

Maestría en Ingeniería Civil

**INTERACCIÓN ELÁSTICA E INELÁSTICA SUELO-
ESTRUCTURA BAJO UNA FUNDACIÓN SUPERFICIAL
AISLADA**

Presentado por: **Mauricio Alejandro Moreno Herran**

Bogotá, D.C., 03 de Mayo de 2016



INTERACCIÓN ELÁSTICA E INELÁSTICA SUELO- ESTRUCTURA BAJO UNA FUNDACIÓN SUPERFICIAL AISLADA

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Estructuras

Presentado por: **Mauricio Alejandro Moreno Herran**

Director: Ing. Pedro Nel Quiroga Saavedra
Codirector: Ing. Jaime Erasmo Garzón Moreno

Bogotá D.C., 03 de Mayo de 2016



La tesis de maestría titulada “Interacción elástica e inelástica suelo – estructura bajo una fundación superficial aislada” presentada por Mauricio Alejandro Moreno Herrán, cumple con los requisitos establecidos para optar el título de Magíster en Ingeniería civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Ing. Pedro Nel Quiroga Saavedra

Director del trabajo de grado

Ing. Jaime Erasmo Garzón Moreno

Co-director del trabajo de grado

Ing. Sandra Rocio Jerez Barbosa

Jurado

Bogotá D.C., 02 de Marzo de 2016

Dedicado a:

Mi esposa e hijos, a quienes deseo mostrarles que los sueños se cumplen, más temprano que tarde y por las horas que no les pude dedicar por esta noble causa.

A mi familia, que siempre me ha acompañado y apoyado.

A mi Padre, Madre y Hermanos (qepd) que se me adelantaron al encuentro con Jesus.

A mis amigos y compañeros, quienes de una forma u otra me animaron y me han tenido una gratitud infinita.

Los obstáculos no pueden aplastarme: cada obstáculo proporciona una resolución firme.

Leonardo da Vinci

Agradecimientos a:

A Dios por reconocer que él me ha dado la oportunidad de crecer mi conocimiento.

A los ingenieros Pedro Nel Quiroga, Jaime Garzón y Nancy Torres, por su noble dedicación a la enseñanza, por su apoyo incondicional y decidido para salir adelante con el proyecto.

A la ingeniera Mary González, por su entusiasmo, positivismo y empuje, en esta investigación.

A Fredy Niño por tenerme en cuenta en los planes de desarrollo de la mejor empresa del país.

A Ramón Torres por su inmenso apoyo en las pruebas de campo.

A Diego Sequera por su paciencia y asesoría en los modelamientos en el software ANSYS.

ÍNDICE GENERAL

pág.

ÍNDICE GENERAL	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1 OBJETIVO GENERAL	2
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
3. MARCO TEÓRICO	3
3.1 TIPOS DE FUNDACIONES.....	3
3.2 TIPO DE SUELO.....	4
3.3 RIGIDEZ RELATIVA SUELO-CIMIENTO	5
3.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	6
4. METODOLOGÍA	12
5. ANÁLISIS EXPERIMENTAL.....	17
5.1 PREDISEÑO DEL MONTAJE PARA LAS PRUEBAS	17
5.2 CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS.....	17
5.3 PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	17
5.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS	19
6. ANÁLISIS MATEMÁTICO	31
6.1 MODELAMIENTO EN ANSYS WORKBENCH.....	31
6.2 ZAPATA 1 – 630mm x 630mm x 150mm	41
6.3 ZAPATA 2 - 630mm x 630mm x 120mm	45
6.4 ZAPATA 3 - 630mm x 630mm x 140mm	49

7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	54
7.1	CONCLUSIONES	54
7.2	RECOMENDACIONES	55
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	57
9.	ANEXOS.....	59
	ANEXO A. DISEÑO MEZCLAS DE CONCRETO	
	ANEXO B. PREDIMENSIONAMIENTO MACIZOS PARA BANCOS DE PRUEBAS	
	ANEXO C. PLANOS DE DISEÑO DE BANCOS DE PRUEBAS	
	ANEXO D. DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS EXPERIMENTALES	
	ANEXO E. CÁLCULO MOMENTOS DE FISURACIÓN Y MOMENTOS ULTIMOS	
	ANEXO F. CÁLCULO RIGIDECES RELATIVAS DE LAS ZAPATAS	
	ANEXO G. CÁLCULO CURVAS M- ϕ	
	ANEXO H. ENSAYOS MATERIALES DE SUELOS	
	ANEXO I. ENSAYOS GEOTÉCNICOS	
	ANEXO J. REGISTRO FOTOGRÁFICO	

ÍNDICE DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Enumeración de zapatas	12
Tabla 2. Lectura deformímetros zapata 1	18
Tabla 3. Lectura deformímetros zapata 2	19
Tabla 4. Lectura deformímetros zapata 3	19
Tabla 5. Deformaciones zapata 1	20
Tabla 6. Deformaciones zapata 2	22
Tabla 7. Deformaciones zapata 3	24
Tabla 8. Resumen asentamientos máximos registrados en las esquinas de las zapatas.....	26
Tabla 9. Resumen datos experimentales zapatas.....	27
Tabla 10. Resumen de momentos estimados en las zapatas	28
Tabla 11. Resumen de cargas en las zapatas	28
Tabla 12. Resumen de presiones en el suelo	28
Tabla 13. Tiempos y cargas analizadas zapata 1	42
Tabla 14. Tiempos y cargas analizadas zapata 2	46
Tabla 15. Tiempos y cargas analizadas zapata 3	50
Tabla 16. Cálculo M_{cr}	75
Tabla 17. Cálculo rigideces relativas de las zapatas.....	82

ÍNDICE DE FIGURAS

	pág.
Figura 3.1. Tipos de cimentación superficial	3
Figura 3.2. Tipo de cimentación profunda (pilotes)	3
Figura 3.3. Tipo de cimentación profunda (pilas y cajones)	4
Figura 3.4. Reacciones bajo cimientos rígidos. a) suelos cohesivos b) suelos granulares.....	4
Figura 3.5. Cimiento flexible	5
Figura 3.6. Cimiento rígido.....	5
Figura 3.7. Curva típica esfuerzo-deformación en un ensayo de compresión simple	7
Figura 3.8. Curva típica estándar de esfuerzo-deformación con descarga y recarga	8
Figura 3.9. Modelo experimental y analítico tesis Viasús y Lopez. 2009.....	9
Figura 3.10. Modelo experimental tesis Rafael Fernández y Carlos Torres. 2009...	10
Figura 3.11. Modelo experimental tesis Gustavo Lopez. 2012.....	10
Figura 3.12. Modelo experimental sobre recebo y modelo analítico sobre resortes tesis Mary González. 2015	11
Figura 4.1. Zapata 1 recién fundida	13
Figura 4.2. Zapata 1 durante la prueba de carga	13
Figura 4.3. Refuerzo instalado en zapatas 2, y 3	14
Figura 4.4. Zapatas 2 y 3 fundidas.....	14
Figura 4.5. Preparación del suelo para las pruebas.	15
Figura 4.6. Esquema montaje para ejecución de las pruebas (ver anexo B).....	16
Figura 5.1. Esquema localización de deformímetros.....	18
Figura 5.2. Curva carga versus deformación zapata 1	20
Figura 5.3. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 1 (no incluye el registro después de la descarga).....	21
Figura 5.4. Curva carga versus deformación zapata 2 (con carga y con descarga)	22
Figura 5.5. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 2 (no incluye el registro después de la descarga).....	23
Figura 5.6. Curva carga versus deformación zapata 3 (con carga y con descarga)	24

Figura 5.7. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 3 (no incluye el registro después de la descarga).....	25
Figura 5.8. Curva esfuerzo-deformación de las tres zapatas	26
Figura 5.9. Fisuras en la zapata 1	29
Figura 5.10. Fisuras en la zapata 2.....	29
Figura 5.11. Fisuras en la zapata 3.....	30
Figura 6.1. Propiedades del concreto	32
Figura 6.2. Propiedades del suelo	32
Figura 6.3. Modelos para simular la no-linealidad del suelo.....	33
Figura 6.4. Curva esfuerzo-deformación del recebo en el rango plástico.....	33
Figura 6.5. Geometría general del modelo empleado.	34
Figura 6.6. Sistema de poyo que simula el empotramiento del cubo de recebo en el terreno natural	34
Figura 6.7. Superficie de contacto entre el pistón y la zapata.	36
Figura 6.8. Superficie de contacto entre la zapata y el recebo.....	36
Figura 6.9. Herramienta que contiene los controles Mallado empleados en el análisis.	37
Figura 6.10. Detalles de la herramienta “Refinement”.....	37
Figura 6.11. Herramienta “Refinement” aplicada en la cara superior del recebo.....	37
Figura 6.12. Detalles de las herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.	38
Figura 6.13. Herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.	38
Figura 6.14. Detalles de las herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en las caras laterales de la zapata.....	38
Figura 6.15. Herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.	39
Figura 6.16. Discretización general del modelo de análisis.....	39
Figura 6.17. Discretización del elemento correspondiente a la zapata.....	40
Figura 6.18. Refinado en la cara superior del recebo.....	41
Figura 6.19. Numero de nodos y elementos creados a partir de los criterios de mallado.....	41
Figura 6.20. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 2s.....	42
Figura 6.21. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 3s.....	43
Figura 6.22. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 4s.....	43
Figura 6.23. Tiempos y cargas analizados en el modelo de la zapata 1	43

Figura 6.24. Resultados a obtener con ANSYS	44
Figura 6.25. Esfuerzos en la zapata 1 en la fluencia.....	44
Figura 6.26. Presiones en el recebo	45
Figura 6.27. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 2s.....	46
Figura 6.28. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 3s.....	47
Figura 6.29. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 4s.....	47
Figura 6.30. Tiempos y cargas analizados en modelo zapata 2.....	47
Figura 6.31. Resultados a obtener con ANSYS	48
Figura 6.32. Esfuerzos en la zapata 2 en la fluencia.....	48
Figura 6.33. Presiones en el recebo	49
Figura 6.34. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 2s.....	50
Figura 6.35. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 3s.....	51
Figura 6.36. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 4s.....	51
Figura 6.37. Tiempos y cargas analizados en modelo zapata 3.....	51
Figura 6.38. Resultados a obtener con ANSYS	52
Figura 6.39. Esfuerzos en la zapata 3 en la fluencia.....	52
Figura 6.40. Presiones en el recebo	53
Figura 9.1. Cilindros de prueba mezcla uno.....	68
Figura 9.2. Falla de un cilindro del primer diseño de mezcla.....	68

1. INTRODUCCIÓN

La presencia de una estructura modifica el comportamiento del suelo natural, lo que es conocido como interacción suelo-estructura. Las filosofías de diseño estructural tradicionales se centran en diseñar el elemento de fundación sin considerar la interacción suelo-estructura¹ o considerándola en el rango elástico, cuando el verdadero comportamiento del suelo, dada su naturaleza, indica que no es elástico. Las características de la estructura, de la fundación y del suelo afectan directamente la interacción suelo-estructura. Omitir dicha interacción se traduce en un error puesto que el suelo no es infinitamente rígido ni presenta comportamientos netamente elásticos.

Aumentando el esfuerzo se llegará al punto de la falla, el cual es difícil de determinar y depende de las tres fases que conforman el suelo. Además las deformaciones bajo los cimientos por lo general no son proporcionales a los esfuerzos y cambian con el tiempo (comportamiento viscoso). Por este motivo es importante definir la rigidez finita del suelo, a partir de las propiedades mecánicas básicas del mismo (módulo de deformación axial, E , y módulo de Poisson, μ), así como el comportamiento particular del cimiento (rígido o flexible) y el desempeño del conjunto ante las solicitaciones de trabajo en el periodo de servicio.

En el análisis de la superestructura (edificios bajos) comúnmente se considera que los apoyos están empotrados, asumiendo que no hay deformaciones (asentamientos) ni giros. Bajo estos supuestos se determinan las cargas que bajan a la cimentación y se transmiten al suelo. La realidad es otra debido a que el suelo siempre se va a deformar causando que el o los apoyos empotrados se comporten más como una articulación. Esto genera un efecto en la distribución de esfuerzos estimada en toda la estructura que debe revisarse cuidadosamente, al igual que las cargas transmitidas al suelo de fundación. En edificios altos sí es necesario considerar la interacción suelo-estructura desde un comienzo en los análisis.

Al definir de una manera más real la reacción del suelo bajo el cimiento por su comportamiento elástico (realmente muy corto) al principio y luego inelástico, se puede modelar un comportamiento más adecuado de la estructura y obtener diagramas de esfuerzos de los elementos de la fundación (momentos y de cortantes), a corto y largo plazo, ajustados al comportamiento real del elemento estructural.

El presente estudio realiza un análisis experimental y analítico, mediante modelos a escala y de elementos finitos con el programa ANSYS, la interacción suelo-estructura en unas zapatas de concreto aisladas bajo una carga axial estática que se incrementa gradualmente.

¹ PECK, HANSON AND THORNBURN. 2009.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento de una zapata aislada de concreto considerando interacción no lineal suelo-estructura mediante modelos físicos a escala y por elementos finitos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Estudiar el comportamiento de tres (3) modelos físicos experimentales a escala de un cimiento superficial (zapata aislada), manteniendo el elemento estructural en el rango elástico y llevando el suelo al rango inelástico.
- b. Desarrollar modelos matemáticos con el programa ANSYS, considerando la interacción suelo-estructura para simular el comportamiento de los modelos físicos experimentales y comparar las deformaciones teóricas con las obtenidas en los modelos experimentales.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 TIPOS DE FUNDACIONES

El tipo de fundación a definirse para cada estructura, debe estudiarse meticulosamente con base en el tipo de carga que baja y las características del suelo de fundación (presión de contacto admisible y asentamientos permisibles).

Si el suelo de contacto superficial (profundidad máxima $1.5B$, siendo B la dimensión de la zapata) presenta condiciones técnicas óptimas para desplantar, la cimentación se considera superficial. Las cimentaciones superficiales las constituyen las zapatas (aisladas, combinadas, corridas), vigas de cimentación, emparrillados y placas flotantes. En contraste, si el suelo portante está muy profundo, se utilizan otros mecanismos como pilotes (pre-excavados, hincados, en concreto o metálicos), pilas (caissons) y cajas, para llegar al estrato adecuado. Este último tipo de fundaciones se les denomina cimentaciones profundas.²

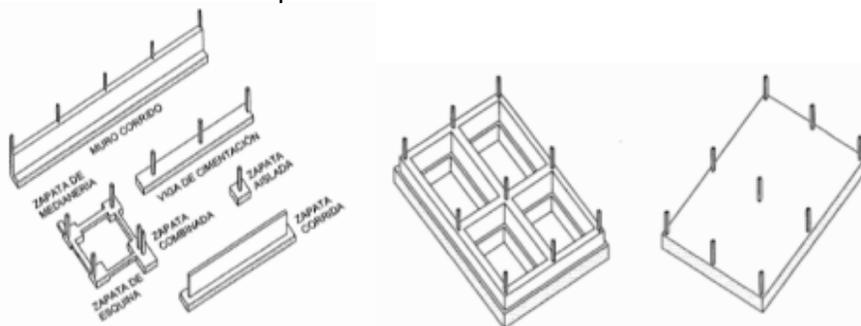


Figura 3.1. Tipos de cimentación superficial

Fuente: CALAVERA RUIZ, José. Cálculo de estructuras de cimentación.

