anterior y los que resultan de la solución de Mindlin para diversas relaciones entre la profundidad de aplicación de la carga y el radio del área circular cargada.

Figura 22. Distribución de esfuerzos verticales en puntos debajo del centro de cargas circulares aplicadas dentro de un medio semi infinito. León y resendiz (1978)



Se observa que el postulado conduce a una aproximación con error máximo de 14% en puntos situados debajo de las cargas cuando estas se aplican a profundidades moderadas. En los puntos de arriba de las cargas el error máximo es mayor.

2.2.3.5 Cálculo de asentamientos por consolidación

El cálculo para asentamiento por consolidación se calcula de acuerdo a la siguiente expresión y se pueden presentar las siguientes tres condiciones que se muestran, donde Δe , depende de donde se encuentre el esfuerzo final en los gráficos de la figura 23.

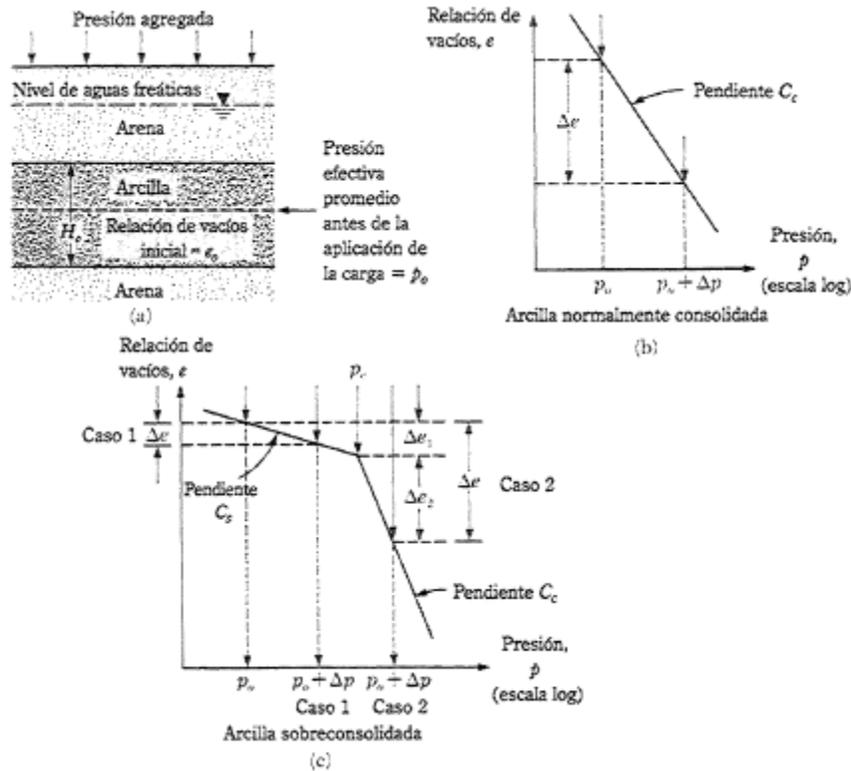
$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_c$$

donde S = asentamiento

Δe = cambio total de la relación de vacíos causada por la aplicación de carga adicional

e_0 = relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga

Figura 23. Gráfico de $e - P$ (relación de vacío vs esfuerzo en escala logarítmica. braja (1999)



Para arcilla normalmente consolidada, la curva de campo e - $\log p$ tendrá la forma mostrada en la figura 1.22b. Si p_0 = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial sobre el estrato de arcilla y Δp = incremento promedio de presión sobre el estrato de arcilla, causado por la carga agregada, el cambio de la relación de vacíos provocada por el incremento de carga es

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad S = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

Para arcilla sobreconsolidada, la curva de campo e - $\log p$ se verá como la mostrada en la figura 1.22c. En este caso, dependiendo del valor de Δp , pueden presentarse dos condiciones. Primera, si $p_o + \Delta p < p_c$,

$$\Delta e = C_s \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad S = \frac{H_c C_s}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

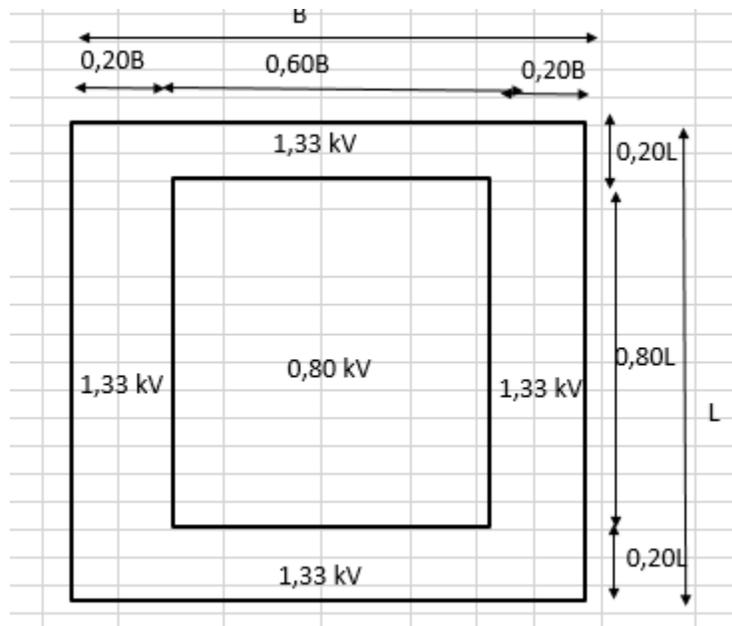
Segunda, si $p_c < p_o < p_o + \Delta p$,

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{p_c}{p_o} + C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad S = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

2.2.3.6 Determinación del módulo de Balasto para el sistema de fundación placa Pilotes.

Después de determinar qué porcentaje de esfuerzo vertical va tomar el grupo de pilotes, y conociendo los asentamientos totales del edificio se determina un valor de $K_v = q_u / \text{Ast}$. Donde q_u es el esfuerzo de último que resiste el grupo de pilotes y Ast es el asentamiento total de la edificación.

Según recomendaciones de autores se aconseja distribuir este módulo de balasto de la siguiente manera.



2.2.3.7 Recomendaciones de la NSR-10, para el diseño fundaciones de Edificios.

Factores de seguridad básico Mínimos Directos para fundaciones

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Factores de seguridad indirectos para fundaciones

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

3.2 PROYECTO ARQUITECTONICO Y ESTRUCTURAL

Figura 25. Planta Arquitectónica Típica y Corte Transversal



Figura 26. Planta Estructural Placa Piso Cubierta

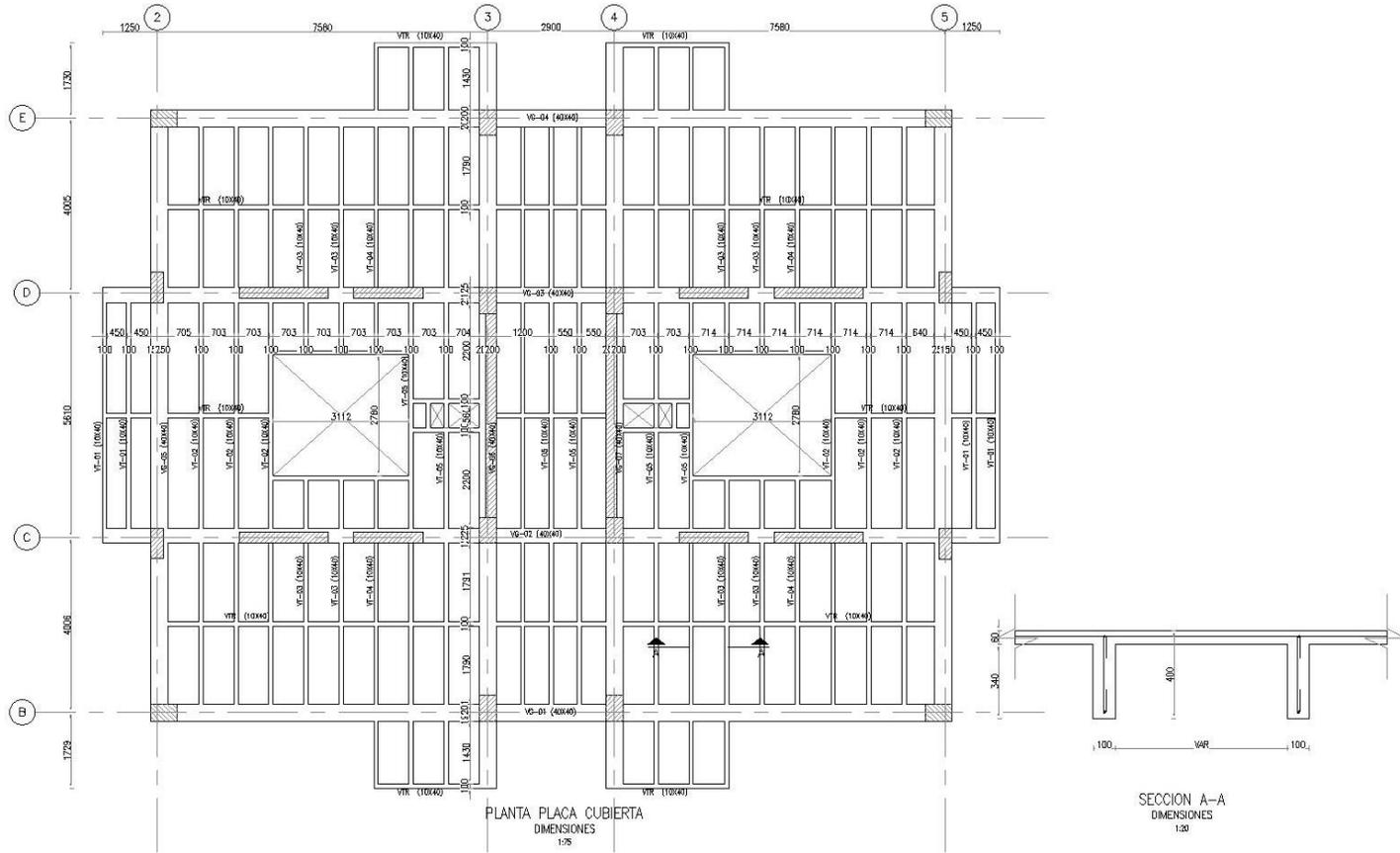


Figura 28.Planta Estructural Placa Primer Piso

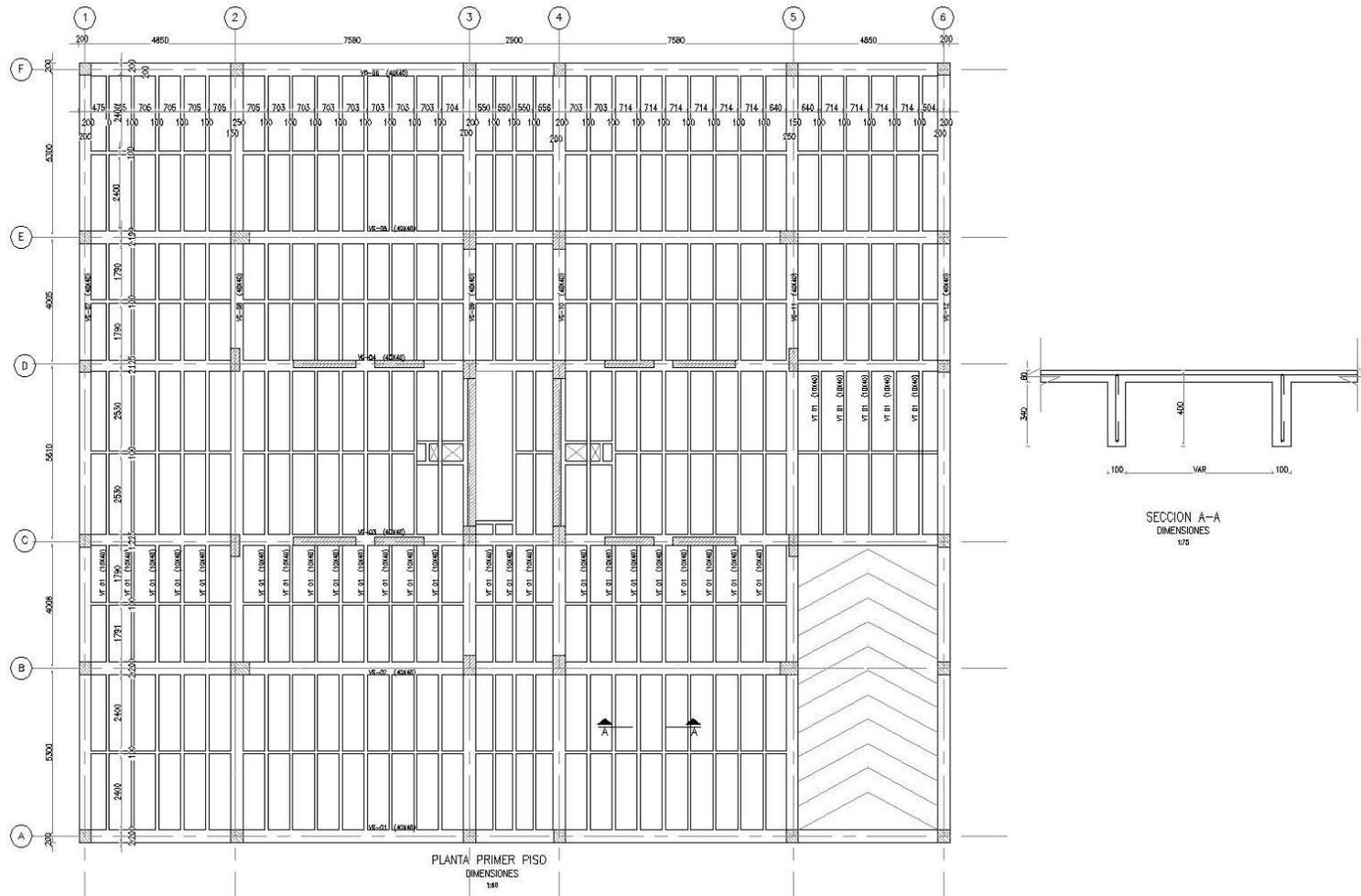
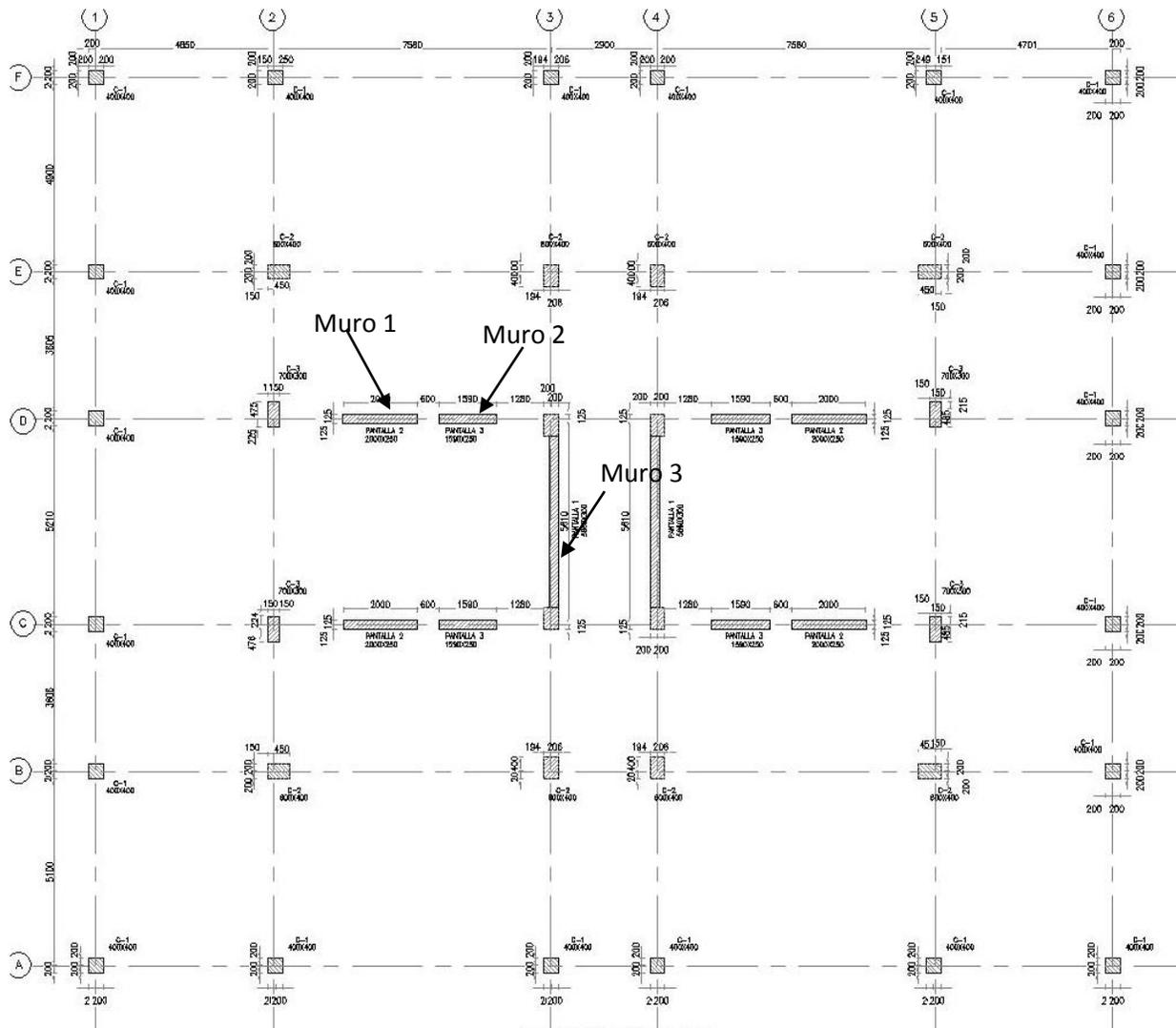


Figura 30. Planta Localización de Columnas



3.3 DESCRIPCION DEL PROYETO

El proyecto estructural del edificio consiste en una estructura a porticada en los dos sentidos en concreto, con placas aligeradas son de 40 cm, el edificio posee 13 placas y un sótano, alturas libres de 2.50 metros. El uso de la edificación es vivienda, la ubicación del proyecto es en la calle 100 con Autopista Norte, según la microzonificación sísmica está ubicada en la zona lacustre 200. Las columnas se diseñaron con concreto de 28 MPa. Las placas aéreas y la cimentación se diseñaron con concreto de 21.1MPa. La cimentación consiste en un sistema placa pilotes, en el cual trabajan los pilotes a la falla y toman el 65% del peso total del edificio, la placa de cimentación toma el 35% de la carga. El modelo de la estructura se hace en el programa ETABS, se utiliza el análisis espectral para modelar el sismo en la estructura. El sótano de la estructura está enterrado 4.5 metros con respecto al nivel del terreno.

3.4 AVALUO DE CARGAS

Figura 31. Avalúos de Cargas Placa Piso Tipo

AVALÚO DE CARGAS PISOS			
Tipo de entrepiso: losa aligerada Cubierta			
<div style="float: right; border: 1px solid black; padding: 5px;"> Tipo de entrepiso <input checked="" type="radio"/> Entrepiso <input type="radio"/> Cubierta </div>			
Peso específico concreto:	2.4T/m ³		
ancho de las viguetas:	0.10m		
Peso específico de acabados:	2.2T/m ³		
Peso de muros divisorios:	0.30T/m ²		
Análisis de cargas por m ² de losa:			
Peso propio loseta inferior y superior:	$(0.06+0) \times 2.4 \times 1 \times 1 =$	0.144T/m ²	
Peso propios de viguetas:	$(0.34 \times 0.1 \times 2.4) / 0.8 =$	0.102T/m ²	
Peso propio de acabados:	$(0.05 \times 2.2) =$	0.110T/m ²	
Muros divisorios:		0.300T/m ²	
Casetón:		0.035T/m ²	
Subtotal carga muerta:		0.690T/m ²	
Carga viva:		0.180T/m ²	
Carga última:	$1.2 \times 0.69 + 1.6 \times 0.18 =$	1.116T/m ²	

Figura 32. Avalúos de Cargas Placa Cubierta

AVALÚO DE CARGAS PISOS			
Tipo de entrepiso: losa aligerada Cubierta			
		imperm.= acabados= 0.05m	
		Tipo de entrepiso <input type="radio"/> Entrepiso <input checked="" type="radio"/> Cubierta	
Peso específico concreto:	2.4T/m³		
ancho de las viguetas:	0.10m		
Peso específico de acabados:	2.2T/m³		
Peso Impermeabilización:	0.15T/m²		
Análisis de cargas por m ² de losa:			
Peso propio loseta inferior y superior:	$(0.06+0) \times 2.4 \times 1 =$		0.144T/m²
Peso propios de viguetas:	$(0.34 \times 0.1 \times 2.4) / 0.8 =$		0.102T/m²
Peso propio de acabados:	$(0.05 \times 2.2) =$		0.110T/m²
Peso Impermeabilización:	$0.15 \times =$		0.150T/m²
Casetón:			0.035T/m²
Subtotal carga muerta:			0.540T/m²
Carga viva:			0.180T/m²
Carga última:	$1.2 \times 0.54 + 1.6 \times 0.18 =$		0.936T/m²

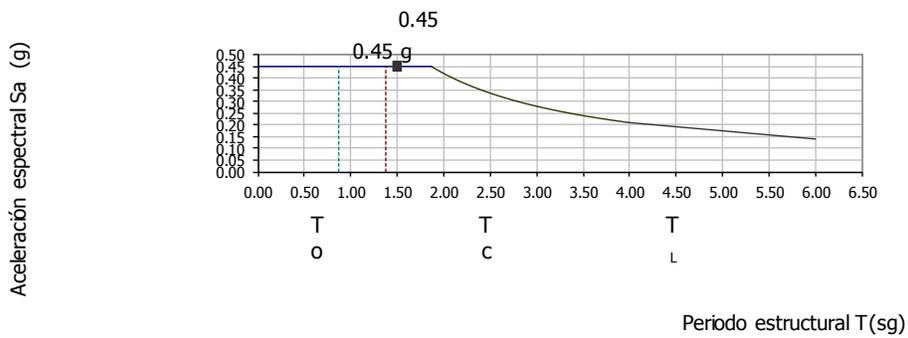
3.5 ESPECTRO DE DISEÑO

Figura 33. Espectro de Diseño

ESPECTRO MICROZONIFICACION SISMICA PARA BOGOTA	
PROYECTO: EDIFICIO TESIS	
Lacustre-200	
Material estructural	concreto
Periodo corto T_c :	1.87
Periodo Largo T_l :	4.00
Aceleración Máxima A_a :	0.15
Aceleración Normal A_v :	0.20
Factor de Amplificación de Aceleración F_a :	1.20
Ftr. Amplif. Acel. Velocidades constantes F_v :	3.50
Coficiente de Importancia I :	1.00
Altura Edificio =	34.80 m

				$C_t = 0.047$					
				$\alpha = 0.90$					
	Período Estructural $T_a =$	$C_t \cdot (h_n)^\alpha =$	1.15 sg		$1.2T_a =$	1.38 sg			
		$C_u =$	0.91		$C_{u\min} =$	1.20 sg			
		$C_u T_a =$	1.38 sg						
	Período Estructural $T_x:$	1.500 sg		Analisis con Etabs					
	Período Estructural $T_y:$	0.870 sg		Analisis con Etabs					
	Período Estructural $T_x:$	1.376 sg							
	Período Estructural $T_y:$	0.870 sg							
	Zona de ubicación en el acelerograma para $T_x:$				$T_o < T < T_c$				
	Zona de ubicación en el acelerograma para $T_y:$				$T_o < T < T_c$				

ESPECTRO DE DISEÑO



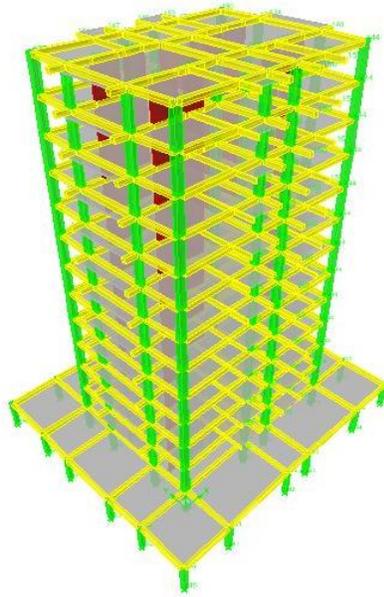
	Valor espectral S_{ax} : Para $T_x = 1.38$ seg	0.45							
	Valor espectral S_{ay} : Para $T_y = 0.87$ seg	0.45							
	Valor Coeficiente K_x :	1.44							
	Valor Coeficiente K_y :	1.19							
	Coefficiente de Disipación de Energía R_x :	5							
	Coefficiente de Disipación de Energía R_y :	5							
	Irregularidad en planta (ϕ_p) =	1							
	Irregularidad en altura (ϕ_a) =	1							
	Reducción por Ausencia de Redundancia (ϕ_r) =	1	Según A.3.3.8						
	Coefficiente de Disipación de Energía R_x modificado:	5.00							
	Coefficiente de Disipación de Energía R_y modificado:	5.00							

3.6 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Inicialmente se modela la estructura empotrada en la base de las columnas, para determinar las cargas de servicio en la base de la estructura y con estas cargas poder hacer el cálculo de la cimentación, a este modelo se chequeara la rigidez se miraran los diagramas de corte y flexión para las columnas.

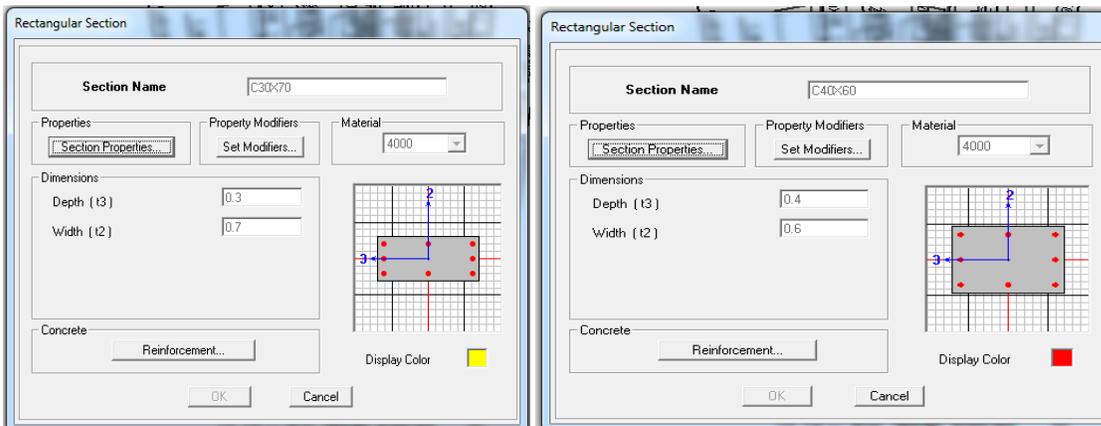
3.6.1 MODELO 3D

Figura 34. MODELO 3D



3.6.2 ASIGNACION DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Figura 35. DEFINICION DE SECCIONES



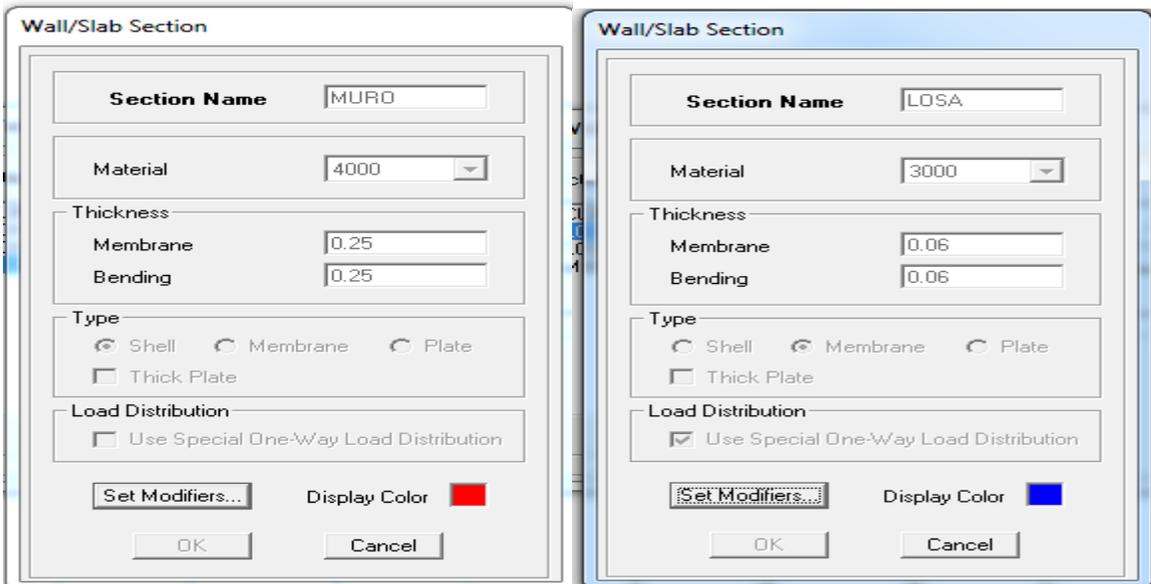
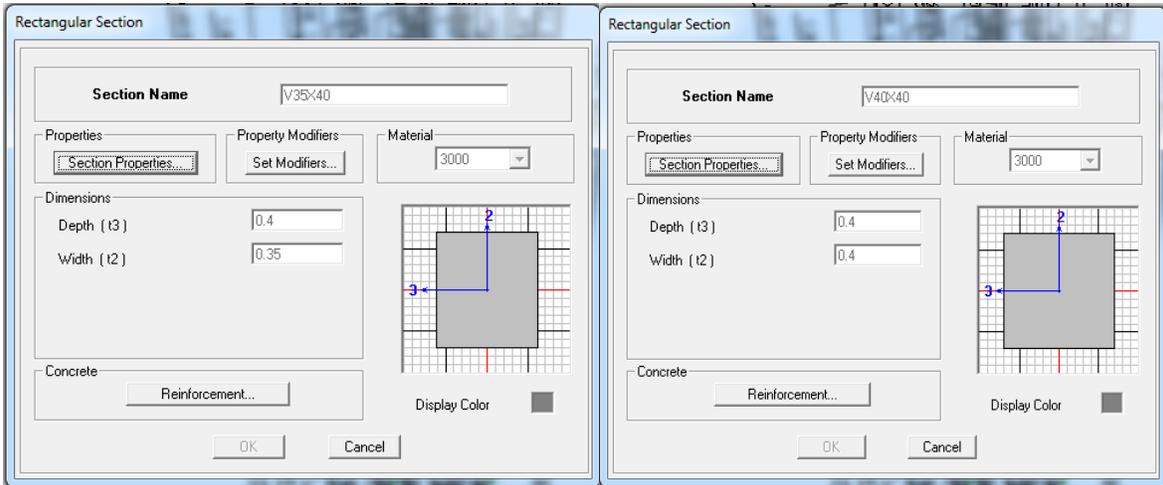
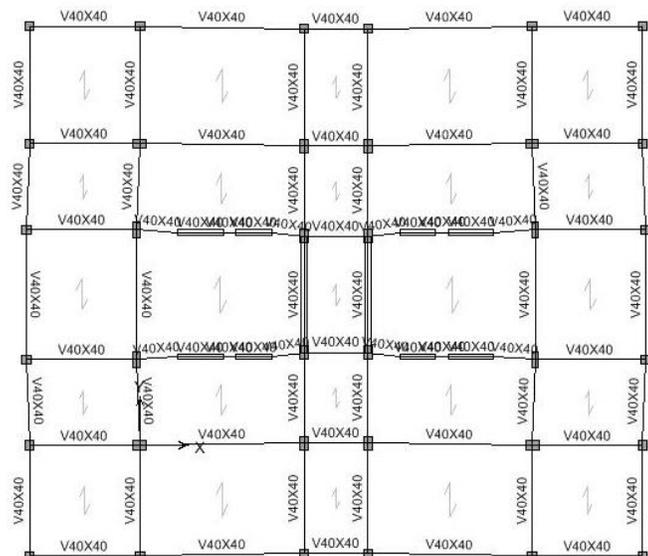


Figura 36. DEFINICION DE MATERIALES

The figure shows two instances of the 'Material Property Data' dialog box. The top instance is for material 3000, which is isotropic and designed as concrete. Its design properties include a specified concrete compressive strength (f_c) of 2100, bending reinforcement yield stress (f_y) of 42000, and shear reinforcement yield stress (f_{ys}) of 42000. The bottom instance is for material 4000, which is also isotropic and designed as concrete. Its design properties include a specified concrete compressive strength (f_c) of 2855.205, bending reinforcement yield stress (f_y) of 42000, and shear reinforcement yield stress (f_{ys}) of 42000. Both materials have a mass per unit volume of 0.24 and a weight per unit volume of 2.4.

Figura 37. VIGAS PLACA PRIMER PISO



3.6.3 ASIGNACION DE CARGAS AL MODELO

Para el modelamiento de la estructura del edificio se utilizó el programa ETABS. Se usaron elementos Shell para modelar muros y placas de entepiso y para modelar vigas y columnas se utilizaron elementos beam. Al modelar vigas, columnas y muros sus pesos los calcula automáticamente el programa, por lo tanto a las placas se asigna un valor de sobrecarga muerta para pesos de muros y acabados. Para cargas vivas se asigna el valor correspondiente para un edificio de vivienda según lo estipulado en la NSR-10. La carga de sismo se modela por análisis espectral según el espectro de diseño de la zona donde se encuentra ubicado el edificio.