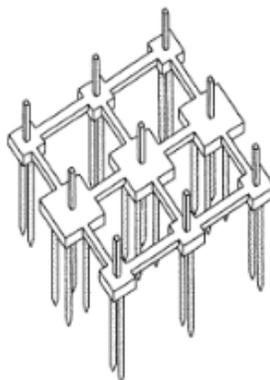


Figura 3.2. Tipo de cimentación profunda (pilotes)

Fuente: CALAVERA RUIZ, José. Cálculo de estructuras de cimentación.

² CALAVERA RUIZ, José. 2000.

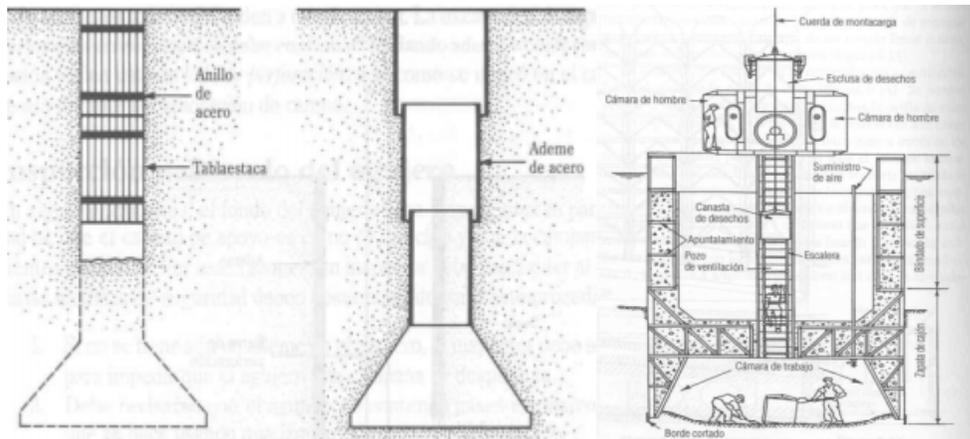


Figura 3.3. Tipo de cimentación profunda (pilas y cajones)

Fuente: Apuntes de Cimentación 1 ECI.

3.2 TIPO DE SUELO

En concordancia con lo expuesto por Pulido y Soacha (2007), en su tesis sobre “Comportamiento de la superestructura considerando los efectos de interacción suelo – estructura”, “los suelos cohesivos como lo son los limos y arcillas, pueden llegar a modelarse como materiales elásticos, siempre y cuando se desprecien problemas de consolidación y deformaciones secundarias que pueden llegar a tener a largo tiempo por cambios de humedad, mientras que los suelos no cohesivos como lo son las arenas y gravas son materiales cuyos esfuerzos internos pueden llegar a afectar su módulo de elasticidad, por esta razón no es posible modelarlo como un material que pueda ser regido por la teoría elástica”. En el presente estudio, el programa ANSYS permite incluir la curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo de placa realizado, teniéndose en cuenta el comportamiento no lineal del suelo sobre el que se realizaron los ensayos experimentales.

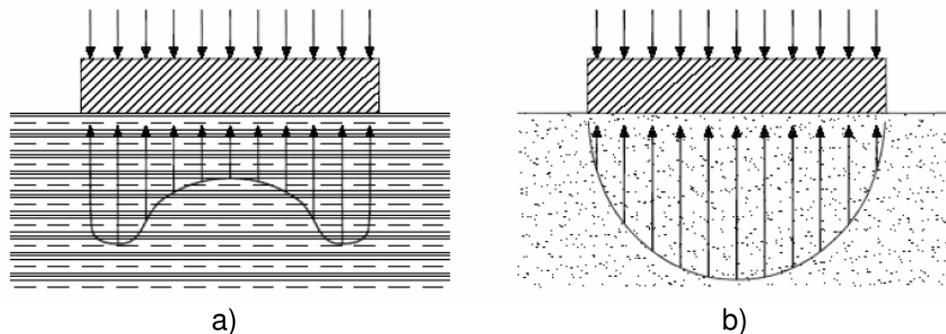


Figura 3.4. Reacciones bajo cimientos rígidos. a) suelos cohesivos b) suelos granulares

Fuente: MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones

3.3 RIGIDEZ RELATIVA SUELO-CIMIENTO

Bien importante es conocer y determinar esta relación, puesto que ella determina la reacción y deformaciones en el cimiento. Con un cimiento muy flexible, sobre el cual se aplica una carga uniforme o puntual, se producirá un asentamiento en el suelo y una deformación en el cimiento iguales, y la reacción bajo el mismo será de la misma magnitud de las cargas pero en sentido contrario.

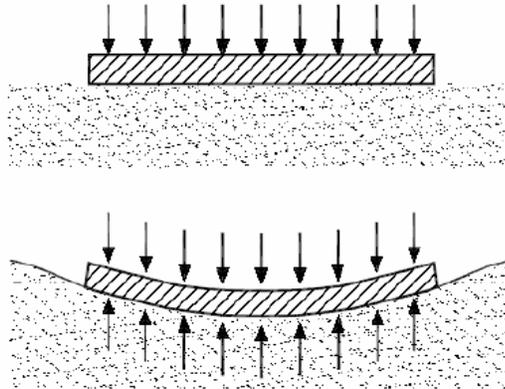


Figura 3.5. Cimiento flexible

Fuente: MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones

Por otro lado, un cimiento rígido con la misma configuración de cargas al del cimiento flexible explicado, presentará en los extremos una reacción superior a la del cimiento flexible y en el centro la reacción será de menor proporción.

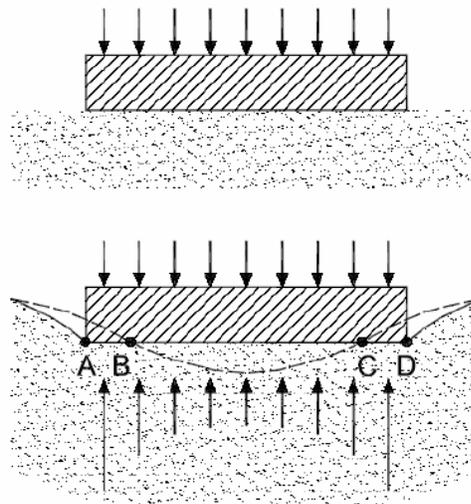


Figura 3.6. Cimiento rígido

Fuente: MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones

Con base en lo expuesto por Ángel Muelas Rodríguez en el Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, para zapatas aisladas y para este estudio podemos considerar que existe una rigidez relativa del cimiento si:

$$V \leq \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{4 E_c I_c}{B K_s}}$$

Donde,

- V: Distancia desde la columna al borde de la zapata
- Ec: Módulo de elasticidad del concreto
- Ic: Momento de inercia de la zapata en dirección perpendicular al voladizo
- B: Ancho de la zapata en dirección perpendicular al voladizo
- Ks: Módulo de balasto del suelo

3.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El comportamiento de la interface entre el suelo de fundación y la estructura de cimentación se conoce como interacción suelo-estructura. La clave principal es determinar el comportamiento de la masa de suelo y el comportamiento de la estructura de fundación, de tal manera que se puedan estimar asentamientos diferenciales compatibles entre los dos elementos mencionados.

A nivel mundial se ha estudiado el enfoque dinámico y estático en la interacción suelo-estructura, sin embargo la presente investigación se limita al enfoque estático.

Debido a que el comportamiento del suelo no es elástico sino más bien elástico-plástico y viscoso, por sus características heterogéneas, anisotrópicas y a la discontinuidad estratigráfica, entre otros, en los análisis y estudios de interacción suelo-estructura se realizan simplificaciones de ciertos parámetros, como considerar que el suelo es elástico y semi-infinito, lo que permite generar modelos de análisis más sencillos. **Los principales parámetros mecánicos del suelo sensibles para estas simplificaciones son el módulo de elasticidad axial, E, y la relación de Poisson, μ .**

El estudio de interacción-suelo estructura se ha analizado a nivel macroscópico y microscópico. En los análisis macroscópicos se han formulado varias metodologías a saber:

Modelo de Winkler o del Coeficiente de Balasto,

Considera una relación lineal entre el asentamiento en un punto y la presión del suelo en el mismo sitio³, con la siguiente fórmula $P = k_s * y$, siendo P la presión transmitida al suelo, y el asentamiento registrado y k_s es el denominado módulo de balasto o módulo de reacción del suelo. Esta teoría considera que el cimiento está soportado por un número infinito de resortes elásticos. El problema de este modelo es que considera que cada resorte actúa independiente de los otros cuando es bien

³ DELGADO VARGAS, Manuel. 2002

conocido hoy día que las cargas ocasionan efectos debajo del punto de aplicación y en los suelos circundantes, además debe tenerse especial cuidado en la selección del módulo de balasto según el tipo de cimentación, cargas y suelo.

El módulo de balasto se puede obtener a partir de la prueba de placa, la cual permite determinar las características resistencia-deformación de un suelo. La prueba consiste en colocar una placa rígida sobre el suelo natural, aplicar una serie de cargas y medir las deformaciones. El resultado del ensayo se representa en una curva esfuerzo-deformación.

En la presente investigación se realizó un ensayo de placa con una platina de 132mm de diámetro. Se aplicó incrementalmente carga con la celda y el gato hidráulico y mediante el uso de dos (2) deformímetros, localizados en dos extremos opuestos en la platina, se tomaron registros de los asentamientos cada diez (10) unidades de carga. Al final de la prueba se descargó el sistema y se registró la deformación permanente. **Ver en el anexo I** los registros, cálculos y curva esfuerzo-deformación. El módulo de balasto estimado fue el utilizado en el software ANSYS en el análisis matemático.

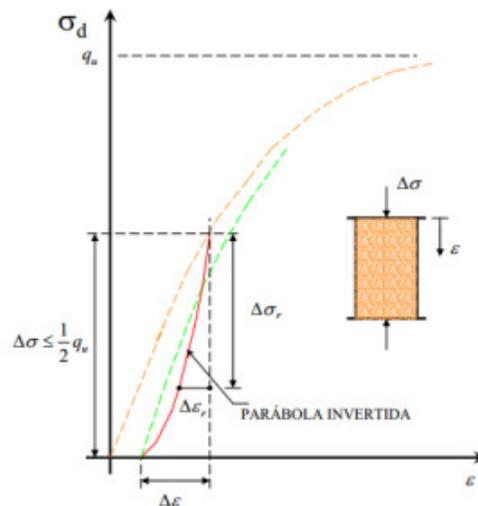


Figura 3.7. Curva típica esfuerzo-deformación en un ensayo de compresión simple
Fuente: MI CONSTANTINO, Carmelino Zea y DR CONSTANTINO, Rigoberto Rivera. UNAM. 2004.

Modelo hiperbólico elástico no lineal

Representa el comportamiento plástico del suelo mediante la superposición de tramos rectos calculados a partir del modelo elástico⁴. El objetivo del modelo hiperbólico es simular las relaciones esfuerzo-deformación al que es sometido el suelo, debido al sismo y a la historia de esfuerzos.⁵

⁴ NIETO, CASTAÑEDA Y VARGAS. 2007.

⁵ JURADO, Andrea y MARIN Edward. 2009.

Modelo de Zeevaert

Propone el uso de las leyes físicas para simular el comportamiento del suelo y el uso de los procedimientos de cálculo estructural para la determinación de las fuerzas y deformaciones según sean las propiedades del material del elemento de fundación. Esta teoría considera que el suelo es elastoplástico y viscoso y que se encuentra en uno o varios estratos horizontales con propiedades uniformes, sobre una base poco compresible. La planta de la fundación se divide en varias “franjas” de igual longitud y del mismo ancho de la cimentación. Al cargar una franja se asienta ésa franja y las vecinas.⁶

Modelo de viga sobre fundación no lineal de Winkler (BNWF)⁷

Es una mejora en el modelo de resorte lineal y se utiliza principalmente en la práctica para la predicción de la respuesta estática no lineal de los sistemas suelo-estructura. Las características de este modelo son las reglas de carga y descarga, desarrollo de la zona blanda o reblandecida, el modelamiento de la degradación cíclica y la amortiguación de radiación. Este modelo BNWF es capaz también de representar varias características de respuestas observadas en experimentos de interacción suelo-estructura (SSI). La principal desventaja es la idealización de la continuidad del suelo con reacciones del suelo discretas que están desacopladas.

El modelo dinámico BNWF se agrupa en dos modelos desacoplados: el campo cercano de respuesta de interacción suelo-estructura y el campo lejano o campo libre de respuesta. Los dos modelos posteriormente son acoplados en un paso simple. El procedimiento usado para la construcción de la curva cíclica es el mismo que el de construcción de la curva esfuerzo-deformación unidimensional. La curva principal (backbone curve) se representa como una curva no lineal o multilínea configurada para una curva esfuerzo-deformación monotónica. Las curvas de descarga y carga se representan a partir de la curva principal con un factor de escala κ ; factor Pyke. Hay que recalcar que el modelo BNWF basado con estas consideraciones solo puede simular ciclos de histéresis de forma ovalada. La determinación del factor de escala es una de las limitaciones de ésta formulación. A continuación un ejemplo de la curva principal y un ciclo de descarga y carga:

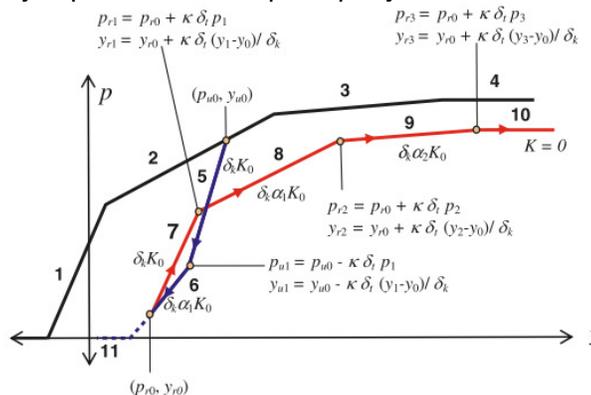


Figura 3.8. Curva típica estándar de esfuerzo-deformación con descarga y recarga
Fuente: Alloy y El Nagar. 2008.