Figura 40. Asignación de cargas sobrecarga muerta Placa Piso Tipo ($0.55\text{Ton}/\text{m}^2$)

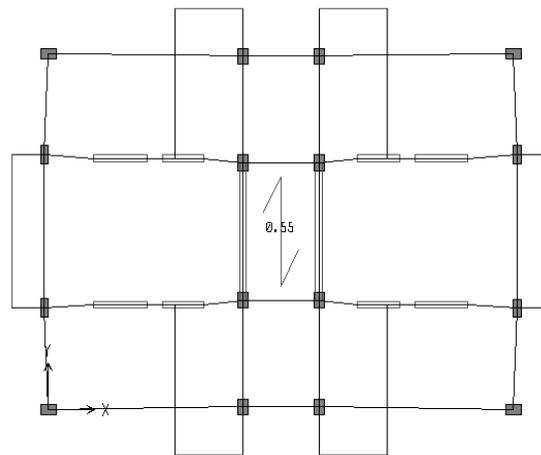


Figura 41. Asignación de cargas sobrecarga muerta Placa Cubierta ($0.40\text{Ton}/\text{m}^2$)

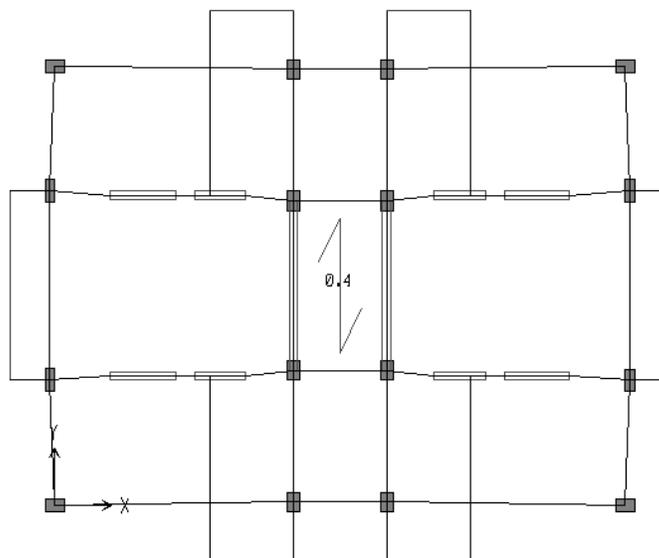


Figura 42. Asignación de cargas viva piso tipo (0.18Ton/m²)

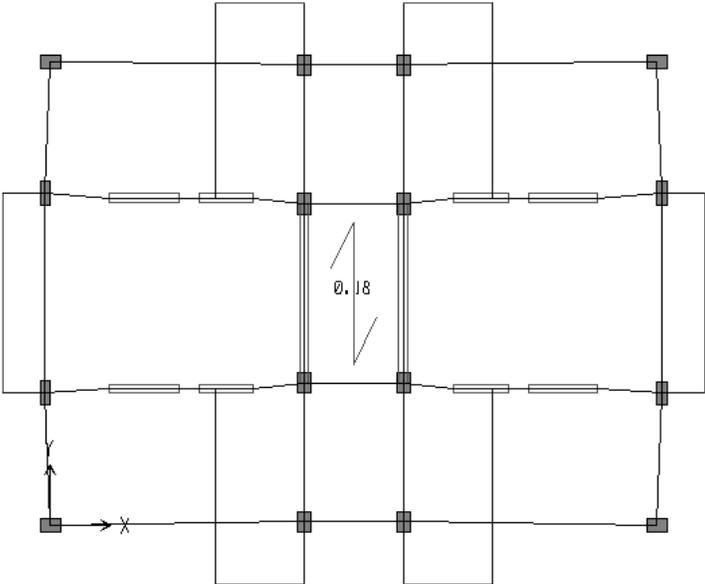


Figura 43. Asignación de Muros al modelo

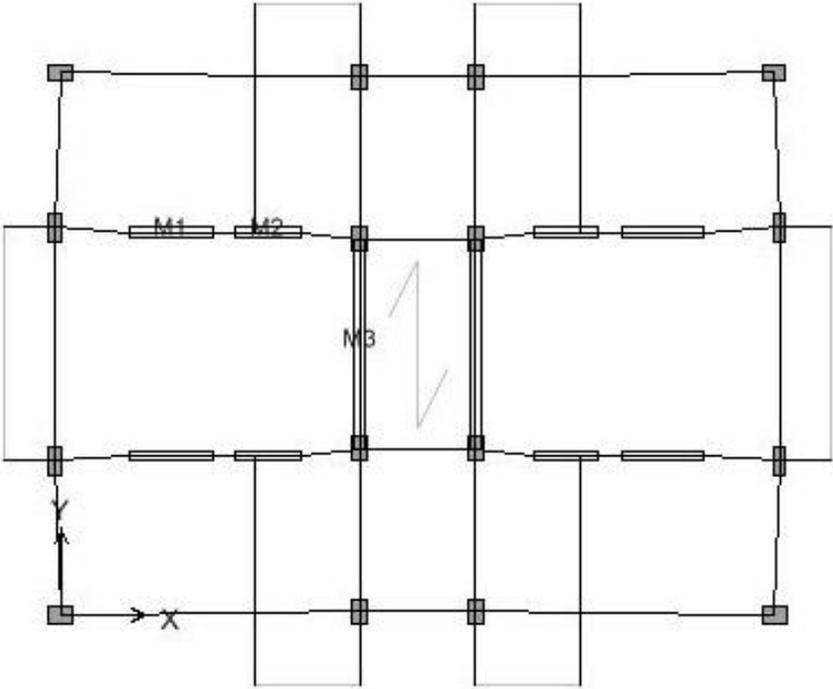


Figura 44. Asignación de cargas viva primer piso ($0.18\text{Ton}/\text{m}^2$)

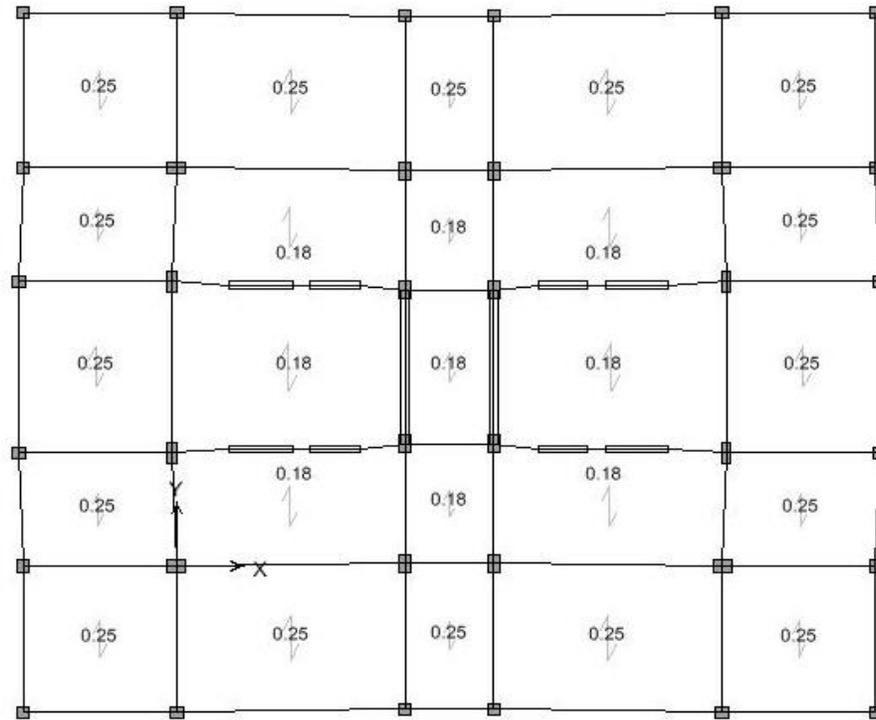


Figura 45. Asignación de cargas muerta primer piso ($0.5\text{Ton}/\text{m}^2$)

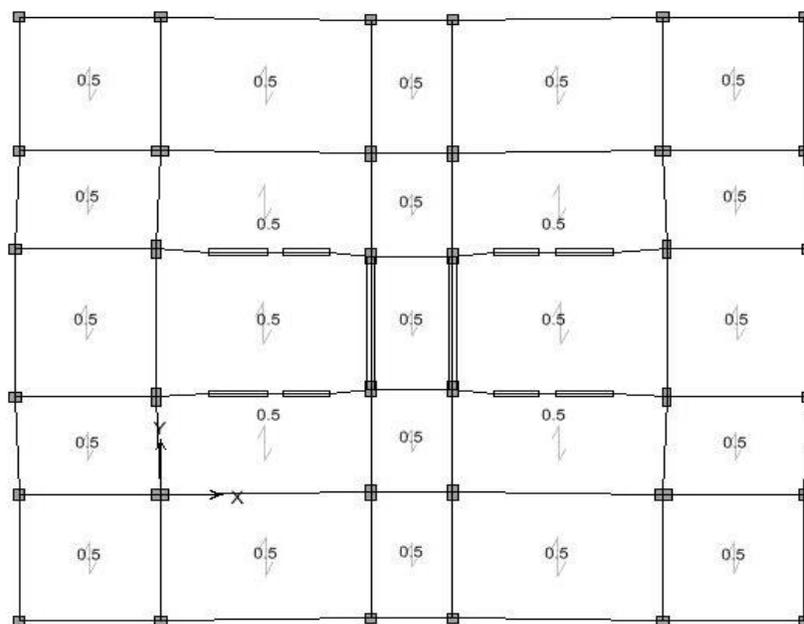


Figura 46. Espectro de Diseño

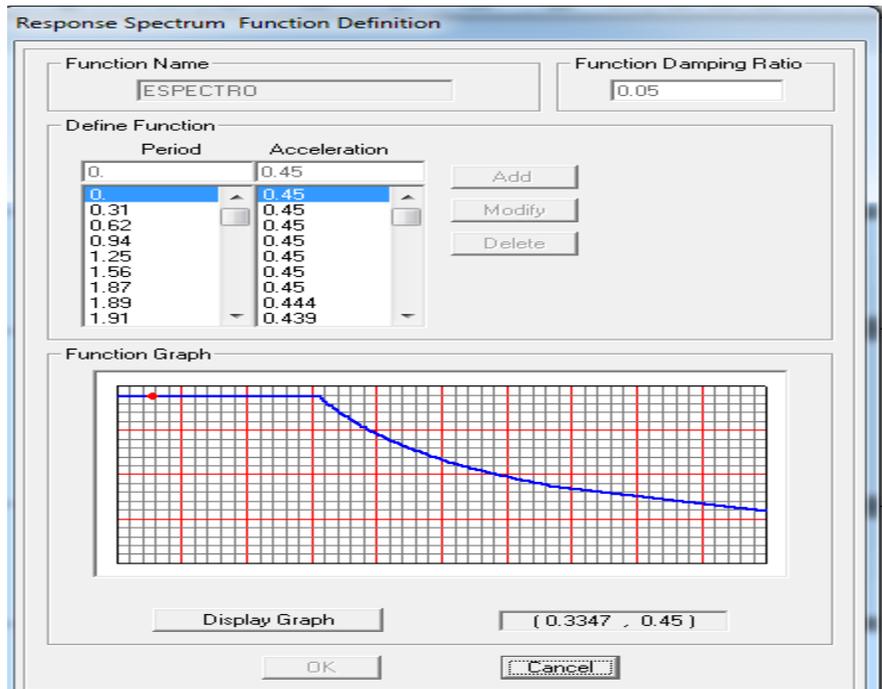


Tabla 5. Tabla de cálculo Cortante basal Estático y Dinámico

CALCULO DE MASAS DE PISO DEL EDIFICIO							
Story	ElementType	Material	Peso Total (Ton)	FloorArea	CM EXTRA Ton/m ²	CM EXTRA Ton	Total carga Muerta Ton
CUBIERTA	Column	4000	25,891	276,375	0,4	110,55	
CUBIERTA	Beam	3000	49,863				
CUBIERTA	Wall	4000	43,536				
CUBIERTA	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			110,55	269,6
PISO12	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO12	Beam	3000	49,863				
PISO12	Wall	4000	43,536				
PISO12	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO11	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO11	Beam	3000	49,863				
PISO11	Wall	4000	43,536				
PISO11	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO10	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO10	Beam	3000	49,863				
PISO10	Wall	4000	43,536				
PISO10	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO9	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO9	Beam	3000	49,863				
PISO9	Wall	4000	43,536				
PISO9	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO8	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO8	Beam	3000	49,863				
PISO8	Wall	4000	43,536				
PISO8	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO7	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO7	Beam	3000	49,863				
PISO7	Wall	4000	43,536				
PISO7	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO6	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO6	Beam	3000	49,863				
PISO6	Wall	4000	43,536				
PISO6	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO5	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO5	Beam	3000	49,863				
PISO5	Wall	4000	43,536				
PISO5	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO4	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO4	Beam	3000	49,863				
PISO4	Wall	4000	43,536				
PISO4	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO3	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO3	Beam	3000	49,863				
PISO3	Wall	4000	43,536				
PISO3	Floor	3000	39,798				
Total			159,088			152,006	311,1
PISO2	Column	4000	25,891	276,375	0,55	152,006	
PISO2	Beam	3000	49,863				

PISO2	Wall	4000	43,536							
PISO2	Floor	3000	39,798							
Total			159,088			152,006	311,1			
PISO1	Column	4000	48,163	665	0,55	365,69				
PISO1	Beam	3000	108,738							
PISO1	Wall	4000	43,536							
PISO1	Floor	3000	95,744							
Total			296,181			365,69	661,9			
Total edificio							4354			

**Metodo de la Fuerza Horizontal Equivalente
FUERZA SISMICA PARA CHEQUEO DE DERIVA**

Piso	W Ton	h m	Wh	cvx	Fx Ton	Fx Ton	5%Lx	5%Ly	Mz Six Ton*m	Mz Siy Ton*m
Cubierta	256,7	37,70	9677	0,12	232,1	232,1	0,92	0,70	213,52	163,04
PISO12	311,1	34,80	10826	0,13	259,6	259,6	0,92	0,70	238,86	182,39
PISO11	311,1	31,90	9924	0,12	238,0	238,0	0,92	0,70	218,96	167,19
PISO10	311,1	29,00	9022	0,11	216,4	216,4	0,92	0,70	199,05	151,99
PISO 9	311,1	26,10	8120	0,10	194,7	194,7	0,92	0,70	179,15	136,80
PISO8	311,1	23,20	7217	0,09	173,1	173,1	0,92	0,70	159,24	121,60
PISO7	311,1	20,30	6315	0,08	151,5	151,5	0,92	0,70	139,34	106,40
PISO6	311,1	17,40	5413	0,07	129,8	129,8	0,92	0,70	119,43	91,20
PISO5	311,1	14,50	4511	0,06	108,2	108,2	0,92	0,70	99,53	76,00
PISO4	311,1	11,60	3609	0,04	86,5	86,5	0,92	0,70	79,62	60,80
PISO3	311,1	8,70	2707	0,03	64,9	64,9	0,92	0,70	59,72	45,60
PISO2	311,1	5,80	1804	0,02	43,3	43,3	0,92	0,70	39,81	30,40
PISO1	637,8	2,90	1850	0,02	44,4	44,4	1,40	1,20	62,14	53,34
W Ton	4316,5		80994,2		1942,4	1942,4				
Vs Ton	1942,4									

FUERZA SISMICA PARA CHEQUEO PARA DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Piso	W Ton	h m	Wh	cvx	Fx Ton	Fx Ton	5%Lx	5%Ly	Mz Six Ton*m	Mz Siy Ton*m
Cubierta	256,7	37,70	9677	0,12	46,4	46,4	0,92	0,70	42,70	32,61
PISO12	311,1	34,80	10826	0,13	51,9	51,9	0,92	0,70	47,77	36,48
PISO11	311,1	31,90	9924	0,12	47,6	47,6	0,92	0,70	43,79	33,44
PISO10	311,1	29,00	9022	0,11	43,3	43,3	0,92	0,70	39,81	30,40
PISO 9	311,1	26,10	8120	0,10	38,9	38,9	0,92	0,70	35,83	27,36
PISO8	311,1	23,20	7217	0,09	34,6	34,6	0,92	0,70	31,85	24,32
PISO7	311,1	20,30	6315	0,08	30,3	30,3	0,92	0,70	27,87	21,28
PISO6	311,1	17,40	5413	0,07	26,0	26,0	0,92	0,70	23,89	18,24
PISO5	311,1	14,50	4511	0,06	21,6	21,6	0,92	0,70	19,91	15,20
PISO4	311,1	11,60	3609	0,04	17,3	17,3	0,92	0,70	15,92	12,16
PISO3	311,1	8,70	2707	0,03	13,0	13,0	0,92	0,70	11,94	9,12
PISO2	311,1	5,80	1804	0,02	8,7	8,7	0,92	0,70	7,96	6,08
PISO1	637,8	2,90	1850	0,02	8,9	8,9	1,40	1,20	12,43	10,67
W Ton	4316,5		80994,2		388,5					
E Ton	388,5									

CORTANTE BASAL ANALISIS MODAL								
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SISX	1	U1	0	0	0	-0,004	0,004	1,026
SISX	2	U1	0,24	17,16	0	-464,544	6,378	150,78
SISX	3	U1	1286,74	-17,18	0	464,823	34087	-8918,5
SISX	4	U1	0	0	0	0	0	-1,339
SISX	5	U1	285,18	0,11	0	-0,734	738,52	-1944,7
SISX	6	U1	0	0	0	-0,021	0,002	-1,519
SISX	7	U1	0	-0,1	0	0,514	0	-0,935
SISX	8	U1	0,01	0	0	0	0,022	-0,094
SISX	9	U1	114,39	0,02	0	-0,078	491,83	-782,34
SISX	10	U1	0,01	0	0	0	0,005	-1,345
SISX	11	U1	0	-0,02	0	0,069	0	-0,149
SISX	12	U1	0,02	0	0	0	0,041	2,91
SISX	1	U2	0	0	0	-0,002	0,002	0,452
SISX	2	U2	5,15	367,25	0	-9939,6	136,47	3226,1
SISX	3	U2	-5,15	0,07	0	-1,862	-136,5	35,72
SISX	4	U2	0	0	0	0	0	0,252
SISX	5	U2	0,03	0	0	0	0,084	-0,221
SISX	6	U2	0	0,01	0	-0,033	0,003	-2,446
SISX	7	U2	-0,03	97,94	0	-479,659	-0,05	872,3
SISX	8	U2	0	0	0	0	0	0
SISX	9	U2	0,01	0	0	0	0,025	-0,039
SISX	10	U2	0	0	0	0	0	-0,005
SISX	11	U2	-0,01	44,61	0	-183,131	-0,02	396,14
SISX	12	U2	0	0	0	0	0	-0,003
SISX	All	All	1324,93	383,27	0	9956,65	34109	9647,9
SISY	1	U1	0	0	0	-0,001	0,001	0,308
SISY	2	U1	0,07	5,15	0	-139,363	1,914	45,233
SISY	3	U1	386,02	-5,15	0	139,447	10226	-2675,6
SISY	4	U1	0	0	0	0	0	-0,402
SISY	5	U1	85,55	0,03	0	-0,22	221,56	-583,42
SISY	6	U1	0	0	0	-0,006	0,001	-0,456
SISY	7	U1	0	-0,03	0	0,154	0	-0,28
SISY	8	U1	0	0	0	0	0,007	-0,028
SISY	9	U1	34,32	0,01	0	-0,023	147,55	-234,7
SISY	10	U1	0	0	0	0	0,001	-0,403
SISY	11	U1	0	-0,01	0	0,021	0	-0,045
SISY	12	U1	0,01	0	0	0	0,012	0,873
SISY	1	U2	0	0	0	-0,006	0,005	1,506
SISY	2	U2	17,16	1224,18	0	-33132	454,91	10754
SISY	3	U2	-17,18	0,23	0	-6,206	-455,1	119,07
SISY	4	U2	0	0	0	0	0	0,839
SISY	5	U2	0,11	0	0	0	0,279	-0,736
SISY	6	U2	0	0,02	0	-0,111	0,009	-8,152
SISY	7	U2	-0,1	326,45	0	-1598,86	-0,166	2907,6
SISY	8	U2	0	0	0	0	0	0,001
SISY	9	U2	0,02	0	0	0	0,083	-0,131
SISY	10	U2	0	0	0	0	0	-0,016
SISY	11	U2	-0,02	148,69	0	-610,438	-0,066	1320,5
SISY	12	U2	0	0	0	0	0	-0,009
SISY	All	All	397,48	1277,57	0	33188,6	10233	11663
						80% Cortante Basal FHE		
El cortante Basal Sentido X Metodo Espectral					1379,3 Ton	>	1553,9 Ton	
El cortante Basal Sentido Y Metodo Espectral					1338 Ton	>	1553,9 Ton	
Factor de Ampliacion Sentido X					1,13			
Factor de Ampliacion Sentido Y					1,16			

3.6.4 CASOS DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

Figura 47. Casos de Carga

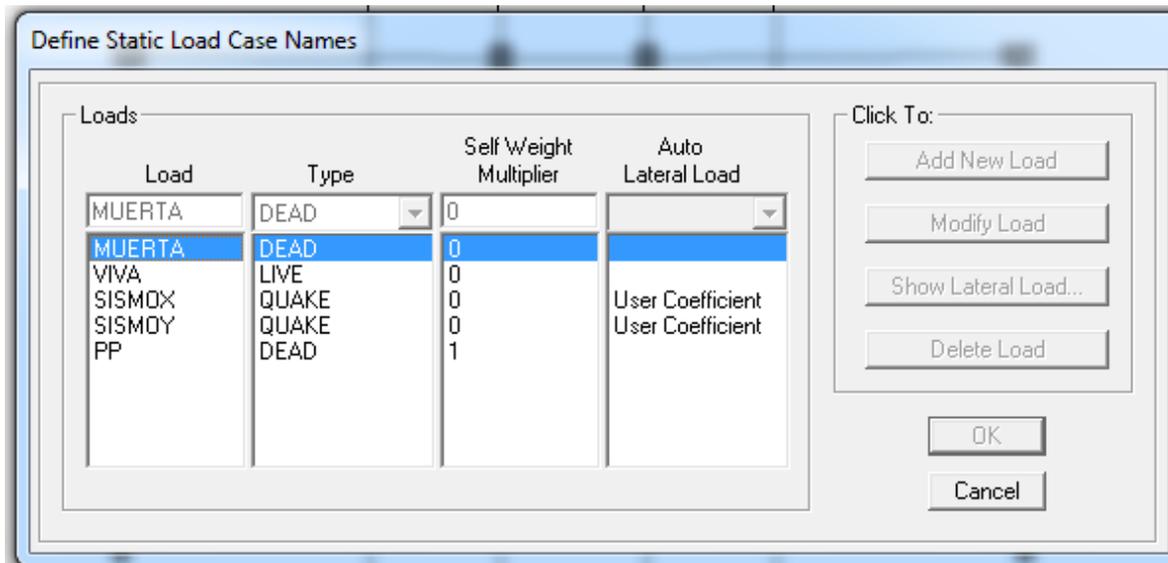


Figura 48. Combinaciones de Carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones de estado límite de servicio según NSR-10

$$D + F \quad (B.2.3-1)$$

$$D + H + F + L + T \quad (B.2.3-2)$$

$$D + H + F + (L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-3)$$

$$D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-4)$$

$$D + H + F + W \quad (B.2.3-5)$$

$$D + H + F + 0.7E \quad (B.2.3-6)$$

$$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-7)$$

$$D + H + F + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-8)$$

$$0.6D + W + H \quad (B.2.3-9)$$

$$0.6D + 0.7E + H \quad (B.2.3-10)$$

Figura 49. Combinaciones de Carga Mayoradas usando el Método de Resistencia Ultima.

$$1.4(D + F) \quad (B.2.4-1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (L \text{ ó } 0.8W) \quad (B.2.4-3)$$

$$1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-4)$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L \quad (B.2.4-5)$$

$$0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (B.2.4-6)$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (B.2.4-7)$$

3.6.5 REVISION DE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA MODELO EMPOTRADO

3.6.5.1 Calculo de Derivas

Figura 50. Tabla de Cálculo de Derivas

CALCULO DE DERIVAS EDIFICIO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA									
Proyecto:	EDIFICIO TESIS								
Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
CUBIERTA	127	SISX	0,1418	0,0443	0,92	0,36	0,988	2,9	0,3
CUBIERTA	127	SISY	0,0425	0,1477	0,27	1,21	1,240	2,9	0,4
PISO12	127	SISX	0,1326	0,0407	0,99	0,38	1,060	2,9	0,4
PISO12	127	SISY	0,0398	0,1356	0,3	1,26	1,295	2,9	0,4
PISO11	127	SISX	0,1227	0,0369	1,09	0,39	1,158	2,9	0,4
PISO11	127	SISY	0,0368	0,123	0,32	1,31	1,349	2,9	0,5
PISO10	127	SISX	0,1118	0,033	1,17	0,41	1,240	2,9	0,4
PISO10	127	SISY	0,0336	0,1099	0,36	1,35	1,397	2,9	0,5
PISO9	127	SISX	0,1001	0,0289	1,25	0,41	1,316	2,9	0,5
PISO9	127	SISY	0,03	0,0964	0,37	1,37	1,419	2,9	0,5
PISO8	127	SISX	0,0876	0,0248	1,3	0,42	1,366	2,9	0,5
PISO8	127	SISY	0,0263	0,0827	0,39	1,4	1,453	2,9	0,5
PISO7	127	SISX	0,0746	0,0206	1,34	0,41	1,401	2,9	0,5
PISO7	127	SISY	0,0224	0,0687	0,4	1,38	1,437	2,9	0,5
PISO6	127	SISX	0,0612	0,0165	1,34	0,4	1,398	2,9	0,5
PISO6	127	SISY	0,0184	0,0549	0,41	1,33	1,392	2,9	0,5
PISO5	127	SISX	0,0478	0,0125	1,3	0,37	1,352	2,9	0,5
PISO5	127	SISY	0,0143	0,0416	0,39	1,23	1,290	2,9	0,4
PISO4	127	SISX	0,0348	0,0088	1,21	0,33	1,254	2,9	0,4
PISO4	127	SISY	0,0104	0,0293	0,36	1,1	1,157	2,9	0,4
PISO3	127	SISX	0,0227	0,0055	1,07	0,27	1,104	2,9	0,4
PISO3	127	SISY	0,0068	0,0183	0,32	0,89	0,946	2,9	0,3
PISO2	127	SISX	0,012	0,0028	0,83	0,19	0,851	2,9	0,3
PISO2	127	SISY	0,0036	0,0094	0,25	0,65	0,696	2,9	0,2
PISO1	127	SISX	0,0037	0,0009	0,37	0,09	0,381	2,9	0,1
PISO1	127	SISY	0,0011	0,0029	0,11	0,29	0,310	2,9	0,1
BASE	127	SISX	0	0	0	0			
BASE	127	SISY	0	0	0	0			
CUBIERTA	130	SISX	0,1418	0,0443	0,92	0,37	0,992	2,9	0,3
CUBIERTA	130	SISY	0,0425	0,1476	0,27	1,21	1,240	2,9	0,4
PISO12	130	SISX	0,1326	0,0406	0,99	0,37	1,057	2,9	0,4
PISO12	130	SISY	0,0398	0,1355	0,3	1,26	1,295	2,9	0,4
PISO11	130	SISX	0,1227	0,0369	1,09	0,39	1,158	2,9	0,4
PISO11	130	SISY	0,0368	0,1229	0,32	1,31	1,349	2,9	0,5
PISO10	130	SISX	0,1118	0,033	1,17	0,41	1,240	2,9	0,4
PISO10	130	SISY	0,0336	0,1098	0,36	1,35	1,397	2,9	0,5
PISO9	130	SISX	0,1001	0,0289	1,25	0,41	1,316	2,9	0,5
PISO9	130	SISY	0,03	0,0963	0,37	1,37	1,419	2,9	0,5
PISO8	130	SISX	0,0876	0,0248	1,3	0,42	1,366	2,9	0,5
PISO8	130	SISY	0,0263	0,0826	0,39	1,39	1,444	2,9	0,5

PISO7	130	SISX	0,0746	0,0206	134	0,41	1401	2,9	0,5
PISO7	130	SISY	0,0224	0,0687	0,4	1,38	1437	2,9	0,5
PISO6	130	SISX	0,0612	0,0165	134	0,4	1398	2,9	0,5
PISO6	130	SISY	0,0184	0,0549	0,41	1,33	1392	2,9	0,5
PISO5	130	SISX	0,0478	0,0125	13	0,37	1352	2,9	0,5
PISO5	130	SISY	0,0143	0,0416	0,39	1,24	1300	2,9	0,4
PISO4	130	SISX	0,0348	0,0088	121	0,33	1254	2,9	0,4
PISO4	130	SISY	0,0104	0,0292	0,36	1,09	1148	2,9	0,4
PISO3	130	SISX	0,0227	0,0055	107	0,27	1104	2,9	0,4
PISO3	130	SISY	0,0068	0,0183	0,32	0,89	0,946	2,9	0,3
PISO2	130	SISX	0,012	0,0028	0,83	0,19	0,851	2,9	0,3
PISO2	130	SISY	0,0036	0,0094	0,25	0,65	0,696	2,9	0,2
PISO1	130	SISX	0,0037	0,0009	0,37	0,09	0,381	2,9	0,1
PISO1	130	SISY	0,0011	0,0029	0,11	0,29	0,310	2,9	0,1
BASE	130	SISX	0	0	0	0			
BASE	130	SISY	0	0	0	0			
CUBIERTA	141	SISX	0,1417	0,0443	0,92	0,36	0,988	2,9	0,3
CUBIERTA	141	SISY	0,0425	0,1477	0,27	1,21	1240	2,9	0,4
PISO12	141	SISX	0,1325	0,0407	0,99	0,38	1060	2,9	0,4
PISO12	141	SISY	0,0398	0,1356	0,3	1,26	1295	2,9	0,4
PISO11	141	SISX	0,1226	0,0369	108	0,39	1148	2,9	0,4
PISO11	141	SISY	0,0368	0,123	0,33	1,31	1351	2,9	0,5
PISO10	141	SISX	0,1118	0,033	118	0,41	1249	2,9	0,4
PISO10	141	SISY	0,0335	0,1099	0,35	1,35	1395	2,9	0,5
PISO9	141	SISX	0,1	0,0289	124	0,41	1306	2,9	0,5
PISO9	141	SISY	0,03	0,0964	0,37	1,37	1419	2,9	0,5
PISO8	141	SISX	0,0876	0,0248	131	0,42	1376	2,9	0,5
PISO8	141	SISY	0,0263	0,0827	0,39	1,4	1453	2,9	0,5
PISO7	141	SISX	0,0745	0,0206	133	0,41	1392	2,9	0,5
PISO7	141	SISY	0,0224	0,0687	0,41	1,38	1440	2,9	0,5
PISO6	141	SISX	0,0612	0,0165	134	0,4	1398	2,9	0,5
PISO6	141	SISY	0,0183	0,0549	0,4	1,33	1389	2,9	0,5
PISO5	141	SISX	0,0478	0,0125	13	0,37	1352	2,9	0,5
PISO5	141	SISY	0,0143	0,0416	0,39	1,23	1290	2,9	0,4
PISO4	141	SISX	0,0348	0,0088	121	0,33	1254	2,9	0,4
PISO4	141	SISY	0,0104	0,0293	0,36	1,1	1157	2,9	0,4
PISO3	141	SISX	0,0227	0,0055	107	0,27	1104	2,9	0,4
PISO3	141	SISY	0,0068	0,0183	0,32	0,89	0,946	2,9	0,3
PISO2	141	SISX	0,012	0,0028	0,83	0,19	0,851	2,9	0,3
PISO2	141	SISY	0,0036	0,0094	0,25	0,65	0,696	2,9	0,2
PISO1	141	SISX	0,0037	0,0009	0,37	0,09	0,381	2,9	0,1
PISO1	141	SISY	0,0011	0,0029	0,11	0,29	0,310	2,9	0,1
BASE	141	SISX	0	0	0	0			
BASE	141	SISY	0	0	0	0			
CUBIERTA	144	SISX	0,1417	0,0443	0,92	0,37	0,992	2,9	0,3
CUBIERTA	144	SISY	0,0425	0,1476	0,27	1,21	1240	2,9	0,4
PISO12	144	SISX	0,1325	0,0406	0,99	0,37	1057	2,9	0,4
PISO12	144	SISY	0,0398	0,1355	0,3	1,26	1295	2,9	0,4
PISO11	144	SISX	0,1226	0,0369	108	0,39	1148	2,9	0,4
PISO11	144	SISY	0,0368	0,1229	0,33	1,31	1351	2,9	0,5
PISO10	144	SISX	0,1118	0,033	118	0,41	1249	2,9	0,4
PISO10	144	SISY	0,0335	0,1098	0,35	1,35	1395	2,9	0,5
PISO9	144	SISX	0,1	0,0289	124	0,41	1306	2,9	0,5
PISO9	144	SISY	0,03	0,0963	0,37	1,37	1419	2,9	0,5
PISO8	144	SISX	0,0876	0,0248	131	0,42	1376	2,9	0,5
PISO8	144	SISY	0,0263	0,0826	0,39	1,39	1444	2,9	0,5
PISO7	144	SISX	0,0745	0,0206	133	0,41	1392	2,9	0,5
PISO7	144	SISY	0,0224	0,0687	0,41	1,38	1440	2,9	0,5
PISO6	144	SISX	0,0612	0,0165	134	0,4	1398	2,9	0,5

PISO5	44	SISX	0,0478	0,0125	13	0,37	1352	2,9	0,5
PISO5	44	SISY	0,0143	0,0416	0,39	124	1300	2,9	0,4
PISO4	44	SISX	0,0348	0,0088	121	0,33	1254	2,9	0,4
PISO4	44	SISY	0,0104	0,0292	0,36	109	1148	2,9	0,4
PISO3	44	SISX	0,0227	0,0055	107	0,27	1104	2,9	0,4
PISO3	44	SISY	0,0068	0,0183	0,32	0,89	0,946	2,9	0,3
PISO2	44	SISX	0,012	0,0028	0,83	0,19	0,851	2,9	0,3
PISO2	44	SISY	0,0036	0,0094	0,25	0,65	0,696	2,9	0,2
PISO1	44	SISX	0,0037	0,0009	0,37	0,09	0,381	2,9	0,1
PISO1	44	SISY	0,0011	0,0029	0,11	0,29	0,310	2,9	0,1
BASE	44	SISX	0	0	0	0			
BASE	44	SISY	0	0	0	0			
Maxima Deriva									0,50

Deriva Máxima del edificio 0.50

Tabla 6. Tabla de Reacciones en la Base Cargas de Servicio y Cálculo de Excentricidades.

	Fz (ton)	Mx (Ton*m)	My (Ton*m)	Ycc	Xcc	Ycg	Xcg	ex (m)	ey (m)
MUERTA	1990	13564,411	-17672,761	6,8162869	-8,880784	6,81	8,88	0,006	0,001
VIVA	683,73	4662,235	-6072,013	6,8188247	-8,880718	6,81	8,88	0,009	0,001
PP	2164,29	14743,943	-19221,812	6,8123694	-8,881348	6,81	8,88	0,002	0,001
Area de Placa		257		m ²					
Esfuerzo sobre el terreno		18,825		m ²					

3.6.6 ACCIONES INTERNAS DE LOS MUROS 1,2 Y 3

Figura 51. Diagrama de Cortantes (ton) Muros 1,2 y 3

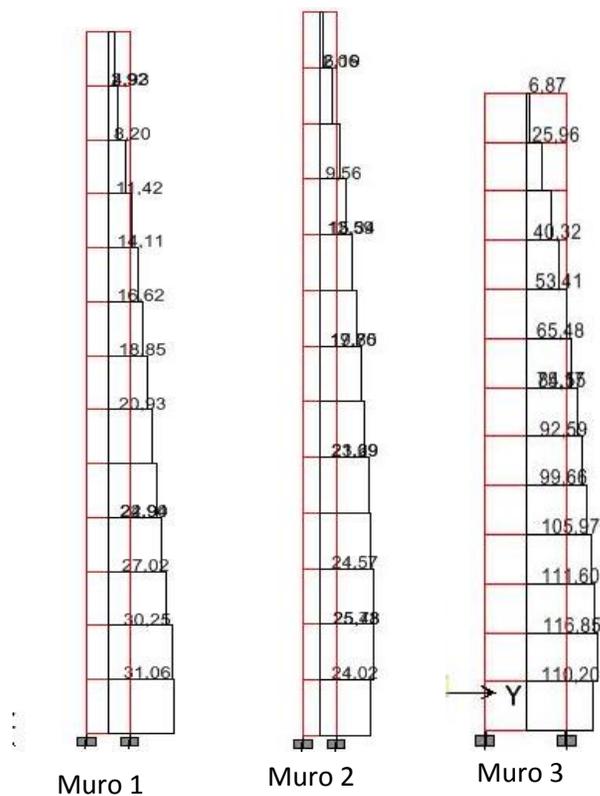


Figura 52. Diagrama de Momentos flectores (ton*m) Muros 1,2 y 3

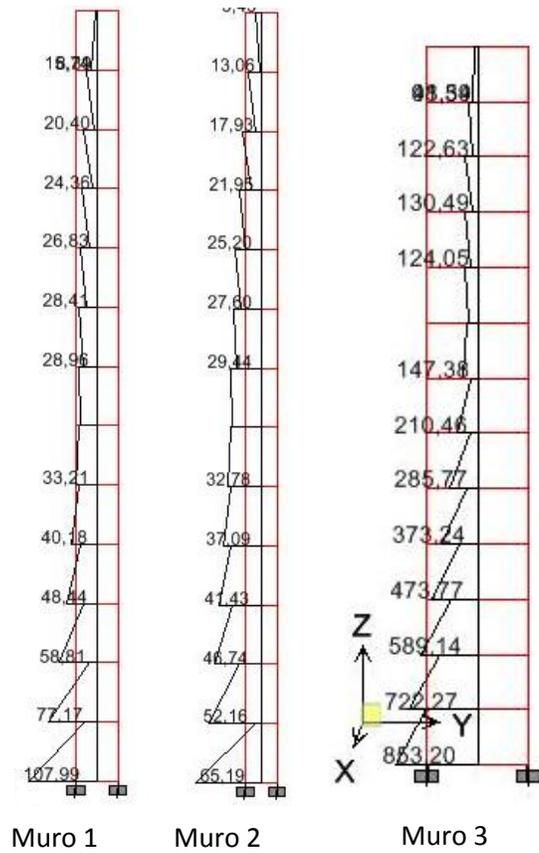
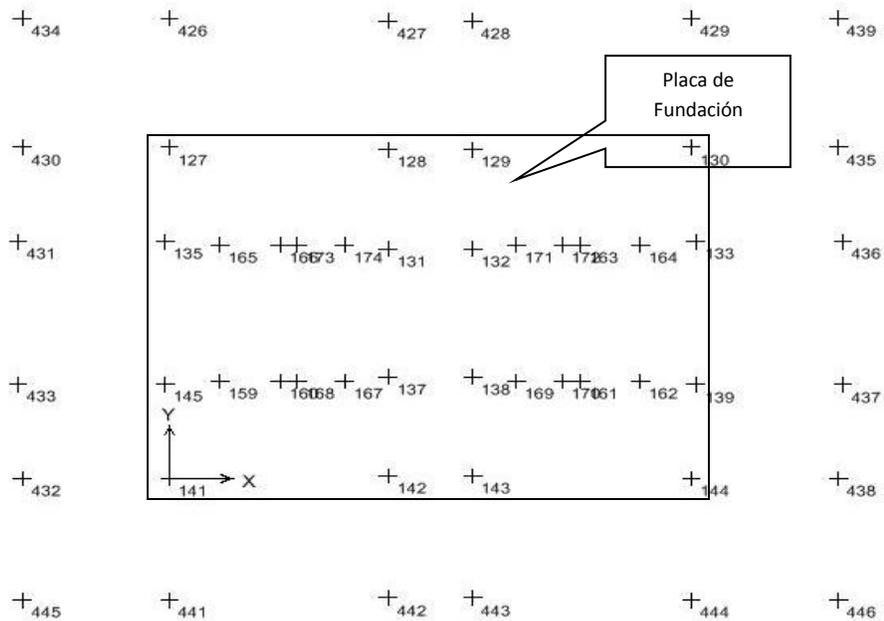


Figura 53. Nudos en la Base de la Estructura de la placa de cimentación.



3.6.7 CALCULO DE LA FUNDACION PLACA PILOTES.

3.6.7.1 Descripción del proyecto Geotécnico

El informe de suelos con el cual se desarrolló este proyecto fue suministrado por el Ingeniero Jorge Enrique Duran, este estudio se hizo para un Hotel de ocho pisos y un sótano, para este proyecto el edificio es de 12 pisos y un sótano, como se mostró en el capítulo de la descripción del edificio.

Según este estudio de suelos se realizaron cinco perforaciones de 30.1, 35.3, 45.3, 7.30 y 7.5 metros, las perforaciones se realizaron con equipo motorizado y avanzaron por el sistema de percusión y lavado. Durante el avance se realizaron ensayos de penetración estándar SPT, con tomas de muestras alteradas con él toma muestras de pared delgada shelby en los estratos arcillosos blandos y se ejecutaron ensayos e torsión con la veleta de campo para determinar la resistencia al corte no drenada a los suelos arcillosos, todo esto se hizo en intervalos de suelo de 2.0 metros aproximadamente.

Con base a las características de resistencia corte no drenado y compresibilidad; tales como humedad natural, relación de vacíos, presión de pre consolidación, relación de sobre consolidación e índices de compresión y de re compresión; Se planteara un sistema de placa pilotes para la fundación del edificio, garantizando un factor de seguridad aceptable para la capacidad portante del sistema placa pilotes y estimar los asentamientos menores a los admisibles a corto y largo plazo utilizando dos metodologías de cálculo Terzagui y Resendiz.

Con los parámetro geotécnicos calculados anteriormente se procede hacer el análisis de interacción suelo – Estructura del edificio.

Figura 54. Perfil Estratigráfico. Estudio de Suelos realizado por el Ing. Jorge Duran

Sub-estrato	Profundidad m	Descripción
1	0.00 – 0.50	ASFALTO Y RECEBO
2	0.50 – 0.85	CAPA ORGÁNICA
3	0.85 – 1.05	LIMO ARCILLOSO, algo orgánico, carmelita oscuro, consistencia firme a media
4	1.05 – 1.85	LIMO ARCILLOSO, habano amarillento, consistencia firme a media
5	1.85 – 3.15	ARCILLA, gris clara con vetas amarillas y oxidadas a gris habana, consistencia media
6	3.15 – 3.90	ARCILLA LIMOSA, gris, consistencia media
7A	3.90 – 10.0	LIMO ARCILLOSO o ARCILLA LIMOSA, gris algo verdoso, gris habano a carmelita grisáceo, consistencia blanda
7B	10.0 – 17.0	LIMO ARCILLOSO o FARCILLA LIMOSA, gris carmelita habano a habano, consistencia blanda
7C	17.0 – 23.9	LIMO ARCILLOSO o ARCILLA LIMOSA, gris habano a gris habano carmelita con algunas vetas oxidadas, consistencia blanda a media
8	23.9 – 27.7	LIMO ARCILLOSO, carmelita algo oscuro, consistencia media
9	27.7 – 29.5	LIMO ARCILLOSO, carmelita grisáceo, con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, consistencia media
10	29.5 – 39.0	ARCILLA LIMOSA, gris habana carmelita, carmelita grisácea y carmelita, consistencia media
11	39.0 – 41.0	LIMO ARCILLOSO, carmelita algo oscuro con vetas delgadas de turba, consistencia media a firme
12	41.0 - >45.0	ARCILLA LIMOSA, gris habana con vetas grises carmelitas, consistencia firme

Nivel freático y nivel piezométrico

De acuerdo con las observaciones realizadas durante la exploración de campo por medio de perforaciones se puede estimar que el nivel freático se encuentra situado entre 4 y 6m de profundidad por debajo de la superficie del terreno. Por otra parte, el sub-estrato 9, limo arcilloso con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, mostró un nivel piezométrico a 1m por debajo de la superficie del terreno durante el período que duró la exploración de campo. Por el análisis detallado del perfil de esfuerzos efectivos y de presión de preconsolidación se puede concluir que dicho nivel piezométrico alto no es permanente sino estacional.

Tabla 7. Calculo de capacidad de pilotes. Estudio de Suelos realizado por el Ing. Jorge Duran

SUB ESTRATO		Zi	Zf	Wn %	LL%	LP%	IP %	FINOS %	UCS	γ_r (Ton/m ³)	q_u (Kg/cm ²)	PB (Kg/cm ²)	N (g/p)	Suv Kg/cm ²
1	Min	0	0,2											
	Prom	0	0,5											
	Max	0	1											
2	Min	0,2	0,7	90	128	95	33		OH				4	
	Prom	0,5	0,85	92	128	95	33						7	
	Max	1	1	94	128	95	33						9	
3	Min	0,7	0,8	66									4	
	Prom	0,85	1,05	86									6	
	Max	1	1,2	97									7	
4	Min	0,8	1,7	55	114	53	55		MH	1,5	0,67	1	4	
	Prom	1,05	1,85	78	124	59	66		MH	1,52	0,69	1,05	5	
	Max	1,2	2	96	141	69	72		MH	1,54	0,71	1,1	6	
5	Min	1,7	3	52	85	31	51		CH	1,69	0,49	0,7	2	0,33
	Prom	1,85	3,15	63	98	36	62		CH	1,71	0,83	1,1	3	0,42
	Max	2	3,3	89	132	47	85		CH	1,75	0,94	1,4	4	0,5
6	Min	3	3,7	99	139	46	93		CH	1,51	0,36	0,5	1	0,29
	Prom	3,15	3,9	104	146	50	98		CH	1,51	0,36	0,5	1	0,31
	Max	3,3	4	111	155	54	101		CH	1,51	0,36	0,5	2	0,33
7A	Min	3,7	10	118	158	58	99		CH-MH	1,3	0,21	0,3	0,7	0,19
	Prom	3,9	10	144	178	66	112		CH-MH	1,37	0,33	0,37	1	0,24
	Max	4	10	185	212	82	134		MH	1,41	0,47	0,5	1	0,28
7B	Min	10	17	148	183	66	115		CH-MH	1,29	0,21	0,3	0,7	0,22
	Prom	10	17	159	195	72	123		MH	1,32	0,33	0,4	0,7	0,23
	Max	10	17	179	211	80	131		MH	1,34	0,4	0,5	0,7	0,25
7C	Min	17	23,4	94	126	45	80		CH	1,41	0,33	0,4	0,7	0,25
	Prom	17	23,9	107	136	50	86		CH-MH	1,44	0,4	0,5	2	0,29
	Max	17	24,2	181	151	59	92		MH	1,49	0,49	0,6	2	0,31
8	Min	23,4	26	129	171	62	106		CH-MH	1,33	0,39	0,7	2	0,31
	Prom	23,9	27,7	141	180	65	115		CH-MH	1,33	0,39	0,7	3	0,32
	Max	24,2	29	150	188	68	120		MH	1,33	0,39	0,7	3	0,34
9	Min	26	28,5	78	89	39	50	59	MH	1,29	0,31	0,45	4	0,36
	Prom	27,7	29,5	122	172	72	101	62	MH	1,29	0,31	0,45	4	0,4
	Max	29	30	167	208	91	125	67	MH	1,29	0,31	0,45	5	0,49
10	Min	28,5	39	98	125	48	77		CH	1,39	0,49	0,8	3	0,45
	Prom	29,5	39	106	136	50	86		CH-MH	1,4	0,61	0,8	4	0,46
	Max	30	39	118	140	52	90		CH-MH	1,42	0,73	0,8	5	0,48
11	Min	39	41	150	218	89	129		MH	1,29	0,36	0,7	5	0,54
	Prom	39	41	153	218	89	129		MH	1,29	0,36	0,7	5	0,54
	Max	39	41	156	218	89	129		MH	1,29	0,36	0,7	5	0,54
12	Min	41	45	73	122	42	80		CH	1,44	0,89	1,5	5	0,57
	Prom	41	45	95	132	46	86		CH	1,44	0,89	1,5	5	0,6
	Max	41	45	110	139	51	93		CH-MH	1,44	0,89	1,5	6	0,6

Tabla 8. Tabla de Variación de los Esfuerzos Verticales iniciales y de parámetros de compresibilidad con la profundidad. Según informe de suelos Ing. Jorge Duran.

Prof m	Su t/m ²	σ'_{vo} , t/m ²		σ'_p , t/m ²		RSC		e_0	Cr	Cc
		Mín	Máx	Mín	Máx					
5	2.7	8.0	8.0	8.0	12.0	1.00	1.50	3.4	0.13	1.6
10	2.3	9.0	9.8	9.8	10.2	1.00	1.14	3.9	0.24	2.4
15	2.4	9.6	11.4	11.4	11.7	1.00	1.22	3.6	0.24	2.4
20	2.7	10.7	13.4	13.4	13.7	1.00	1.29	2.9	0.20	2.0
25	3.3	11.8	15.4	15.4	15.8	1.00	1.34	3.7	0.24	2.4
30	4.0	13.2	17.2	17.2	18.4	1.00	1.40	3.1	0.24	2.4
35	4.7	15.1	19.1	19.1	20.7	1.00	1.37	2.8	0.19	1.9
40	5.5	17.0	21.0	21.0	23.4	1.00	1.37	3.4	0.24	2.4
45		19.0	23.0	23.0	26.5	1.00	1.39	2.5	0.18	1.8

Prof Profundidad, m

Su Resistencia al corte, t/m²

σ'_{vo} Rango de valores posibles para el esfuerzo vertical efectivo, t/m²

σ'_p Rango de valores para la presión de preconsolidación, t/m²

RSC Relación de Sobreconsolidación

e_0 Relación de Vacíos

Cr Índice de recompresión

Cc Índice de compresión

3.6.7.2 Cálculo de capacidad admisible y estimación de asentamientos a corto y largo plazo.

Para evaluar el capacidad admisible del pilote se utilizó el método α y para la estimación de los asentamientos elásticos de utilizo la metodología de jambu, que evalúa asentamientos promedios en cimentaciones sobre suelos arcillosos saturados. Para los asentamientos por consolidación se evaluaron usando el método de Terzagui y Resendiz.

A continuación se presenta el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes y sus correspondientes asentamientos y corto y largo plazo.

Tabla 9. Tabla de cálculo de capacidad portante y asentamientos del sistema placa pilotes

CALCULO DE PLACA PILOTES Y ASENTAMIENTOS				
1.0 AVALUO DE CARGAS				
No de Pisos		12		
No de Sotanos		1		
Dimensiones del Lote				
B=	14 m	AREA=	257,6 m ²	
L=	18,4 m			
B _{grupo} =	14 m			
L _{grupo} =	18,4 m			
Cargas Muertas Vivas Normales				
	CM	CV	CM	CV
	Ton	Ton	Ton/m ²	Ton/m ²
Cubierta a Piso1	4154	683,73	16,12578	2,6542314
Sotano			1,3	0,25
Sumatoria			17,43	2,90
Carga de Servicio (Muerta +Vivas Normales) Acomuladas				20,33 Ton/m²
Alivio				8 Ton/m²
Carga no Compensada Q				12,3 Ton/m²
Cargas Muertas Vivas Permanentes				
	CM	CV	CM	CV
	Ton	Ton	Ton/m ²	Ton/m ²
Cubierta a Piso1	4154	205,119	16,12578	0,80
Sotano			1,3	0,25
Sumatoria			17,43	1,05
Nota se toma el 20% de la carga viva de cada piso				
Parqueaderos 250Kg/m ² , Entrepiso y cubierta 200Kg/m ²				
Carga de Servicio (Muerta +Vivas Normales) Acomuladas				18,47 Ton/m²
Carga no Compensada				10,47 Ton/m²

3.0 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTE Dian 40.0 cm Long. 32m	
Capacidad Ultima por Punta	
Diam=	0,4 m
Lon=	32 m
$q_{pui} = 9S_u$	42,3 Ton /m ²
$Q_{pui} = q_{pui} * Diam^2 * \pi / 4$	5,3 Ton
Capacidad Ultima por Friccion	
$F_{ui} = \sum \alpha * Per * S_u * \Delta z$	104,2 Ton
4.0 CANTIDAD DE PILOTES	
Eficiencia $\eta =$	1
$Q = 11.5 \times 14.02 \times 18.4$	3176,21 Ton
$N. Pilotes = Q / (\eta * Q_{up} / 3.0 + F_{ui} / 1.8)$	53,25 Pilotes
Se colocan	56 Pilotes
5.0 VERIFICACION DE FACTORES DE SEGURIDAD PARA LA CIMENTACION	
FS Por Friccion	1,8
Qu Pilote	109,5 Ton
Cantidad	56 Pilotes
Qu Grupo Pilotes	6131,4841 Ton
qu Grupo Pilotes	23,80 Ton/m ²
qAdm Grupo Pilotes	13,22 Ton/m ²
qAdm Placa	7,1 Ton/m ²

FS de la Placa	
qu Placa=	21,80 Ton/m ²
FS Placa=	3,0676

FS Placa con Excavacion Temporal	
qu Placa=	13,80 Ton/m ²
FS Placa=	1,9419

5.0 Asentamiento inmediato o Elastico

$q_{2/3L} =$	7,3043 Ton/m ²				
$B^* =$	24,667 m	$B^*/L^* =$	0,85	$A1 =$	0,35
$L^* =$	29,067 m	$H/B^* =$	1,30	$A2 =$	0,99
$D =$	26,333 m	$D/B^* =$	1,07		
$E_u \text{ Prom} =$	1300 Ton/m ²				

$S_i =$ 4,80 cm

Asentamiento Total 4,80 cm

Resumen de Asentamientos

Asentamiento a Corto Plazo	4,8 cm
Asentamiento por Consolidacion	9,03 cm
Asentamiento Total	13,83 cm

6.0 Estimacion del Valor de K (Modulo de Balasto) para la Placa

No de Pilotes	56,0
$Q_u \text{ Pilote}$	109,5 Ton
$Q_u \text{ Grupo Pilotes}$	6131,5 Ton
$B_{\text{grupo}} =$	14,0 m
$L_{\text{grupo}} =$	18,4 m
Esfuerzo del Grupo Pilotes	23,8 Ton/m ²

$K_v \text{ Para corto Plazo}$	495,9 Ton/m ³	$K_h \text{ Para corto Plazo}$	247,94 Ton/m ³
$K_v \text{ Para largo Plazo}$	172,1 Ton/m ³	$K_h \text{ Para largo Plazo}$	247,94 Ton/m ³

0,20 B	2,8 m
0,60B	8,4 m
0,20 L	3,68 m
0,60L	11,04 m

	0,80Kv Ton/m ³	1,33Kv Ton/m ³
Corto Plazo	396,7	659,5
Largo Plazo	137,7	228,9

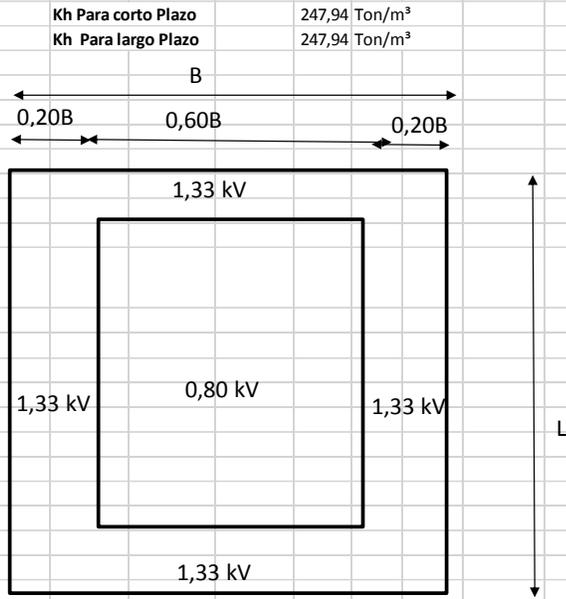


Figura 57. Asignación de resortes en la periferia de la placa de cimentación

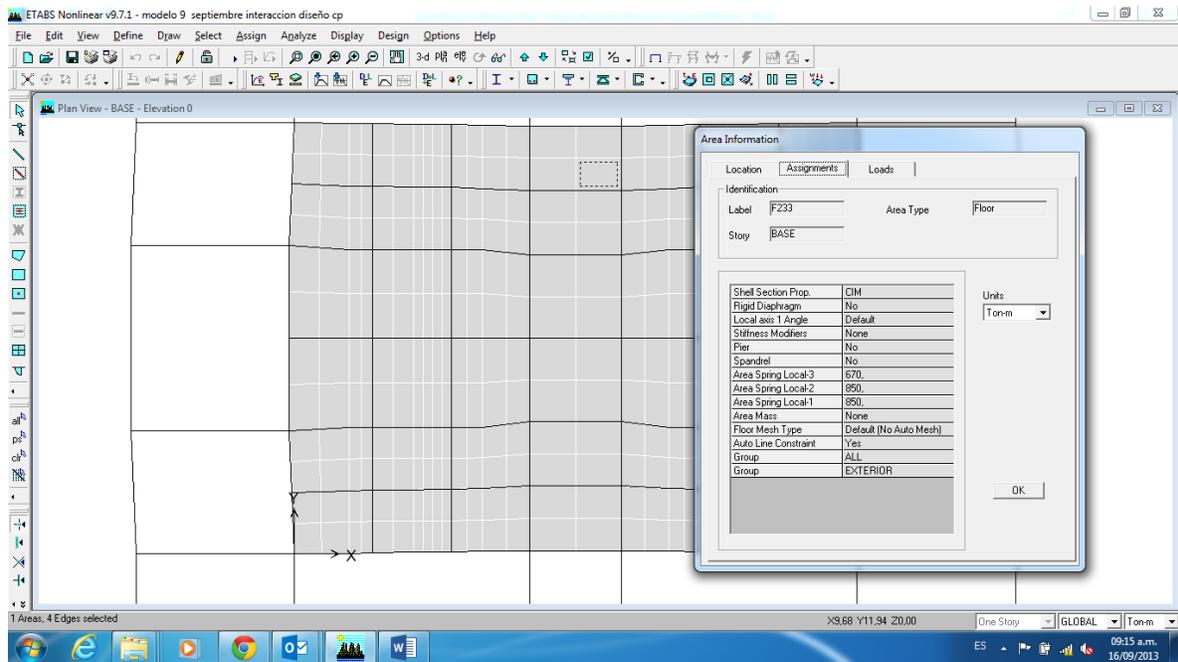


Figura 58. Asignación de resortes en el centro de la placa de cimentación

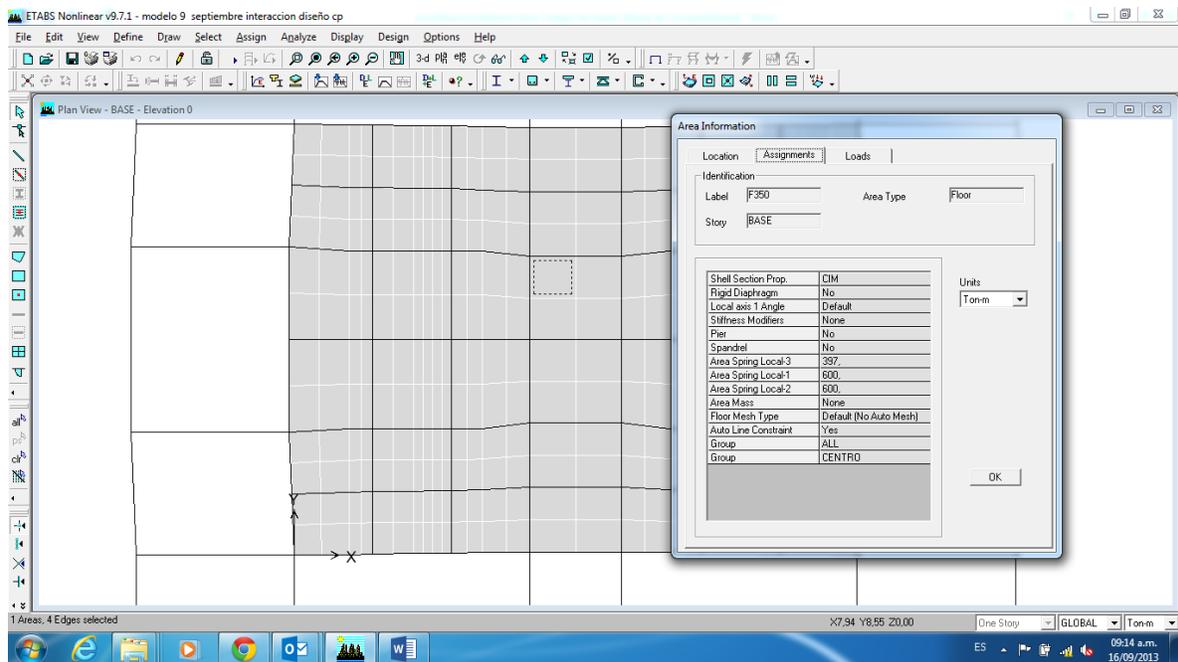
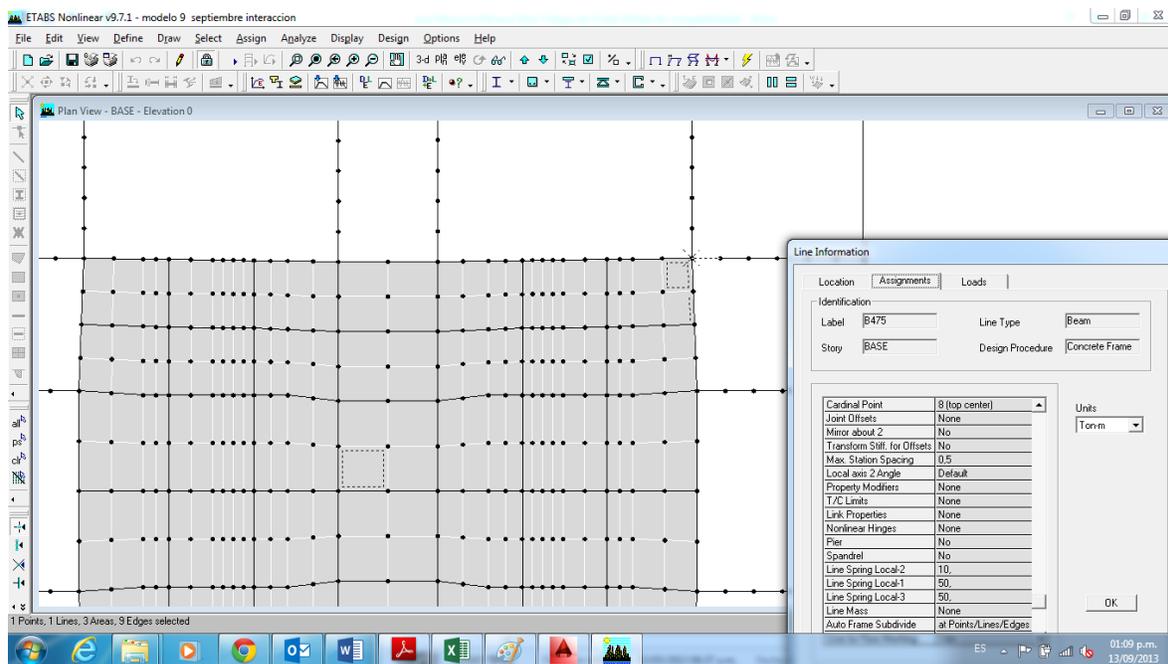


Figura 59. Asignación de resortes en las vigas externas a la placa



3.6.8 ANALISIS DE RESULTADOS

Figura 60. Revisión de la rigidez de la estructura

CALCULO DE DERIVAS EDIFICIO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA									
Proyecto:	EDIFICIO TESIS								
Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex(%)
CUBIERTA	127	SISX	0,4295	0,0019	2,93	0,01	2,930	2,9	10
CUBIERTA	127	SISY	0,0007	0,6061	0	4,45	4,450	2,9	15
PISO12	127	SISX	0,4002	0,0018	3,02	0,01	3,020	2,9	10
PISO12	127	SISY	0,0007	0,5616	0,01	4,51	4,510	2,9	16
PISO11	127	SISX	0,37	0,0017	3,12	0,02	3,120	2,9	11
PISO11	127	SISY	0,0006	0,5165	0	4,58	4,580	2,9	16
PISO10	127	SISX	0,3388	0,0015	3,22	0,01	3,220	2,9	11
PISO10	127	SISY	0,0006	0,4707	0,01	4,65	4,650	2,9	16
PISO9	127	SISX	0,3066	0,0014	3,32	0,01	3,320	2,9	11
PISO9	127	SISY	0,0005	0,4242	0	4,7	4,700	2,9	16
PISO8	127	SISX	0,2734	0,0013	3,4	0,02	3,400	2,9	12
PISO8	127	SISY	0,0005	0,3772	0,01	4,76	4,760	2,9	16
PISO7	127	SISX	0,2394	0,0011	3,46	0,02	3,460	2,9	12
PISO7	127	SISY	0,0004	0,3296	0	4,79	4,790	2,9	17
PISO6	127	SISX	0,2048	0,0009	3,49	0,01	3,490	2,9	12
PISO6	127	SISY	0,0004	0,2817	0,01	4,8	4,800	2,9	17

Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
PISO5	127	SISY	0,0003	0,2337	0,01	4,78	4,780	2,9	16
PISO4	127	SISX	0,135	0,0006	3,46	0,02	3,460	2,9	12
PISO4	127	SISY	0,0002	0,1859	0	4,71	4,710	2,9	16
PISO3	127	SISX	0,1004	0,0004	3,35	0,02	3,350	2,9	12
PISO3	127	SISY	0,0002	0,1388	0,01	4,59	4,590	2,9	16
PISO2	127	SISX	0,0669	0,0002	3,18	0,01	3,180	2,9	11
PISO2	127	SISY	0,0001	0,0929	0	4,5	4,500	2,9	16
PISO1	127	SISX	0,0351	0,0001	2,72	0	2,720	2,9	0,9
PISO1	127	SISY	0,0001	0,0479	0	4,02	4,020	2,9	14
BASE	127	SISX	0,0079	0,0001	-42,16	-0,11	42,160		
BASE	127	SISY	0,0001	0,0077	-0,06	-59,85	59,850		
CUBIERTA	130	SISX	0,4295	0,0012	2,93	0,01	2,930	2,9	10
CUBIERTA	130	SISY	0,0007	0,6062	0	4,45	4,450	2,9	15
PISO12	130	SISX	0,4002	0,0011	3,02	0,01	3,020	2,9	10
PISO12	130	SISY	0,0007	0,5617	0,01	4,52	4,520	2,9	16
PISO11	130	SISX	0,37	0,001	3,12	0	3,120	2,9	11
PISO11	130	SISY	0,0006	0,5165	0	4,58	4,580	2,9	16
PISO10	130	SISX	0,3388	0,001	3,22	0,01	3,220	2,9	11
PISO10	130	SISY	0,0006	0,4707	0,01	4,65	4,650	2,9	16
PISO9	130	SISX	0,3066	0,0009	3,32	0,01	3,320	2,9	11
PISO9	130	SISY	0,0005	0,4242	0	4,69	4,690	2,9	16
PISO8	130	SISX	0,2734	0,0008	3,4	0,01	3,400	2,9	12
PISO8	130	SISY	0,0005	0,3773	0,01	4,77	4,770	2,9	16
PISO7	130	SISX	0,2394	0,0007	3,46	0,01	3,460	2,9	12
PISO7	130	SISY	0,0004	0,3296	0	4,79	4,790	2,9	17
PISO6	130	SISX	0,2048	0,0006	3,49	0,01	3,490	2,9	12
PISO6	130	SISY	0,0004	0,2817	0,01	4,8	4,800	2,9	17
PISO5	130	SISX	0,1699	0,0005	3,49	0,01	3,490	2,9	12
PISO5	130	SISY	0,0003	0,2337	0,01	4,78	4,780	2,9	16
PISO4	130	SISX	0,135	0,0004	3,46	0,01	3,460	2,9	12
PISO4	130	SISY	0,0002	0,1859	0	4,71	4,710	2,9	16
PISO3	130	SISX	0,1004	0,0003	3,35	0,01	3,350	2,9	12
PISO3	130	SISY	0,0002	0,1388	0,01	4,59	4,590	2,9	16
PISO2	130	SISX	0,0669	0,0002	3,18	0,01	3,180	2,9	11
PISO2	130	SISY	0,0001	0,0929	0	4,5	4,500	2,9	16
PISO1	130	SISX	0,0351	0,0001	2,73	0	2,730	2,9	0,9
PISO1	130	SISY	0,0001	0,0479	0	4,02	4,020	2,9	14
BASE	130	SISX	0,0078	0,0001	-42,09	-0,11	42,090		
BASE	130	SISY	0,0001	0,0077	-0,06	-59,84	59,840		
CUBIERTA	141	SISX	0,4287	0,0019	2,93	0,01	2,930	2,9	10
CUBIERTA	141	SISY	0,0007	0,6061	0	4,45	4,450	2,9	15
PISO12	141	SISX	0,3994	0,0018	3,02	0,01	3,020	2,9	10
PISO12	141	SISY	0,0007	0,5616	0,01	4,51	4,510	2,9	16
PISO11	141	SISX	0,3692	0,0017	3,11	0,02	3,110	2,9	11
PISO11	141	SISY	0,0006	0,5165	0,01	4,58	4,580	2,9	16
PISO10	141	SISX	0,3381	0,0015	3,22	0,01	3,220	2,9	11
PISO10	141	SISY	0,0005	0,4707	0	4,65	4,650	2,9	16
PISO9	141	SISX	0,3059	0,0014	3,31	0,01	3,310	2,9	11
PISO9	141	SISY	0,0005	0,4242	0,01	4,7	4,700	2,9	16
PISO8	141	SISX	0,2728	0,0013	3,39	0,02	3,390	2,9	12
PISO8	141	SISY	0,0004	0,3772	0	4,76	4,760	2,9	16
PISO7	141	SISX	0,2389	0,0011	3,45	0,02	3,450	2,9	12
PISO7	141	SISY	0,0004	0,3296	0,01	4,79	4,790	2,9	17
PISO6	141	SISX	0,2044	0,0009	3,48	0,01	3,480	2,9	12
PISO6	141	SISY	0,0003	0,2817	0	4,8	4,800	2,9	17
PISO5	141	SISX	0,1696	0,0008	3,49	0,02	3,490	2,9	12

Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
PISO5	141	SISY	0,0003	0,2337	0,01	4,78	4,780	2,9	16
PISO4	141	SISX	0,1347	0,0006	3,45	0,02	3,450	2,9	12
PISO4	141	SISY	0,0002	0,1859	0	4,71	4,710	2,9	16
PISO3	141	SISX	0,1002	0,0004	3,34	0,01	3,340	2,9	12
PISO3	141	SISY	0,0002	0,1388	0,01	4,59	4,590	2,9	16
PISO2	141	SISX	0,0668	0,0003	3,17	0,02	3,170	2,9	11
PISO2	141	SISY	0,0001	0,0929	0	4,5	4,500	2,9	16
PISO1	141	SISX	0,0351	0,0001	2,72	0	2,720	2,9	0,9
PISO1	141	SISY	0,0001	0,0479	0	4,02	4,020	2,9	14
BASE	141	SISX	0,0079	0,0001	-42,08	-0,11	42,080		
BASE	141	SISY	0,0001	0,0077	-0,06	-59,85	59,850		
CUBIERTA	144	SISX	0,4287	0,0012	2,93	0,01	2,930	2,9	10
CUBIERTA	144	SISY	0,0007	0,6062	0	4,45	4,450	2,9	15
PISO12	144	SISX	0,3994	0,0011	3,02	0,01	3,020	2,9	10
PISO12	144	SISY	0,0007	0,5617	0,01	4,52	4,520	2,9	16
PISO11	144	SISX	0,3692	0,001	3,11	0	3,110	2,9	11
PISO11	144	SISY	0,0006	0,5165	0,01	4,58	4,580	2,9	16
PISO10	144	SISX	0,3381	0,001	3,22	0,01	3,220	2,9	11
PISO10	144	SISY	0,0005	0,4707	0	4,65	4,650	2,9	16
PISO9	144	SISX	0,3059	0,0009	3,31	0,01	3,310	2,9	11
PISO9	144	SISY	0,0005	0,4242	0,01	4,69	4,690	2,9	16
PISO8	144	SISX	0,2728	0,0008	3,39	0,01	3,390	2,9	12
PISO8	144	SISY	0,0004	0,3773	0	4,77	4,770	2,9	16
PISO7	144	SISX	0,2389	0,0007	3,45	0,01	3,450	2,9	12
PISO7	144	SISY	0,0004	0,3296	0,01	4,79	4,790	2,9	17
PISO6	144	SISX	0,2044	0,0006	3,48	0,01	3,480	2,9	12
PISO6	144	SISY	0,0003	0,2817	0	4,8	4,800	2,9	17
PISO5	144	SISX	0,1696	0,0005	3,49	0,01	3,490	2,9	12
PISO5	144	SISY	0,0003	0,2337	0,01	4,78	4,780	2,9	16
PISO4	144	SISX	0,1347	0,0004	3,45	0,01	3,450	2,9	12
PISO4	144	SISY	0,0002	0,1859	0	4,71	4,710	2,9	16
PISO3	144	SISX	0,1002	0,0003	3,34	0,01	3,340	2,9	12
PISO3	144	SISY	0,0002	0,1388	0,01	4,59	4,590	2,9	16
PISO2	144	SISX	0,0668	0,0002	3,17	0,01	3,170	2,9	11
PISO2	144	SISY	0,0001	0,0929	0	4,5	4,500	2,9	16
PISO1	144	SISX	0,0351	0,0001	2,72	0	2,720	2,9	0,9
PISO1	144	SISY	0,0001	0,0479	0	4,02	4,020	2,9	14
BASE	144	SISX	0,0079	0,0001	0,79	0,01	0,790		
BASE	144	SISY	0,0001	0,0077	0,01	0,77	0,770		
		Maxima Deriva							1,66

Figura 63. Diagramas de momento flector Vigas de Cimentación (ton*m)

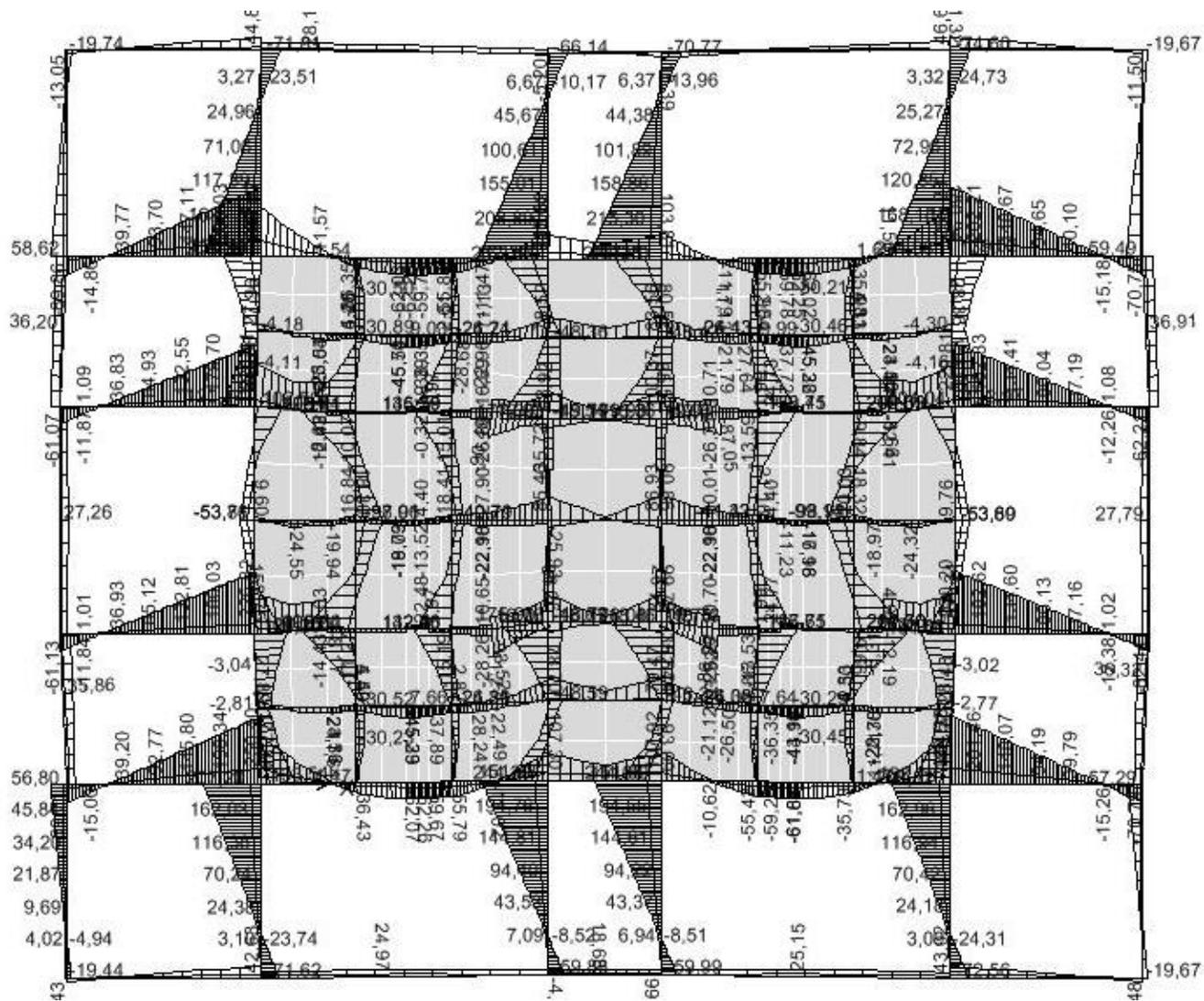


Figura 64. Diagramas de cortante y momento flector Muro 1,2 y 3 (ton)

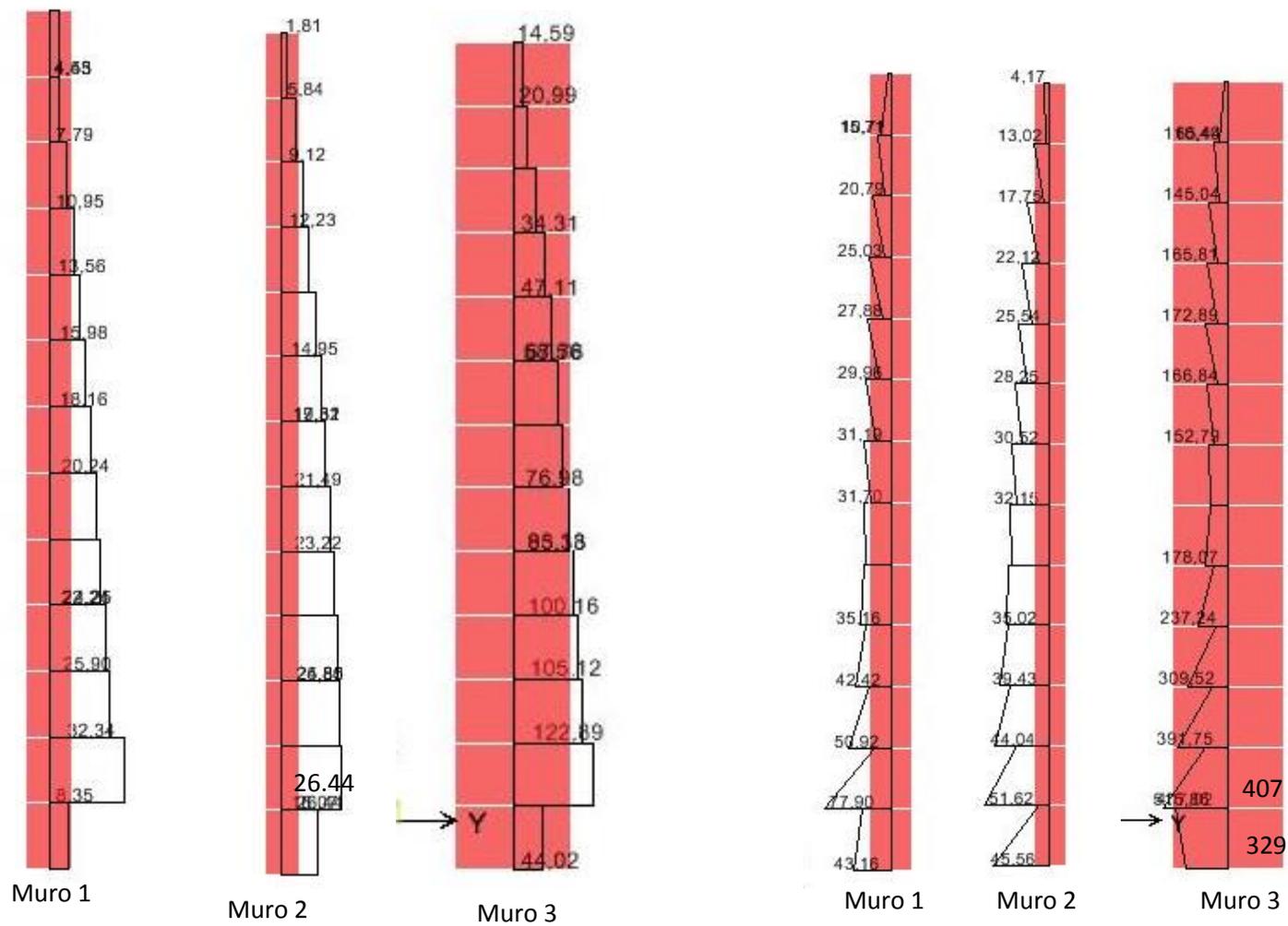


Figura 65. Esfuerzo sobre el terreno (ton) CM+CV en las esquinas y centro de la placa Ton/m²