⁶ ARENAS, Liliana. 2009.

⁷ NII ALLOTEY AND M. HESHAM EL NAGGAR. 2008.

Modelos con elementos finitos

En este tipo de modelos para el estudio de interacción suelo-estructura, los métodos de elementos finitos son utilizados para analizar tanto el medio de fundación como el elemento estructural. El presente estudio realiza el análisis con el programa ANSYS el cual trabaja con elementos finitos y se presentan los esfuerzos tanto en la masa de suelo como en el concreto. El capítulo 6.1 explica detalladamente las consideraciones tenidas en cuenta para este proyecto específicamente.

Es importante comprender que realmente la interacción suelo-estructura en un evento sísmico (dinámico) y aún en eventos estáticos con altas cargas no es elástica, sino que por el contrario es inelástica (según la curva esfuerzo-deformación del suelo analizado) donde la ductilidad de la estructura es compartida entre ambos (suelo y estructura) y no solamente por la estructura como comúnmente suele pensarse.

Línea de investigación de la Escuela Colombiana de Ingeniería

El Centro de Estudios de Estructuras, Materiales y Construcción de la Escuela Colombiana de Ingeniería ha venido desarrollando desde el 2007 una línea de investigación en este sentido, y se han desarrollado varios modelos de zapatas en concreto y zapatas metálicas, apoyadas algunas sobre recebo y otros en resortes trabajando en el rango elástico. En la tesis de la Ing. Carolina Viasús y el Ing. Paulo Marcelo López "*Evaluación interacción suelo estructura mediante un modelo físico (zapatas aisladas)*" se analizó el comportamiento de un arreglo de cuatro (4) zapatas cuadradas enlazadas con una viga de amarre, apoyadas en un recebo debidamente compactado contenido en un gran cajón en madera donde concluyeron que se debía "escoger un buen módulo de reacción para cada caso en particular (suelo de fundación y tipo de fundación) ya que las deformaciones teóricas en contraste con las experimentales no fueron comparativas"⁸. El análisis matemático en dicha investigación se hizo con el programa SAP2000 V14.⁹



Figura 3.9. Modelo experimental y analítico tesis Viasús y Lopez. 2009

Fuente: Tesis Viasús y López. 2009

⁸ Tesis VIASUS y LÓPEZ. 2009.

⁹ COMPUTERS AND STRUCTURES, INC (CSI). Structural and Earthquake engineering software, Berkeley, CA 94704 USA, version demo.

Continuando con la línea de investigación se encuentra que la tesis de Fernández y Torres (2009) “análisis de modelos físicos de zapatas aisladas sobre resortes para estudios de interacción suelo estructura” estudió el comportamiento de zapatas de concreto de 30cm x30cm x4cm apoyada sobre resortes, cargada concéntricamente y excéntricamente, pero considerando en una el refuerzo con gancho y en la otra sin gancho, donde al final tampoco se obtuvieron las mismas deformaciones entre el modelo experimental y el matemático, debido a que los resortes llegaron a su recorrido máximo mientras que en SAP2000 V14 no se tiene esta restricción. Al final el modelo matemático se ajusta, cambiando los resortes por columnas cortas huecas, obteniendo resultados parecidos en magnitudes.



Figura 3.10. Modelo experimental tesis Rafael Fernández y Carlos Torres. 2009
Fuente: Tesis FERNANDEZ y TORRES. 2009

En la tesis del Ing. Gustavo Alberto López “Análisis de modelos físicos de zapatas aisladas sobre resortes para estudios de interacción suelo estructura, una verificación según reglamento NSR-10” se estudió el comportamiento de zapatas de concreto aisladas apoyadas sobre resortes, concluyendo que los resultados experimentales en cuanto a deformaciones y rigideces de los elementos de concreto estaban muy cercanos a lo establecido en la NSR-10 y al Comité 336 del ACI. En esta tesis los modelos matemáticos también fueron realizados en SAP2000 V14.

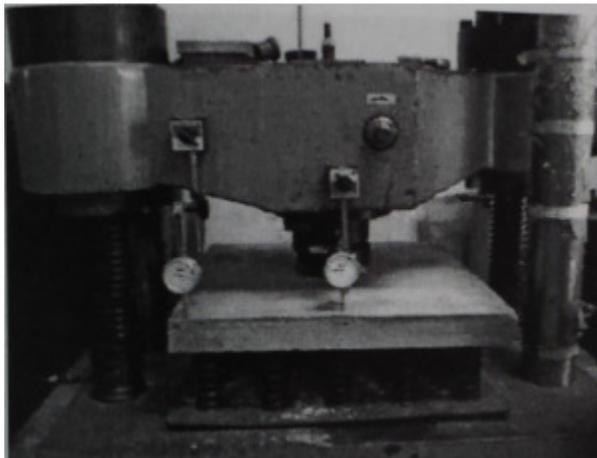


Figura 3.11. Modelo experimental tesis Gustavo Lopez. 2012
Fuente: Tesis LÓPEZ, Gustavo. 2012

Finalmente la tesis de la Ing. Mary González “*Estudio de la interacción suelo-estructura en el rango elástico e inelástico de una zapata aislada mediante modelos físicos a escala y mediante elementos finitos*”, estudio y analizó el comportamiento de dos (2) láminas de acero, apoyadas en resortes con amortiguadores y en recebo, obteniendo como resultado que dicho arreglo funcionó para el análisis de interacción suelo-estructura en el rango elástico solamente. De igual manera, siempre se observó comportamiento elástico en las platinas e inelástico en el suelo, al quedar deformaciones o asentamientos permanentes en el suelo después de los ensayos.

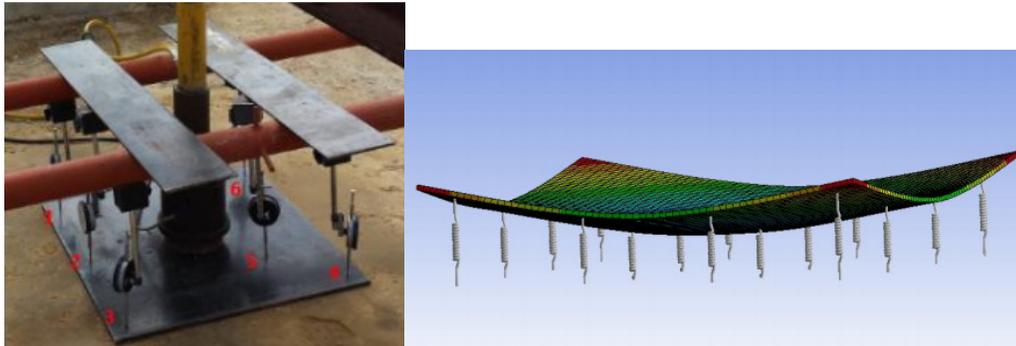


Figura 3.12. Modelo experimental sobre recebo y modelo analítico sobre resortes tesis Mary González. 2015

Fuente: Tesis GONZÁLEZ, Mary. 2015

El presente estudio analiza los rangos elástico e inelástico de la interacción suelo-estructura por medio de un modelo de zapata aislada en concreto apoyada en un material tipo arcilloso con granulometría con contenido de finos del 9.9%, arena del 0.5% y grava del 6.3% (recebo, ver anexo F) al cual se le aplica una carga estática axial que se incrementa gradualmente. De igual manera, apoyados en modelos de elementos finitos, se realiza el modelamiento finito en el software ANSYS para finalmente comparar los resultados obtenidos experimentalmente.

4. METODOLOGÍA

Se construyeron tres (3) modelos experimentales de una cimentación superficial tipo zapata aislada, los cuales se elaboraron en concreto a una escala estimada 1:2.5 por la limitación de carga máxima a aplicar con el gato que es de 20ton de capacidad. Es de aclarar que las zapatas no hicieron parte de pórticos ni estuvieron unidas a otros elementos de cimentación mediante vigas de amarre o vigas de contrapeso, puesto que lo que se pretendió fue analizar puramente el comportamiento de las zapatas a flexión bajo cargas céntricas.

Tabla 1. Enumeración de zapatas

Nombre	Dimensiones
Zapata 1	630mm x 630mm x 150mm
Zapata 2	630mm x 630mm x 120mm
Zapata 3	630mm x 630mm x 140mm

Para la **zapata 1** se realizó un diseño de mezcla (según comité 211 del ACI¹⁰) y se tomaron cilindros. Esta zapata se fundió el 26 de julio y la prueba se hizo el 20 de agosto de 2014 (**24 días de edad**). En el anexo A se presenta el diseño de la mezcla realizada y la resistencia (f'_c) del concreto a los 24 días.

Con base en los resultados de la zapata 1, las deflexiones medidas, las fisuras en el concreto, el comportamiento del suelo¹¹ y la tesis del ingeniero Gustavo Alberto López Duque, donde se analizaron zapatas hasta de 100mm de espesor, se definieron las dimensiones de las 2 losas finales a ensayar, las cuales se determinaron de la misma dimensión en planta pero de espesores menores y conservando la misma resistencia de diseño para evitar una falla súbita del concreto sin lograr un buen rango de mediciones experimentales.

Las zapatas 2 y 3 se fundieron el 13 de septiembre y el 1 de noviembre de 2015 se fallaron.

En el anexo A se presenta el diseño de la segunda mezcla y la resistencia obtenido al momento de la falla (f'_c).

¹⁰ American Concrete Institute, ACI-211.1-9, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete"

¹¹ En el capítulo 5.3 y 5.4 se presentan los datos y análisis de las zapatas ensayadas



Figura 4.1. Zapata 1 recién fundida



Figura 4.2. Zapata 1 durante la prueba de carga



Figura 4.3. Refuerzo instalado en zapatas 2, y 3



Figura 4.4. Zapatas 2 y 3 fundidas

Las zapatas construidas se colocaron sobre el recebo (Ver anexo F) preparado previamente antes de cada prueba y se sometieron a una carga axial con incremento gradual en etapas, la cual se aplicaba por medio de una celda de carga y un gato hidráulico. En todos los especímenes se instrumentaron puntos claves de los cimientos con deformímetros instalados en la parte superior de los mismos, para posterior documentación y análisis de los resultados en cada etapa de carga.

Para la construcción de los modelos experimentales se determinó la proporción de materiales a mezclar basado en el diseño de mezclas de concreto (ver Anexo A) y se utilizó acero de refuerzo electrosoldado (malla electrosoldada) de diámetro 8.5mm con espaciamiento de 150mm en cada dirección (referencia XX-378 de Gerdau). Se tomaron cilindros durante la etapa de preparación y fundida de los modelos (cuatro en el primer diseño de mezcla y seis en el segundo diseño) con el fin de conocer el módulo de elasticidad del concreto y resistencia de diseño del

concreto. En relación con el acero de refuerzo se trabajó con los datos del proveedor para determinación del límite de fluencia y módulo de elasticidad ($F_Y = 420\text{MPa}$).

El suelo donde se realizaron las pruebas se acondicionó excavando un rectángulo de 2,0m x 2,0m x 1,20m, el cual fue remplazado y rellenado con recebo, el cual fue compactado al 90% del Proctor Modificado con el fin de tener un suelo que permitiera el comportamiento elástico e inelástico buscado. El suelo bajo la excavación fue caracterizado tomando una muestra inalterada (Ver anexo F), y al relleno se le hicieron análisis, pruebas de campo y laboratorios para obtener las principales características como densidad, granulometría, entre otros (Ver anexo F).



Figura 4.5. Preparación del suelo para las pruebas.

Para la ejecución de las pruebas experimentales de las zapatas, fue necesario construir un pórtico de reacción, el cual está conformado por columnas y vigas metálicas con perfil IPE-360, apoyado sobre 2 bloques o macizos en concreto reforzados, dimensionados para resistir las cargas máximas esperadas a aplicar a las zapatas. El diseño del pórtico de pruebas fue diseñado y construido en conjunto con la ingeniera Mary González, quien realizó un trabajo de grado cuyo objeto fue “estudio de la interacción suelo-estructura en el rango elástico e inelástico de una zapata aislada mediante modelos físicos a escala y mediante elementos finitos” donde experimentó con placas metálicas de dos espesores diferentes sobre el recebo y sobre resortes con su correspondiente modelación en ANSYS.

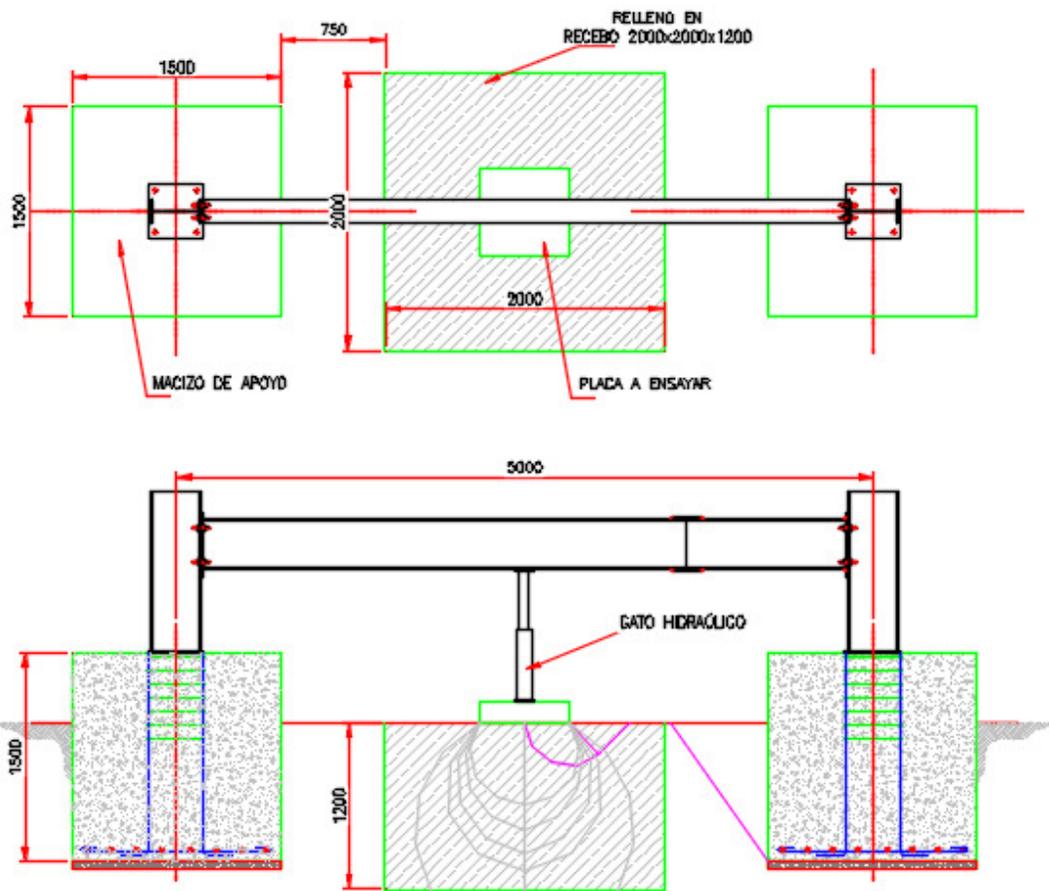


Figura 4.6. Esquema montaje para ejecución de las pruebas (ver anexo B)

Paralelo a los trabajos de campo se realizaron las actividades de procesamiento de la información y modelamiento en ANSYS (ver capítulo 6), para verificar el comportamiento estructural de los cimientos en cada uno de las etapas de carga significativas, y el comportamiento del suelo en su rango elástico, aunque corto, y luego en el inelástico.