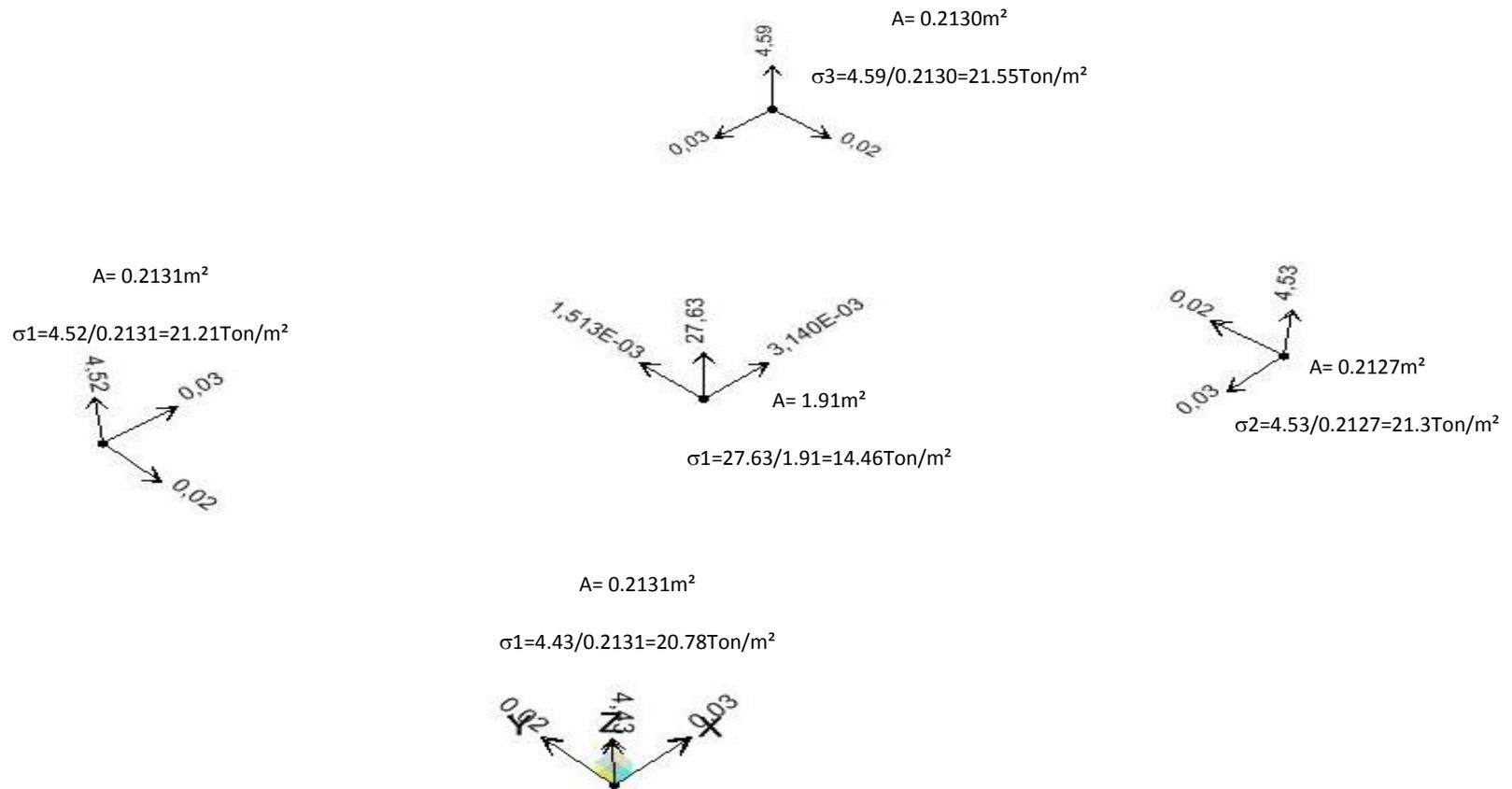
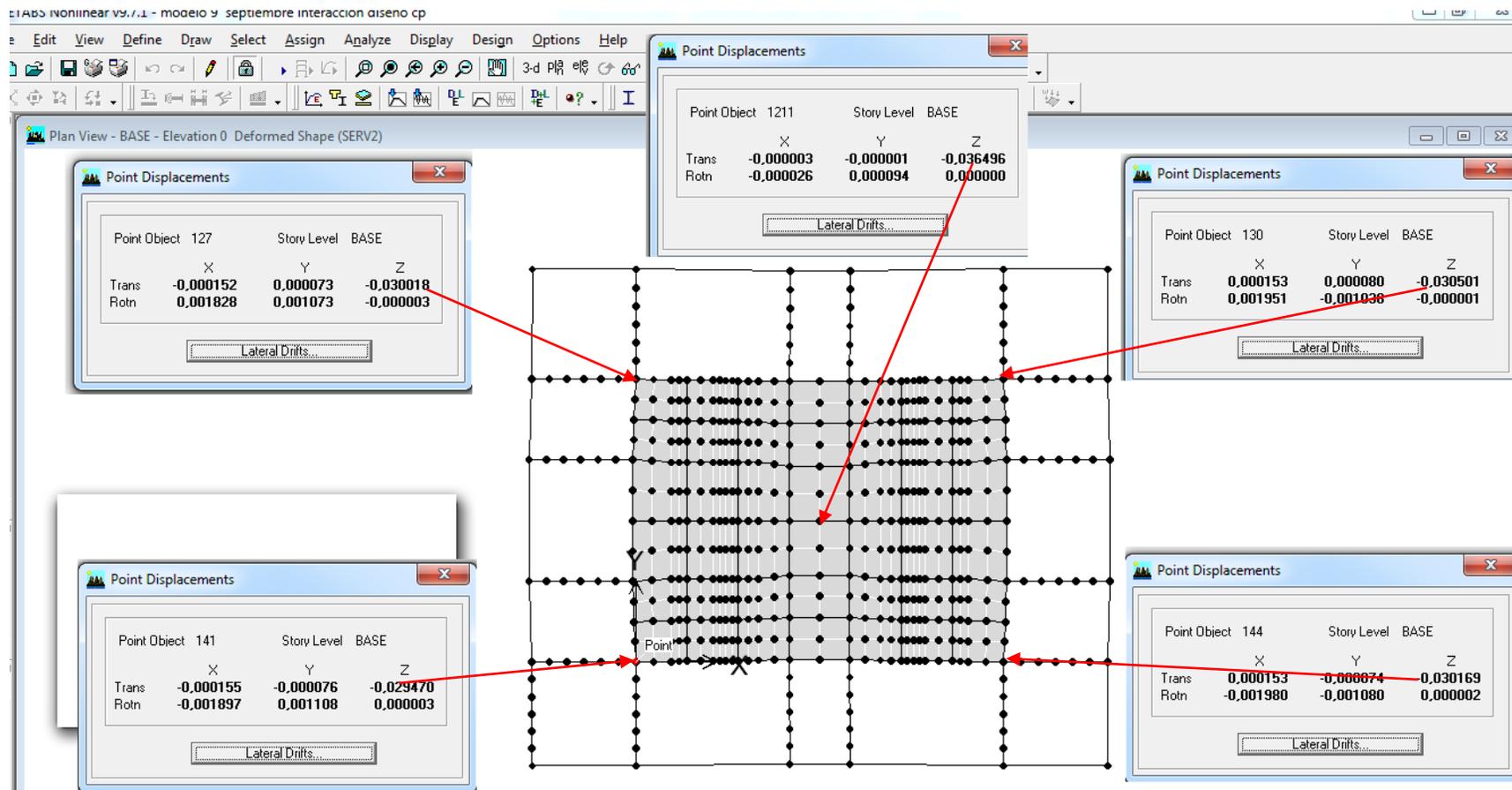
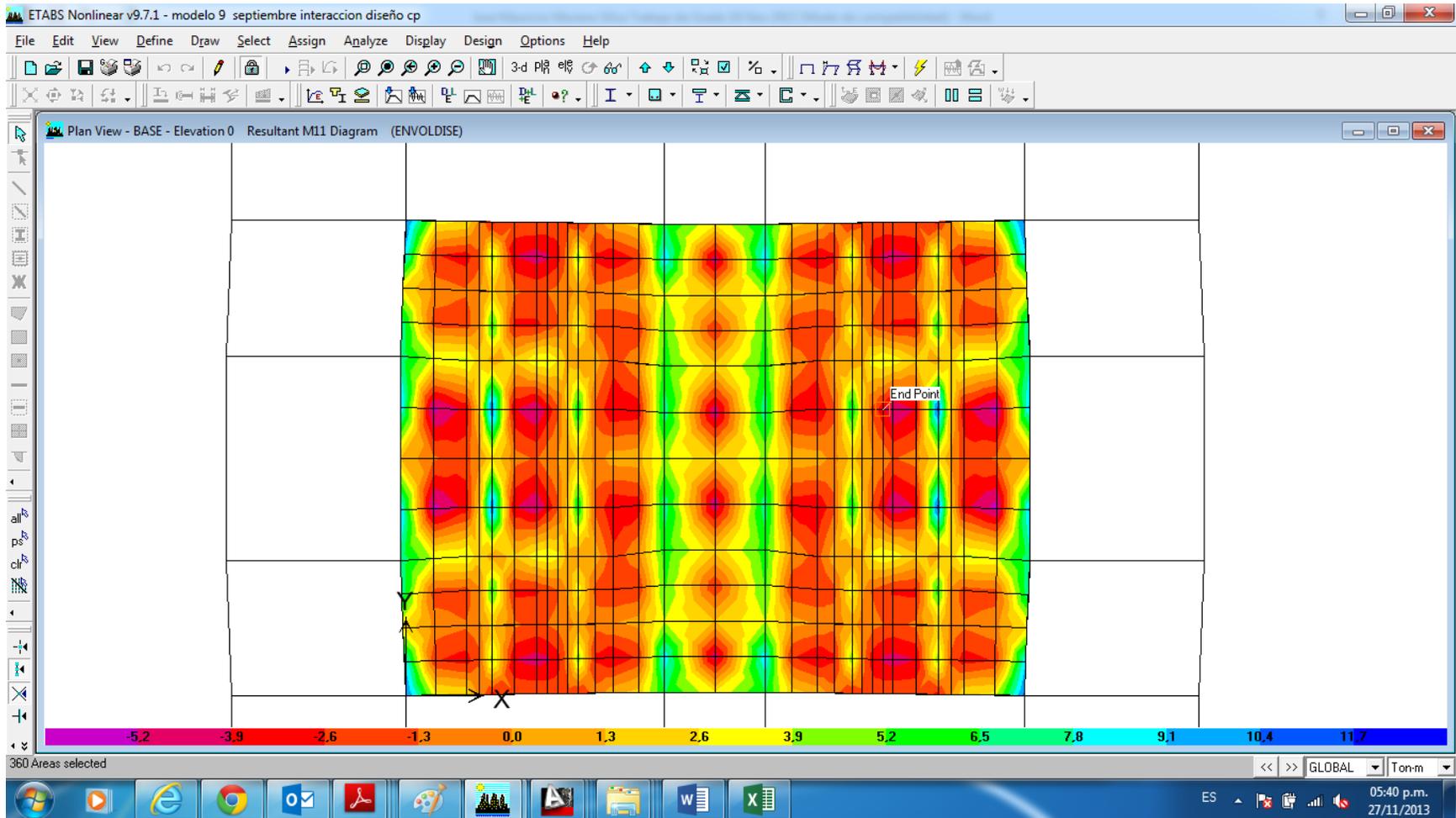


Figura 66. Gráfico de asentamientos en las esquinas y centro de placa de fundación (m). Carga muerta y carga viva



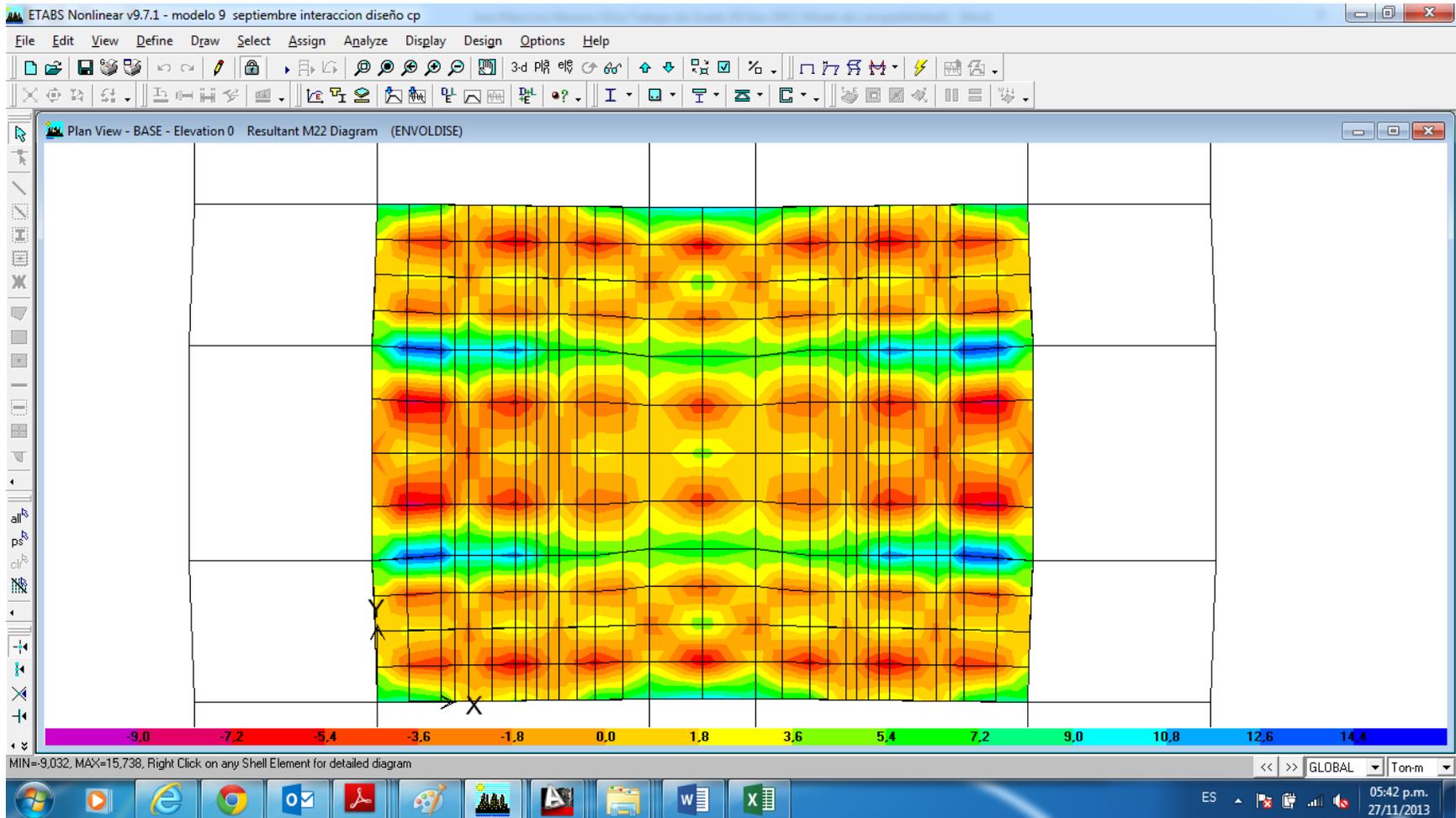
El asentamiento diferencial máximo de las esquinas con respecto al centro de la placa es de $3.6\text{cm} - 2.9 = 0.70\text{cm}$, en condición a corto plazo. Asentamiento promedio 3.12 cm.

Figura 67. Diagrama de Momento en la placa M11.placa de Fundación Ton*m



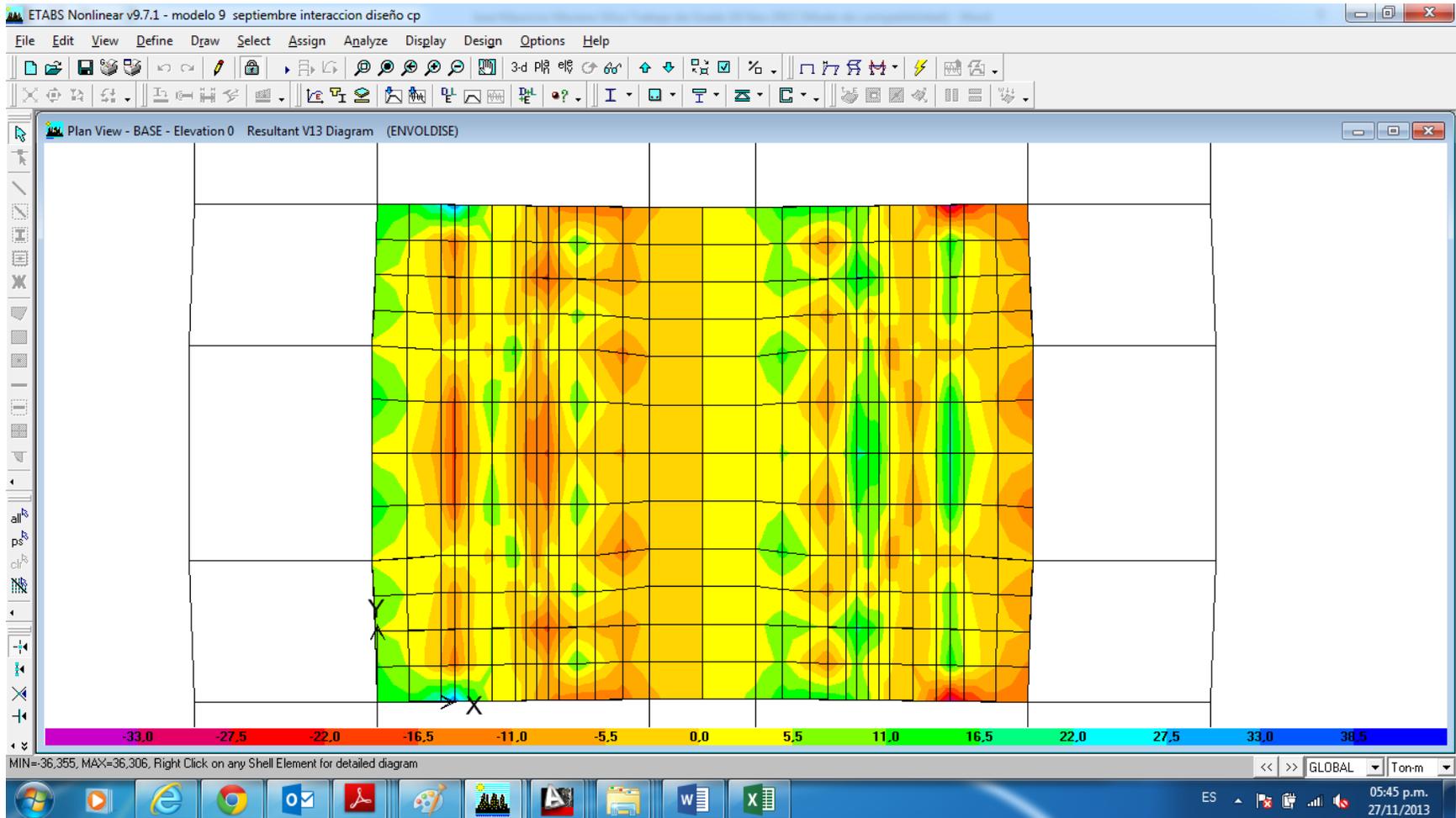
Los valores de Momento varían entre -5.0Ton*m y 9Tom*m

Figura 68. Diagrama de Momento en la placa M22. Placa de Fundación



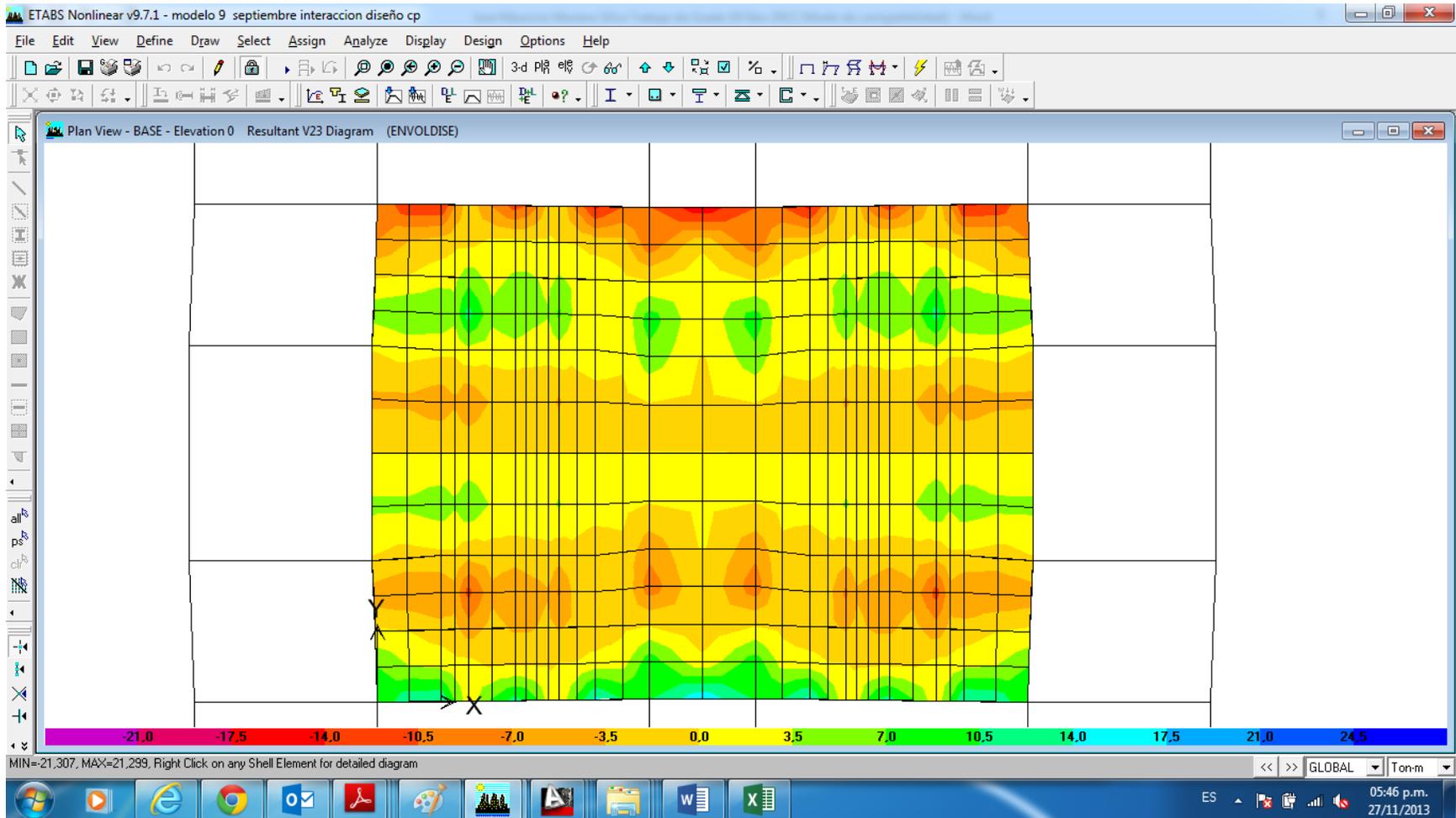
Los valores de Momento varían entre -7.20Ton*m y 12.6 Tom*m

Figura 69. Diagrama de cortantes en la placa V 13. Placa de Fundación



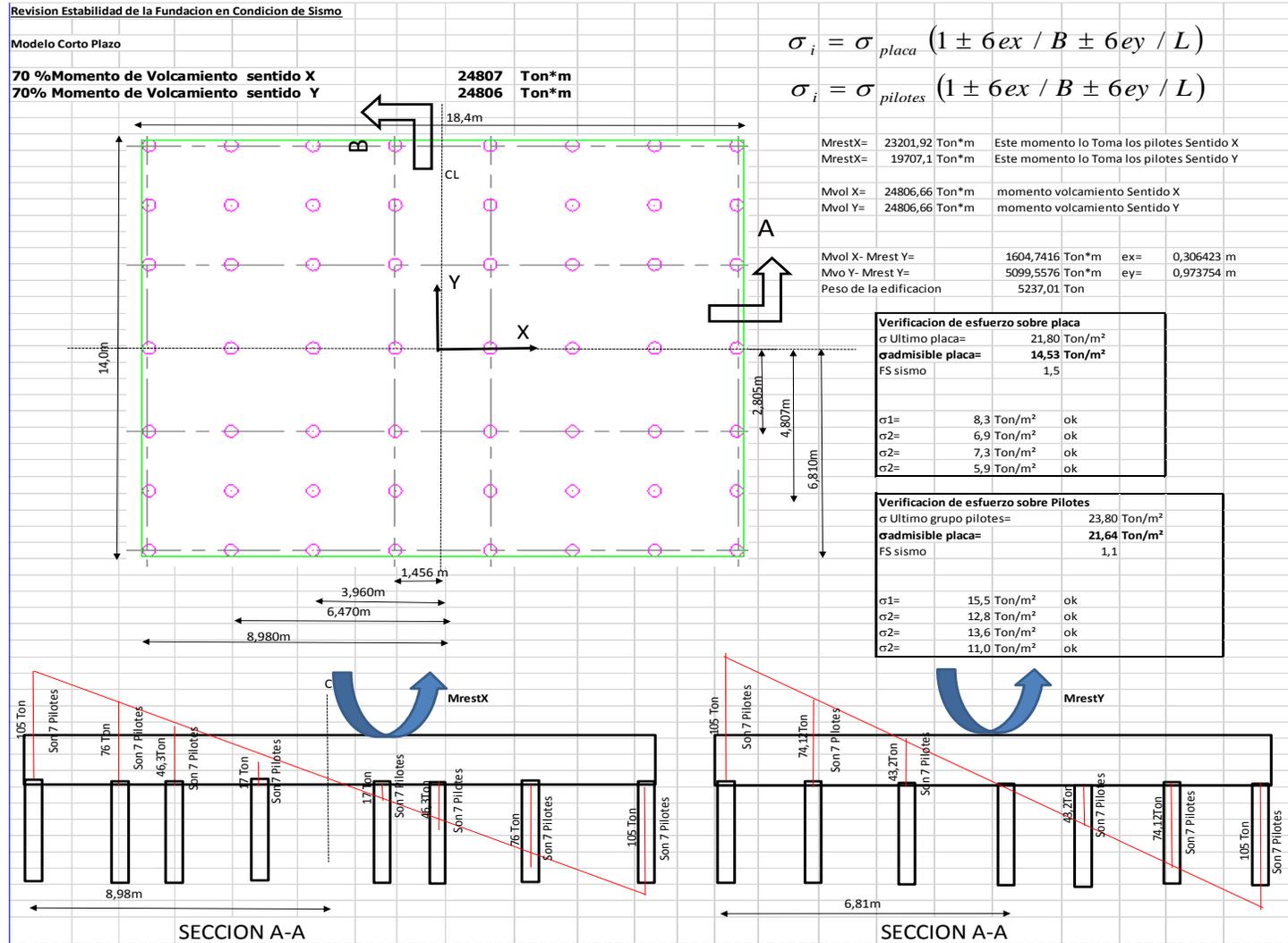
Los valores de cortante varían entre -11Ton y 14 Ton

Figura 70. Diagrama de cortantes en la placa V 23. Placa de Fundación



Los valores de cortante varían entre -14Ton y 11 Ton

Figura 71. Localización de pilotes con respecto al centro de la placa



3.6.8.1 Modelamiento de Interacción suelo- estructura análisis a largo plazo

Figura 72. Modelo 3D de la estructura

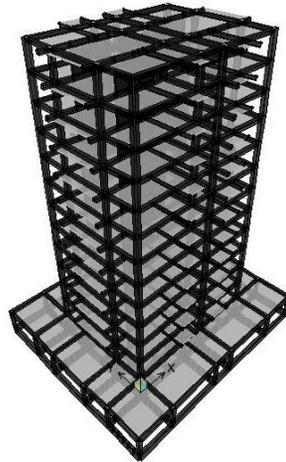


Figura 73. Asignación de Secciones de vigas de cimentación VC 40X100

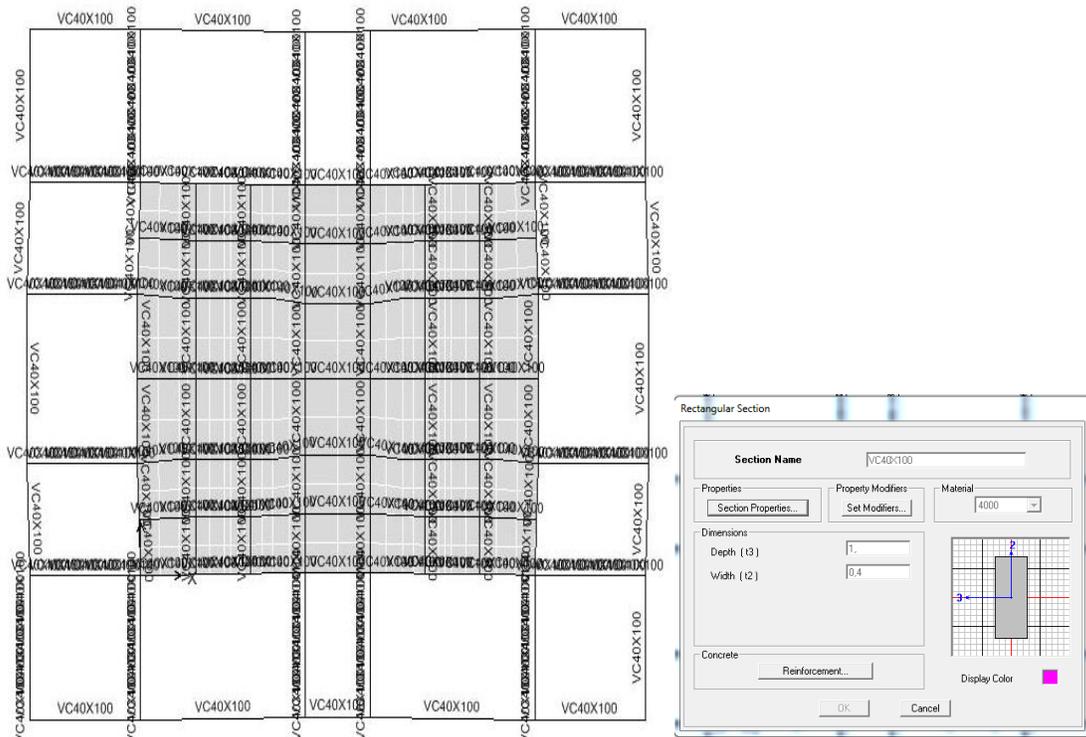


Figura 74. Asignación de resortes en la periferia de la placa de cimentación

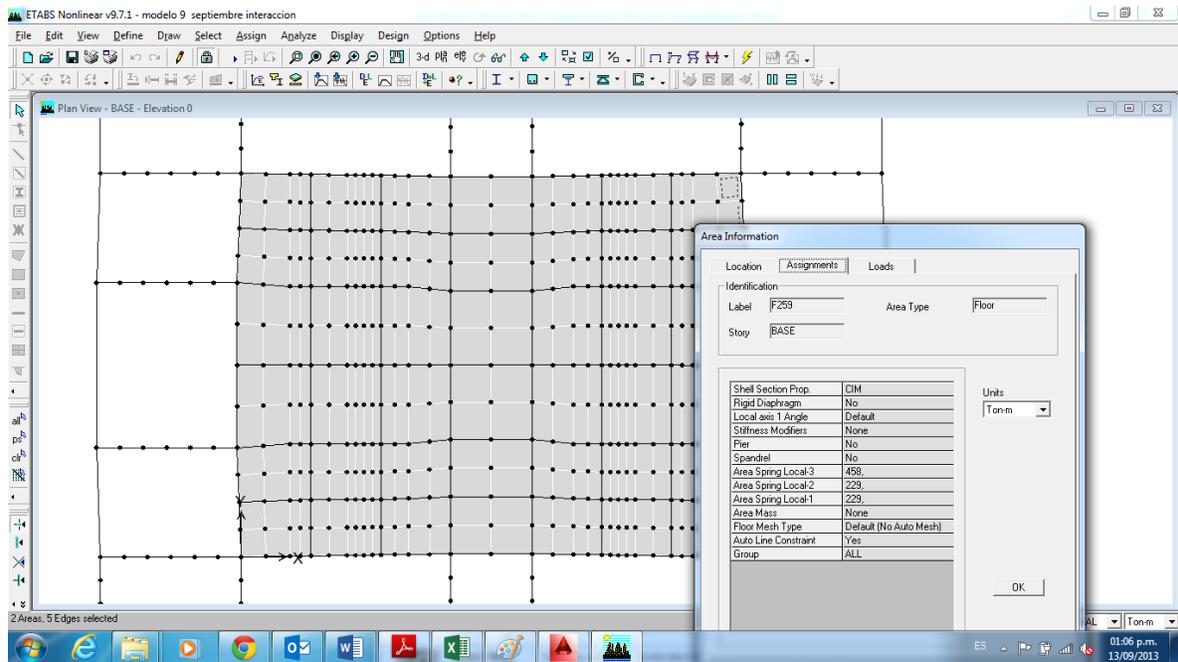


Figura 75. Asignación de resortes en el centro de la placa de cimentación

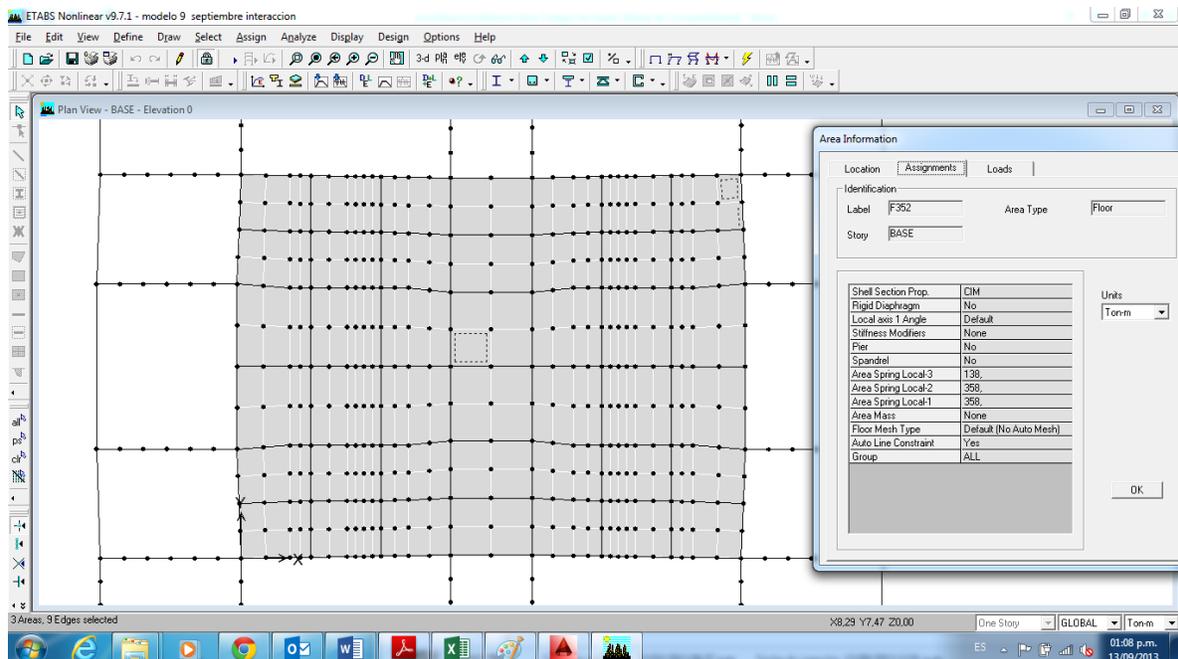
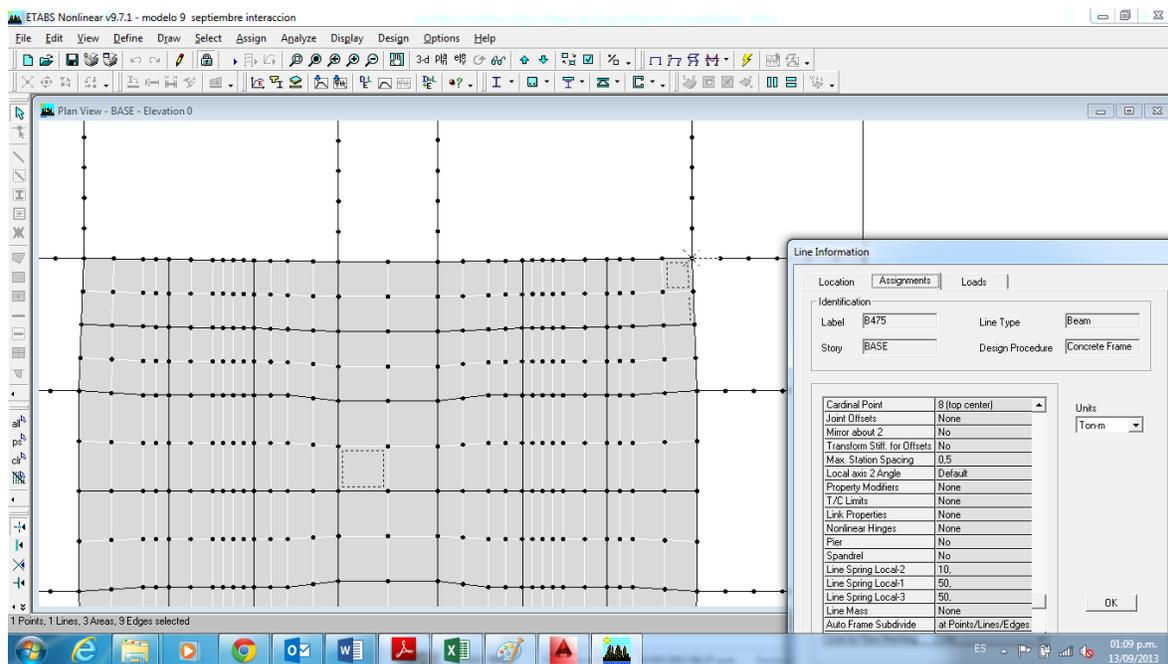


Figura 76. Asignación de resortes en las vigas externas a la placa



3.6.9 ANALISIS DE RESULTADOS

Figura 77. Revisión de la rigidez de la estructura

CALCULO DE DERIVAS EDIFICIO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA									
Proyecto:		EDIFICIO TESIS							
Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
CUBIERTA	127	SISX	0,5197	0,0037	3,54	0,03	3,540	2,9	1,2
CUBIERTA	127	SISY	0,002	0,6699	0,01	4,88	4,880	2,9	1,7
PISO12	127	SISX	0,4843	0,0034	3,62	0,02	3,620	2,9	1,2
PISO12	127	SISY	0,0019	0,6211	0,02	4,93	4,930	2,9	1,7
PISO11	127	SISX	0,4481	0,0032	3,73	0,03	3,730	2,9	1,3
PISO11	127	SISY	0,0017	0,5718	0,02	5	5,000	2,9	1,7
PISO10	127	SISX	0,4108	0,0029	3,84	0,02	3,840	2,9	1,3
PISO10	127	SISY	0,0015	0,5218	0,01	5,06	5,060	2,9	1,7
PISO9	127	SISX	0,3724	0,0027	3,93	0,02	3,930	2,9	1,4
PISO9	127	SISY	0,0014	0,4712	0,02	5,11	5,110	2,9	1,8
PISO8	127	SISX	0,3331	0,0025	4,01	0,03	4,010	2,9	1,4
PISO8	127	SISY	0,0012	0,4201	0,01	5,17	5,170	2,9	1,8
PISO7	127	SISX	0,293	0,0022	4,06	0,02	4,060	2,9	1,4
PISO7	127	SISY	0,0011	0,3684	0,02	5,2	5,200	2,9	1,8
PISO6	127	SISX	0,2524	0,002	4,11	0,03	4,110	2,9	1,4
PISO6	127	SISY	0,0009	0,3164	0,01	5,21	5,210	2,9	1,8
PISO5	127	SISX	0,2113	0,0017	4,1	0,03	4,100	2,9	1,4

Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
PISO5	127	SISY	0,0008	0,2643	0,02	5,19	5,190	2,9	1,8
PISO4	127	SISX	0,1703	0,0014	4,06	0,03	4,060	2,9	1,4
PISO4	127	SISY	0,0006	0,2124	0,01	5,14	5,140	2,9	1,8
PISO3	127	SISX	0,1297	0,0011	3,95	0,02	3,950	2,9	1,4
PISO3	127	SISY	0,0005	0,161	0,01	5,02	5,020	2,9	1,7
PISO2	127	SISX	0,0902	0,0009	3,76	0,01	3,760	2,9	1,3
PISO2	127	SISY	0,0004	0,1108	0,01	4,93	4,930	2,9	1,7
PISO1	127	SISX	0,0526	0,0008	3,24	0,02	3,240	2,9	1,1
PISO1	127	SISY	0,0003	0,0615	0	4,36	4,360	2,9	1,5
BASE	127	SISX	0,0202	0,0006	-49,95	-0,28	49,951		
BASE	127	SISY	0,0003	0,0179	-0,17	-64,91	64,910		
CUBIERTA	130	SISX	0,5197	0,0034	3,54	0,03	3,540	2,9	1,2
CUBIERTA	130	SISY	0,002	0,667	0,01	4,86	4,860	2,9	1,7
PISO12	130	SISX	0,4843	0,0031	3,62	0,03	3,620	2,9	1,2
PISO12	130	SISY	0,0019	0,6184	0,02	4,92	4,920	2,9	1,7
PISO11	130	SISX	0,4481	0,0028	3,73	0,02	3,730	2,9	1,3
PISO11	130	SISY	0,0017	0,5692	0,02	4,98	4,980	2,9	1,7
PISO10	130	SISX	0,4108	0,0026	3,84	0,03	3,840	2,9	1,3
PISO10	130	SISY	0,0015	0,5194	0,01	5,04	5,040	2,9	1,7
PISO9	130	SISX	0,3724	0,0023	3,93	0,02	3,930	2,9	1,4
PISO9	130	SISY	0,0014	0,469	0,02	5,09	5,090	2,9	1,8
PISO8	130	SISX	0,3331	0,0021	4,01	0,02	4,010	2,9	1,4
PISO8	130	SISY	0,0012	0,4181	0,01	5,15	5,150	2,9	1,8
PISO7	130	SISX	0,293	0,0019	4,06	0,03	4,060	2,9	1,4
PISO7	130	SISY	0,0011	0,3666	0,02	5,18	5,180	2,9	1,8
PISO6	130	SISX	0,2524	0,0016	4,11	0,03	4,110	2,9	1,4
PISO6	130	SISY	0,0009	0,3148	0,01	5,19	5,190	2,9	1,8
PISO5	130	SISX	0,2113	0,0013	4,1	0,03	4,100	2,9	1,4
PISO5	130	SISY	0,0008	0,2629	0,02	5,17	5,170	2,9	1,8
PISO4	130	SISX	0,1703	0,001	4,06	0,02	4,060	2,9	1,4
PISO4	130	SISY	0,0006	0,2112	0,01	5,11	5,110	2,9	1,8
PISO3	130	SISX	0,1297	0,0008	3,95	0,01	3,950	2,9	1,4
PISO3	130	SISY	0,0005	0,1601	0,02	5,01	5,010	2,9	1,7
PISO2	130	SISX	0,0902	0,0007	3,76	0,01	3,760	2,9	1,3
PISO2	130	SISY	0,0003	0,11	0	4,91	4,910	2,9	1,7
PISO1	130	SISX	0,0526	0,0006	3,24	0	3,240	2,9	1,1
PISO1	130	SISY	0,0003	0,0609	0	4,36	4,360	2,9	1,5
BASE	130	SISX	0,0202	0,0006	-49,93	-0,31	49,931		
BASE	130	SISY	0,0003	0,0173	-0,46	-65,26	65,262		
CUBIERTA	141	SISX	0,5195	0,0037	3,55	0,03	3,550	2,9	1,2
CUBIERTA	141	SISY	0,0049	0,6699	0,03	4,88	4,880	2,9	1,7
PISO12	141	SISX	0,484	0,0034	3,63	0,02	3,630	2,9	1,3
PISO12	141	SISY	0,0046	0,6211	0,04	4,93	4,930	2,9	1,7
PISO11	141	SISX	0,4477	0,0032	3,73	0,03	3,730	2,9	1,3
PISO11	141	SISY	0,0042	0,5718	0,03	5	5,000	2,9	1,7
PISO10	141	SISX	0,4104	0,0029	3,84	0,02	3,840	2,9	1,3
PISO10	141	SISY	0,0039	0,5218	0,04	5,06	5,060	2,9	1,7
PISO9	141	SISX	0,372	0,0027	3,93	0,02	3,930	2,9	1,4
PISO9	141	SISY	0,0035	0,4712	0,03	5,11	5,110	2,9	1,8
PISO8	141	SISX	0,3327	0,0025	4,01	0,03	4,010	2,9	1,4
PISO8	141	SISY	0,0032	0,4201	0,04	5,17	5,170	2,9	1,8
PISO7	141	SISX	0,2926	0,0022	4,07	0,02	4,070	2,9	1,4
PISO7	141	SISY	0,0028	0,3684	0,04	5,2	5,200	2,9	1,8
PISO6	141	SISX	0,2519	0,002	4,11	0,03	4,110	2,9	1,4
PISO6	141	SISY	0,0024	0,3164	0,04	5,21	5,210	2,9	1,8
PISO5	141	SISX	0,2108	0,0017	4,1	0,03	4,100	2,9	1,4
PISO5	141	SISY	0,002	0,2643	0,04	5,19	5,190	2,9	1,8
PISO4	141	SISX	0,1698	0,0014	4,07	0,03	4,070	2,9	1,4
PISO4	141	SISY	0,0016	0,2124	0,03	5,14	5,140	2,9	1,8
PISO3	141	SISX	0,1291	0,0011	3,95	0,01	3,950	2,9	1,4

Story	Point	Load	UX	UY	Der X (cm)	Der Y (cm)	Deri Total	1%h cm	Ind de Flex.(%)
PISO2	141	SISX	0,0896	0,001	3,76	0,02	3,760	2,9	1,3
PISO2	141	SISY	0,0009	0,1108	0,03	4,93	4,930	2,9	1,7
PISO1	141	SISX	0,052	0,0008	3,25	0	3,250	2,9	1,1
PISO1	141	SISY	0,0006	0,0615	0,02	4,36	4,360	2,9	1,5
BASE	141	SISX	0,0195	0,0008	-50	-0,26	50,001		
BASE	141	SISY	0,0004	0,0179	-0,45	-64,91	64,912		
CUBIERTA	144	SISX	0,5195	0,0034	3,55	0,03	3,550	2,9	1,2
CUBIERTA	144	SISY	0,0049	0,667	0,03	4,86	4,860	2,9	1,7
PISO12	144	SISX	0,484	0,0031	3,63	0,03	3,630	2,9	1,3
PISO12	144	SISY	0,0046	0,6184	0,04	4,92	4,920	2,9	1,7
PISO11	144	SISX	0,4477	0,0028	3,73	0,02	3,730	2,9	1,3
PISO11	144	SISY	0,0042	0,5692	0,03	4,98	4,980	2,9	1,7
PISO10	144	SISX	0,4104	0,0026	3,84	0,03	3,840	2,9	1,3
PISO10	144	SISY	0,0039	0,5194	0,04	5,04	5,040	2,9	1,7
PISO9	144	SISX	0,372	0,0023	3,93	0,02	3,930	2,9	1,4
PISO9	144	SISY	0,0035	0,469	0,03	5,09	5,090	2,9	1,8
PISO8	144	SISX	0,3327	0,0021	4,01	0,02	4,010	2,9	1,4
PISO8	144	SISY	0,0032	0,4181	0,04	5,15	5,150	2,9	1,8
PISO7	144	SISX	0,2926	0,0019	4,07	0,03	4,070	2,9	1,4
PISO7	144	SISY	0,0028	0,3666	0,04	5,18	5,180	2,9	1,8
PISO6	144	SISX	0,2519	0,0016	4,11	0,03	4,110	2,9	1,4
PISO6	144	SISY	0,0024	0,3148	0,04	5,19	5,190	2,9	1,8
PISO5	144	SISX	0,2108	0,0013	4,1	0,03	4,100	2,9	1,4
PISO5	144	SISY	0,002	0,2629	0,04	5,17	5,170	2,9	1,8
PISO4	144	SISX	0,1698	0,001	4,07	0,02	4,070	2,9	1,4
PISO4	144	SISY	0,0016	0,2112	0,04	5,11	5,110	2,9	1,8
PISO3	144	SISX	0,1291	0,0008	3,95	0,01	3,950	2,9	1,4
PISO3	144	SISY	0,0012	0,1601	0,02	5,01	5,010	2,9	1,7
PISO2	144	SISX	0,0896	0,0007	3,76	0,01	3,760	2,9	1,3
PISO2	144	SISY	0,001	0,11	0,04	4,91	4,910	2,9	1,7
PISO1	144	SISX	0,052	0,0006	3,25	-0,01	3,250	2,9	1,1
PISO1	144	SISY	0,0006	0,0609	0,02	4,36	4,360	2,9	1,5
BASE	144	SISX	0,0195	0,0007	195	0,07	1951		
BASE	144	SISY	0,0004	0,0173	0,04	1,73	1,730		
Maxima Deriva									1,80

Figura 80. Diagramas de momento flector Vigas de Cimentación (Ton*m)

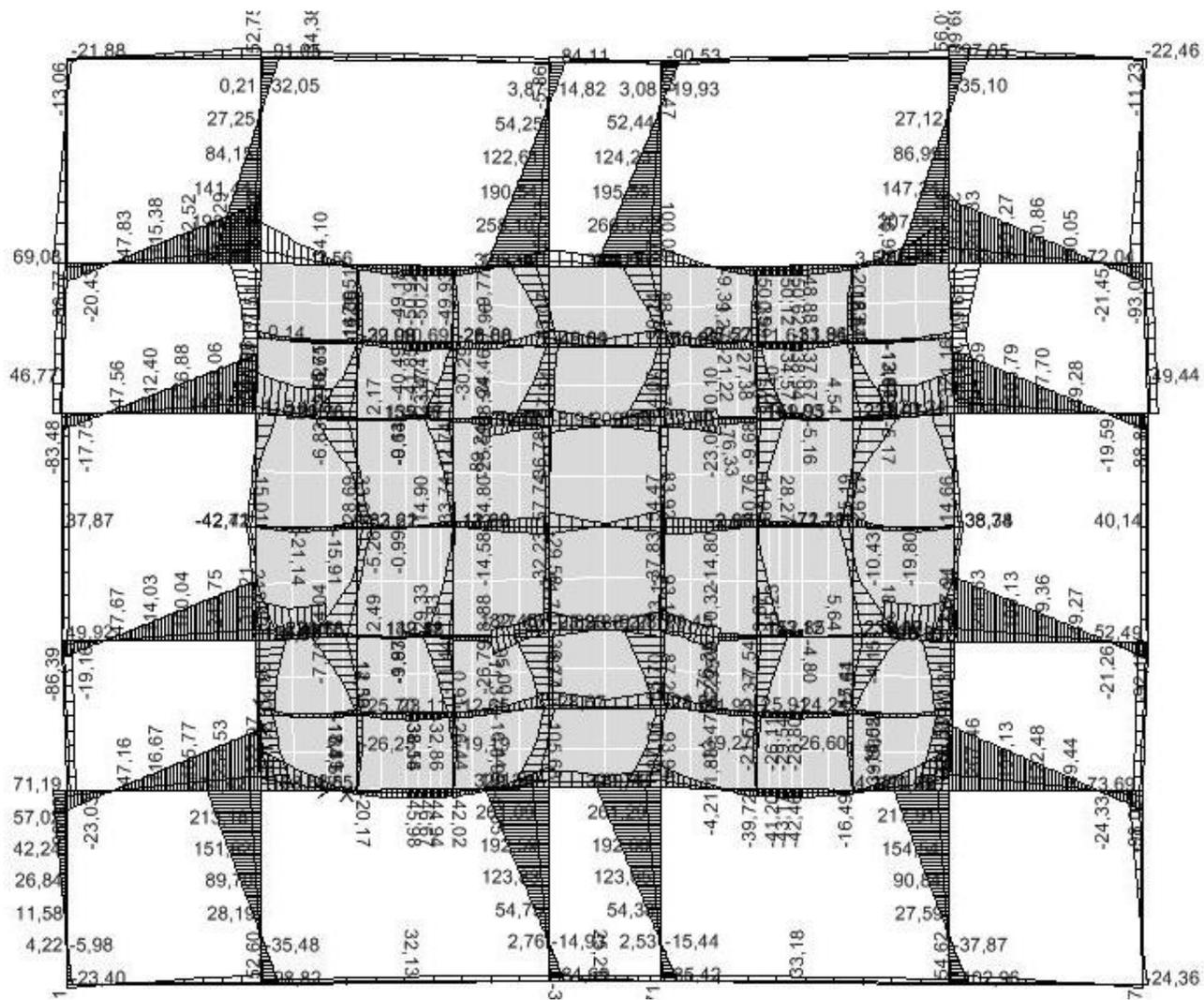


Figura 81. Diagramas de Cortantes y momentos flectores de Muros 1,2 y 3 (Ton*m)

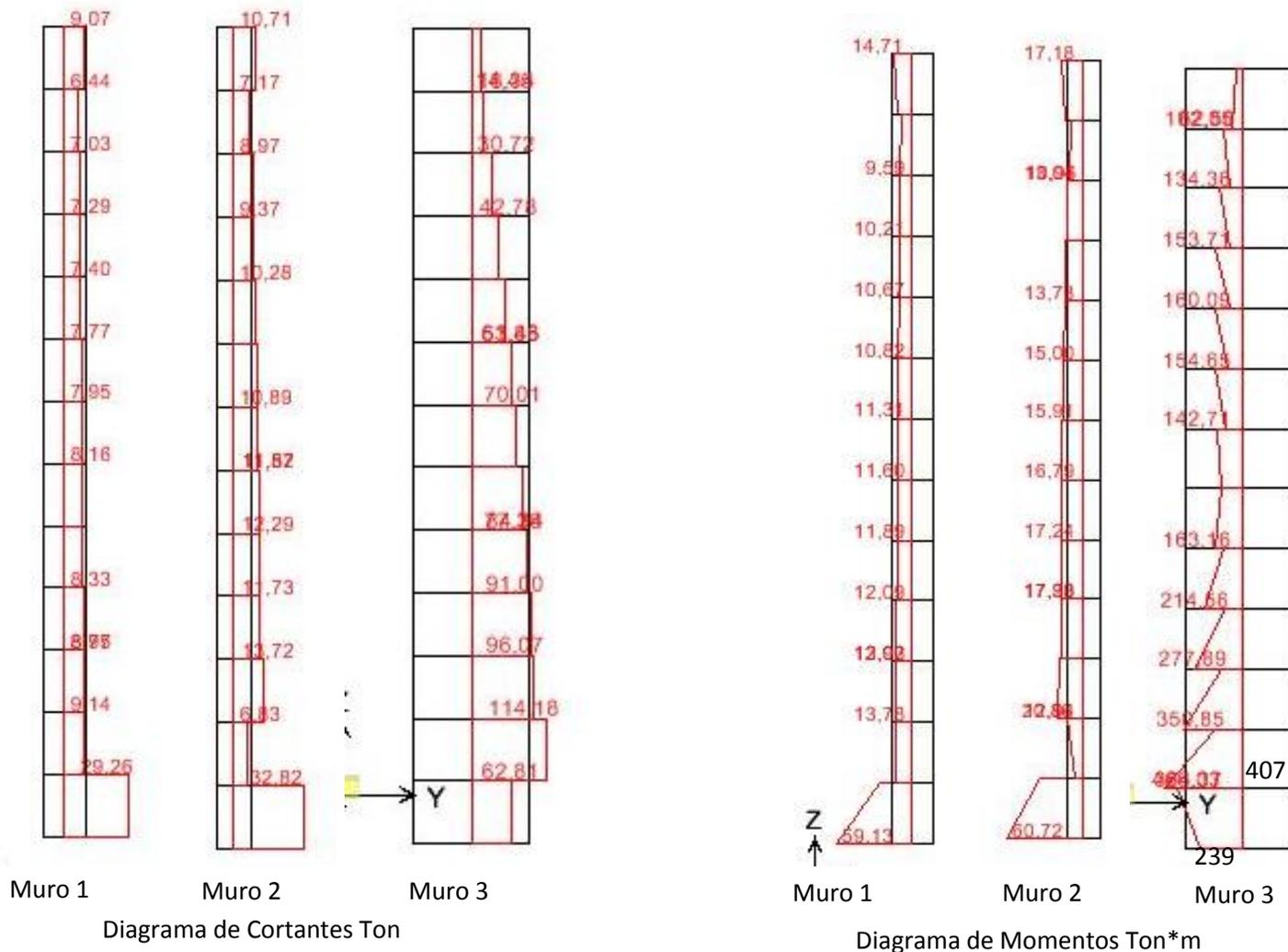


Figura 82. Esfuerzo sobre el terreno (ton) CM+CV en las esquinas y centro de la placa Ton/m²

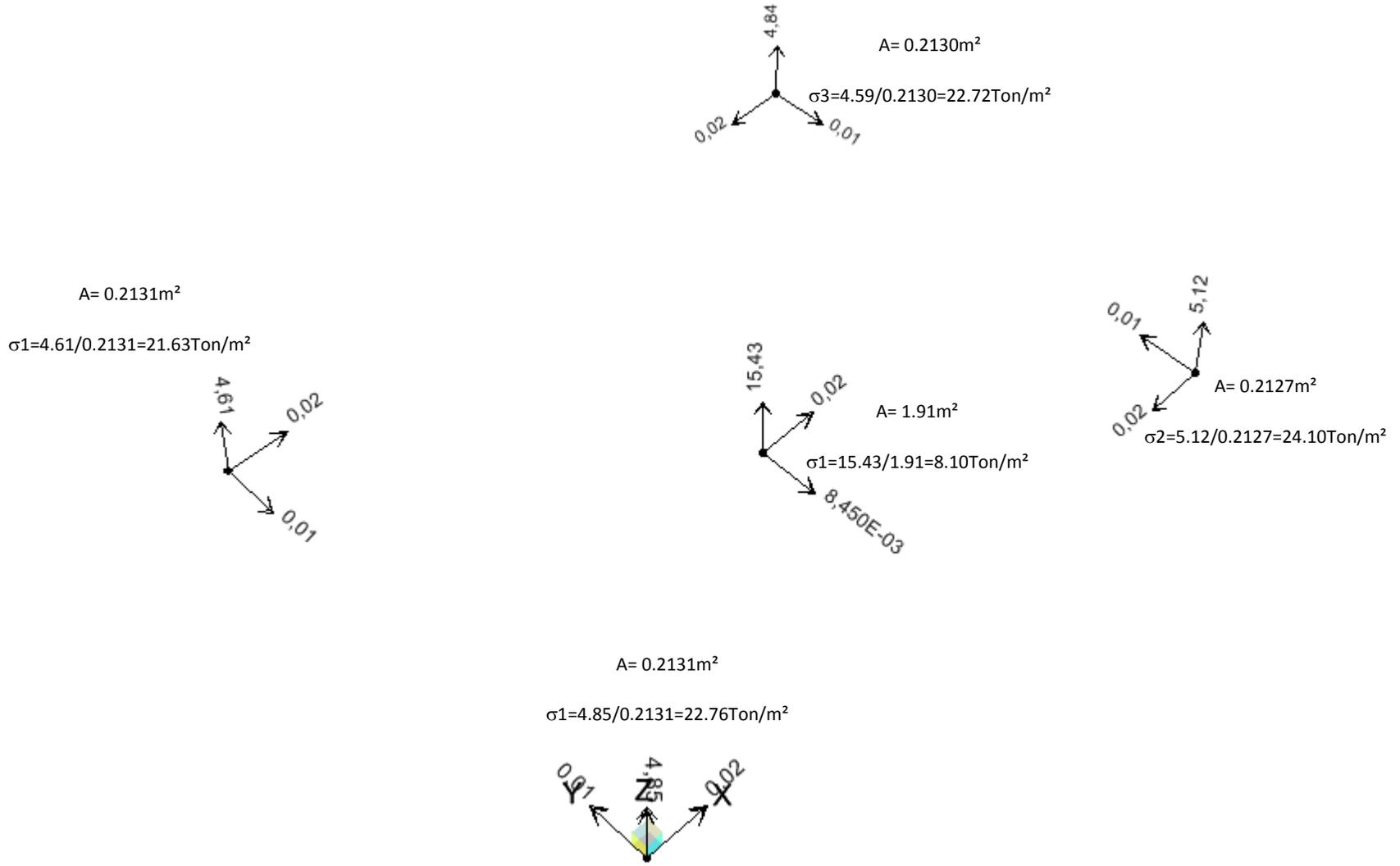
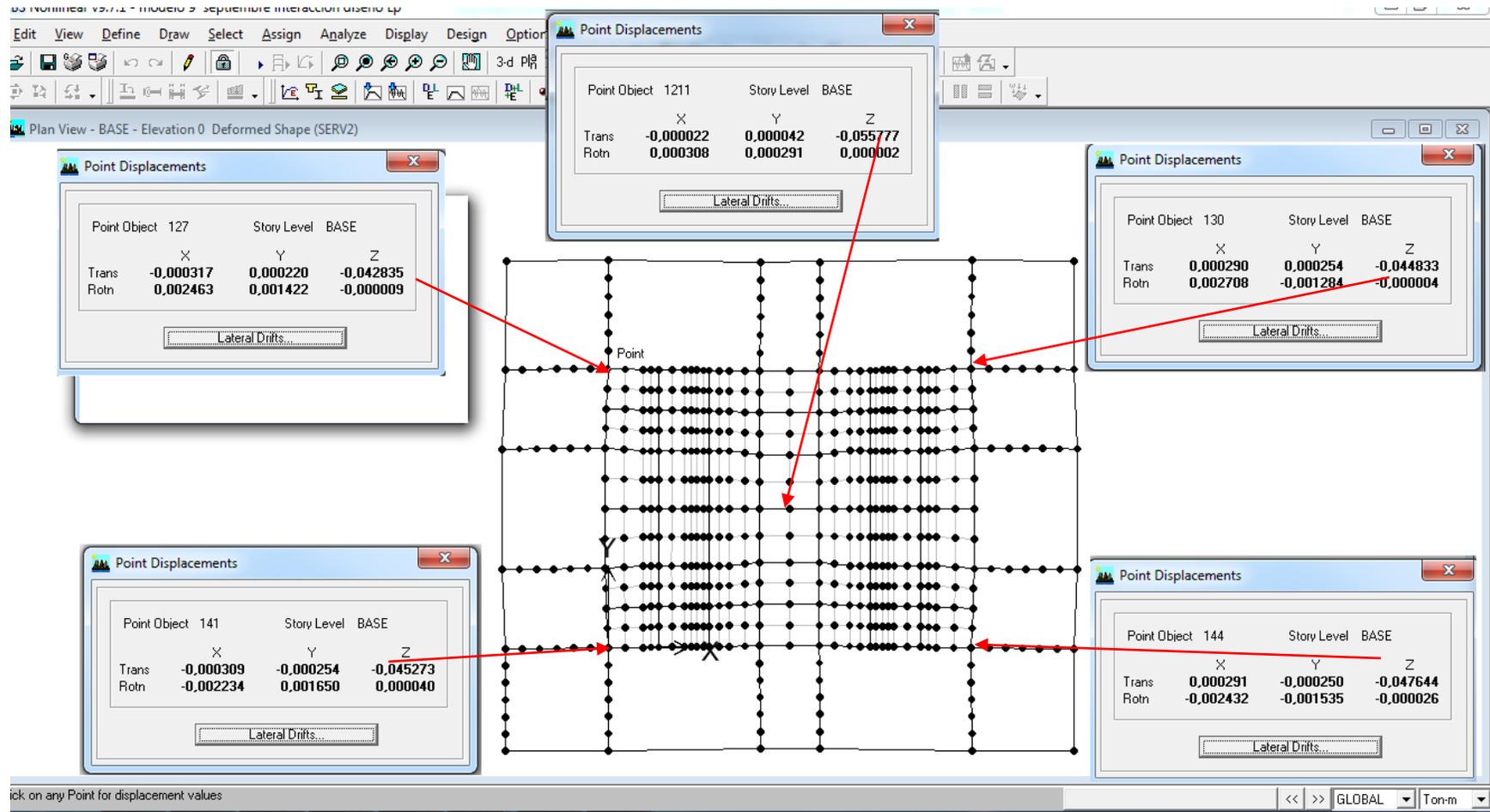
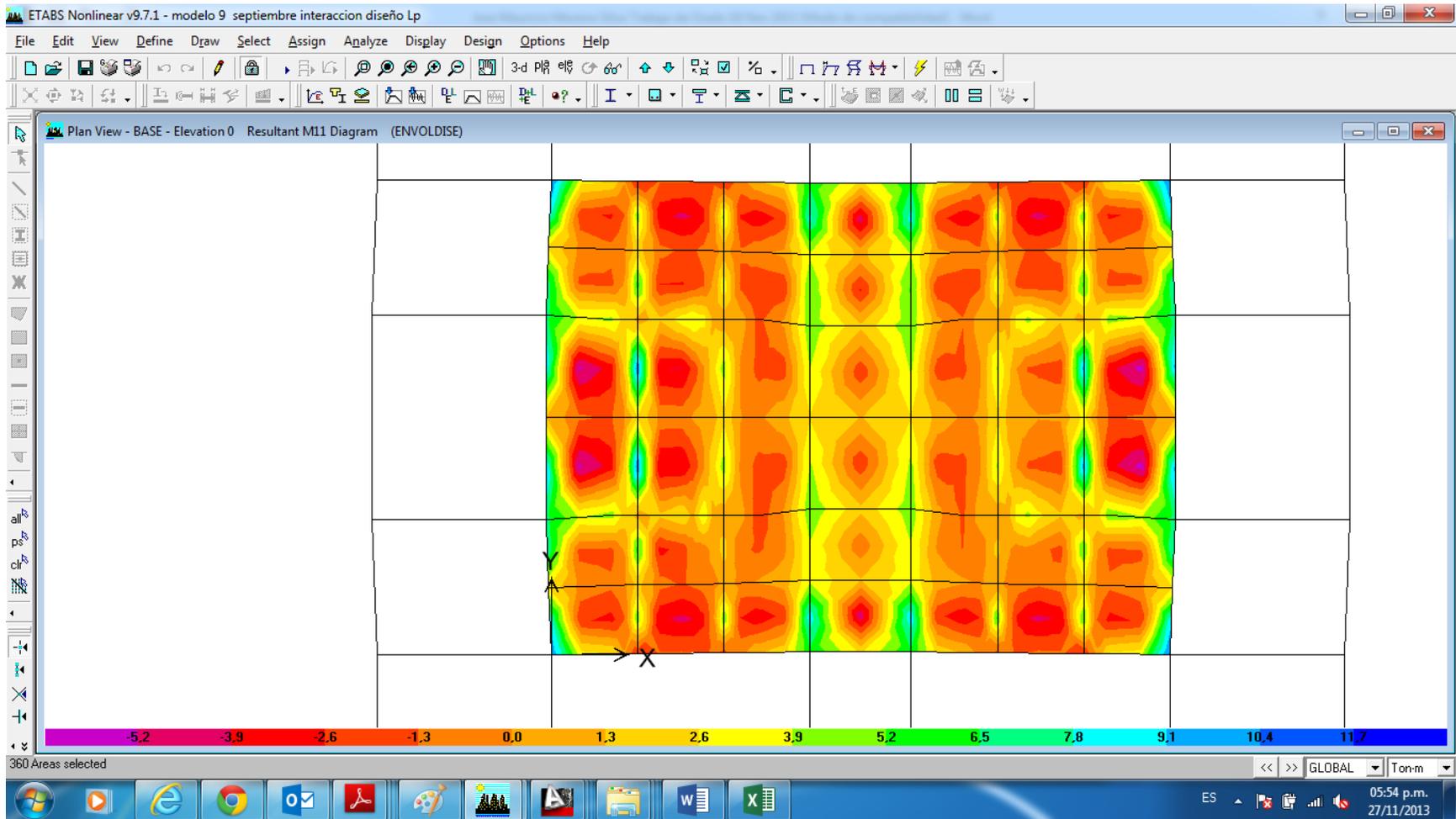


Figura 83. Gráfico de asentamientos en las esquinas y centro de placa de fundación (m). Carga muerta y carga viva



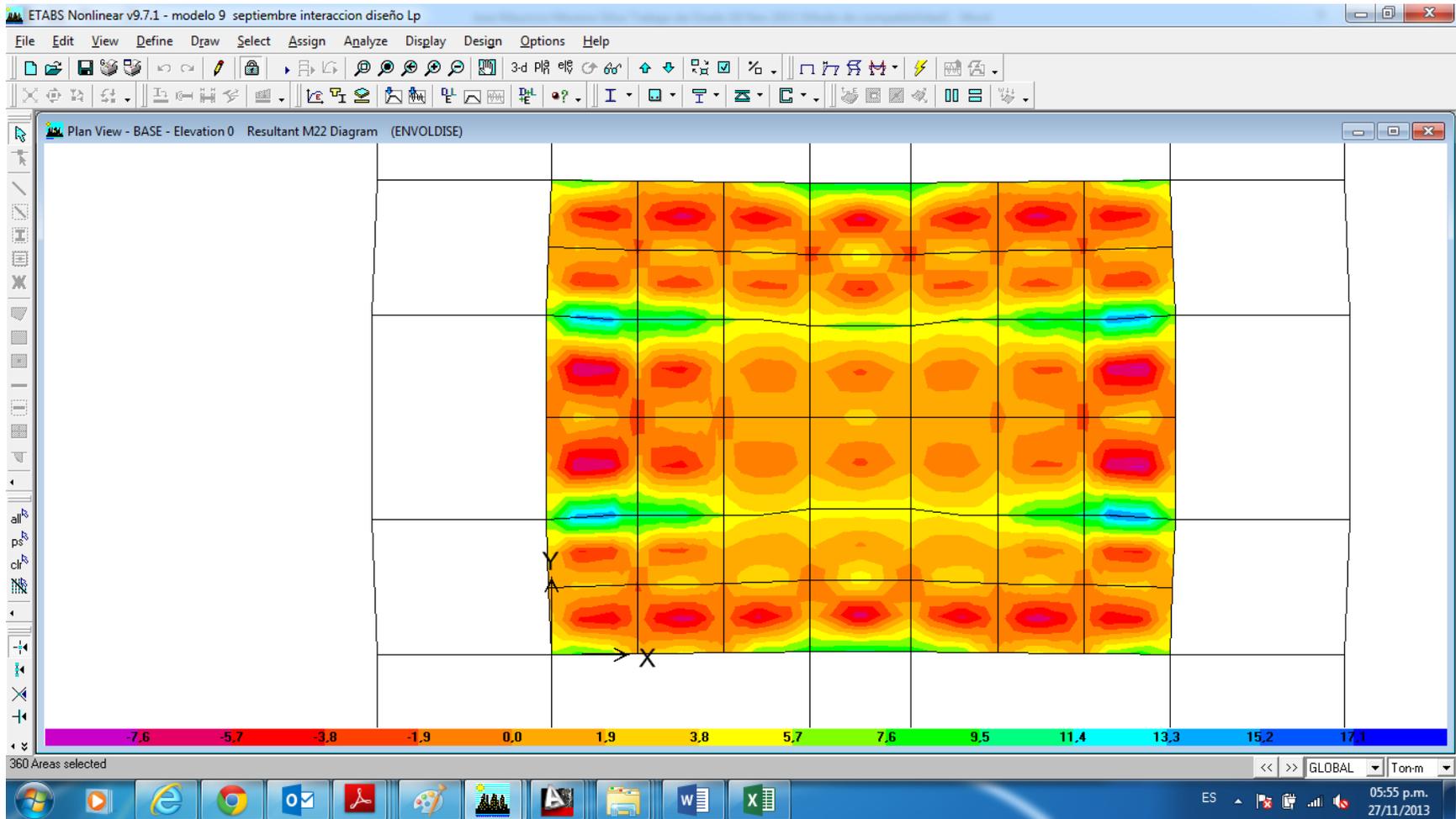
El asentamiento diferencial máximo de la esquinas con respecto al centro de la placa es de $5.6\text{cm} - 4.2 = 1.5\text{cm}$, en condición a Largo plazo.
 Asentamiento promedio 4.72cm

Figura 84. Diagrama de momentos M 11 Placa de Fundación



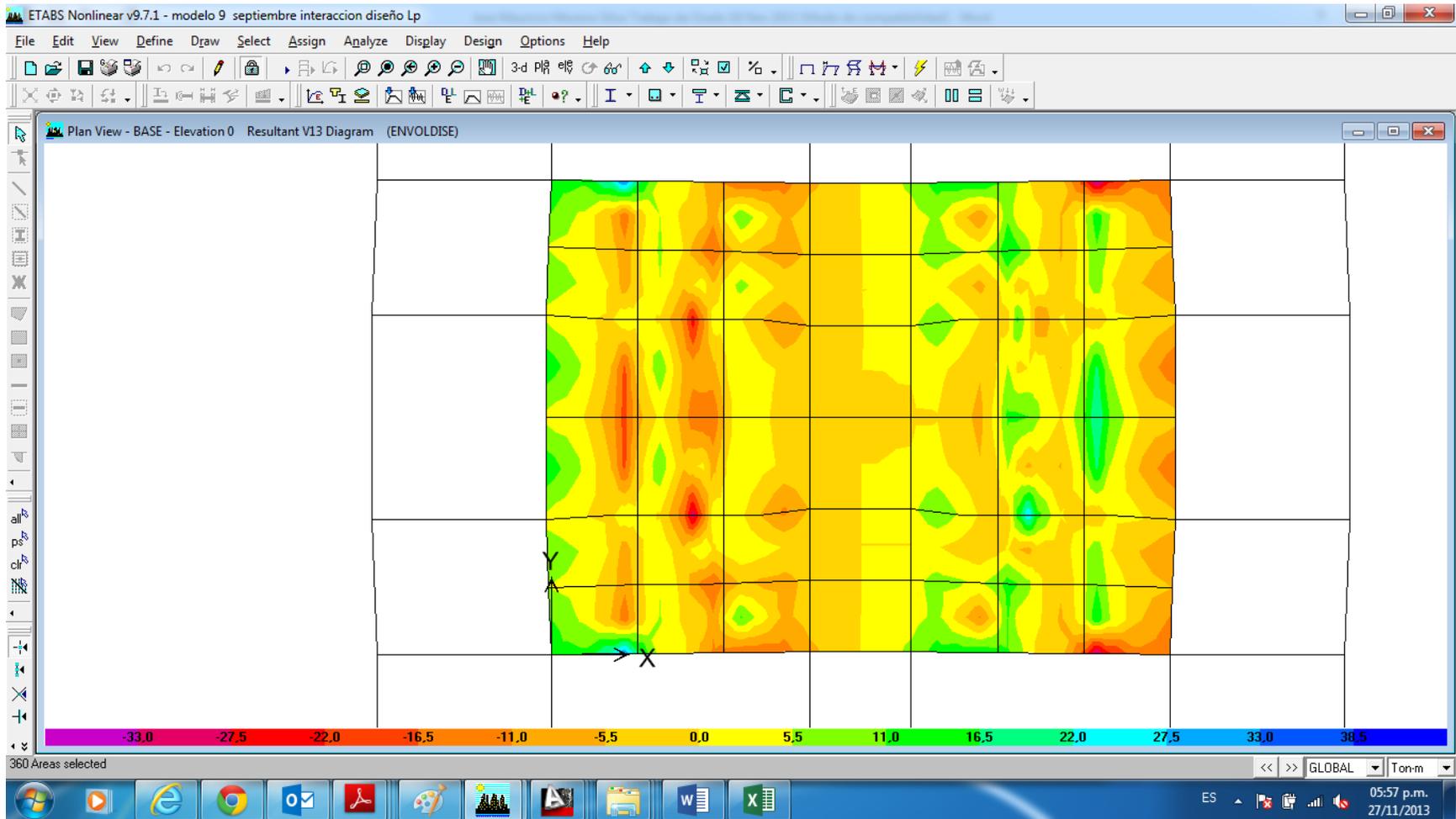
Los valores de momento varían entre -5 Ton*m y 9.0 Tom*m