5. ANÁLISIS EXPERIMENTAL

5.1 PREDISEÑO DEL MONTAJE PARA LAS PRUEBAS

Para determinar o definir el tamaño del pórtico de pruebas descrito en el capítulo 4 **se estableció una capacidad portante del suelo de relleno en 120kN/m² (12t/m²)**, que es típica para suelos tipo recebo, puesto que al inicio del trabajo no se tenía el material de relleno. En el anexo B se presentan los cálculos y dimensionamiento de los bloques de anclaje y en el anexo C los planos correspondientes.

5.2 CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS

Una vez estimada la carga máxima teórica probable para aplicar a los elementos estructurales, se pre-dimensiona la primera zapata basado con la teoría de que el esfuerzo bajo el suelo es uniforme. Para esto se diseñó una hoja de cálculo en Excel la cual se muestra en el anexo D. Se aclara que por ser un proceso controlado tanto en la construcción de los modelos experimentales como en la aplicación de las cargas y con el ánimo de estimar la carga real de falla, se determina utilizar los factores de mayor ración de cargas y de reducción de resistencia iguales a uno (1)¹².

Como se puede apreciar en los cálculos presentados en el anexo D, al diseñar la zapata con una reacción del suelo igual al esfuerzo último esperado, se pretendía conservar el elemento estructural sin que se presentara falla súbita del mismo antes de llevar al suelo a su rango inelástico.

5.3 PRUEBAS EXPERIMENTALES

La prueba de la zapata 1 se realizó el 20 de agosto y las pruebas de las zapatas 2 y 3 se realizaron el 1 de noviembre. En la siguiente gráfica se aprecia la configuración típica de la instalación de deformímetros.

¹² Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, numeral B.2.4.2 y C.9.3.2, respectivamente.

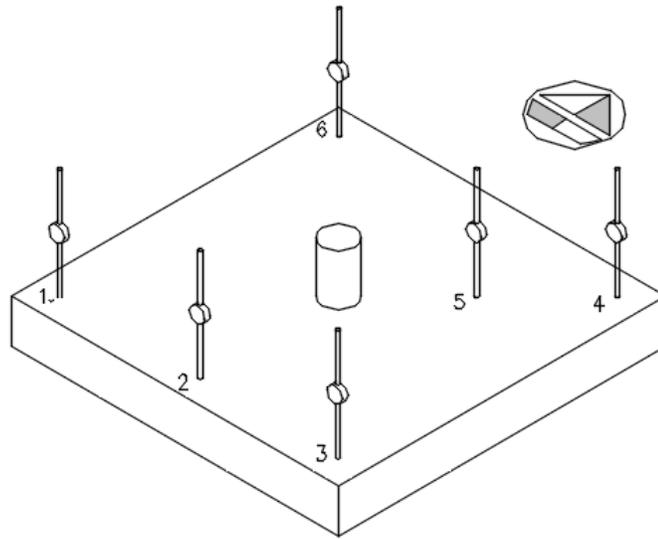


Figura 5.1. Esquema localización de deformímetros.

Nota: el norte indicado corresponde al norte geográfico

La numeración de los deformímetros está en concordancia con la tesis de la Ing. Mary González con quien se realizaron ensayos experimentales en el mismo banco de pruebas, de manera intercalada, en el segundo semestre de 2014.

Tabla 2. Lectura deformímetros zapata 1

Carga (kg)	Def. 1 (mm)	Def. 2 (mm)	Def. 3 (mm)	Def. 4 (mm)	Def. 5 (mm)	Def. 6 (mm)
0	29.58	22.41	21.17	27.91	13.75	33.39
470	29.58	22.41	21.17	27.91	13.75	33.39
1,344	29.48	22.25	20.90	27.63	13.48	33.13
2,015	29.28	22.02	20.65	27.31	13.02	32.90
2,687	29.15	21.95	20.45	27.05	13.03	32.75
3,359	29.00	21.71	20.26	26.84	12.85	32.60
4,031	28.87	21.56	20.10	26.66	12.69	32.48
4,702	28.75	21.42	19.95	26.48	12.54	32.35
5,374	28.61	21.30	19.80	26.28	12.40	32.25
6,046	28.43	21.13	19.63	26.07	12.23	32.11
6,718	28.30	20.97	19.47	25.88	12.05	32.00
7,389	28.10	20.75	19.27	25.68	11.83	31.82
8,061	27.95	20.57	19.14	25.52	11.66	31.67
8,733	27.78	20.38	19.01	25.31	11.45	31.53
9,405	27.65	20.21	18.90	25.16	11.29	31.42
10,076	27.70	20.25	18.92	25.08	11.29	31.52
10,748	27.68	20.16	18.86	25.02	11.18	31.52
11,420	27.62	20.08	18.80	24.90	11.10	31.48
12,092	27.55	19.98	18.73	24.79	10.99	31.45
12,763	27.44	19.85	18.64	24.62	10.84	31.36
13,435	27.30	19.71	18.53	24.46	10.69	31.25

Tabla 3. Lectura deformímetros zapata 2

Carga (kg)	Def. 1 (mm)	Def. 3 (mm)	Def. 4 (mm)	Def. 5 (mm)	Def. 6 (mm)
0	14.95	22.21	20.87	10.84	16.85
202	14.95	22.21	20.87	10.84	16.85
1,344	14.14	21.37	19.75	9.92	15.60
2,687	13.44	20.68	18.87	8.22	14.86
4,031	12.80	20.06	18.18	7.53	14.05
5,374	12.42	19.74	17.67	7.21	13.74
6,718	12.25	19.79	17.57	7.05	13.57
8,061	11.60	19.38	17.00	6.47	13.07
9,405	11.09	19.25	16.65	6.14	12.81
10,748	10.73	19.20	16.43	5.92	12.60
12,092	10.32	19.14	16.16	5.65	12.40
13,435	9.92	19.11	15.91	5.45	12.15
14,779	9.61	19.06	15.71	5.22	11.93
16,122	9.28	19.00	15.44	4.96	11.71
17,466	9.02	18.87	15.21	4.64	11.50
0	12.45	21.21	18.10	7.85	16.00

Tabla 4. Lectura deformímetros zapata 3

Carga (kg)	Def. 1 (mm)	Def. 3 (mm)	Def. 4 (mm)	Def. 5 (mm)	Def. 6 (mm)
0	34.90	34.24	17.43	19.12	18.52
202	34.90	34.24	17.43	19.12	18.52
1,344	33.00	33.99	16.14	18.86	17.55
2,687	32.08	32.14	15.10	17.92	16.67
4,031	31.57	31.69	14.60	16.45	16.18
5,374	31.22	31.35	14.25	16.13	15.78
6,718	30.85	31.00	13.90	15.78	15.43
8,061	30.47	30.78	13.56	15.48	15.14
9,405	30.09	30.59	13.24	15.14	14.88
10,748	29.75	30.39	12.92	14.84	14.64
12,092	29.45	30.24	12.66	14.58	14.43
13,435	29.11	30.06	12.36	14.30	14.19
14,779	28.82	29.93	12.04	14.07	13.98
16,122	28.52	29.75	11.81	13.77	13.74
17,466	28.12	29.59	11.52	13.48	13.45
18,809	27.80	29.41	11.25	13.18	13.17
0	31.59	32.78	15.15	17.08	16.05

5.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presenta el análisis y procesamiento de la lectura de los deformímetros por medio de tablas y gráficas.

Los elementos estructurales en concreto en ningún momento presentaron tendencia de levantamiento en los extremos, como se presentó en las placas de acero analizadas por la tesis de González (2015), ver figura 11 de la tesis referenciada.

Tabla 5. Deformaciones zapata 1

Unidad de carga	Carga (kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 2$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)	$\Delta 4$ (mm)	$\Delta 5$ (mm)	$\Delta 6$ (mm)	Esfuerzo en el suelo (N/mm ²)	Carga (kN)
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
7	470	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	4.6
20	1,344	-0.10	-0.16	-0.27	-0.28	-0.27	-0.26	0.03	13.2
30	2,015	-0.30	-0.39	-0.52	-0.60	-0.73	-0.49	0.05	19.8
40	2,687	-0.43	-0.46	-0.72	-0.86	-0.72	-0.64	0.07	26.4
50	3,359	-0.58	-0.70	-0.91	-1.07	-0.90	-0.79	0.08	32.9
60	4,031	-0.71	-0.85	-1.07	-1.25	-1.06	-0.91	0.10	39.5
70	4,702	-0.83	-0.99	-1.22	-1.43	-1.21	-1.04	0.12	46.1
80	5,374	-0.97	-1.11	-1.37	-1.63	-1.35	-1.14	0.13	52.7
90	6,046	-1.15	-1.28	-1.54	-1.84	-1.52	-1.28	0.15	59.3
100	6,718	-1.28	-1.44	-1.70	-2.03	-1.70	-1.39	0.17	65.9
110	7,389	-1.48	-1.66	-1.90	-2.23	-1.92	-1.57	0.18	72.5
120	8,061	-1.63	-1.84	-2.03	-2.39	-2.09	-1.72	0.20	79.1
130	8,733	-1.80	-2.03	-2.16	-2.60	-2.30	-1.86	0.22	85.7
140	9,405	-1.93	-2.20	-2.27	-2.75	-2.46	-1.97	0.23	92.3
150	10,076	-1.88	-2.16	-2.25	-2.83	-2.46	-1.87	0.25	98.8
160	10,748	-1.90	-2.25	-2.31	-2.89	-2.57	-1.87	0.27	105.4
170	11,420	-1.96	-2.33	-2.37	-3.01	-2.65	-1.91	0.28	112.0
180	12,092	-2.03	-2.43	-2.44	-3.12	-2.76	-1.94	0.30	118.6
190	12,763	-2.14	-2.56	-2.53	-3.29	-2.91	-2.03	0.32	125.2
200	13,435	-2.28	-2.70	-2.64	-3.45	-3.06	-2.14	0.33	131.8

En esta primera zapata no se tomó el registro de los deformímetros después de la descarga, debido a que se removieron antes de la lectura respectiva, experiencia que se ajustó en los siguientes ensayos.

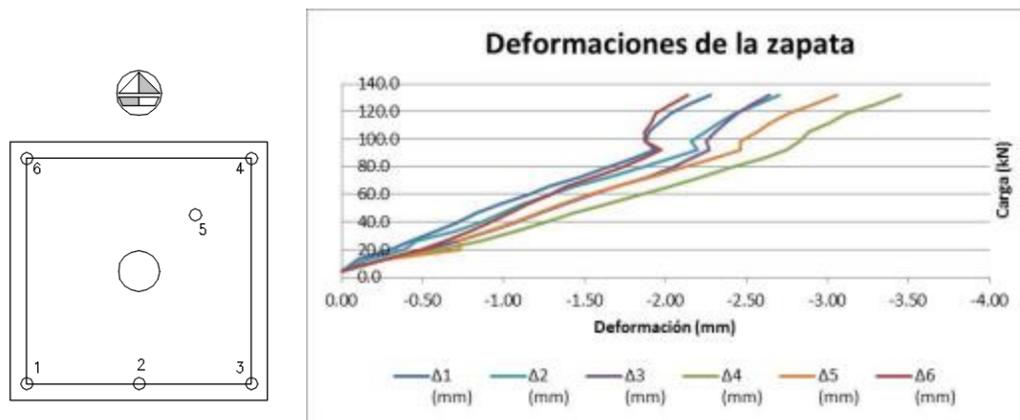


Figura 5.2. Curva carga versus deformación zapata 1

Los puntos 1, 3, 4 y 6 (cuatro extremos de la zapata) registraron asentamientos máximos de 2.28, 2.64, 3.45 y 2.14mm, respectivamente. El punto 2 que está en línea con los puntos 1, 3, 4 y 6 tuvo un asentamiento de 2.70mm, mientras que el punto 5 (el más cercano al punto de aplicación de la carga y alineado con el punto 4) mostró un asentamiento de 3.06mm. Lo anterior demuestra que la zapata

efectivamente se comportó de manera flexible (ver anexo F) y se evidencia que en el centro hay más asentamiento que en los extremos. Además se aprecia una tendencia de inclinación hacia el punto 4.