Figura 85. Diagrama de momentos M 22Placa de Fundación



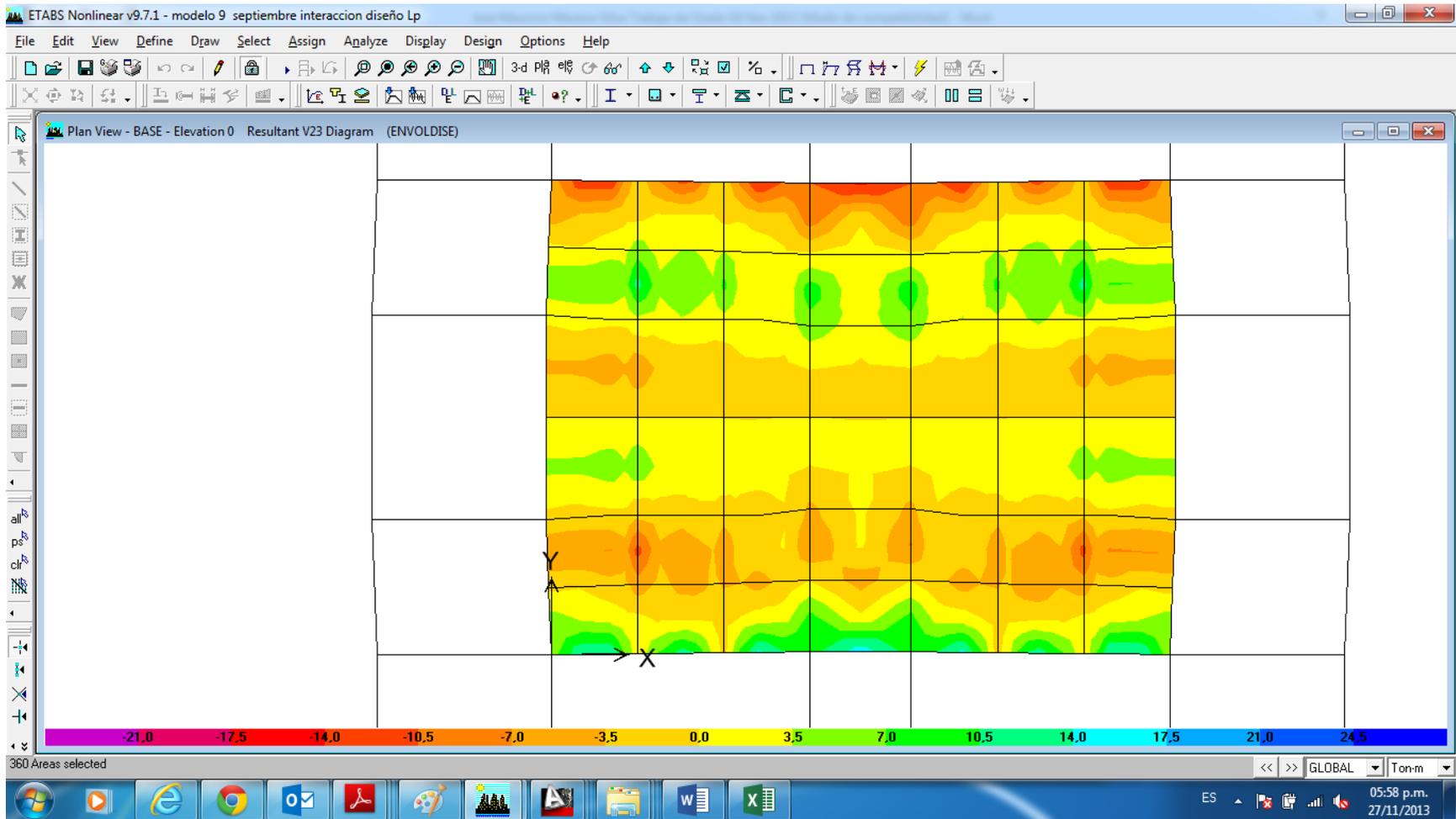
Los valores de momento varían entre -7.5 Ton*m y 11 Tom*m

Figura 86. Diagrama de cortantes V13Placa de Fundación



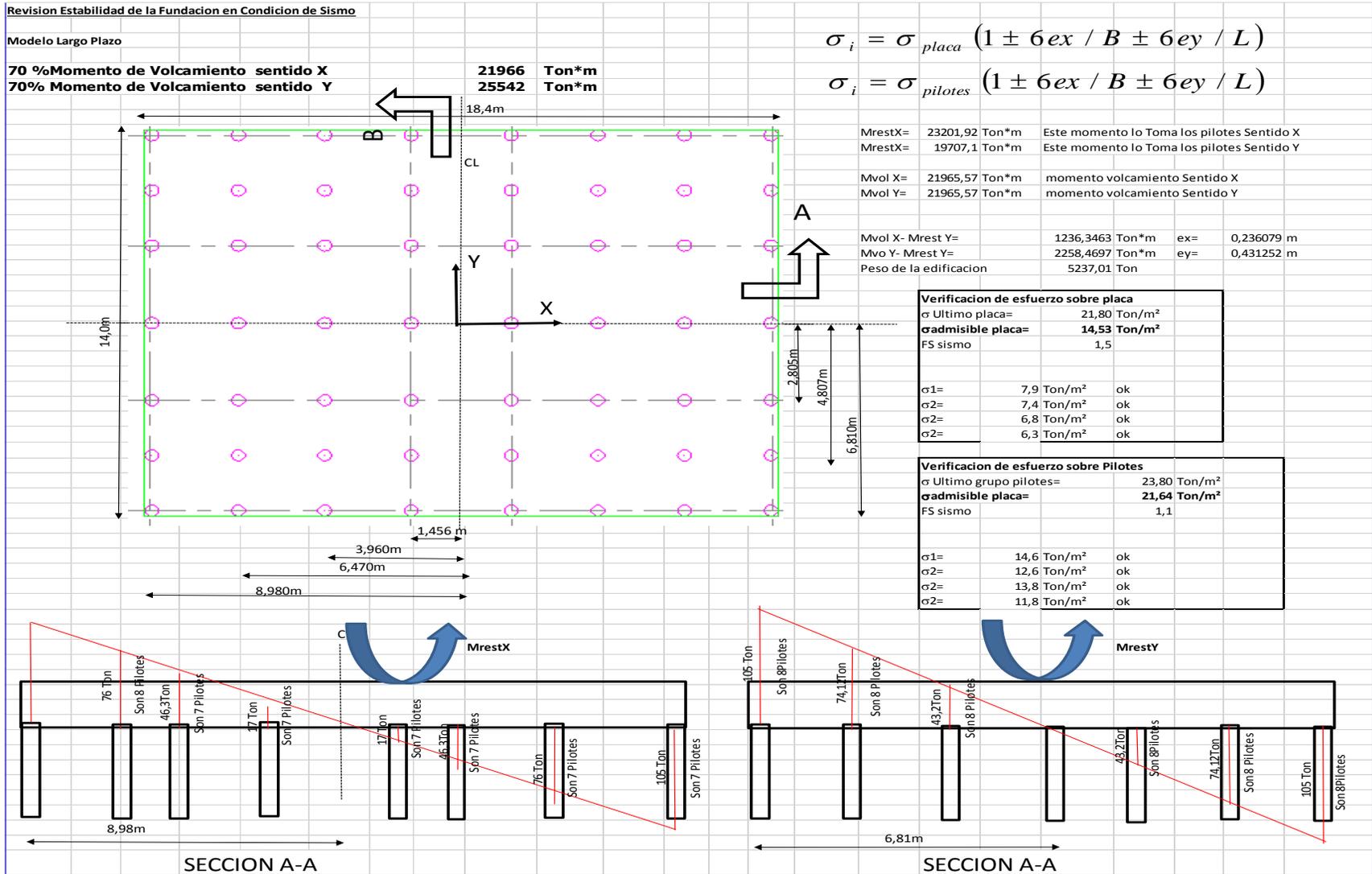
Los valores de cortante varían entre -17 Ton y 9.0 Ton

Figura 87. Diagrama de cortantes V23 Placa de Fundación



Los valores de cortante varían entre -14 Ton y 12 Tom

Figura 88. Localización de pilotes con respecto al centro de la placa

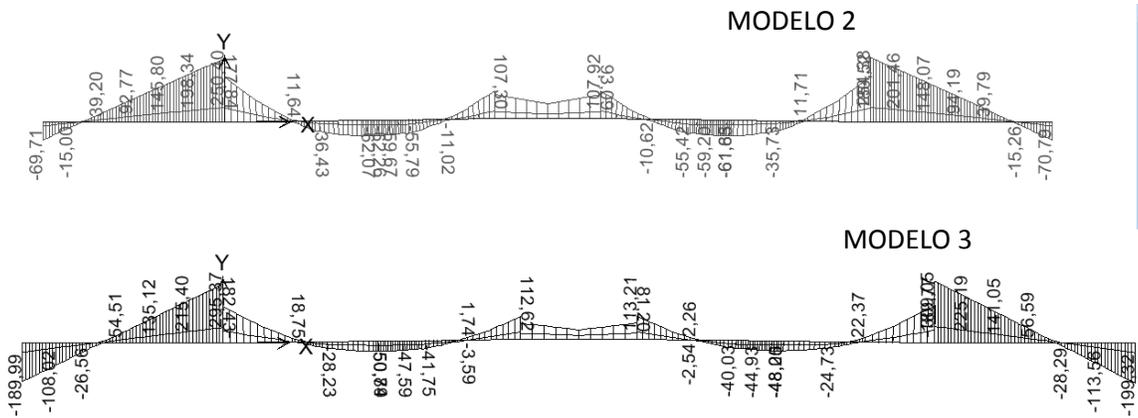


4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

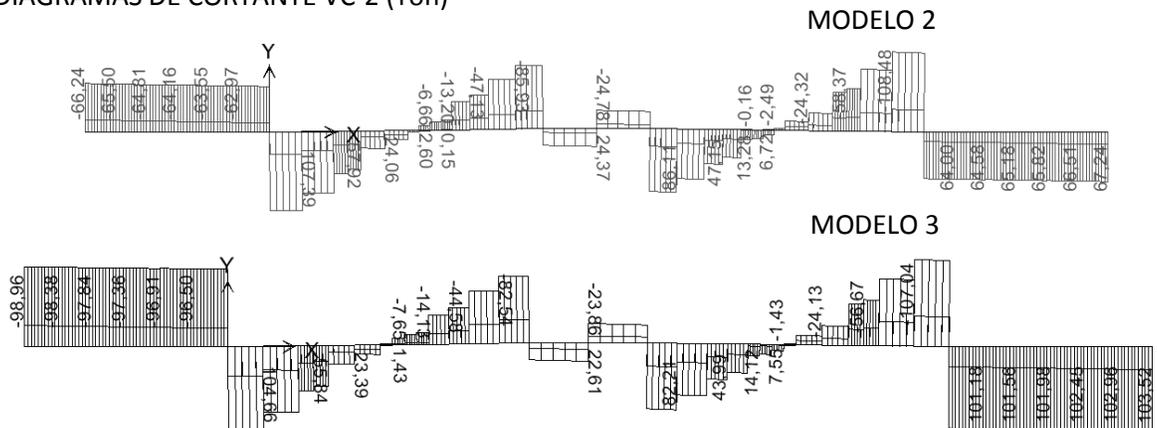
- El asumir una condición empotrada en la base de un edificio no garantiza un comportamiento real de la estructura debido a que el suelo y la cimentación no son infinitamente rígidos para garantizar en la estructura esta condición, entonces se recomienda hacer análisis de interacción suelo estructura para tener un modelo que más se acerque a la realidad
- Los diagramas de cortante y momentos flectores en las vigas de cimentación son mayores en la condición de análisis a largo plazo comparadas con los diagramas de corto plazo, esto se presenta por que la condición a largo plazo el suelo presenta una condición más deformada comparada con la condición a corto plazo, lo anterior obliga a que el ingeniero estructural diseñe las vigas con la condición a largo plazo, por lo tanto se hace necesario que los estudios de suelos recomiende asentamientos totales.

VC-2

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3VC-2 (Ton*m)

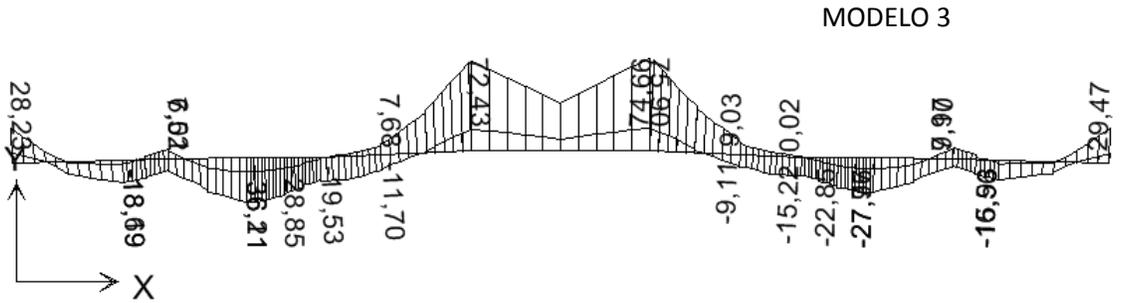
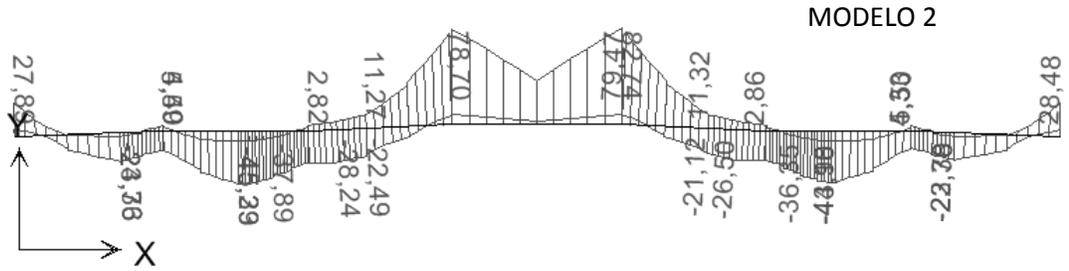


DIAGRAMAS DE CORTANTE VC-2 (Ton)

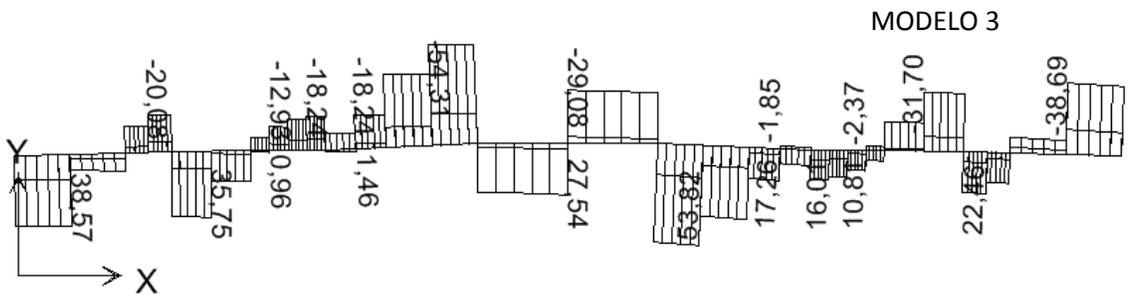
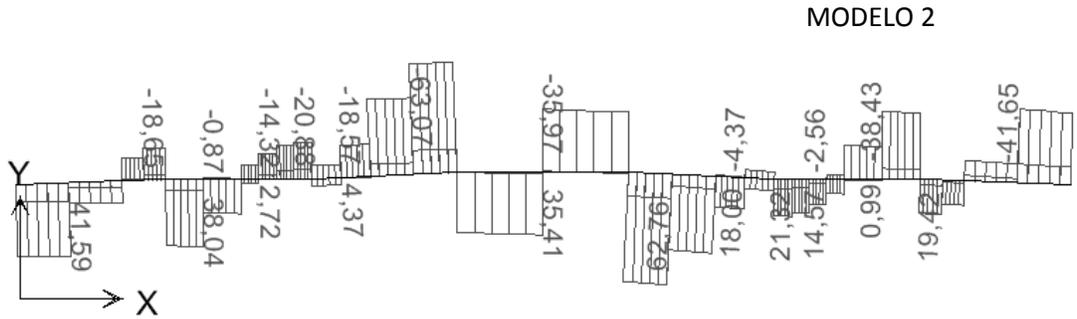


VC-3

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3 VC-3 (Ton*m)

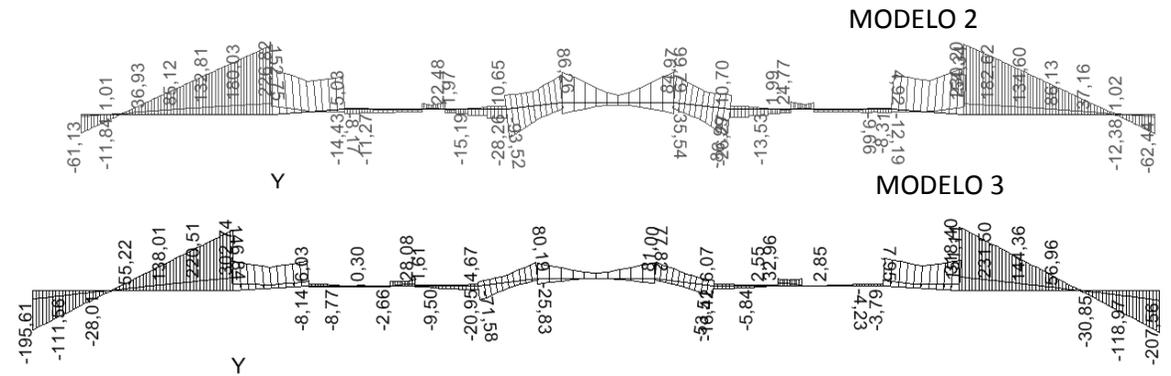


DIAGRAMAS DE CORTANTE VC-3 (Ton)

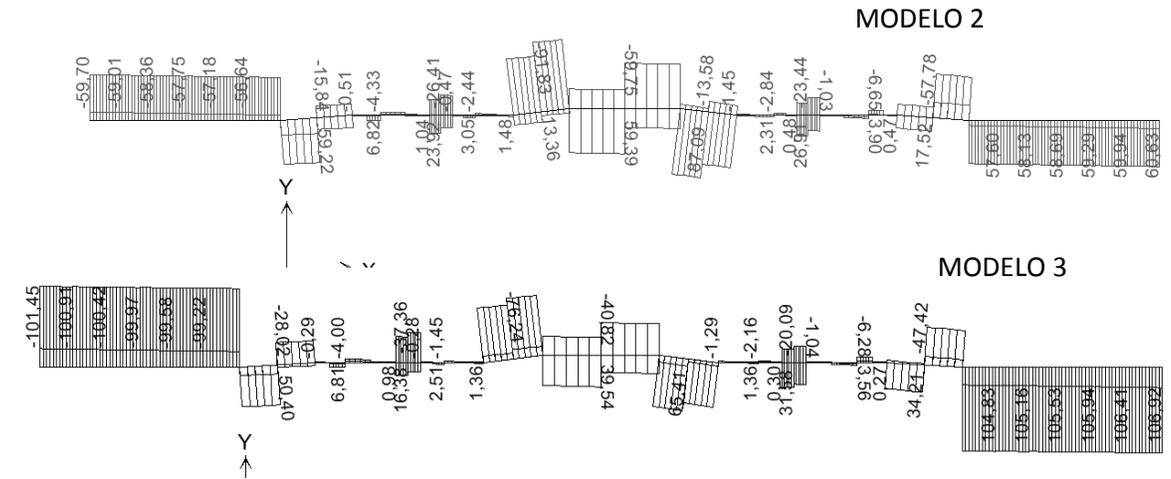


VC-4

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3 VC-4 (Ton*m)

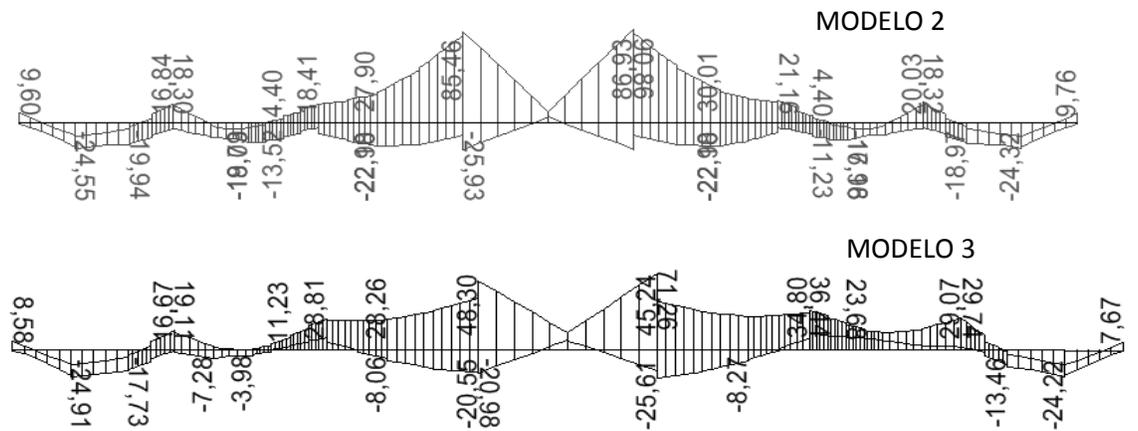


DIAGRAMAS DE CORTANTE VC-4 (Ton)

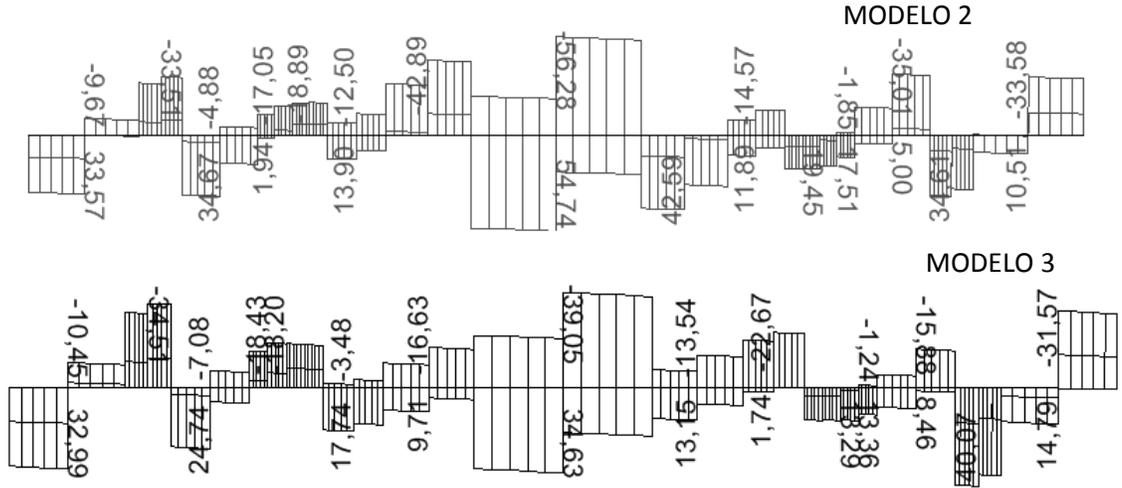


VC-5

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3 VC-5 (Ton*m)

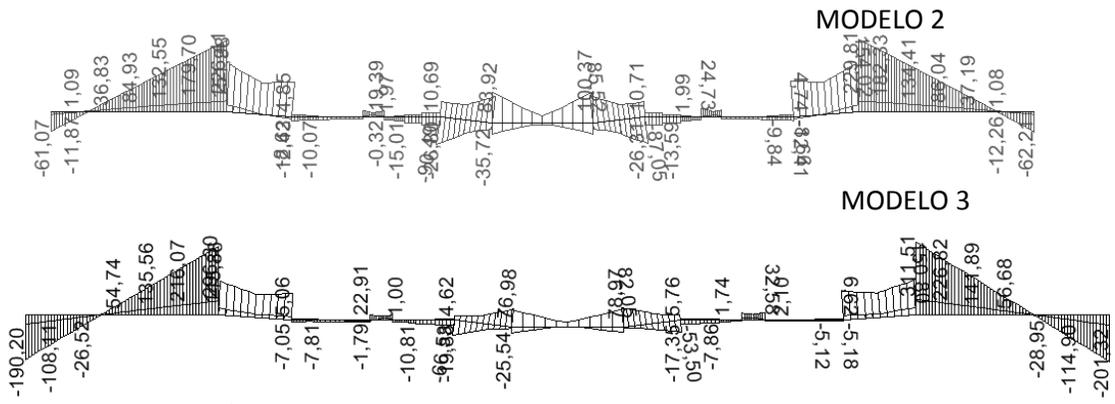


DIAGRAMAS DE CORTANTE VC5 (Ton)

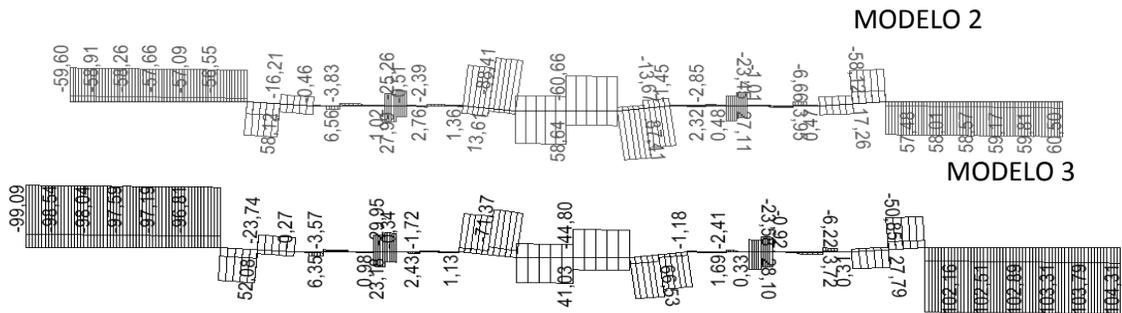


VC-6

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3 VC-6 (Ton*m)

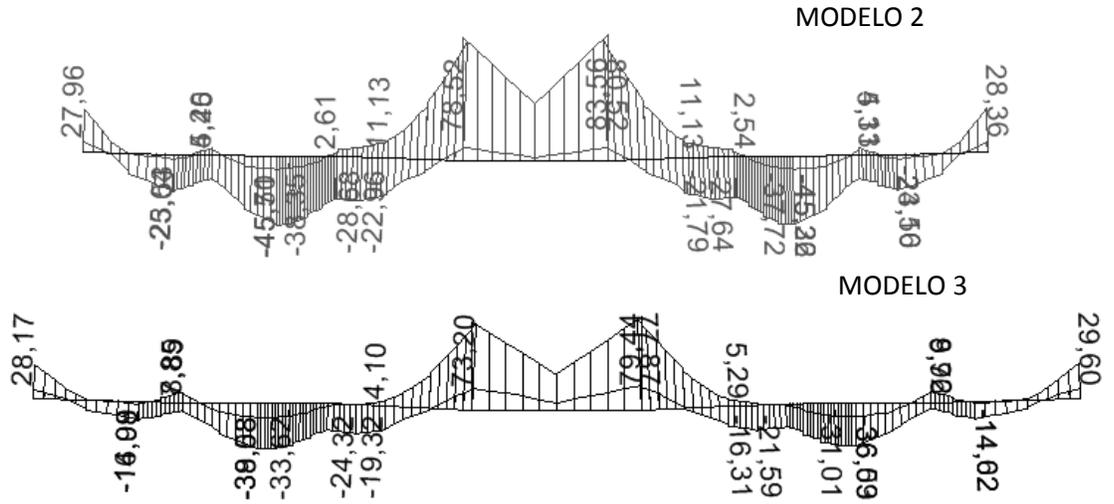


DIAGRAMAS DE CORTANTE VC6 (Ton)

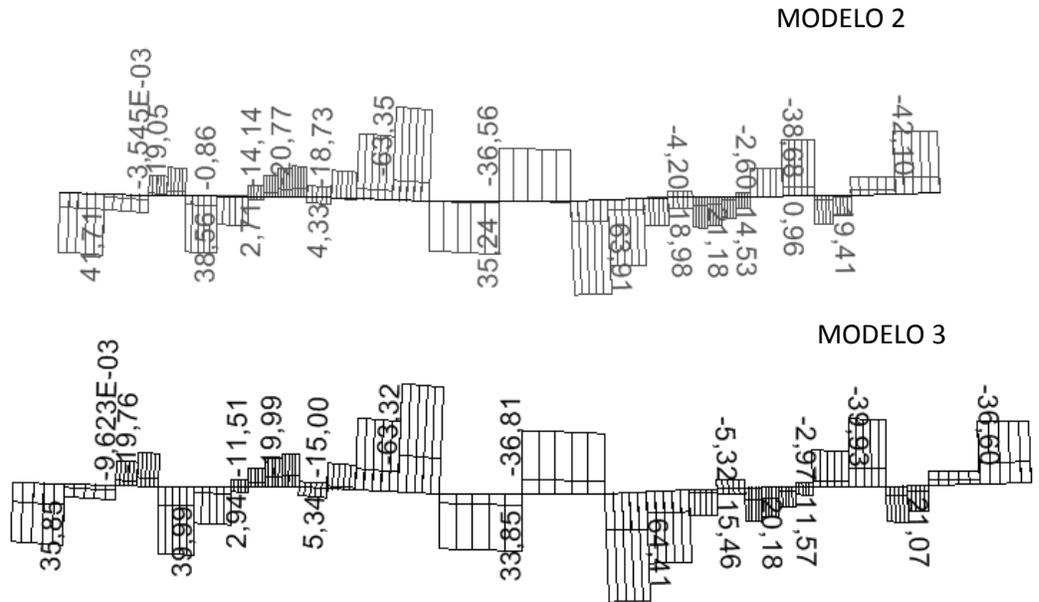


VC-7

DIAGRAMAS DE MOMENTO 3-3 VC-7 (Ton*m)



DIAGRAMAS DE CORTANTE VC 7 (Ton)



- Comparando los muros y columnas del sótano en cuanto a acciones internas de momentos, cortantes y axiales. Para el modelo empotrado estos valores son muy altos comparados con los obtenidos en el análisis de interacción estructura, esto se debe a que estos muros en la condición empotrada toman gran parte de los cortante basal de piso debido a su gran rigidez, pero en los modelos con interacción suelo estructura estos muros puede girar y desplazarse en su base, por lo tanto esto genera una redistribución de cortantes, momentos y axiales en todas las columnas y muros, generando que se alivien los momentos y cortantes en los muros. Este efecto repercute directamente sobre el diseño estructural en las columnas y muros, debido a que en la gran mayoría de casos los muros y columnas se diseñan con el modelo empotrado.

ACCIONES INTERNAS ENTRES MURO 1, MURO 2 Y MURO 3

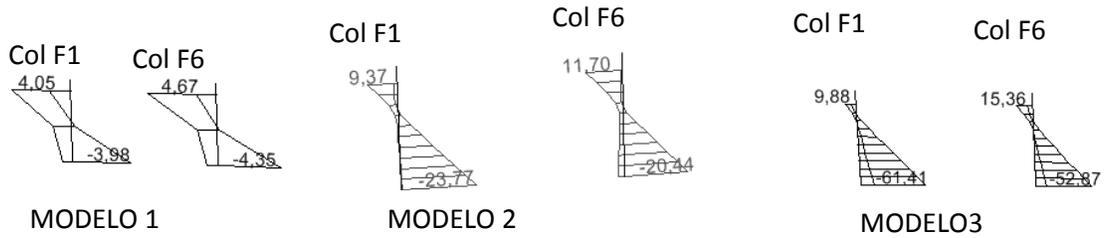
MODELO 1 BASE EMPOTRADA Ton						
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	M3
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Top	21,19	33,66	15,73
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Bottom	18,01	33,66	110,497
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Top	-460,24	-29,52	-23,763
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Bottom	-464,47	-29,52	-106,526
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Top	-32,44	24,41	7,127
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Bottom	-34,93	24,41	65,639
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Top	-303,56	-25,05	-6,004
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Bottom	-306,88	-25,05	-66,365
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Top	-182,1	110,17	539,85
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Bottom	-190,33	110,17	853,345
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Top	-697,98	-110,37	-539,59
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Bottom	-708,97	-110,37	-853,643

MODELO 2 INTERACCION A CORTO PLAZO Ton						
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	M3
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Top	-67,8	-5,98	81,046
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Bottom	-70,97	-5,98	-9,624
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Top	-491,51	-86,41	-12,494
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Bottom	-495,75	-86,41	-189,643
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Top	-63,57	3,69	102,531
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Bottom	-66,06	3,69	10,15
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Top	-194,07	-102,94	-2,836
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Bottom	-197,39	-102,94	-198,223
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Top	-127,14	42,98	410,408
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Bottom	-135,38	42,98	327,652
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Top	-455,99	-49,01	-406,22
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Bottom	-466,98	-49,01	-340,934

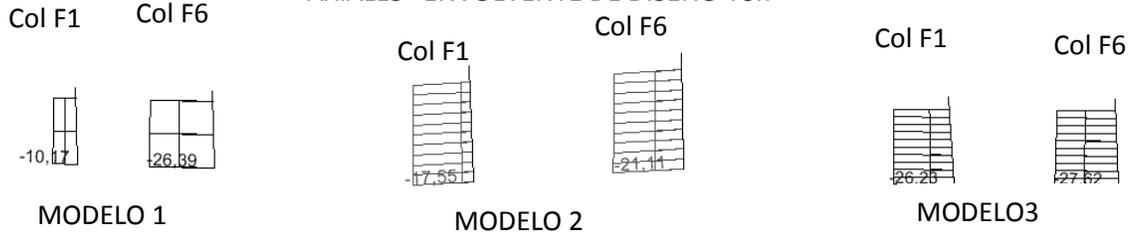
MODELO 3 INTERACCION A LARGO PLAZO Ton						
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	M3
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Top	-97,38	-24,78	117,929
PISO1	M1	ENVOLDISE MAX	Bottom	-100,56	-24,78	-59,146
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Top	-472,74	-108,31	-8,409
PISO1	M1	ENVOLDISE MIN	Bottom	-476,98	-108,31	-217,007
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Top	-45,61	-18,26	111,188
PISO1	M2	ENVOLDISE MAX	Bottom	-48,1	-18,26	-36,112
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Top	-159,16	-100,84	13,741
PISO1	M2	ENVOLDISE MIN	Bottom	-162,49	-100,84	-184,262
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Top	-68,48	131,45	461,311
PISO1	M3	ENVOLDISE MAX	Bottom	-76,72	131,45	200,65
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Top	-344,45	-103,44	-451,366
PISO1	M3	ENVOLDISE MIN	Bottom	-355,43	-103,44	-109,686

ACCIONES INTERNAS COLUMNAS ESQUINERAS

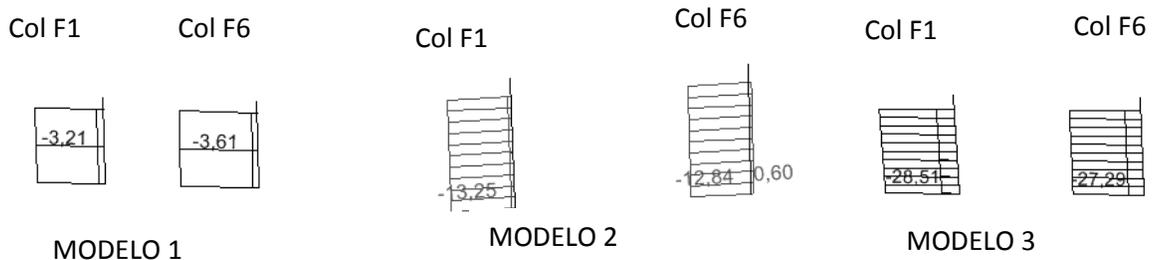
MOMENTOS 3-3 ENVOLVENTE DE DISEÑO Ton*m



AXIALES ENVOLVENTE DE DISEÑO Ton



CORTANTES 2-2 ENVOLVENTE DE DISEÑO Ton



- Es importante hacer coincidir siempre el centro de cargas y el centro geométrico de la placa de fundación ante cargas verticales, esto para garantizar un esfuerzo uniforme de la cimentación sobre el suelo y en condición de sismo aprovechar que los pilotes tomen los esfuerzos de tensión que se pueden presentar ante un evento sísmico, . esto hace atractivo este tipo de cimentación como se menciona en las figuras 66 y 83, los asentamientos diferenciales del edificio son de 0.7 cm en la condición a corto plazo y de 1.5 cm en la condición a largo plazo. Estos asentamientos diferenciales se presentan por la coincidencia del centro de cargas del edificio y el centro geométrico de la placa de fundación.
- Los asentamientos promedios obtenidos en los modelos en condición a corto y largo plazo son mucho menores que los estimados en el cálculo por las metodologías de Terzaghi y resendiz, esto se debe en gran parte a que el modelo de Wikler supone que el módulo de balasto es constante y que para el cálculo de la cama de resortes tiene en cuenta solo dos

parámetros (capacidad portante y asentamiento) para el cálculo de los resortes y no tiene en cuenta otros parámetros como la compresibilidad que juegan un papel importante en la estimación de estos asentamientos en estructuras de cimentación, por lo tanto no se recomienda usar este método de Winkler para calcular asentamientos totales en fundaciones y se debe pensar en otro tipo de modelamiento (modelamiento elástico) que tiene en cuenta muchos más parámetros de compresibilidad del suelo.

- En cuanto a los asentamientos diferenciales obtenidos en la modelación por el método de Winkler si se acerca mucho más a la realidad, porque los parámetros con los que se modela la estructura (materiales, secciones de elementos, cargas y geometría de la edificación) tienen una incertidumbre muy baja de ser modificados en su construcción por lo tanto los asentamientos diferenciales se hacen muy aproximados a una condición real.
- La rigidez de la estructura ante cargas horizontales (cálculo de derivas) estimada con el modelo empotrado varía notablemente ya que para el modelo empotrado la mayor deriva es de 0.5%, lo cual cumple con la NSR-10. Pero para el primer modelo de interacción suelo estructura la deriva máxima del edificio es de 1.66%, Y para el tercer modelo esta deriva máxima es de 1.8%, lo cual ya no cumple con la NSR-10. Lo anterior nos hace concluir que los diseños que normalmente hacemos no son tan rígidos como esperamos y más bien tiende a ser más flexibles en la vida real.
- Los diagramas de momentos y cortantes en la losa de cimentación no varía en una gran cantidad entre el modelo a corto plazo y a largo plazo, pese a que el módulo de balasto varía para los dos casos.

5 BIBLIOGRAFIA

- DELGADO, Manuel. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA, Escuela Colombiana de Ingenieria, colección de notas,1999
- BRAJA M, DASS, Principios de Ingenieria de Cimentaciones, 2000. Cuarta edición.
- LEON Y RESENDIZ, Calculo de Asentamientos de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción, lima Perú 1979, Memorias del VI congreso panamericano de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones.
- BENGT H, FELLENIUS, P. Pile Foundatios. Professor in civil engineering, University of Ottawa
- TERZAGHI, K Y PECK, R B, Soil Mechanics in Engineering practice, Wiley, New York, (1966).
- Duran, Jorge E. Apuntes del curso de Ingenieria de Fundaciones, maestría en geotecnia de fundaciones ECI, 2011.
- Garzón, Jaime. Apuntes del curso de Interacción Suelo estructura, Maestría en Geotecnia de Fundaciones ECI,2012
- NSR 10. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, AIS Asociación Colombiana de Ingenieria Sísmica.

6 ANEXOS

6.1 ESTUDIO DE SUELOS

INVERSIONES LIBRA S. A.
EDIFICIO COSMOS SUITES

ESTUDIO DE SUELOS

INFORME JED - 059 - 03

JORGE ENRIQUE DURÁN G.
Ingeniero Civil, M.SC.

30 ENE. 2004

04 = 2 = 0113

Bogotá, Noviembre de 2003

23

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
3. TRABAJOS REALIZADOS	2
3.1 Perforaciones	2
3.2 Ensayos de laboratorio	2
3.3 Análisis de ingeniería, conclusiones y recomendaciones	3
4. DESCRIPCIÓN DEL SUELO	3
4.1 Estratigrafía	3
4.2 Nivel freático y nivel piezométrico	4
4.3 Relación de sobreconsolidación	5
5. ANÁLISIS DE INGENIERÍA	5
5.1 Cimentación de losa corrida	5
5.2 Sistema de cimentación placa – pilotes	6
5.3 Cimentación profunda con pilotes largos de fricción	7
5.4 Comparación de las opciones de cimentación estudiadas	8
5.5 Estabilidad de las torres I y II durante la etapa de excavación	8
5.6 Estabilidad del fondo de la excavación	9
5.7 Pantallas perimetrales como apoyos de área periférica	9
6. RECOMENDACIONES	10
6.1 Cimentación principal	10
6.2 Muros – pantalla perimetrales	11

30 ENE. 2004

6.3 Cimentación para apoyos en costado noroccidental	12
6.4 Consideraciones sísmicas	12
6.5 Consideraciones constructivas	14
6.6 Pavimento en la periferia del sótano	15
6.7 Instrumentación y seguimiento	15
7. LIMITACIONES	16

FIGURAS

1. Localización de perforaciones	
2. Variación de los esfuerzos efectivos iniciales y de la presión de preconsolidación	
3. Esfuerzos verticales inducidos por el sistema placa-pilotes	
4. Presiones laterales de tierra temporales y definitivos contra los muros - pantalla perimetrales	
5. Etapas de excavación del sótano	
6. Etapas de excavación y de construcción sector nororiental	

CURADURIA URBANA
CURADOR A/C. BRUNDA RENE GABALLERO

ARCHIVO

Licencia No. _____

Fecha 06/07/2006

TABLAS

1. Variación de las propiedades y los parámetros de los sub - estratos
2. Variación de los esfuerzos efectivos iniciales y de parámetros de compresibilidad con la profundidad

ANEXOS

1. Registro de perforaciones
2. Cuadros resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio
3. Gráficas de los ensayos de consolidación

1. INTRODUCCIÓN

Por solicitud de la firma Inversiones Libra S.A. el ingeniero Jorge Enrique Durán G. ha desarrollado el estudio de suelos para el edificio COSMOS SUITES que se construirá al norte de la ciudad de Bogotá. El presente informe contiene la descripción del proyecto, la descripción de los trabajos ejecutados, la caracterización del suelo del lote, la descripción de los análisis de ingeniería de fundaciones llevados a cabo, sus resultados, conclusiones y recomendaciones correspondientes.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio Cosmos Suites se construirá en un lote situado en la esquina nororiental de la intersección de la transversal 21 con la calle 98, al norte de la ciudad de Bogotá. El lote, actualmente destinado a parqueadero, tiene 39,5m sobre la transversal 21 y 47m sobre la calle 98, con un área total de 1856.5m². El proyecto consiste en un edificio de ocho pisos y un sótano. El sótano será destinado al parqueo de vehículos y a algunas áreas de equipos especiales de servicios. Debido a los retrocesos exigidos, el área del sótano será de 38m por 45.5m (=1729m²). Los pisos primero y segundo tendrán la recepción, comedor, restaurante, cocina, áreas de servicios y salones amplios de reuniones. Los pisos tercero a octavo tendrán las habitaciones de varios tipos y áreas. El área de construcción de cada piso típico será de cerca de 856m² y el área total de construcción del edificio será del orden de 6492m².

La estructura propuesta será de concreto reforzado con la inclusión de unas vigas metálicas en el segundo piso para salvar la gran luz de los salones de reuniones proyectados en el primer piso. En el sentido norte-sur las luces de la estructura de la torre serán de 4, 13.5, y 7.5m, mientras en el sentido oriente-occidente las luces variarán entre 7.1 y 7.4m. En el sótano habrá columnas adicionales de un solo tramo para reducir a la mitad la gran luz central del área de salones de reunión del primer piso.

De acuerdo con la firma encargada del cálculo estructural, FZ Ingenieros, las cargas transmitidas por las columnas a la losa corrida de cimentación variarán entre 100t para las auxiliares intermedias del sótano ya descritas y 810t para la columna central más cargada de la torre. Las cargas totales aplicadas a la losa de cimentación serán del orden de 10400t, incluida la carga muerta y la carga viva ya reducida de acuerdo con los lineamientos de la Norma NSR-98. Con un peso muerto de 2500t de la losa de cimentación y de 300t de carga viva sobre ella, el peso total del edificio apoyado sobre la losa de cimentación será de 13200t. En estas cifras no se incluyen las cargas de la parte periférica del primer piso y, eventualmente, del segundo piso que se apoyarán en los muros-pantalla perimetrales.

3. TRABAJOS REALIZADOS

Para desarrollar el estudio de suelos y suministrar las recomendaciones de cimentación del edificio Cosmos Suites se llevaron a cabo las siguientes actividades principales:

3.1 Perforaciones

Entre el 25 de agosto y el 2 de septiembre de 2003 se realizaron en el área del lote cinco perforaciones, H1 a H5, con profundidades que variaron entre 7.3 y 45.3m (tres largas de 30.1, 35.3 y 45.3m, y dos cortas de 7.3 y 7.5m), distribuidas convenientemente en el área del lote, como se muestra en la figura 1 y cuyos registros se incluyen en el anexo 1. Las perforaciones se realizaron con equipo motorizado y avanzaron por el sistema de percusión y lavado.

Durante el avance se realizaron ensayos de Penetración Estándar, SPT, con toma de muestras alteradas en el tomamuestras de cuchara partida y muestras inalteradas con el tomamuestras de pared delgada Shelby de los estratos arcillosos blandos y se ejecutaron ensayos de torsión con la veleta de campo para determinar la resistencia al corte no drenada de los suelos arcillosos, todo esto a intervalos verticales del orden de 2m.

Se observó el nivel del agua dentro de la perforación al comenzar y al terminar la jornada diaria y también por unos días más una vez terminada cada perforación con el fin de estimar con la mejor precisión posible la posición del nivel freático y la presencia de niveles piezométricos altos en algunas capas delgadas inferiores más permeables.

3.2 Ensayos de laboratorio

Todas las muestras recuperadas en las perforaciones fueron llevadas al laboratorio de suelos e identificadas visualmente. Se seleccionaron muestras representativas de los diferentes estratos y sub-estratos y se desarrolló un programa de ensayos de laboratorio que incluyó pruebas de clasificación (límites de consistencia o de Atterberg, porcentaje de finos en capas con lentes arenosos), de resistencia (compresión inconfiada y penetrómetro de bolsillo) y compresibilidad (humedad natural, peso unitario y consolidación unidimensional). En el anexo 2 se presentan los cuadros resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio y en el anexo 3 las gráficas de los ensayos de consolidación.

3.3 Análisis de ingeniería, conclusiones y recomendaciones

Se procesó y analizó toda la información obtenida por medio de las perforaciones y de los ensayos de laboratorio y se estudiaron las variaciones de las propiedades y los parámetros del suelo tanto con la profundidad como en extensión, en especial, sus características de resistencia al corte no drenada y sus características de compresibilidad, tales como: humedad natural y relación de vacíos, presión de preconsolidación, relación de sobreconsolidación e índices de compresión y recompresión. Se estudiaron la similitud y las diferencias de las condiciones del suelo encontradas en este estudio comparadas con las encontradas durante las investigaciones desarrolladas en 1980 para la Torre I cilíndrica del Hotel Cosmos 100 y en 1989 para la Torre II del mismo hotel. En el capítulo 4 de este informe se presenta la caracterización del suelo del proyecto Cosmos Suites.

Se estudiaron los planos arquitectónicos del proyecto realizados por la firma G X Samper así como el planteamiento estructural de la firma FZ Ingenieros y las cargas aplicadas a la cimentación evaluadas por dicha firma calculista.

Se plantearon varias opciones de cimentación, se analizaron y se compararon entre sí tanto desde el punto de vista de su margen de seguridad general contra fallas por capacidad portante como desde el punto de vista de los asentamientos esperados y de su desarrollo con el tiempo, así como desde el punto de vista constructivo y de costos, para llegar a recomendar la más apropiada, fijando los parámetros geotécnicos para su diseño.

Se incluyeron recomendaciones para el desarrollo de las excavaciones y para la construcción de la cimentación, así como para la instrumentación y el monitoreo durante la obra y durante la vida y operación del edificio.

4. DESCRIPCIÓN DEL SUELO

El suelo del lote corresponde a un depósito lacustre de más de 150m de espesor denominado Formación Sabana, constituido en sus 45m superiores explorados para este proyecto por alternancias de limos arcillosos, arcillas y arcillas limosas en sub-estratos de espesores variables, de consistencia blanda y media, plasticidad muy alta, y humedad y compresibilidad altas y muy altas.

4.1 Estratigrafía

En la tabla 1 se presenta la variación presentada por las propiedades y los parámetros de los diferentes sub-estratos en la investigación desarrollada para este proyecto. En ella se indican los valores mínimo, promedio y máximo encontrados. Como resumen de dicha estratigrafía en promedio se tiene:

Sub-estrato	Profundidad m	Descripción
1	0.00 – 0.50	ASFALTO Y RECEBO
2	0.50 – 0.85	CAPA ORGÁNICA
3	0.85 – 1.05	LIMO ARCILLOSO, algo orgánico, carmelita oscuro, consistencia firme a media
4	1.05 – 1.85	LIMO ARCILLOSO, habano amarillento, consistencia firme a media
5	1.85 – 3.15	ARCILLA, gris clara con vetas amarillas y oxidadas a gris habana, consistencia media
6	3.15 – 3.90	ARCILLA LIMOSA, gris, consistencia media
7A	3.90 – 10.0	LIMO ARCILLOSO o ARCILLA LIMOSA, gris algo verdoso, gris habano a carmelita grisáceo, consistencia blanda
7B	10.0 – 17.0	LIMO ARCILLOSO o FARCILLA LIMOSA, gris carmelita habano a habano, consistencia blanda
7C	17.0 – 23.9	LIMO ARCILLOSO o ARCILLA LIMOSA, gris habano a gris habano carmelita con algunas vetas oxidadas, consistencia blanda a media
8	23.9 – 27.7	LIMO ARCILLOSO, carmelita algo oscuro, consistencia media
9	27.7 – 29.5	LIMO ARCILLOSO, carmelita grisáceo, con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, consistencia media
10	29.5 – 39.0	ARCILLA LIMOSA, gris habana carmelita, carmelita grisácea y carmelita, consistencia media
11	39.0 – 41.0	LIMO ARCILLOSO, carmelita algo oscuro con vetas delgadas de turba, consistencia media a firme
12	41.0 - >45.0	ARCILLA LIMOSA, gris habana con vetas grises carmelitas, consistencia firme

4.2 Nivel freático y nivel piezométrico

De acuerdo con las observaciones realizadas durante la exploración de campo por medio de perforaciones se puede estimar que el nivel freático se encuentra situado entre 4 y 6m de profundidad por debajo de la superficie del terreno. Por otra parte, el sub-estrato 9, limo arcilloso con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, mostró un nivel piezométrico a 1m por debajo de la superficie del terreno durante el periodo que duró la exploración de campo. Por el análisis detallado del perfil de esfuerzos efectivos y de presión de preconsolidación se puede concluir que dicho nivel piezométrico alto no es permanente sino estacional.

4.3 Relación de sobreconsolidación

En la figura 2 se muestra gráficamente la variación de los esfuerzos efectivos iniciales con la profundidad en forma de una franja de intervalo probable, dada la incertidumbre en la determinación precisa de la posición del nivel freático y de la fluctuación y permanencia del nivel piezométrico de las capas inferiores que contienen vetas arenosas. En la misma figura 2 se ilustra la variación de la presión de preconsolidación con la profundidad también en forma de franja de intervalo probable, establecida tanto con la información obtenida de los ensayos de consolidación realizados para ese estudio y los realizados para los estudios de las dos primeras torres del hotel Cosmos 100, como por medio de correlaciones ampliamente difundidas entre la resistencia al corte no drenada y la presión de preconsolidación.

En la tabla 2 se presenta la variación de los esfuerzos efectivos iniciales y de la presión de preconsolidación, la relación de sobreconsolidación y otros parámetros de compresibilidad (relación de vacíos, índice de compresión e índice de recompresión) con la profundidad.

De lo anterior se puede concluir que los estratos arcillosos desde la superficie del terreno hasta unos 4m de profundidad tienen un consistencia firme a media y una relación de sobreconsolidación, RSC, de 4 a 1.4, indicando unos niveles de suelos ligeramente sobreconsolidados por desecación. Entre 4 y 20m de profundidad los suelos arcillosos son francamente blandos y muy compresibles, con un RSC de 1.05 a 1.2, indicando unos niveles de suelos marginalmente sobreconsolidados. Desde 20m hasta los 45m de profundidad los suelos arcillosos manifiestan un incremento de consistencia con la profundidad, de media a firme, y los niveles de RSC están entre 1.2 y 1.3, suelos marginal a ligeramente sobreconsolidados, y su compresibilidad decrece con la profundidad.

5. ANÁLISIS DE INGENIERÍA

Teniendo en cuenta las características, cargas y áreas, de la estructura proyectada para el edificio y las condiciones desfavorables del suelo del sitio, con una secuencia de estratos arcillosos de baja consistencia y alta compresibilidad hasta grandes profundidades, se plantearon, analizaron y compararon entre sí tres tipos diferentes de solución de cimentación, a saber: losa corrida, sistema placa-pilotes, y cimentación profunda con pilotes largos de fricción.

5.1 Cimentación de losa corrida

Para esta solución fue indispensable establecer con precisión un área de losa que aprovechara al máximo el espacio disponible sin exigir exageradamente el trabajo a flexión y a cortante de las franjas periféricas en voladizo, y que anulara, en lo posible, la excentricidad de cargas, centrando la resultante de la aplicación de éstas con el

centro del área de apoyo. Los resultados del planteamiento y del análisis de esta solución son los siguientes:

• Dimensiones de la losa corrida, BxL:	31m x 40m
• Área de la losa corrida de cimentación, Apl., m ²	1240
• Carga total aplicada por la losa al suelo de apoyo, Wt, t:	13200
• Presión promedio de contacto, \bar{q} , t/m ² :	10.65
• Profundidad de fundación, Df, m:	4.5 – 5.0
• Presión neta promedio de contacto, \bar{q}_n , t/m ² :	3.5
• Factor de seguridad por capacidad portante, FS ₁ :	2.0
• Factor de seguridad por capacidad portante si se abre temporalmente una excavación vecina de 5m de profundidad, FS ₂ :	1.4
• Asentamiento elástico promedio, S _e , cm:	10 – 15
• Asentamiento promedio por consolidación primaria, S _{cp} , cm:	50 – 75
• Asentamiento total promedio esperado a largo plazo, S _t , cm:	60 – 90

Estos resultados obtenidos se consideran inaceptables por el bajo factor de seguridad contra una falla global por capacidad portante (<<3, Norma NSR-98), y por los altos asentamientos esperados (>>30cm fijados por la Norma NSR-98 como el límite aceptable para edificios separados de construcciones vecinas).

5.2 Sistema de cimentación placa-pilotes

Se plantearon y analizaron varias opciones de solución de cimentación con sistemas placa-pilotes con pilotes pre-excavados y fundidos in-situ de concreto, de 20 y 30m de longitud efectiva y cantidades de pilotes que variaron para tomar con los pilotes trabajando a la falla una carga entre 1.0 y 1.7 veces la carga neta no compensada del edificio. Comparando sus resultados se seleccionó como la más apropiada técnica y económicamente la siguiente:

• Dimensiones de la placa, B x L:	31m x 40m
• Área de la placa, Apl., m ² :	1240
• Diámetro de los pilotes, Bp, cm:	40
• Longitud efectiva de los pilotes, Lp, m:	20
• Capacidad última de cada pilote, Q _{ul} , t:	67
• Porcentaje de la carga neta tomado por los pilotes, %:	167
• Cantidad de pilotes, Np:	108
• Factor de seguridad global:	1.8 – 2.5
• Factor de seguridad parcial de la placa:	2.5 – 3.6
• Factor de seguridad como pila equivalente:	3.2

• Condición a corto plazo ($t = 0$)		
• Porcentaje utilizado de la capacidad del pilote, %		90
• Carga tomada por cada pilote, Q/pte., t		60
• Porcentaje de la carga total tomado por la placa, %		51
• Porcentaje de la carga total tomado por los pilotes, %		49
• Asentamiento elástico, Se, cm		5 - 7
• Condición a largo plazo ($t = \infty$)		
• Porcentaje utilizado de la capacidad del pilote, %		100
• Carga tomada por cada pilote, Q/pte., t		67
• Porcentaje de la carga total tomado por la placa, %		45
• Porcentaje de la carga total tomado por los pilotes, %		55
• Asentamiento por consolidación primaria, Scp, cm		20 - 30
• Asentamiento total a largo plazo, St, cm		25 - 37

La figura 3 muestra la variación con la profundidad de los esfuerzos verticales inducidos por este sistema placa-pilotes, obtenida por medio de la aplicación del Método de León y Reséndiz (1979).

Esta solución de placa-pilotes es satisfactoria técnicamente puesto que tiene un factor de seguridad de 3 o mayor contra una falla por capacidad portante, y el asentamiento total estimado a largo plazo es del orden de 30cm, igual al límite aceptable por la Norma NSR-98 para el caso de edificios que tienen aislamientos con las construcciones vecinas.

5.3 Cimentación profunda con pilotes largos de fricción

Para compararla con la solución de cimentación del tipo placa-pilotes se planteó y analizó la alternativa de cimentación profunda con pilotes largos de fricción, de concreto reforzado, pre-excavados y fundidos in-situ, distribuidos en grupos debajo de cada columna. Los resultados de dicho análisis son:

• Diámetro del pilote, Bp, cm		60
• Capacidad última de cada pilote, Qui, t		284
• Longitud efectiva del pilote, Lp, m		40
• Eficiencia promedio de los pilotes trabajando en grupos, egr.		0.85
• Grupos de pilotes:		

Columna Tipo	Cantidad Columnas	Carga total t	Cantidad pilotes/columna
A	1	930	10
B	4	750	9
C	1	575	6

D	11	460	5
E	4	345	4
F	1	290	3
G	3	175	2
H	4	115	2

- Factor de seguridad promedio de los grupos de pilotes, FSgr.
- Asentamiento elástico esperado, Se, cm
- Asentamiento esperado por consolidación primaria, Scp, cm
- Asentamiento total esperado a largo plazo, St, cm

2.8
1-2
9-13
10-15

5.4 Comparación de las opciones de cimentación estudiadas

Como ya se estableció arriba, la opción de cimentar el edificio Cosmos Suites de ocho pisos y sótano por medio de una cimentación superficial de losa corrida apoyada en el terreno natural a una profundidad de aproximadamente 5m es inaceptable por su bajo margen de seguridad contra una falla por capacidad portante (1.4 - 2.0), y los altos asentamientos totales esperados a largo plazo (mayores de 50cm).

La opción de cimentación profunda con pilotes largos de fricción, con 140 pilotes de 60cm de diámetro y de 40m de longitud efectiva, es satisfactoria técnicamente (FS del orden de 3, y asentamientos esperados de 10 - 15cm a muy largo plazo) siempre y cuando no se presente el fenómeno de fricción negativa en la parte superior de los pilotes por un proceso de subsidencia regional causado por el descenso del nivel freático, proceso que ya se ha evidenciado en algunas partes de la zona urbana de la ciudad y en sus zonas aledañas y que tenderá a extenderse y acentuarse en el futuro. Sin embargo, esta solución es mucho más costosa que la solución de cimentación placa-pilotes descrita, ahorrándose únicamente 10 a 15cm de asentamiento total a largo plazo con relación a los esperados para la cimentación de placa-pilotes.

Por lo tanto, se considera que la opción de cimentación del tipo placa-pilotes con 108 pilotes de 40cm de diámetro y 20m de longitud efectiva es la más favorable entre las estudiadas para cimentar la torre del edificio Cosmos Suites.

5.5 Estabilidad de las torres I y II durante la etapa de excavación

Se verificó el factor de seguridad por capacidad portante para la Torre I cilíndrica del hotel Cosmos 100 para el caso de hacer una excavación general de toda el área del proyecto del edificio Cosmos Suites hasta 5m de profundidad. Se encontró que dicho factor baja hasta 1.4, lo cual obliga a tomar medidas de diseño y construcción, tales como:

- construcción de una pantalla profunda de 10m de longitud vertical desde la superficie del terreno en el lindero nororiental del proyecto Cosmos Suites.
- desarrollo por etapas o en franjas de la excavación para el edificio Cosmos Suites y de la construcción de su placa de cimentación, en especial en su mitad oriental.

También se verificó la estabilidad de la Torre II del hotel Cosmos 100 durante el tiempo en que esté abierta la excavación de 5m en el lote del Cosmos Suites, con los siguientes resultados:

- | | |
|---|-----|
| • Factor de seguridad temporal global: | 1.6 |
| • Factor de seguridad temporal parcial de la placa: | 2.3 |
| • Factor de seguridad temporal como pila equivalente: | 2.3 |

Estos resultados se consideran aceptables por ser una condición transitoria, pero es prudente desarrollar la excavación del lote del Cosmos Suites y la construcción de la placa de cimentación por etapas o por franjas para minimizar su efecto negativo sobre la estabilidad de las Torres I y II.

5.6 Estabilidad del fondo de la excavación

Se verificó la estabilidad del fondo de la excavación temporal de 5m de profundidad para el edificio Cosmos Suites en la sección más crítica, la cual corresponde a su lindero nororiental, donde existen construcciones vecinas livianas de un piso cimentadas muy superficialmente, del área de servicios de la Torre I del hotel Cosmos 100. El resultado del análisis es un factor de seguridad mayor de 1.5 contra una eventual falla de fondo de la excavación temporal, condición que se considera aceptable.

5.7 Pantallas perimetrales como apoyos del área periférica

En los límites oriental, sur y occidental del sótano se plantea la ejecución de muros-pantalla de 0.4m de espesor y 8m de longitud vertical construidos por módulos en excavaciones estabilizadas con lodos bentoníticos o poliméricos. Estos muros servirán de estructuras de contención y de apoyos para la parte periférica de la placa del primer piso. En la sección más crítica, de mayor luz periférica el factor de seguridad contra una falla de capacidad portante el factor de seguridad es del orden de 3.0. En dichos límites las pantallas podrán trabajar temporalmente en voladizo con una longitud vertical descubierta de cerca de 4.5m durante las etapas de construcción de la placa de cimentación de la torre. Una vez se construya la placa periférica del primer piso en estas zonas y se apuntalen estos muros a nivel de cimentación por medio de vigas, estos muros entrarán a funcionar definitivamente como placas verticales apoyadas a nivel del primer piso y a nivel del sótano.

En el costado nororiental del sótano, en el lindero con el predio de la Etapa I del hotel Cosmos 100, se plantea la construcción de un muro-pantalla de 0.4 – 0.5m de espesor y 10m de longitud vertical. Como apoyo de la parte periférica de la placa del primer piso en este sector, el factor de seguridad contra una falla por capacidad portante es también del orden de 3.0. Este muro trabajará temporalmente acodado a dos niveles (- 1m y -3m) durante las etapas de avance de la construcción de la placa de cimentación general en este sector y de la construcción de la placa del primer piso en la periferia. Una vez este muro-pantalla reciba el arriostramiento definitivo tanto al nivel del sótano como al nivel del primer piso, trabajará como placa vertical apoyado en su extremo superior y al nivel del sótano.

6. RECOMENDACIONES

6.1 Cimentación principal

Se recomienda cimentar el edificio Cosmos Suites de ocho pisos y un sótano por medio de un sistema placa-pilotes consistente en una placa aligerada o maciza con vigas descolgadas de concreto reforzado, a una profundidad de fundación de 4.5 – 5.0m, con un área general de 31m x 40m, 1240m², complementada con 108 pilotes de concreto de 40cm de diámetro y 20m de longitud efectiva, uniformemente distribuidos en el área de la placa o agrupados en los sitios de las columnas, formando grupos con un número de pilotes proporcional a la carga de cada columna.

Para el diseño estructural de la placa de cimentación se tienen los siguientes parámetros:

Condición a corto plazo ($t=0$):

• Capacidad última de cada pilote, t	67
• Porcentaje utilizado de la capacidad última de cada pilote, %	90
• Carga tomada por cada pilote, t	60
• Porcentaje de carga del edificio tomado por la placa, %	51
• Porcentaje de carga del edificio tomado por los pilotes, %	49
• Presión promedio de contacto placa-suelo, \bar{q} , t/m ²	5.4
• Presión de contacto placa-suelo varía desde 7.2t/m ² en los bordes hasta 3.6t/m ² en el centro del área.	
• Módulo promedio de reacción vertical de la subrasante, kv, t/m ³	83
• Módulo kv varía desde 110t/m ³ en los bordes hasta 55t/m ³ en el centro del área.	

EDIFICIO COSMOS SUITES
TABLA 1 VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES Y LOS PARÁMETROS DE LOS SUB-ESTRATOS

SUB-ESTRATO	ZJ m	ZI m	Wn %	LL %	LP %	IP %	Finos %	USC	yt t/m ³	qu kg/cm ²	PB kg/cm ²	N g/p	Suv ^a kg/cm ²
1	Min	0.00	0.20										
	Prom	0.00	0.50										
	Máx	0.00	1.00										
2	Min	0.20	0.70	90	128	95	33	CH				4	
	Prom	0.50	0.85	92								7	
	Máx	1.00	1.00	94								9	
3	Min	0.70	0.80	66								4	
	Prom	0.85	1.05	86								6	
	Máx	1.00	1.20	97								7	
4	Min	0.80	1.70	55	114	53	55	MH	1.5	0.67	1.00	4	
	Prom	1.05	1.85	78	124	59	66	MH	1.52	0.89	1.05	5	
	Máx	1.20	2.00	98	141	69	72	MH	1.54	0.71	1.10	6	
5	Min	1.70	3.00	52	85	31	51	CH	1.69	0.49	0.70	2	0.33
	Prom	1.85	3.15	63	98	36	62	CH	1.71	0.83	1.10	3	0.42
	Máx	2.00	3.30	89	132	47	85	CH	1.75	0.94	1.40	4	0.5
6	Min	3.00	3.70	90	139	46	93	CH				1	0.29
	Prom	3.15	3.90	104	146	50	98	CH	1.51	0.36	0.50	1	0.31
	Máx	3.30	4.00	111	155	54	101	CH				2	0.33
7A	Min	3.70	10.00	118	158	58	99	CH-MH	1.3	0.21	0.30	0.7	0.18
	Prom	3.90	10.00	144	178	66	112	CH-MH	1.37	0.33	0.37	1	0.24
	Máx	4.00	10.00	185	212	82	134	MH	1.41	0.47	0.50	1	0.28
7B	Min	10.00	17.00	148	183	66	115	CH-MH	1.29	0.21	0.30	0.7	0.22
	Prom	10.00	17.00	169	195	72	123	MH	1.32	0.33	0.40	0.7	0.23
	Máx	10.00	17.00	179	211	80	131	MH	1.34	0.4	0.50	0.7	0.25
7C	Min	17.00	23.40	94	126	45	80	CH	1.41	0.33	0.40	0.7	0.25
	Prom	17.00	23.90	107	136	50	86	CH-MH	1.44	0.4	0.50	2	0.29
	Máx	17.00	24.20	181	151	59	92	MH	1.49	0.48	0.60	2	0.31
8	Min	23.40	26.00	129	171	62	106	CH-MH	1.33	0.39	0.70	2	0.31
	Prom	23.90	27.70	141	180	65	115	CH-MH				3	0.32
	Máx	24.20	29.00	150	188	68	120	MH				3	0.34

SUB-ESTRATO	Zi m	Zf m	Wn %	LL %	LP %	IP %	Finos %	USC	γ _t t/m ³	q _u kg/cm ²	PB kg/cm ²	N g/p	Suv [*] kg/cm ²
9	Min	25.00	75	89	39	50	59	MH*	1.29	0.31	0.45	4	0.36
	Prom	27.70	122	172	72	101	62	MH*				4	0.4
	Máx	29.00	167	208	91	125	67	MH*				5	0.49
10	Min	28.50	98	125	48	77		CH	1.39	0.49	0.80	3	0.45
	Prom	29.50	105	136	50	85		CH-MH	1.4	0.61	0.80	4	0.45
	Máx	30.00	118	140	52	90		CH-MH	1.42	0.73	0.80	5	0.45
11	Min		150	218	89	129		MH*	1.29	0.36	0.70	5	0.54
	Prom	39.00	153										
	Máx		156										
12	Min		73	122	42	80		CH	1.44	0.80	1.50	5	0.57
	Prom	41.00	95	132	46	86		CH				5	0.6
	Máx		110	139	51	93		CH-MH				6	0.6

*+SM
+PI

*+PI

USC Clasificación unificada de suelos

- γ_t Peso Unitario Total, t/m³
- q_u Resistencia a la compresión confinada, kg/cm²
- PB Penetrómetro de bolsillo, kg/cm²
- N Resistencia a la penetración estándar, g/p
- Suv^{*} Resistencia al corte no drenada medida con la veleta de campo, corregida por Bjerrum, kg/cm²

Zi Profundidad inicial del sub-estrato, m

Zf Profundidad final del sub-estrato, m

Wn Humedad natural, %

LL Límite Líquido, %

LP Límite Plástico, %

IP Índice de Plasticidad, %

Finos Material que pasa el tamiz No 200, %

f. EDIFICIO COSMOS SUITES
**TABLA 2 VARIACIÓN DE LOS ESFUERZOS VERTICALES INICIALES Y DE
 PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD CON LA PROFUNDIDAD**

Prof m	Su t/m ²	σ'_{vo} , t/m ²		σ'_p , t/m ²		RSC		e ₀	Cr	Cc
		Mín	Máx	Mín	Máx					
5	2.7	8.0	8.0	8.0	12.0	1.00	1.50	3.4	0.13	1.6
10	2.3	9.0	9.8	9.8	10.2	1.00	1.14	3.9	0.24	2.4
15	2.4	9.6	11.4	11.4	11.7	1.00	1.22	3.6	0.24	2.4
20	2.7	10.7	13.4	13.4	13.7	1.00	1.29	2.9	0.20	2.0
25	3.3	11.8	15.4	15.4	15.8	1.00	1.34	3.7	0.24	2.4
30	4.0	13.2	17.2	17.2	18.4	1.00	1.40	3.1	0.24	2.4
35	4.7	15.1	19.1	19.1	20.7	1.00	1.37	2.8	0.19	1.9
40	5.5	17.0	21.0	21.0	23.4	1.00	1.37	3.4	0.24	2.4
45		19.0	23.0	23.0	26.5	1.00	1.39	2.5	0.18	1.8

Prof Profundidad, m

Su Resistencia al corte, t/m²

σ'_{vo} Rango de valores posibles para el esfuerzo vertical efectivo, t/m²

σ'_p Rango de valores para la presión de preconsolidación, t/m²

RSC Relación de Sobreconsolidación

e₀ Relación de Vacíos

Cr Índice de recompresión

Cc Índice de compresión

ANEXO 1
Registro de perforaciones

PERFORACIÓN H - 1

PROYECTO: Ampliación hotel Cosmos 100 / *Cosmos Suites*
 ZONA: Tercera Torre
 LOCALIZACIÓN: Esquina - Sur - Occidental
 SUPERVISOR: P. Sánchez

INICIACIÓN: 25 - 08 - 03
 TERMINACIÓN: 28 - 08 - 03
 PROF. TOTAL: 45.3 mts
 TALADRO: TYE

PROFUNDIDAD (mts.)	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USCS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				Nº	TIPO	GOLPES PIE	
0			Asfalto y recebo				Agosto 25
0.5			Capa vegetal	1	SS	4	
1.0			Limo arcilloso carmelito oscuro.	2	SS	7	
1.5			Limo arcilloso habano amarillento, firme.	3	SS	5	
2.0			Arcilla gris clara, vetas amarillas y oxidadas, firme.	4	SS	4	
2.5			▼ Gris habana, vetas oxidadas medio firme a firme.	5	V		Q _{uv} = 1.00 Kg / cm ²
3.0			Arcilla limosa gris, consistencia media.	6	SS	1	
3.5			Limo arcilloso gris algo verdoso, consistencia blanda.		V		Q _{uv} = 0.94 Kg / cm ²
4.0				7	TS		
4.5			▼ Gris habano, consistencia blanda.	8	V		Q _{uv} = 0.92 Kg / cm ²
5.0					SS	1	
6.0							Agosto 26
7.0							
7.5			▼ Carmelito grisáceo, consistencia blanda.	9	SS	1/18"	
8.0			Carmelito grisáceo, consistencia blanda.		V		Q _{uv} = 0.79 Kg / cm ²
8.5							
9.0							
9.5							
10.0				10	SS	1/18"	
10.5					V		Q _{uv} = 0.79 Kg / cm ²
11.0			▼ Gris carmelito habano, consistencia blanda.				

SS - SPLIT SPOON 2"
 TS - TUBO SHELBY
 V - VELETA

B - BOLSA
 PM - PESO MARTELO
 PT - PESO TUBERÍA

TP - TUBO PARTIDO
 PS - PISTON SAMPLER

HOJA 1 DE 4

PROFUNDIDAD AD	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USCS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				Nº	TIPO	GOLPES PIE	
12			Limo arcilloso gris carmelito habano, consistencia blanda.	11	TS		Quv = 0.79 Kg / cm2
					V		
13				12	SS	1/18"	Quv = 0.79 kg / cm2
14				13	SS	1/18"	
					V		
15			▼ Habano, consistencia blanda.				Quv = 0.83 Kg / cm2
16				14	SS	1/18"	
					V		
18	NW		▼ Gris habano, consistencia media a blanda.	15	TS		Quv = 0.87 Kg / cm2
19				16	SS	2	
21				17	SS	2	Quv = 0.92 Kg / cm2
22			▼ Gris habano carmelito, algunas vetas oxidadas, consistencia blanda.		V		
23				18	SS	2	Quv = 0.94 Kg / cm2
24			▼ Carmelito algo oscuro, consistencia media.		V		

PROYECTO: Ampliación Hotel Cosmos 100 Colonel Suárez

PROFUNDIDAD AD	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				Nº	TIPO	GOLPES PIE	
26			Limo arcilloso carmelito algo oscuro, oscuro, consistencia media.	19	SS V	3	Quv = 1.09 Kg / cm ²
27				20	TS V		Quv = 1.05 Kg / cm ²
28				21	SS V	3	
29			▼ Carmelito grisáceo, con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, medio firme.	22	SS V	4	Quv = 1.26 Kg / cm ² Agosto 27
30			▼ Gris habano carmelito, consistencia media a firme.				
31				23	TS V		Quv = 1.40 Kg / cm ²
32	NW			24	SS V	4	
33							
34			▼ Carmelito grisáceo, consistencia media a firme.	25	SS V	3	Quv = 1.42 Kg / cm ²
35							
36							
37			▼ Carmelito, consistencia media media a firme.	26	SS V	5	Quv = 1.53 Kg / cm ²
38							
39			▼ Carmelito algo oscuro.				