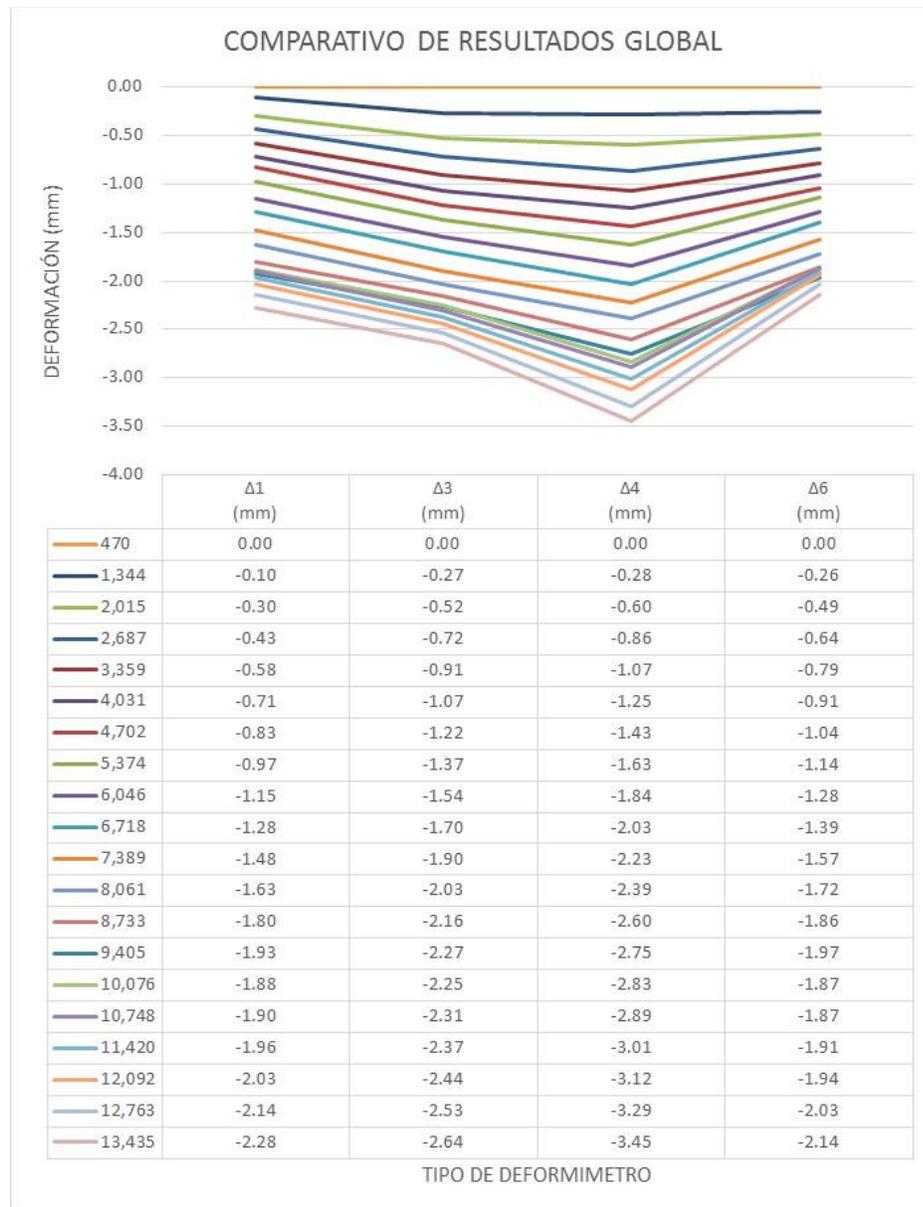


Figura 5.3. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 1 (no incluye el registro después de la descarga).

De forma más clara, la gráfica anterior muestra el comportamiento de los puntos 1, 3, 4 y 6 para confirmar la tendencia de inclinación de la zapata 1 durante la prueba.

Tabla 6. Deformaciones zapata 2

Unidad de carga	Carga (kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)	$\Delta 4$ (mm)	$\Delta 5$ (mm)	$\Delta 6$ (mm)	Esfuerzo en el suelo (N/mm ²)	Carga (kN)
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
3	202	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.0
20	1,344	-0.81	-0.84	-1.12	-0.92	-1.25	0.03	13.2
40	2,687	-1.51	-1.53	-2.00	-2.62	-1.99	0.07	26.4
60	4,031	-2.15	-2.15	-2.69	-3.31	-2.80	0.10	39.5
80	5,374	-2.53	-2.47	-3.20	-3.63	-3.11	0.13	52.7
100	6,718	-2.70	-2.42	-3.30	-3.79	-3.28	0.17	65.9
120	8,061	-3.35	-2.83	-3.87	-4.37	-3.78	0.20	79.1
140	9,405	-3.86	-2.96	-4.22	-4.70	-4.04	0.23	92.3
160	10,748	-4.22	-3.01	-4.44	-4.92	-4.25	0.27	105.4
180	12,092	-4.63	-3.07	-4.71	-5.19	-4.45	0.30	118.6
200	13,435	-5.03	-3.10	-4.96	-5.39	-4.70	0.33	131.8
220	14,779	-5.34	-3.15	-5.16	-5.62	-4.92	0.37	145.0
240	16,122	-5.67	-3.21	-5.43	-5.88	-5.14	0.40	158.2
260	17,466	-5.93	-3.34	-5.66	-6.20	-5.35	0.43	171.3
0	0	-2.50	-1.00	-2.77	-2.99	-0.85	0.00	0.0



Figura 5.4. Curva carga versus deformación zapata 2 (con carga y con descarga)

En estas pruebas por decisión propia no se instrumentó el deformímetro 2, al considerar que el asentamiento en ese punto podía asimilarse con los deformímetros 1, 3, 4 y 6.

Los puntos 1, 3, 4 y 6 presentan asentamientos máximos de 5.93, 3.34, 5.66 y 5.35mm. Aunque no tan notable como en el ensayo de la zapata 1, se presenta más asentamiento hacia el punto 4 y una disminución en el punto 3. El punto 5 registra 6.20mm de asentamiento. Cuando se descarga el gato hidráulico los deformímetros marcan una huella promedio de 1.78mm en los cuatro puntos extremos de la zapata, confirmando comportamiento inelástico del suelo.

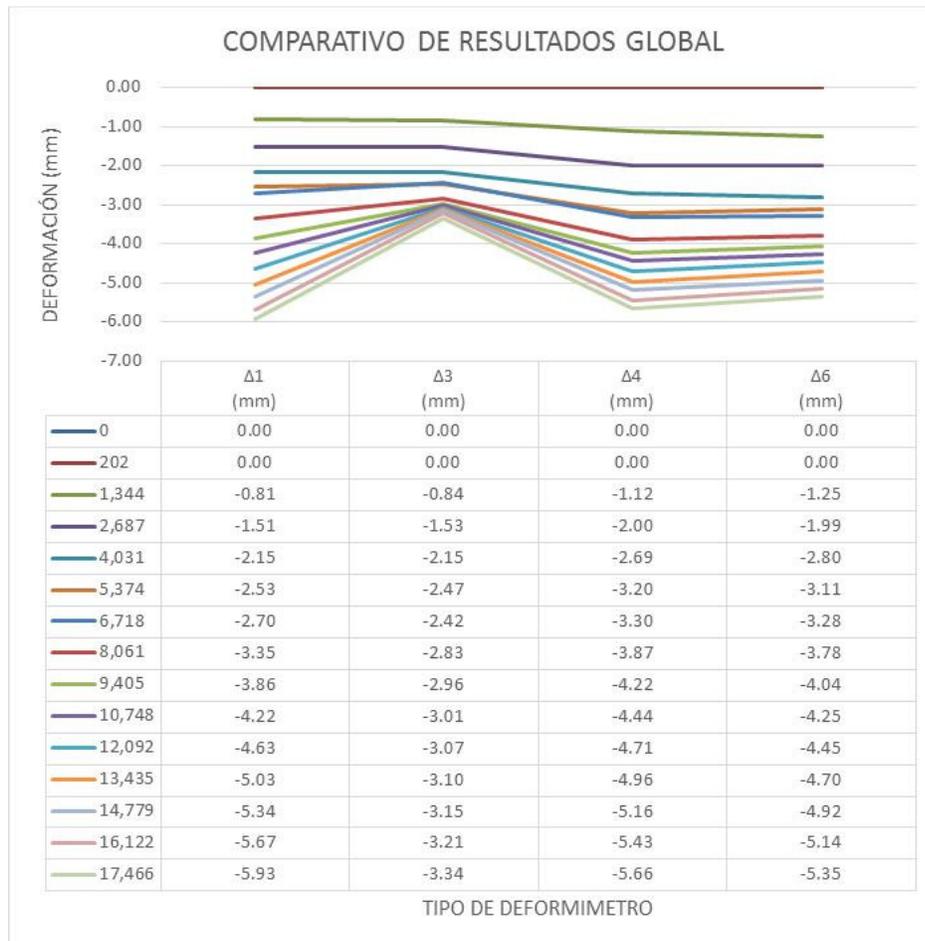


Figura 5.5. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 2 (no incluye el registro después de la descarga).

Claramente, el punto 3 mostró una tendencia de menor asentamiento respecto a los otros puntos, medida que no se esperaba dada la geometría regular de la zapata y características del suelo de relleno.

Tabla 7. Deformaciones zapata 3

Unidad de carga	Carga (kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)	$\Delta 4$ (mm)	$\Delta 5$ (mm)	$\Delta 6$ (mm)	Esfuerzo en el suelo (N/mm ²)	Carga (kN)
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
3	202	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.0
20	1,344	-1.90	-0.25	-1.29	-0.26	-0.97	0.03	13.2
40	2,687	-2.82	-2.10	-2.33	-1.20	-1.85	0.07	26.4
60	4,031	-3.33	-2.55	-2.83	-2.67	-2.34	0.10	39.5
80	5,374	-3.68	-2.89	-3.18	-2.99	-2.74	0.13	52.7
100	6,718	-4.05	-3.24	-3.53	-3.34	-3.09	0.17	65.9
120	8,061	-4.43	-3.46	-3.87	-3.64	-3.38	0.20	79.1
140	9,405	-4.81	-3.65	-4.19	-3.98	-3.64	0.23	92.3
160	10,748	-5.15	-3.85	-4.51	-4.28	-3.88	0.27	105.4
180	12,092	-5.45	-4.00	-4.77	-4.54	-4.09	0.30	118.6
200	13,435	-5.79	-4.18	-5.07	-4.82	-4.33	0.33	131.8
220	14,779	-6.08	-4.31	-5.39	-5.05	-4.54	0.37	145.0
240	16,122	-6.38	-4.49	-5.62	-5.35	-4.78	0.40	158.2
260	17,466	-6.78	-4.65	-5.91	-5.64	-5.07	0.43	171.3
280	18,809	-7.10	-4.83	-6.18	-5.94	-5.35	0.46	184.5
0	0	-3.31	-1.46	-2.28	-2.04	-2.47	0.00	0.0

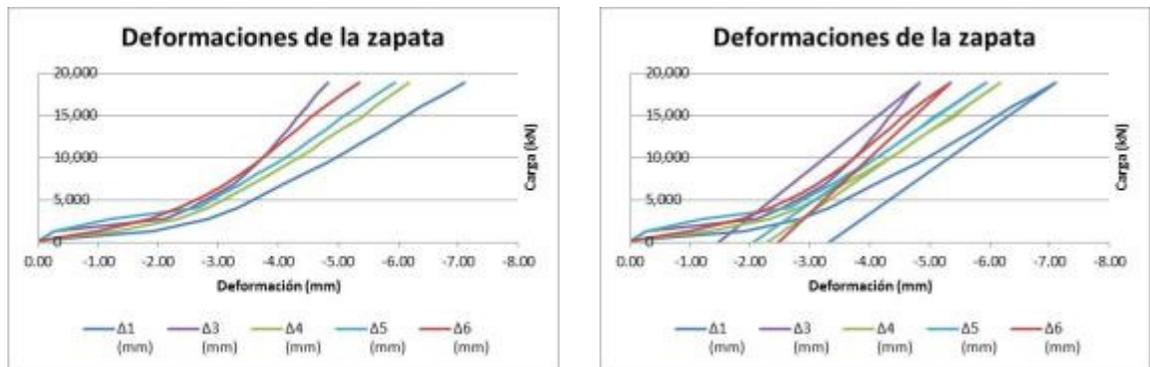


Figura 5.6. Curva carga versus deformación zapata 3 (con carga y con descarga)

En estas pruebas tampoco se instrumentó el deformímetro 2 por la misma razón explicada párrafos arriba.

Los puntos 1, 3, 4 y 6 arrojaron 7.10, 4.83, 6.18 y 5.35mm de asentamientos máximos. El punto 5 registra 5.94mm.

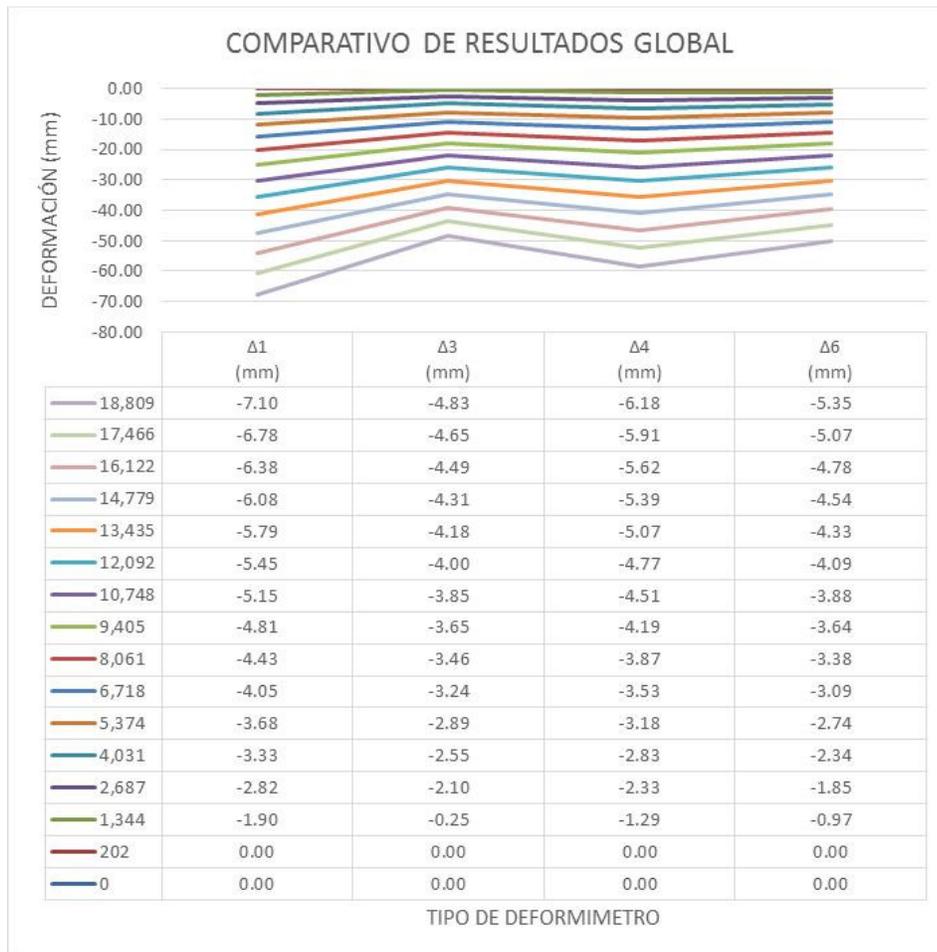


Figura 5.7. Carga versus deformación en las cuatro esquinas zapata 3 (no incluye el registro después de la descarga).

En la figura anterior, el punto con más asentamiento fue el 1, registrando 7.10mm. Los puntos 3, 4, 5 y 6 arrojaron mediciones de 4.83, 6.18, 5.94 y 5.35mm, respectivamente. En la zapata 3 hubo tendencia o inclinación hacia el punto 1 y hacia el punto 4.

Con base en las tablas 5, 6 y 7, se genera la siguiente gráfica con el fin de consolidar y ver el esfuerzo vs deformación unitaria en las tres (3) zapatas simultáneamente. Se aclara que la deformación presentada en la gráfica es el promedio de los registros obtenido en las cuatro esquinas (puntos 1, 3, 4 y 6).

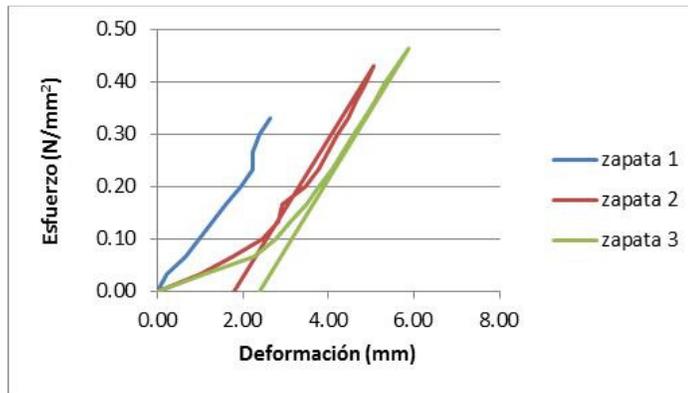


Figura 5.8. Curva esfuerzo-deformación de las tres zapatas

De la gráfica 5.8 se puede resaltar que aunque los ensayos de las tres (3) placas fueron en tiempos diferentes, y a pesar de que antes de cada ensayo se removían 20cm del suelo superficial y se volvía a compactar, en cada prueba se registraron asentamientos cada vez de mayor magnitud para las mismas unidades de carga, lo que vislumbraba que el suelo por sus características propias se estaba degradando en cuanto a capacidad por asentamiento y presumiblemente el módulo de balasto estaba disminuyendo, con un comportamiento similar al de descarga y recarga del suelo planteado por Allotey y El Nagar. Ver figura 3.7

La zapata 1 presentó una deformación máxima promedio de 2.63mm, la 2 de 5.07mm y la 3 de 5.87mm. Se observa que para la misma presión se presentan deformaciones o asentamientos mayores.

Tabla 8. Resumen asentamientos máximos registrados en las esquinas de las zapatas

Elemento	Asentamiento (mm)	Carga (kgf)
Zapata 1	3.45	13,435
Zapata 2	5.93	17,466
Zapata 3	7.10	18,809

Consolidando a partir de las tablas 5, 6 y 7, para la zapata 1 se aplicó una carga máxima de 131.8kN (13,435kg-f), para la zapata 2 se aplicó una carga máxima de 171.3kN (17,466kg-f) y para la zapata 3 se aplicó una carga máxima de 184.5kN (18,809kg-f), lo que equivale a un esfuerzo o reacción en el suelo de 3.4kg-f/cm², 4.4kg-f/cm² y 4.7kg-f/cm² respectivamente. Ver tabla 9.

Tabla 9. Resumen datos experimentales zapatas

Elemento	Carga máxima aplicada en la prueba		Reacción máxima en la prueba	
	kN	kgf	kN/m ²	kgf/ cm ²
Zapata 1	131.8	13,435	332.1	3.4
Zapata 2	171.3	17,466	431.7	4.4
Zapata 3	184.5	18,809	464.9	4.7

Con el fin de determinar valores teóricos claves y poder comparar dichos puntos con las pruebas experimentales, se trabajó con la relación Momento-Curvatura (diagrama $M-\Phi$) (ver anexo E) y se calculan los valores teóricos de M_{cr} (primer agrietamiento), M_y (punto de fluencia del acero a tensión) y M_u (punto de rotura del concreto), por medio de hojas de cálculo basadas en la filosofía de la “resistencia última”, para cada una de las zapatas, los cuales se resumen en la tabla 10.

El diagrama $M-\Phi$ es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que visualiza fácilmente, que tan dúctil y resistente es un elemento. Para la construcción de las curvas $M-\Phi$ se deben tener en cuenta las siguientes hipótesis, Park y Paulay (1971):

- Las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión.
- Se conoce la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto a compresión y magnitud de los mismos en la sección transversal.
- Se conoce la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo a tensión.
- Es posible desprestigiar el esfuerzo a tensión del concreto, sin que se afecten los resultados de manera significativa.
- No hay desplazamiento entre el acero y el concreto que lo rodea.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, las de compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas, el momento en una sección de un elemento sometido a carga axial y momento flector se determina encontrando el equilibrio entre las fuerzas de tensión y las fuerzas de compresión. Las fuerzas de tensión se ubican en el refuerzo que se encuentra a tensión y su magnitud es el producto del esfuerzo en estas barras por su área total. La fuerza de compresión se obtiene de la suma de las fuerzas de las barras que se encuentran en compresión, la fuerza del área de concreto que esta en compresión y la carga axial, si existe.

Lo que sigue es un proceso iterativo, en cada punto de interés definido, hasta encontrar equilibrio entre las fuerzas a tensión y compresión, y las deformaciones unitarias del concreto y del acero.

De igual manera, con base en esta información se diseñaron las zapatas por el método clásico (hoja de cálculo en Excel) para conocer los M_u bajo la suposición de que la reacción del suelo es uniforme y determinar analíticamente cual fue el mecanismo de falla más cercano a lo visto experimentalmente. Ver anexo D.

Tabla 10. Resumen de momentos estimados en las zapatas

Elemento	M en la carga máxima aplicada		Mcr		My		Mrotura	
	kN-m	kgf-cm	kN-m	kgf-cm	kN-m	kgf-cm	kN-m	kgf-cm
Zapata 1	7.35	74,923	6.72	68,515	10.39	105,895	10.75	109,604
Zapata 2	9.55	97,350	4.59	46,786	7.49	76,306	7.75	79,024
Zapata 3	12.34	125,790	6.28	63,991	9.44	96,188	9.80	99,855

La siguiente tabla estima las cargas teóricas que aplicadas a las zapatas generan los momentos descritos en la tabla 10.

Tabla 11. Resumen de cargas en las zapatas

Elemento	Carga máxima aplicada en la prueba		Carga con la cual se obtiene Mcr		Carga con la cual se obtiene My		Carga con la cual se alcanza rotura	
	kN	kgf	kN	kgf	kN	kgf	kN	kgf
Zapata 1	131.8	13,435	120.6	12,291	186.4	19,003	192.9	19,662
Zapata 2	171.3	17,466	82.4	8,395	134.4	13,699	139.1	14,175
Zapata 3	184.5	18,809	93.9	9,572	141.1	14,388	146.5	14,937

Como se puede deducir de las tablas 10 y 11 y de las pruebas experimentales realizadas a las tres zapatas, la zapata 1 no alcanzó a llegar a la falla por fluencia, no obstante las zapatas 2 y 3 si superaron el límite de fluencia y el de rotura. Ver figuras 5.9, 5.10 y 5.11.

Con base en las cargas estimadas en la tabla 10, se calculan las presiones aplicadas en el suelo en cada caso.

Tabla 12. Resumen de presiones en el suelo

Elemento	En la carga máxima aplicada en la prueba		En la carga con la cual se obtiene Mcr		En la carga con la cual se obtiene My		En la carga con la cual se alcanza rotura	
	kN/m ²	kgf/cm ²	kN/m ²	kgf/cm ²	kN/m ²	kgf/cm ²	kN/m ²	kgf/cm ²
Zapata 1	332.1	3.4	303.8	3.1	469.7	4.8	486.0	5.0
Zapata 2	431.7	4.4	210.4	2.1	338.6	3.5	350.4	3.6
Zapata 3	464.9	4.7	239.9	2.4	355.6	3.6	369.2	3.8

Las zapatas 2 y 3 empezaron a agrietarse para valores muy cercanos al de la carga externa, que según los cálculos, causaron los M_{cr} en cada una de ellas.

En los experimentos se registraron presiones máximas en el suelo con magnitud del 6% al 8% en comparación con la registrada en el ensayo de placa, 5.78MPa (56.7kg-f/cm²), además se observó comportamiento casi elástico del suelo hasta una deformación unitaria del 1%, y a partir de allí una deformación plástica, pero no se apreció el colapso del mismo confirmando que la falla del elemento estructural estudiado solo fue por servicio pero no por límite ultimo del mismo.



Figura 5.9. Fisuras en la zapata 1



Figura 5.10. Fisuras en la zapata 2



Figura 5.11. Fisuras en la zapata 3

6. ANÁLISIS MATEMÁTICO

6.1 MODELAMIENTO EN ANSYS WORKBENCH

Esta parte analítica del estudio se realizó por medio del programa ANSYS, el cual permite realizar modelamientos por medio de elementos finitos en diferentes áreas como la mecánica (estática/dinámica), estructural (lineal/no lineal), mecánica de fluidos, entre otros. Principalmente, ANSYS tiene dos entornos de trabajo que pueden ser utilizados tanto individualmente como en grupo. El primero denominado ANSYS Mechanical APDL el cual es conocido como el ANSYS clásico, por lo que la interacción entre usuario y software no es la ideal. El otro entorno de trabajo, recientemente desarrollado se denomina ANSYS Workbench. A pesar de esto ambos entornos tienen diferentes puntos fuertes.

En concordancia con la tesis de la Ing. Mary González, las siguientes son las ventajas de los dos entornos:

“Ventajas de ANSYS Workbench:

Asociación bidireccional con software CAD.

- Mejores herramientas para la simplificación de un problema.
- Métodos avanzados de mallado.
- Facilidad de uso
- Detecta y crea conexiones automáticamente

Ventajas de ANSYS Mechanical

- Control directo en el tipo de elementos, los nodos individuales y los elementos.
- Todas las opciones para los tipos de elemento.
- Personalización del APDL, macros, scripts.”

Igualmente ANSYS Workbench tiene una ventaja que aunque la implementación no es sencilla, es posible. A través de scripts y comandos, ANSYS Workbench es capaz de utilizar lo que está disponible en ANSYS Mechanical, por lo que al utilizar el entorno de Workbench aún se tienen la mayoría de las herramientas disponibles en ANSYS Mechanical.

Independientemente del entorno donde se trabaje, el proceso para obtener la solución a un problema es el mismo y se puede generalizar en tres etapas. Pre-procesamiento, solución y post-procesamiento.

En la etapa de pre-procesamiento se introducen los datos de entrada del problema, los cuales se usaran para obtener una solución. Estos datos de entrada son las propiedades de los materiales, la geometría, el tipo de análisis, el mallado, las

cargas y condiciones de contorno. La etapa de Solución consiste simplemente en ejecutar el conjunto de parámetros establecidos. Esta solución es automática y genera los resultados. La etapa del post-procesamiento es en la cual se muestran ya sea gráficamente o en tablas los resultados obtenidos.

A partir de la caracterización del suelo de relleno donde se realizaron los ensayos y el diseño de la mezcla de concreto, se establecieron los parámetros de entrada para los modelos en ANSYS como: módulo de elasticidad del concreto, curva esfuerzo-deformación del suelo (recebo), entre otros (ver anexos A e I). Es importante aclarar que para todos los modelos matemáticos objeto de estudio, se utilizaron los mismos parámetros del suelo y el concreto.

Una vez definidos y caracterizados los materiales en el software, se definen los sólidos o tipos elementos que componen el modelo, los cuales son tres: pistón para aplicación de cargas, placa de concreto y suelo. Para la aplicación de la carga se define utilizar un elemento ficticio tipo pistón con el área de la platina de contacto bajo la cual se aplicaron las cargas. Esto permite aplicar la carga en un área y no en un punto y evitar el efecto tipo aguja que no es nada acorde con lo realmente sucedido en las pruebas reales.

Properties of Outline Row 3: Concreto 20 MPa			
	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Density	2400	kg m ⁻³
3	Isotropic Elasticity		
4	Derive from	Young's Modulus and Po...	
5	Young's Modulus	22431	MPa
6	Poisson's Ratio	0.18	
7	Bulk Modulus	1.1683E+10	Pa
8	Shear Modulus	9.5047E+09	Pa
9	Compressive Ultimate Strength	22.5	MPa

Figura 6.1. Propiedades del concreto

	A	B	C
1	Property	Value	Unit
2	Density	2000	kg m ⁻³
3	Isotropic Elasticity		
4	Derive from	Young's Modulus and Pois...	
5	Young's Modulus	124.77	MPa
6	Poisson's Ratio	0.35	
7	Bulk Modulus	1.3863E+08	Pa
8	Shear Modulus	4.6211E+07	Pa
9	Multilinear Isotropic Hardening	Tabular	
10	Scale	1	
11	Offset	0	MPa

Figura 6.2. Propiedades del suelo

Con el fin de contemplar la no linealidad del suelo se utilizó un modelo plástico que relaciona la deformación después del límite elástico y los esfuerzos después del esfuerzo de fluencia del material, para ello se utilizó uno de los modelos matemáticos incorporados en ANSYS llamado “Multilinear Isotropic Hardening”. Éste modelo se basa en caracterizar el comportamiento no lineal del suelo como un conjunto de elementos lineales con diferente límite elástico.

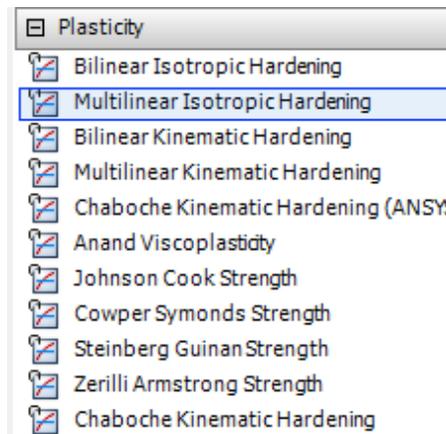


Figura 6.3. Modelos para simular la no-linealidad del suelo

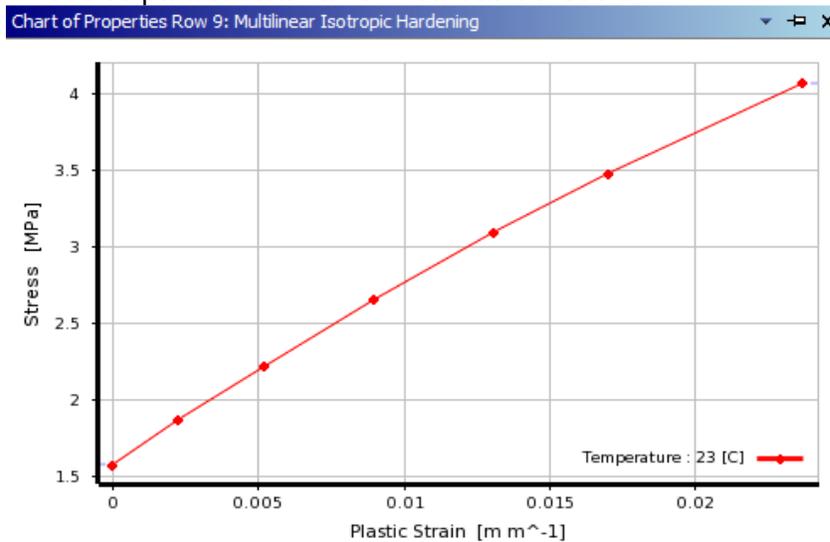


Figura 6.4. Curva esfuerzo-deformación del recebo en el rango plástico

Los contactos, materiales y geometría de los elementos que componen el modelado del problema fueron los mismos para cada una de las tres simulaciones con zapatas exceptuando el espesor de la misma. Por tal razón a continuación se detallan los aspectos generales del modelo.