Hoja 3 de 4

PROYECTO:

Ampliación Hotel Cosmos 100
Cosmos Suite

PERFORACION

H - 1

PROFUNDIDAD AD	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USCS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones																					
				Nº	TIPO	GOLPES PIE																						
40			Limo arcilloso, carnalito algo oscuro, con vetas delgadas de turba, consistencia media a firme.	27	SS	5	Quv = 1.74 Kg / cm ²																					
				28	TS V																							
41			▼ Gris habano, consistencia firme.	29	SS	6	Agosto 28																					
					V		Quv = 1.85 Kg / cm ²																					
42			▼ Gris habano con vetas gris carnalitas, consistencia firme.	30	SS	5	Quv = 1.85 Kg / cm ²																					
					V																							
44				31	TS		Quv = 1.80 Kg / cm ²																					
					V																							
45				32	SS	5																						
			Fin del sondeo a 45.30 metros.																									
48			<table border="1"> <thead> <tr> <th>NIVEL</th> <th>AGUA</th> <th>PERFORACION</th> </tr> <tr> <th>DIA</th> <th>GAM</th> <th>GPM</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>25</td> <td>-</td> <td>seco</td> </tr> <tr> <td>26</td> <td>seco</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>27</td> <td>0.7</td> <td>8.2</td> </tr> <tr> <td>28</td> <td>5.2</td> <td>7.8</td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>5.5</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	NIVEL	AGUA	PERFORACION	DIA	GAM	GPM	25	-	seco	26	seco	1.1	27	0.7	8.2	28	5.2	7.8	29	5.5					
NIVEL	AGUA	PERFORACION																										
DIA	GAM	GPM																										
25	-	seco																										
26	seco	1.1																										
27	0.7	8.2																										
28	5.2	7.8																										
29	5.5																											
47																												
48																												
49																												
50																												
51																												
52																												
53																												

HOJA 4 de 4

PERFORACION H-2

PROYECTO: Ampliación hotel Casmos 100 / *Casmos Suites*
 ZONA: Tercera Torre
 LOCALIZACIÓN: Esquina - Nor - Occidental
 INICIACIÓN: 26 - 08 - 03
 TERMINACIÓN: 29 - 08 - 03
 PROF. TOTAL: 30.1 mts
 SUPERVISOR: P. Sánchez
 TALADRO: TYE

PROFUNDIDAD DAD m/s.	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				N°	TIPO	GOLPES/PIE	
			Asfalto y recibo				Agosto 28
			Capa vegetal.				
1			Limo arcilloso carmelito oscuro	1	SS	9	
			Limo arcilloso habano amarillento, medio firme.	2	SS	4	
2			Arcilla gris clara, vetas amarillas y oxidadas, firme.	3	TS		
			↓ Gris habano, vetas oxidadas medio firme a firme	4	SS	2	Quv = 1.20 Kg / cm2
3			↓ Arcilla limosa gris, consistencia media.		V		Quv = 1.05 Kg / cm2
4			Limo arcilloso gris algo verdoso, consistencia blanda.	5	TS		
			↓ Gris habano, consistencia blanda.	6	SS	1	Quv = 0.81 Kg / cm2
5							
6							
7	NW			7	SS	1	
			↓ Carmelito grisáceo, consistencia blanda.	8	TS		
8					V		Quv 0.83 Kg / cm2
9				9	SS	1/18"	
			↓ Gris carmelito habano, consistencia blanda.	10	SS	1/18"	Quv = 0.74 Kg / cm2
10							
11							

SS-SPLIT SPOON 2"
 TS-TUBO SHELBY
 V-VELETA

B-BOLSA
 PA-PESO MARTILLO
 PT-PESO TUBERIA

TP-TUBO PARTIDO
 PS-PISTON SAMPLER

HOJA 1 DE 3

PROFUNDIDAD AD	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				N°	TIPO	GOLPES PIE	
12			Limo Arcilloso gris carmelito habano, consistencia blanda.		V		Quv = 0.79 Kg / cm ²
13				11	TS		
14				12	V SS	1/18"	Quv = 0.74 Kg / cm ²
15							Agosto 29
16			▼ Habano, consistencia blanda.				
17				13	SS V	1/18"	Quv = 0.79 Kg / cm ²
18				14	SS V	1/18"	Quv = 0.79 Kg / cm ²
19	NW		▼ Gris habano, consistencia media media a blanda.				
20				15	SS V	1	Quv = 0.87 Kg / cm ²
21			▼ Gris habano carmelito, algunas vetas oxidadas, consistencia media a blanda.				
22				16	TS V		Quv = 0.94 Kg / cm ²
23				17	SS	2	
24							
25			▼ Carmelito algo oscuro, consistencia media.				
				18	SS	3	

PROYECTO:

APERTURA Y REVISIÓN CANTONAL DE
Cadmos Surtel

PROFUNDIDAD AD	REVESTI- MIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones															
				N°	TIPO	GOLPES/ PIE																
26			Limo arcilloso carmelito algo oscuro, consistencia media.		V		Quv = 1.05 Kg / cm ²															
27				19	SS V	3	Quv = 1.05 Kg / cm ²															
29			Carmelito grisáceo, con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, medio firme.	20	TS V		Quv = 1.24 Kg / cm ²															
30				21	SS V	5	Quv = 1.28 Kg / cm ²															
30			Fin del sondeo a 30.1 metros.																			
31			<table border="1"> <thead> <tr> <th>NIVEL</th> <th>AGUA</th> <th>PERFORACION</th> </tr> <tr> <th>DIA</th> <th>5AM</th> <th>6PM</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>28</td> <td>-</td> <td>3.4</td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>1.1</td> <td>8.1</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>1.4</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	NIVEL	AGUA	PERFORACION	DIA	5AM	6PM	28	-	3.4	29	1.1	8.1	30	1.4					
NIVEL	AGUA	PERFORACION																				
DIA	5AM	6PM																				
28	-	3.4																				
29	1.1	8.1																				
30	1.4																					
33			A 1.10 metros se encuentra nivel de agua local																			
34																						
35																						
36																						
37																						
38																						
39																						

Hoja 3 de 3

PERFORACIÓN H-3

PROYECTO:	Ampliación Hotel Cosmos 100 / <i>Cosmos Suites</i>		
ZONA:	Tercera Torre		
LOCALIZACIÓN:	Centro lote	INICIACIÓN:	30-08-03
		TERMINACIÓN:	30-08-03
		PROF. TOTAL:	7.5 mts
SUPERVISOR:	P. Sánchez	TALADRO:	TYE

PROFUNDIDAD DADO mts.	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones											
				Nº	TIPO	COLPES PIE												
1 2 3 4 5 6 7	NW		Asfalto y recibo capa vegetal.	1	SS	8												
			Limo arcilloso carmín oscuro limo arcilloso habano amarillento, firme.	2	SS	6												
			Arcilla gris clara, vetas amarillas y oxidadas, firme.	3	TS													
			Gris habano, vetas oxidadas, medio firme a firme.	4	SS V	2	Q _{uv} = 1.35 Kg / cm ²											
			Arcilla limosa gris, consistencia media	5	SS	2												
			Limo arcilloso gris algo verdoso, consistencia blanda.		V		Q _{uv} = 0.87 Kg / cm ²											
			Gris habano, consistencia blanda.	6	TS V		Q _{uv} = 0.79 Kg / cm ²											
				7	SS	1												
8			Fin del sondeo a 7.50 metros															
9			<table border="1"> <tr> <td>NIVEL</td> <td>AGUA</td> <td>PERFORACION</td> </tr> <tr> <td>DIA</td> <td>SAM</td> <td>SPM</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>-</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>31</td> <td>2.5</td> <td></td> </tr> </table>	NIVEL	AGUA	PERFORACION	DIA	SAM	SPM	30	-	1.5	31	2.5				
NIVEL	AGUA	PERFORACION																
DIA	SAM	SPM																
30	-	1.5																
31	2.5																	
10			A 3.20 metros se encontrará agua local															
11																		

SS - SPLIT SPOON 2"
TS - TUBO SHELBY
V - VELETA

B - BOLSA
PM - PICO MARTILLO
PT - PICO TUBERÍA

TP - TUBO PARTIDO
PS - PISTON SAWFLER

HOJA 1 de 1

PERFORACIÓN H-4

PROYECTO: Ampliación Hotel Cosmos 100 / *Cosmos Suites*
 ZONA: Tercera Torre
 LOCALIZACIÓN: Esquina - Nor - Oriental
 INICIACIÓN: 30-08-03
 TERMINACIÓN: 30-08-03
 PROF. TOTAL: 7.3 mts
 TALLADO: IYE
 SUPERVISOR: P. Sánchez

PROFUNDIDAD DADA	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USCS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones									
				Nº	TIPO	GOLPES/PIE										
0			Asfalto y relleno de relleno													
1			Limo arcilloso habano amarillento, medio firme.	1	SS	4										
2			Arcilla gris clara, vetas amarillas y oxidadas, firme.	2	TS V		Q _{uv} = 1.31 Kg / cm ²									
3			↓ Gris habano, vetas oxidadas, consistencia media a firme.	3	SS V	3	Q _{uv} = 0.96 Kg / cm ²									
4			Arcilla limosa gris, consistencia media.													
5			Limo arcilloso gris algo verdoso, consistencia blanda.	4	SS	1										
6			↓ Gris habano, consistencia blanda.		V		Q _{uv} = 0.83 Kg / cm ²									
7				5	SS	1										
8			Fin del sondeo A 7.30 metros		V		Q _{uv} = 0.81 Kg / cm ²									
9			Nivel Freático (sondeo perforado en seco)													
10			<table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>D₅₀</td> <td>GAM</td> <td>GPM</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>-</td> <td>5.00</td> </tr> <tr> <td>31</td> <td>5.8</td> <td></td> </tr> </table>	D ₅₀	GAM	GPM	30	-	5.00	31	5.8					
D ₅₀	GAM	GPM														
30	-	5.00														
31	5.8															
11																

SS - SPLIT SPOON 2"
 TS - TUBO SHELBY
 V - VELETA

B - BOLSA
 PM - PUNO MARTILLO
 PT - PUNO TUBERIA

TR - TUBO PARTIDO
 TS - TUBO SAMPLER

PERFORACIÓN H - 5

PROYECTO: Ampliación hotel Cosmos 100 / *Cosmos Suites*
 ZONA: Tercera Torre
 LOCALIZACIÓN: Esquina - Sur - Oriental INICIACIÓN: 01 - 09 - 03
 TERMINACIÓN: 02 - 09 - 03
 PROF TOTAL: 35.3 mts
 IALAUHO: 1YE
 SUPERVISOR: P. Sánchez

PROFUNDIDAD C.M.	REVESTIMIENTO	ESTRATOS USCS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				Nº	TIPO	GOLFES/ PIE	
0			Asfalto y recebo.				Septiembre 01
1			Limo arcilloso carmelito oscuro	1	SS	4	
			Limo arcilloso habano amarillento, consistencia firme.				
2			Arcilla gris clara, vetas amarillas y oxidadas, consistencia firme.	2	TS		Quv = 1.37 Kg / cm ²
				3	SS	2	
3			Gris habano, vetas oxidadas, consistencia media a firme.		V		Quv = 0.98 Kg / cm ²
4			Arcilla limosa gris, consistencia media.				
5			Limo arcilloso gris algo verdoso, consistencia blanda.	4	SS	1	Quv = 0.76 Kg / cm ²
					V		
6	NW		Gris habano, consistencia blanda.	5	TS		Quv = 0.72 Kg / cm ²
				6	SS	1	
8			Carmelito habano, consistencia blanda.	7	SS	1/18"	Quv = 0.65 Kg / cm ²
					V		
11			Gris carmelito habano, consistencia blanda.	8	SS	1/18"	

SS - SPUT SPOON
 TS - TUBO SHELBY
 V - VELETA

B - BOLSA
 PM - PESO MARTILLO
 PT - PESO TUBERIA

TP - TUBO PARTIDO
 PS - PISTON SAMPLER

HOJA 1 DE 3

PROYECTO:

Ampliación Hotel Casitas 1000

Casitas Suites

PROFUNDIDAD AD	REVER- TIMIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				N°	TIPO	GOLPES PIE	
			Limo arcilloso gris carmelito habano, consistencia blanda.		V		$Q_{uv} = 0.81 \text{ Kg / cm}^2$
12				9	TS		
13				10	V SS	1/18"	$Q_{uv} = 0.79 \text{ Kg / cm}^2$
14							
15			▼ Habano, consistencia blanda.	11	SS V	1/18"	$Q_{uv} = 0.85 \text{ Kg / cm}^2$
16							
17			▼ Gris habano, consistencia media blanda.	12	SS V	2	$Q_{uv} = 0.92 \text{ Kg / cm}^2$
18							
19	NW			13	SS V	2	$Q_{uv} = 0.94 \text{ Kg / cm}^2$
20							
21			▼ Gris habano carmelito, consistencia media a blanda.	14	TS V		$Q_{uv} = 0.96 \text{ Kg / cm}^2$
22				15	SS	2	
23							Septiembre 02
24			▼ Carmelito algo oscuro, consistencia media.	16	SS V	2	$Q_{uv} = 1.05 \text{ Kg / cm}^2$
25							

Hoja 2 de 3

PROYECTO:

ADIPRACON (PASA) GUAYAMA 1994
Carmel Suiza

PROFUNDIDAD AD	REVESTI- MIENTO	ESTRATOS USOS	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS			Observaciones
				Nº	TIPO	GOLPES/ PE	
26			Limo arcilloso carmelito algo oscuro, consistencia media.				
27			▼ Carmelito grisáceo, con vetas delgadas de turba y vetas de arena fina, consistencia media.	17	SS V	4	Quv = 1.31 Kg / cm ²
28							
29			▼ Gris habano carmelito, consistencia media a firme.	18	TS V		Quv = 1.42 Kg / cm ²
30				19	SS	4	
31				20	Ts V		Quv = 1.40 Kg / cm ²
32				21	SS	4	
33			▼ Carmelito grisáceo, consistencia media a firme.				
34							
35				22	SS V	4	Quv = 1.40 Kg / cm ²
			Fin del sondeo a 35.3 metros				
			NIVEL	AGUA	PERFORACIÓN		
			<u>DIA</u>	<u>SAM</u>	<u>GPM</u>		
			01	-	6.3		
			02	6.0	9.2		
			03	5.5			
36							
37							
38							
39							

ANEXO 2
Cuadros resumen de los
resultados de los ensayos de
laboratorio

SONDEO	MUESTRA		Wn %	LL %	LP %	I.P. %	T.MAX.	GRADACIÓN, % PASA					USCS	qu kg/cm ²	Put t/m ²	Observaciones	
	Nº	TIPO						PROFUND (m)	3/4	Nº 4	Nº 10	Nº 40					Nº 200
	1	SS	0.5-1.0	90	128	95	33						OH				
	2	SS	1.0-1.3	97													
	2A	SS	1.3-1.5	81													
	3	SS	1.5-1.8	83													
	3A	SS	1.8-2.0	56													
	4	SS	2.0-2.5	57	85	34	51						CH	0.49	1.69	PB = 0.70	
	5	TS	2.8-3.1	63									CH	0.36	1.51	PB = 0.50	
	5A	TS	3.1-3.3	99	139	46	93						CH				
	6	SS	3.3-3.7	111	155	54	101						CH				
	6A	SS	3.7-3.8	130									CH-MH	0.21	1.40	PB = 0.30	
	7	TS	4.8-5.3	132	167	59	108										
	8	SS	5.6-6.1	132									MH				
	9	SS	7.5-8.0	165	212	82	130										
	10	SS	9.5-10.0	161													
	11	TS	11.5-12.0	168	190	71	119						MH	0.40	1.29	PB = 0.50	
	12	SS	12.3-12.8	161													
	13	TS	14.0-14.5	151													
	14	SS	16.0-16.5	171	203	75	128						MH				
	15	TS	18.0-18.5	101	151	59	92						MH	0.33	1.43	PB = 0.40	
	16	SS	18.8-19.3	98													
	17	SS	21.0-21.5	105													
	18	TS	23.0-23.5	96	134	47	87						CH				
	19	SS	25.0-25.5	139													
	20	TS	27.0-27.5	147	177	62	115						CH-MH	0.39	1.33	PB = 0.70	
	21	SS	27.8-28.3	129													
	22	SS	28.5-29.0	164	191	80	111						MH				
	22A	SS	28.5-29.0	81	89	39	50					67	MH			Vetas arenosas	

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

AMPLIACION HOTEL COSMOS 100

Cosmos Suites

Carlos A. Arango

FECHA: Sept. de 2003

HOJA 1 de 4

SONDIDO	MUESTRA		Wn %	L.L. %	L.P. %	L.P. %	LP %	T.MAX.	GRADACIÓN, % PASA					USCS	qu kg/cm ²	PUI t/m ³	Observaciones	
	Nº	TIPO							PROFUND (m)	3/4	Nº 4	Nº 10	Nº 40					Nº 200
H-1	23	TS	31.5-32.0	118	140	52	83						CH-MH	0.48	1.42	PG = 0.80		
	24	SS	32.3-32.8	103									CH					
	25	SS	34.5-35.0	108	137	49	88											
	26	SS	36.5-37.0	98														
	27	SS	39.0-39.5	156														
	28	TS	38.5-40.0	150	218	89	129						MH	0.36	1.29	PG = 0.70		
	29	SS	41.0-41.5	92	135	51	84						CH-MH					
	30	SS	42.0-42.5	73	122	42	80						CH					
	31	TS	44.0-44.5	103	138	46	93						CH	0.89	1.44	PG = 1.50		
	32	SS	44.8-45.3	110														
H-2	1	SS	0.6-0.7	94														
	2	SS	0.9-1.1	97														
	3	SS	1.1-1.8	86														
	4	TS	1.7-2.2	66	91	26	56											
	5	SS	2.5-3.0	89	132	47	85						CH	0.94	1.69	PG = 1.40		
	6	TS	4.0-4.5	128	161	58	103											
	7	SS	4.8-5.3	132														
	8	TS	6.5-7.0	135	170	62	106											
	9	SS	8.0-8.5	169	210	76	134											
	10	SS	8.8-9.3	176														
	11	SS	10.5-11.0	151														
	12	TS	13.0-13.5	158	183	68	115											
	13	SS	13.8-14.3	153														
	14	SS	16.0-16.5	179	211	80	131											
	15	SS	17.5-18.0	181														
		SS	19.5-20.0	110	141	52	89											
RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO																		
AMPLIACION HOTEL COSMOS 100												FECHA: Sept. de 2003				HOJA 2 de 4		
<i>Cosmos Suites</i>												Carlos A. Arango						

SONDEO	MUESTRA		Wn %	L.L %	L.P %	I.P %	T.MAX.	GRADACIÓN, % PASA				USCS	qu kg/cm ²	Put t/m ³	Observaciones		
	Nº	TIPO						PROFUND [m]	3/4	Nº 4	Nº 10					Nº 40	Nº 200
H-2	16	TS	21.5-22.0	96	135	50	85										
	17	SS	22.3-22.8	101													
	18	SS	24.5-25.0	145	186	68	120										
	19	SS	26.5-27.0	141													
	20	TS	28.5-29.0	150	183	64	119										
	21	SS	29.3-29.8	157	201	76	125										
21A	SS	29.3-29.8	82								58						
H-3	1	SS	0.5-1.0	91													
	2	SS	1.0-1.12	84													
	2A	SS	1.2-1.6	86	123	53	70										
	3	TS	1.5-1.8	76	114	59	55										
	3A	TS	1.9-2.0	57	89	33	58										
	4	SS	2.3-2.5	58													
	4A	SS	2.5-2.8	67													
	5	SS	3.5-4.0	103	143	49	94										
6	TS	5.0-5.5	125	158	58	100											
7	SS	5.8-6.3	135														
8	SS	7.0-7.5	138	169	60	108											
H-4	1	SS	1.3-1.8	88	141	69	72										
	2	TS	1.8-1.9	84													
	2A	TS	1.9-2.3	52	86	31	55										
	3	SS	2.5-3.1	68	102	35	55										
	4	SS	4.5-5.0	128													
5	SS	6.5-7.0	136	165	64	101											

AMPLIACION HOTEL COSMOS 100
COSMOS SUITES

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Carlos A. Arango FECHA: Sept. de 2003 HOJA 3 de 4

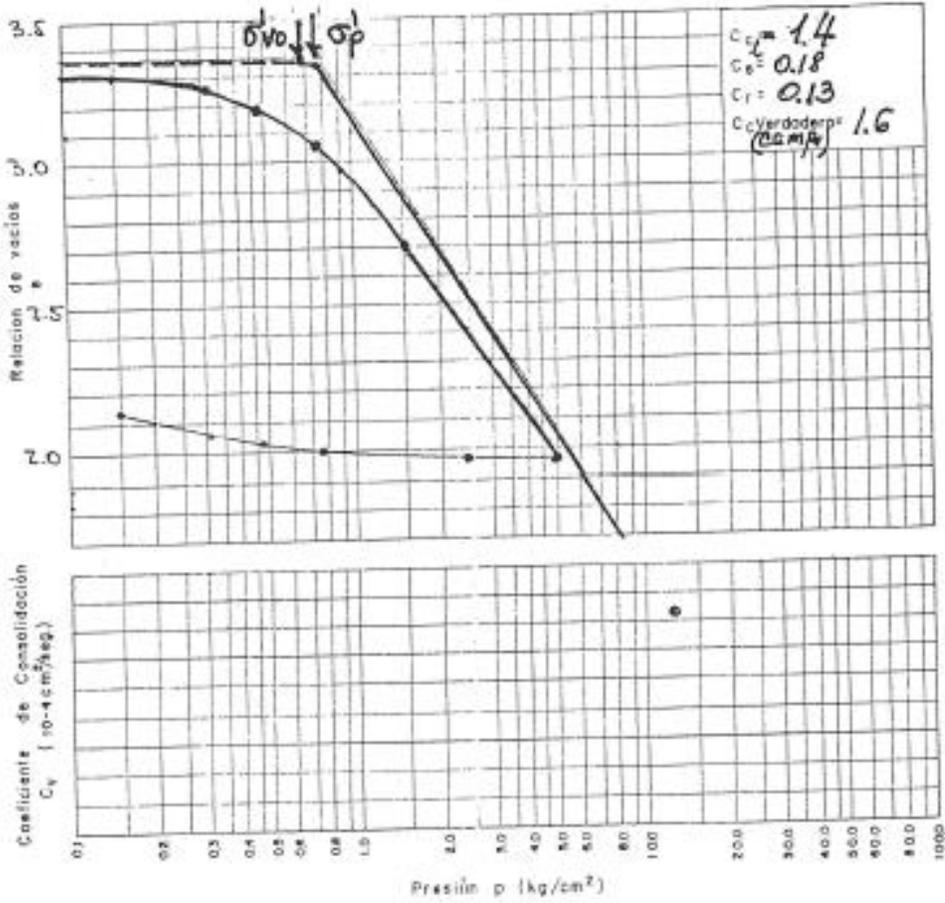
SONDEO	MUESTRA		Wn %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	T.MAX.	GRADACIÓN, % PASA				USCS	qu kg/cm ²	Put t/m ²	Observaciones	
	Nº	TIPO						PROFUND (m)	3/4	Nº 4	Nº 10					Nº 40
H-5	1	SS	0.5-0.8	66												
	1A	SS	0.8-1.0	95												
	2	TS	1.5-1.8	74	118	53	65								PuB = 1.00 Kg / cm ²	
	2A	TS	1.8-2.0	55	81	33	58								PB = 1.20 Kg / cm ²	
	3	SS	2.3-2.6	64												
	3A	SS	2.8-2.8	69	105	39	66									
	4	SS	4.0-4.5	110												
	5	TS	5.5-6.0	131	159	60	99									
	6	SS	6.3-6.8	141												
	7	SS	6.2-8.7	178	205	78	127									
	8	SS	10.5-11.0	148												
	9	TS	12.5-13.0	159	186	66	120									
	10	SS	13.3-13.8	151												
	11	SS	15.0-15.5	166	189	73	126									
	12	SS	17.0-17.5	104												
	13	SS	19.0-19.5	99	129	49	80									
	14	TS	21.0-21.5	94	126	45	81									
	15	SS	21.8-22.3	98												
	16	SS	24.0-24.5	135	171	65	106									
	17	SS	26.0-26.5	162	208	91	117									
	17A	SS	26.0-26.5	78												
	18	TS	28.5-29.0	112	138	48	90									
	19	SS	29.3-29.8	107												
	20	TS	31.0-31.5	101	138	51	88									
	21	SS	31.8-32.3	105												
	22	SS	34.5-35.0	96	125	48	77									
RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO																
AMPLIACION HOTEL COSMOS 100																
COSMOS SUITES																
Carlos A. Arango												FECHA: Septiembre de 2003			HOJA 4 de 4	

ANEXO 3
Graficas de los ensayos de consolidación

SUELOS Y FUNDACIONES LTDA.

ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE Inversiones Libra S.A. SONDEO H-1
 OBRA Hotel COSMOS 100 / Cosmos Suite MUESTRA NR. 7-T5
 PROFUNDIDAD 4.80 - 5.30M DESCRIPCION limo arcilloso
ERIS, CONSISTENCIA BLANDA (CH-4H)

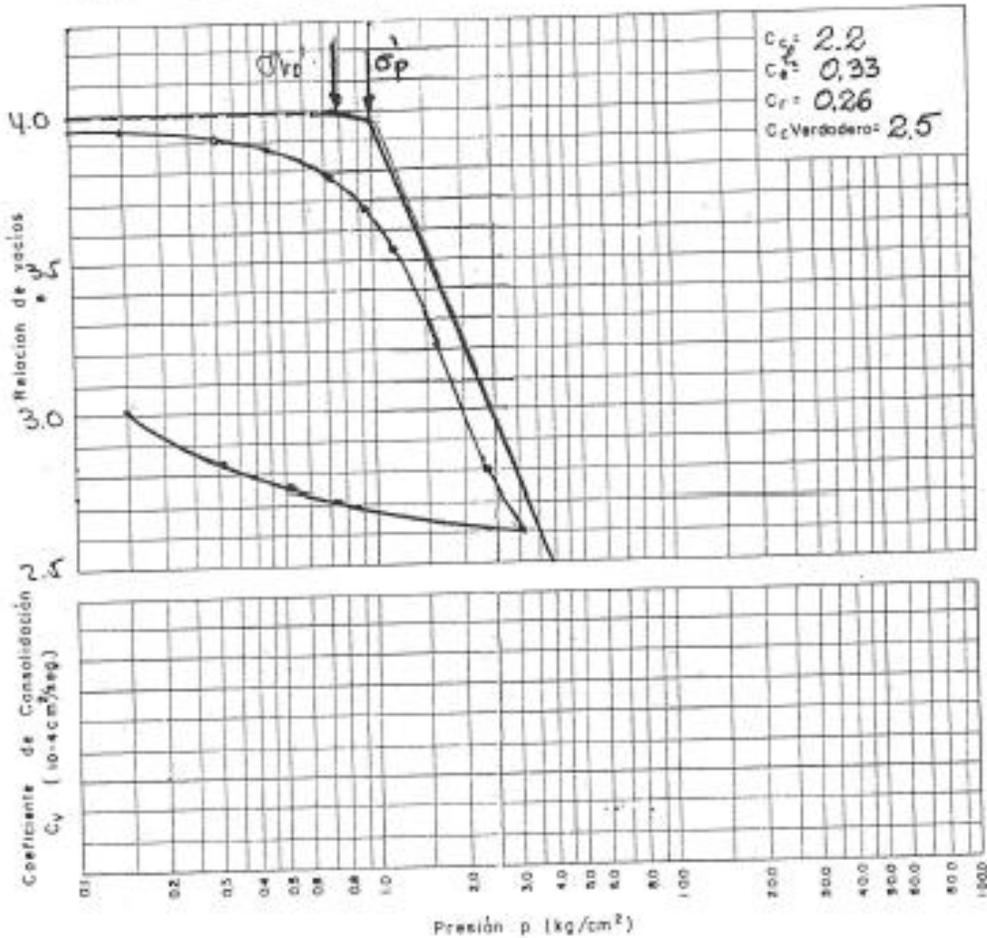


Peso específico, $G_s = 2.66$	Límite líquido, LL = 167	Rel. de vacíos inicial, $e_0 = 3.353$
Contenido humedad nat., $w_p = 132$	Límite plástico, LP = 59	Rel. de vacíos final, $e_f = 2.141$
Contenido humedad final, $w_f = 84$	Grado saturación inicial, $S_w = 100\%$	Presión de preconsolidación = 0.77 kg/cm^2 σ'_{p0}
Precio unitario total inicial, $\gamma_t = 1.327 \text{ t/m}^3$	Grado saturación final, $S_w = 100\%$	Presión intergranular actual, $P_0 = 0.69 \text{ t/m}^2$ σ'_{vo}

SUELOS Y FUNDACIONES LTDA.

ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE Inversiones Libra S.A. SONDEO H-2
 OBRA AMPLIACION HOTEL OSNOS 107 / Caracol Surfer MUESTRA NO. 8-TS
 PROFUNDIDAD 8.0-8.5M DESCRIPCION LIMO ARCILLOSO
CAOLINITO GRISACAO, CONSISTENCIA BLANDA (HH)

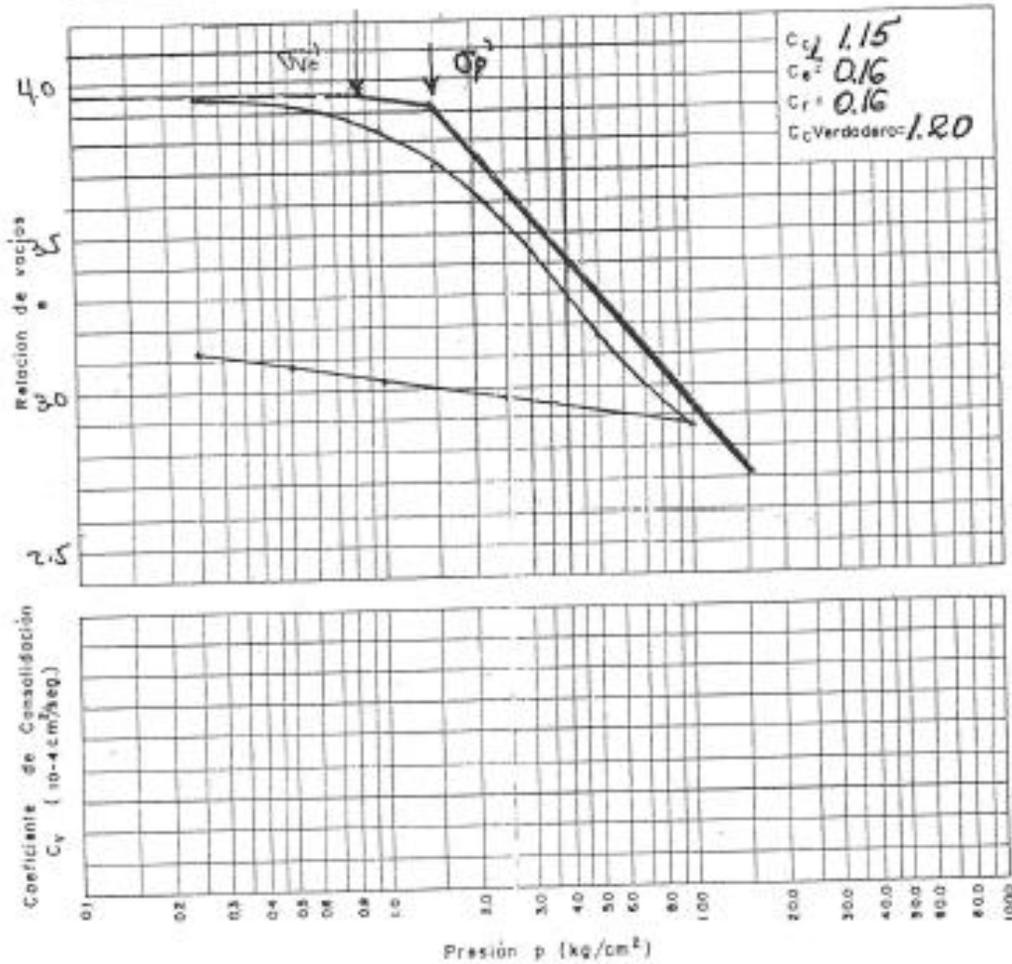


Peso específico, $S_r = 2.36$	Límite líquido, LL = 210 %	Rel. de vacíos inicial, $e_0 = 3.988$
Contenido humedad nat, $w_0 = 169$	Límite plástico, LP = 76 %	Rel. de vacíos final, $e_f = 3.008$
Contenido humedad final, $w_f = 126$	Grado saturación inicial, $S_0 = 100$ %	Presión de preconsolidación = 1.00 kg/cm
Presión unitaria total inicial, $\gamma_1 = 1.305$ kg/cm	Grado saturación final, $S_f = 100$ %	Presión intergranular actual, $P_0 = 0.76$ kg/cm

SUELOS Y FUNDACIONES LTDA.

ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE Inversiones Libra S.A. SONDEO H-1
 OBRA AMPLIACION HOTEL CASINOS 100, Casimiro Sutil MUESTRA Nº 11-TS
 PROFUNDIDAD 11.5-12.0 M DESCRIPCION limo arcilloso
5R15 CASINOS 100 HABANO, CONSISTENCIA BLANDA (MH)

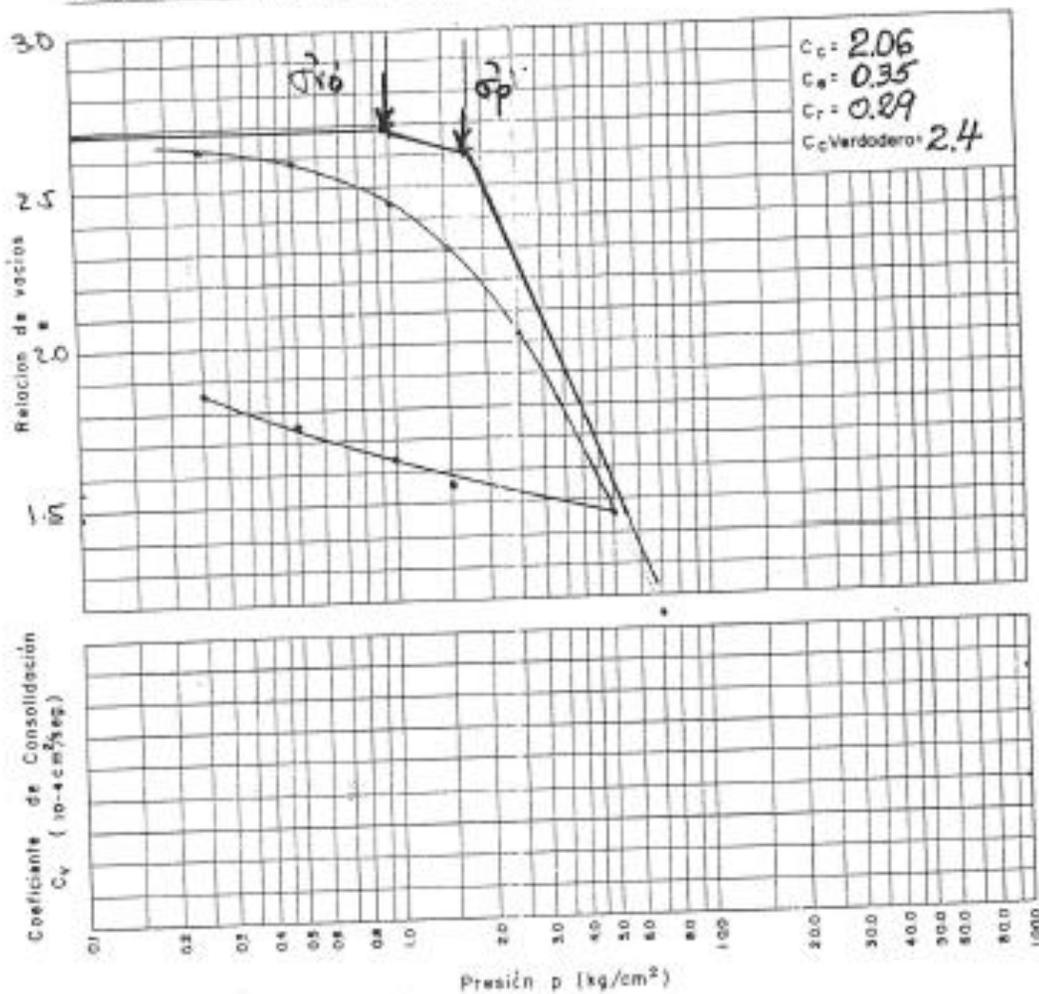


Peso específico, $G_s = 2.38$	Límite líquido, LL = 190 %	Rel. de vacios inicial, $e_0 = 3.963$
Contenido humedad nat, $w_0 = 168\%$	Límite plástico, LP = 71 %	Rel. de vacios final, $e_1 = 3.122$
Contenido humedad final, $w_f = 130\%$	Grado saturación inicial, $S_0 = 100\%$	Presión de preconsolidación $= 1.5 \text{ kg/cm}^2$ O_p
Precio unitario total inicial, $\gamma_1 = 1.29 \text{ T/m}^3$	Grado saturación final, $S_f = 100\%$	Presión intergranular actual, $P_0 = 0.84 \text{ kg/cm}^2$ O_{vc}

SUELOS Y FUNDACIONES LTDA.

ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE Invertrax Libra SA SONDEO H-1
 OBRA AMPLIACION HOTEL COSMOS 100 MUESTRA NO. 1E-TS
 PROFUNDIDAD 18.0-18.5 M DESCRIPCION 1HO Arcilloso
ORIS HABANO, CONSISTENCIA MODIA A BLANDA (MH).

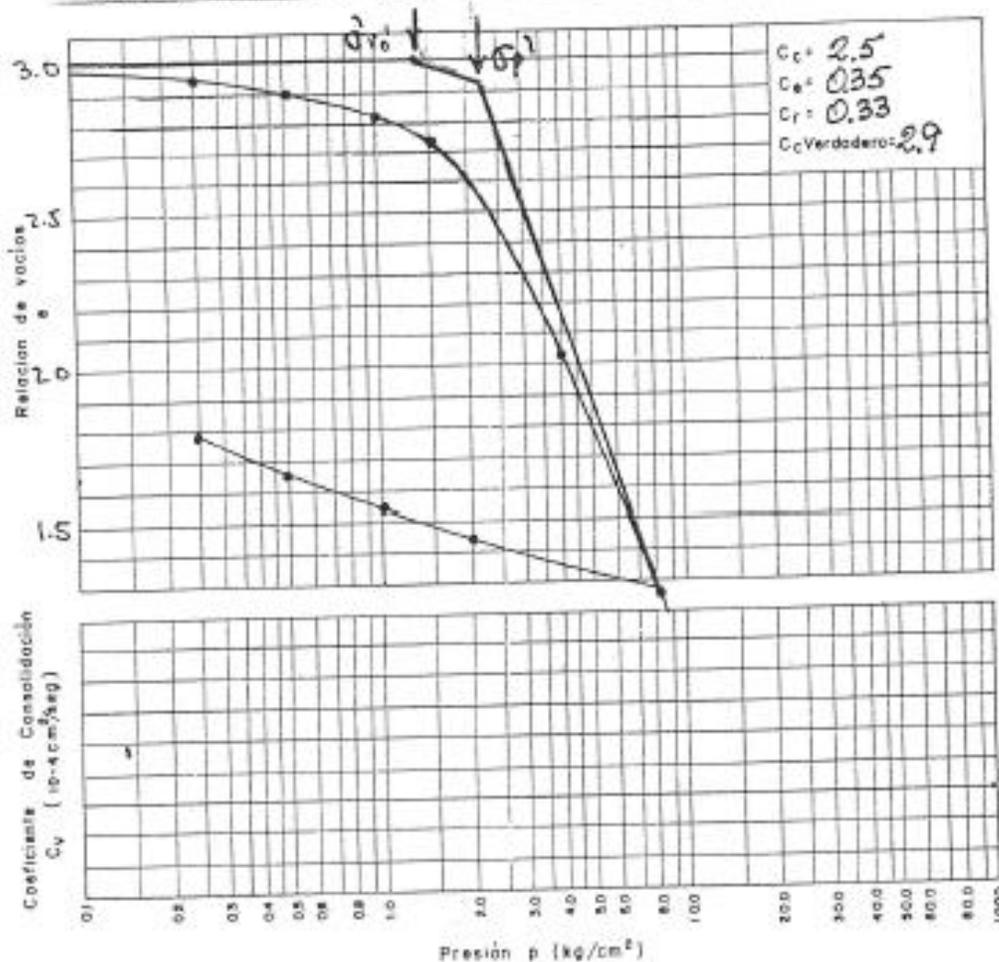


Peso específico, $G_s = 2.52$	Límite líquido, LL = 151 %	Rel. de vacios inicial, $e_0 = 2.691$
Contenido humedad nat, $w_0 = 105\%$	Límite plástico, LP = 59 %	Rel. de vacios final, $e_1 = 1.850$
Contenido humedad final, $w_1 =$	Grado saturación inicial, $S_0 = 100\%$	Presión de preconsolidación $\sigma'_p = 1.7 \text{ kg/cm}^2$
Presión unitaria total inicial, $\gamma_1 = 1.45 \text{ t/m}^2$	Grado saturación final, $S_1 = 100\%$	Presión intergranular actual, $P_0 = 0.98 \text{ kg/cm}^2$

SUELOS Y FUNDACIONES LTDA.

ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE Inversiones Libra S.A. SONDEO H-1
 OBRA AMPLIACION HOTEL COSMES 107 MUESTRA NR. 23-TS
 PROFUNDIDAD 31.5 - 32.0 M DESCRIPCION LILO ARCILLOSO O ARECHA LIMOSA
HABANO CAROLITO, CONSISTENCIA MEDIA (CH-MH)



Peso específico, $G_s = 2.50$	Límite líquido, $LL = 140 \%$	Rel. de vacíos inicial, $e_0 = 3.013$
Contenido humedad nat., $w_0 = 122$	Límite plástico, $LP = 52 \%$	Rel. de vacíos final, $e_f = 1.791$
Contenido humedad final, $w_f = 73$	Grado saturación inicial, $S_0 = 100 \%$	Presión de preconsolidación: 2.2 kg/cm^2
Presión unitaria total inicial, $\gamma_f = 1.385$	Grado saturación final, $S_f = 100 \%$	Presión intergranular actual, $P_{\sigma} = 1.39 \text{ kg/cm}^2$

6.2 MODELOS

6.2.1 MODELO 1 EMPOTRADO EN LA BASE



modelo empotrado sismo.EDB



modelo empotrado sismo diseño.EDB

6.2.2 MODELO 2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA CORTO PLAZO



modelo interaccion cp sismo.EDB



modelo interaccion cp sismo diseño.EI

6.2.3 MODELO 3 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA LARGO PLAZO



modelo interaccion LP sismo.EDB



modelo interaccion LP sismo diseño.\$ET