Con respecto a la geometría del ensayo, se tuvieron en cuenta los elementos esenciales que componen el ensayo como son, el bloque de recebo, la zapata de cada experimento y el pistón de aplicación de carga. Para el elemento que corresponde al pistón de aplicación de carga se usó un material y una altura tal que el mismo fuera prácticamente indeformable para los niveles de carga aplicados en los ensayos experimentales.

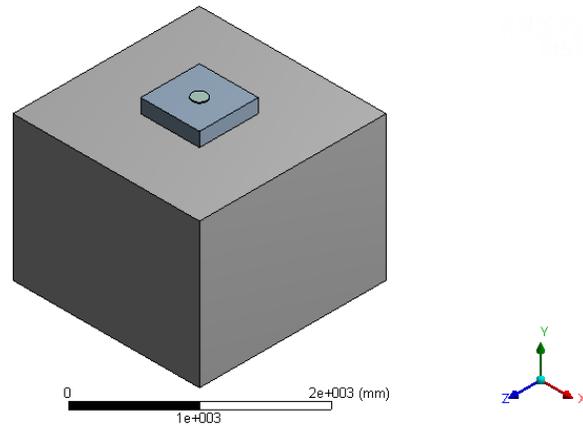


Figura 6.5. Geometría general del modelo empleado.

En el proceso de modelado se tuvieron en cuenta y se simularon todas las condiciones de frontera presentes en los ensayos realizados en campo. Con el fin de simular de una forma correcta las condiciones de frontera, se supuso que el terreno abajo y en el contorno del recebo era lo suficientemente grande para empotrar el modelo de análisis.

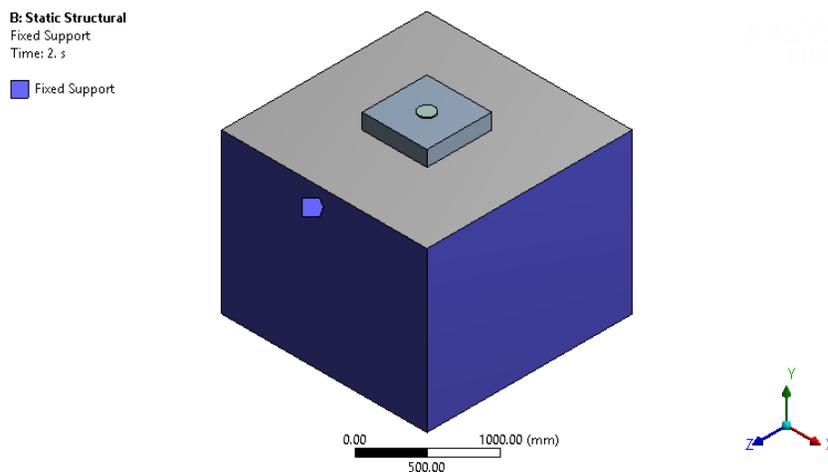


Figura 6.6. Sistema de poyo que simula el empotramiento del cubo de recebo en el terreno natural

Con el fin de simular el contacto existente entre el pistón y la zapata de concreto, al igual que el contacto entre la zapata de concreto y el recebo, ANSYS proporciona diferentes tipos de contactos entre elementos. A continuación se presenta una breve descripción de los mismos.

- **Bonded:** Mediante el empleo de este contacto se simula que ambas superficies se encuentren “pegadas” una a la otra, es decir, restringe cualquier tipo de deslizamiento o posible separación entre las superficies. En términos de convergencia y tiempo de cálculo es el contacto creado por defecto al importar la geometría de un problema.
- **No separation:** La diferencia de este tipo de contacto con respecto al “Bonded” radica en que este contacto permite que las superficies en contacto puedan deslizarse.
- **Rough:** Este tipo de contacto no permite deslizamiento entre las dos superficies que están en contacto utilizando un coeficiente de fricción infinito; sin embargo, sí permite que se separen si la fuerza normal en la superficie de contacto es la necesaria.
- **Frictionless:** El contacto permite que las superficies puedan desplazarse una con respecto a la otra estableciendo el coeficiente de fricción igual a 0.
- **Frictional:** A diferencia de “Frictionless”, este tipo de contacto permite definir un coeficiente de fricción entre las superficies en contacto. Las superficies se deslizan una con respecto a la otra si la fuerza normal en la superficie de contacto es menor al esfuerzo resistente al corte proporcionado por el coeficiente de fricción empleado.

Para la definición de los contactos en el modelado del problema se tuvieron en cuenta varios factores. Para el contacto entre el pistón y la zapata se llegó a que debido a la geometría del pistón, prácticamente toda la fuerza se aplica en el centro del elemento y se distribuye de forma axial y uniforme en el elemento, por lo que entre el pistón y la zapata no hay forma de que se presente algún tipo de gap. Debido a lo anterior el contacto entre estas superficies fue simulado con “Bonded”.

Con respecto al contacto entre la zapata y el recebo se realizaron pruebas con contactos tipo “Bonded” y contactos tipo “Rough”. Inicialmente se planteó la posibilidad que debido a la diferencia de rigidez entre el suelo y el concreto, se hubiera presentado una separación de los elementos principalmente en las esquinas, sin embargo, teniendo en cuenta la altura del elemento de concreto y los resultados obtenidos en los deformímetros, **se concluyó que en ningún momento se presentó un vacío entre el suelo y la zapata**. Analizado el comportamiento de los elementos en el sistema, el tipo de contacto utilizado en esta superficie fue “Bonded” también.

Bonded - Piston To Zapata

■ Bonded - Piston To Zapata

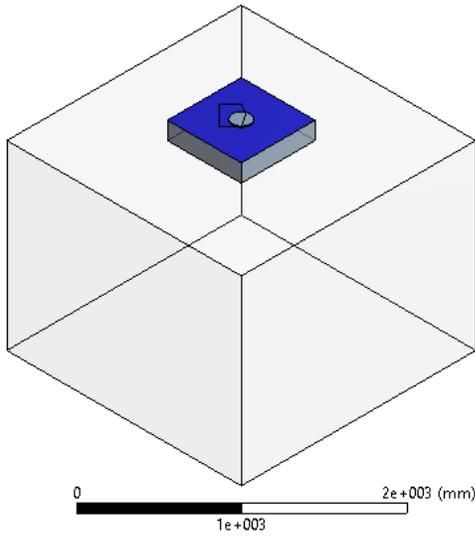


Figura 6.7. Superficie de contacto entre el pistón y la zapata.

Bonded - Zapata To Recebo

■ Bonded - Zapata To Recebo

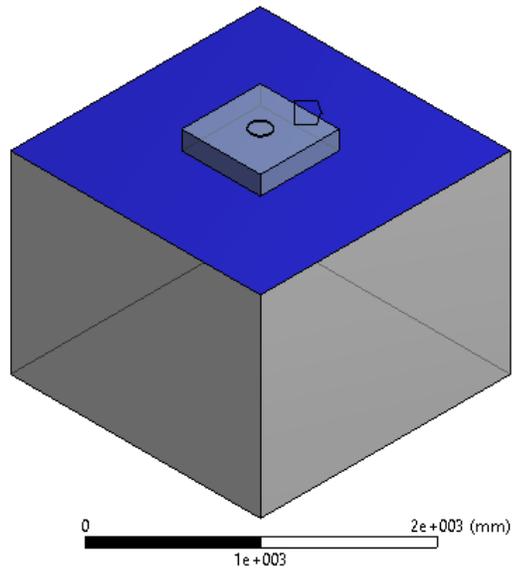


Figura 6.8. Superficie de contacto entre la zapata y el recebo

Con respecto al mallado o discretización de los elementos en el modelo, se emplearon algunos de los controles de mallado incluidos en ANSYS Workbench. Se procuró mantener un equilibrio entre la precisión del mallado y el tiempo o costo computacional que el análisis del mismo requiere, es decir, entre más preciso y refinado sea el modelado, más tiempo o costo computacional será necesario.

Debido a que las deformaciones presentadas tanto en el recebo como en la zapata se querían evaluar de forma detallada, se le aplicó el control de mallado “Refinement” a la cara superior del recebo. El mallado se define a partir de una escala entre 1 y 3, la cual especifica el número de veces que se refina el mallado en el elemento seleccionado. Este control funciona tanto en caras como en esquinas o vértices. Debido al costo o tiempo computacional que puede generar el elegir un nivel de detallado con elementos muy pequeños, se decidió emplear el 1 nivel de “Refinement”.



Figura 6.9. Herramienta que contiene los controles Mallado empleados en el análisis.

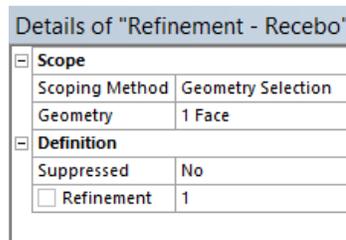


Figura 6.10. Detalles de la herramienta “Refinement”.

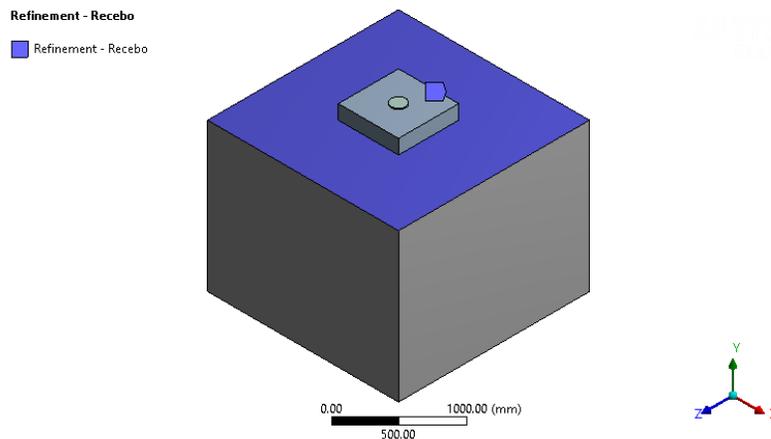


Figura 6.11. Herramienta “Refinement” aplicada en la cara superior del recebo.

Para la discretización de la zapata se combinaron dos herramientas disponibles denominadas “Mapped Face Meshing” y “Edge Sizing”. La primera establece un patrón que obliga a que el mallado se genere de forma que los elementos formen

una especie de cuadrícula, mientras que la segunda establece un número de elementos o un tamaño máximo de elemento, el cual debe controlar las divisiones creadas a través del “Mapped Face Meshing”.

Details of "Mapped Face Meshing H - Zapata"		Details of "Edge Sizing H - Zapata" -	
Scope		Scope	
Scoping Method	Geometry Selection	Scoping Method	Geometry Selection
Geometry	1 Face	Geometry	4 Edges
Definition		Definition	
Suppressed	No	Suppressed	No
Constrain Boundary	No	Type	Number of Divisions
Advanced		<input type="checkbox"/> Number of Divisions	51
Specified Sides	No Selection	Behavior	Soft
Specified Corners	No Selection	Bias Type	No Bias
Specified Ends	No Selection		

Figura 6.12. Detalles de las herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.

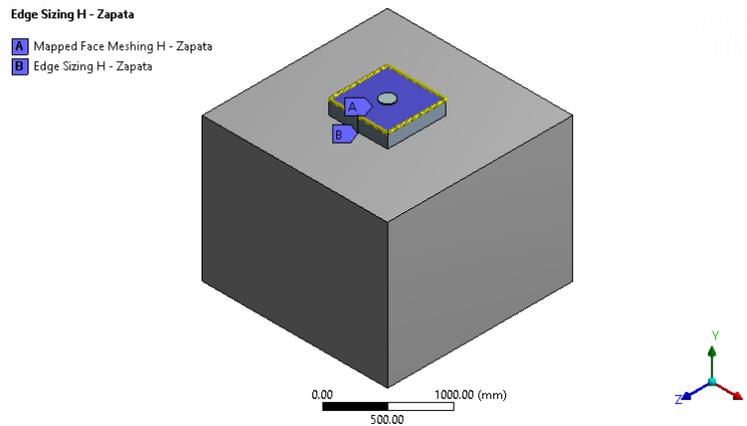


Figura 6.13. Herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.

Details of "Mapped Face Meshing V - Zapata"		Details of "Edge Sizing V - Zapata" -	
Scope		Scope	
Scoping Method	Geometry Selection	Scoping Method	Geometry Selection
Geometry	4 Faces	Geometry	4 Edges
Definition		Definition	
Suppressed	No	Suppressed	No
Constrain Boundary	No	Type	Number of Divisions
Advanced		<input type="checkbox"/> Number of Divisions	4
Specified Sides	No Selection	Behavior	Soft
Specified Corners	No Selection	Bias Type	No Bias
Specified Ends	No Selection		

Figura 6.14. Detalles de las herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en las caras laterales de la zapata.

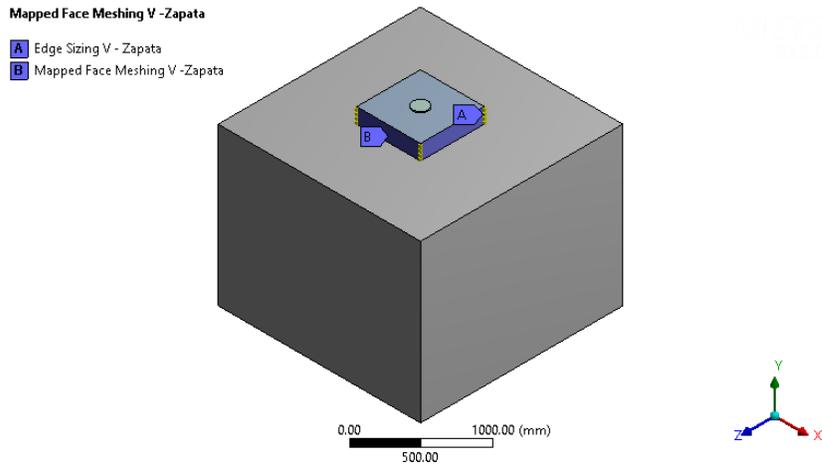


Figura 6.15. Herramientas “Mapped Face Meshing” “Edge Sizing” aplicadas en la cara superior de la zapata.

Definidos los controles de mallado o discretización de los elementos, a continuación se presenta el mallado obtenido.

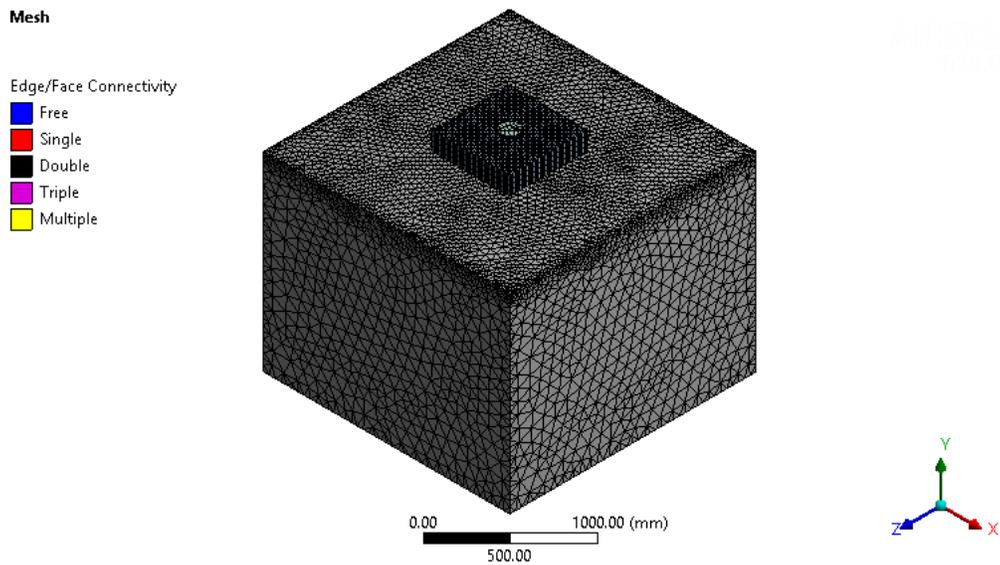


Figura 6.16. Discretización general del modelo de análisis.

Mesh

Edge/Face Connectivity

- Free
- Single
- Double
- Triple
- Multiple

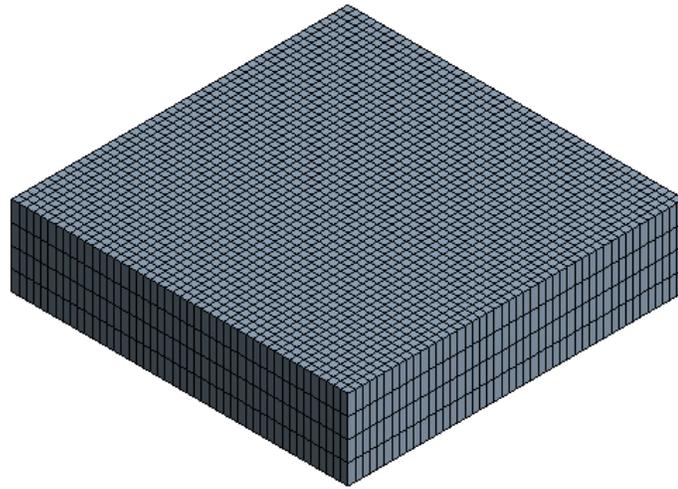
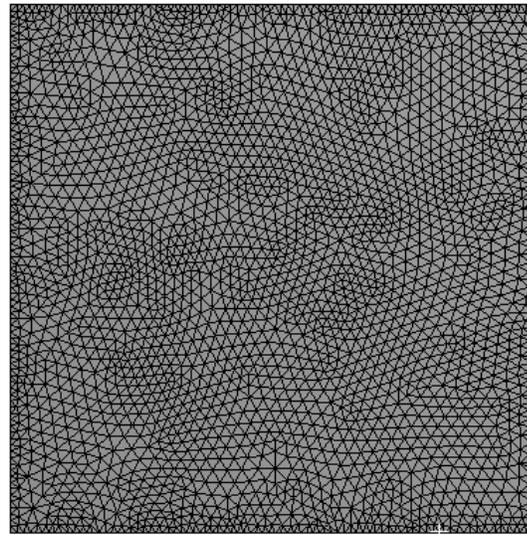


Figura 6.17. Discretización del elemento correspondiente a la zapata

Mesh

Edge/Face Connectivity

- Free
- Single
- Double
- Triple
- Multiple



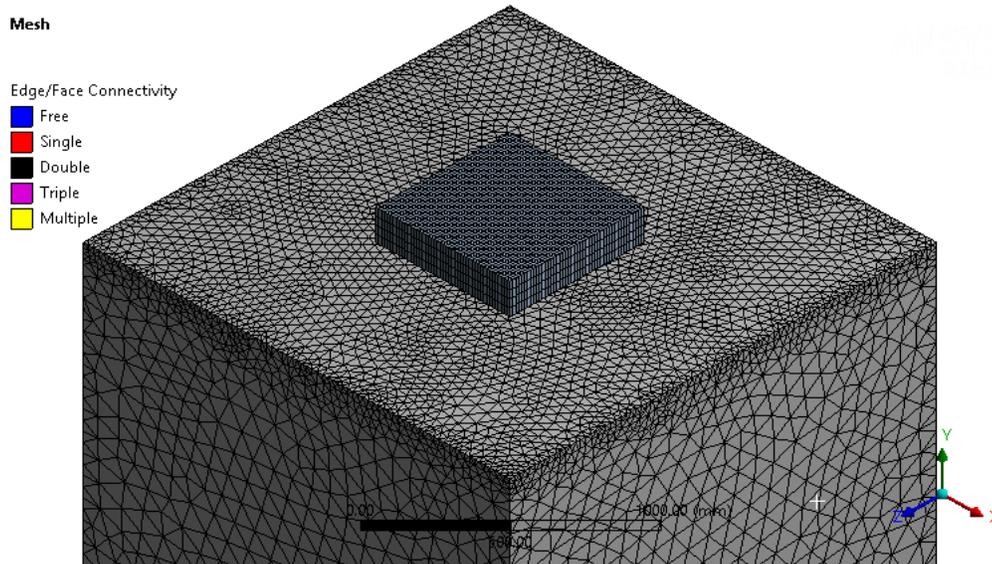


Figura 6.18. Refinado en la cara superior del recebo.

Statistics	
Nodes	132993
Elements	68107
Mesh Metric	None

Figura 6.19. Numero de nodos y elementos creados a partir de los criterios de mallado.

6.2 ZAPATA 1 – 630mm x 630mm x 150mm

Una vez establecidas las geometrías y asignados los materiales, se decide aplicar la carga en los modelos de forma secuencial estática, denominados tiempos en el software, similar a la forma como realmente se ejecuta el ensayo físico. Esto con el fin de ir observando el comportamiento de los esfuerzos en la interacción suelo-estructura, y el esquema de esfuerzos tanto en el elemento de concreto como en el suelo.

A continuación se presentan las condiciones de frontera para cada uno de los tiempos evaluados.

Tabla 13. Tiempos y cargas analizadas zapata 1

Tiempo	Carga aplicada en la prueba kN (kgf)	Observación
Tiempo 2	92.3 (9,405)	Punto donde el suelo deja de trabajar linealmente
Tiempo 3	131.8 (13,435)	Punto de carga máxima aplicada
Tiempo 4	186.4 (19,003)	Punto donde se alcanza My

Nota: los tiempos 3 y 4 son teóricos, ya que en la prueba experimental no se llegó a estos umbrales.

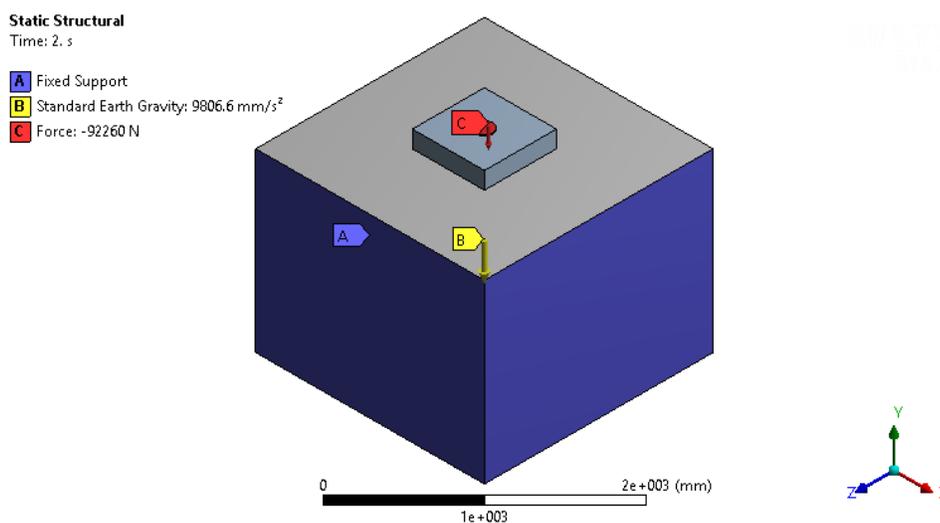


Figura 6.20. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 2s

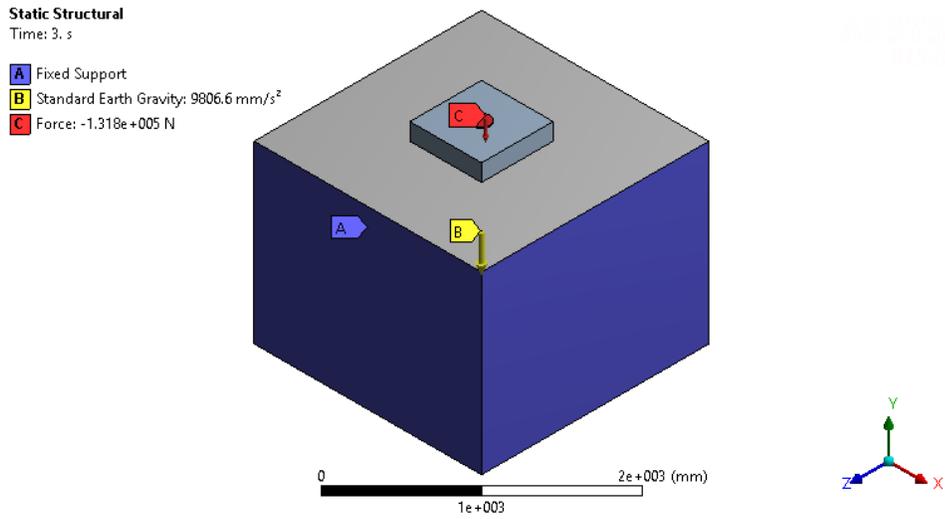


Figura 6.21. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 3s

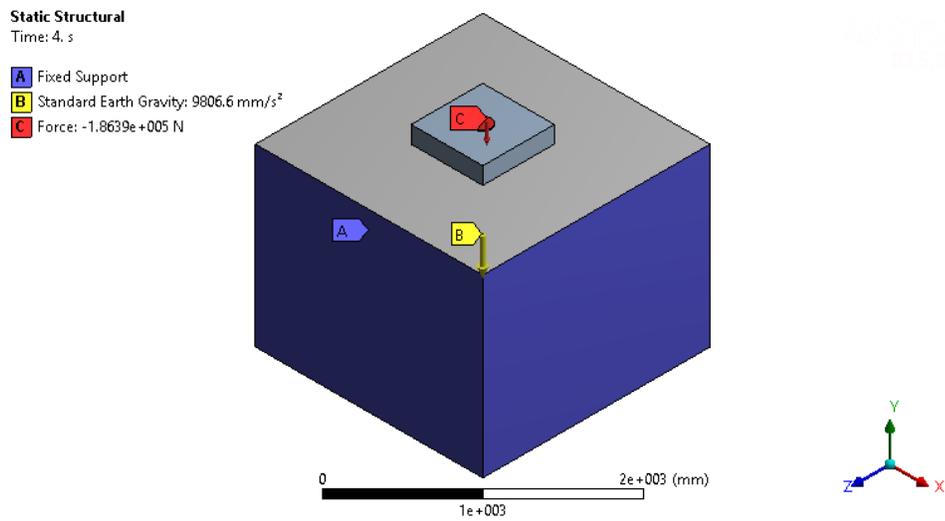


Figura 6.22. Condiciones de frontera Zapata 1 – Tiempo 4s

Para la zapata 1, los tiempos y cargas aplicados fueron los indicados en la siguiente tabla.

Tabular Data			
	Steps	Time [s]	<input checked="" type="checkbox"/> Force [N]
1	1	0.	0.
2	1	2.	-92260
3	2	3.	-1.318e+005
4	3	4.	-1.8639e+005
*			

Figura 6.23. Tiempos y cargas analizados en el modelo de la zapata 1

Dónde:

- Tiempo 2 s: Fuerza donde de acuerdo a las curvas experimentales el comportamiento del suelo deja de ser lineal
- Tiempo 3 s: Fuerza última aplicada en el ensayo de laboratorio.
- Tiempo 4 s: Fuerza teórica donde la zapata alcanza M_y

Ejecutado el análisis, el software guarda todo el análisis realizado y mediante el post-procesador o módulo denominado "Solution" se escoge entre las diferentes opciones los resultados que se desean observar. En este caso se desea ver los esfuerzos generados tanto en la zapata como en el recebo.

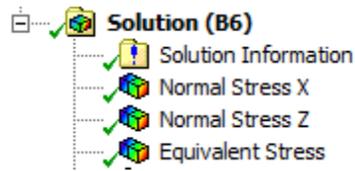


Figura 6.24. Resultados a obtener con ANSYS

Como se demostró en la tabla 11, la zapata 1 no llegó a fluencia en la prueba experimental, por lo que basado en los cálculos de la curva $M-\Phi$ del anexo E, se estima el esfuerzo en la sección de concreto para la carga que hubiese generado el M_y , el cual se compara con el esfuerzo en la sección de concreto en el modelo de ANSYS para la misma carga. Es una manera indirecta de conocer si el momento calculado con ANSYS teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es mayor o menor respecto al estimado por el diseño tradicional, debido a que experimentalmente no se logró medir directamente los esfuerzos en el elemento de concreto ni la presión bajo el cimientto.

Del anexo G se aprecia que el esfuerzo en la sección de concreto, f_c , en la fluencia del acero es de 12.98N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor estimado de 12.39N/mm^2 , valores relativamente similares.

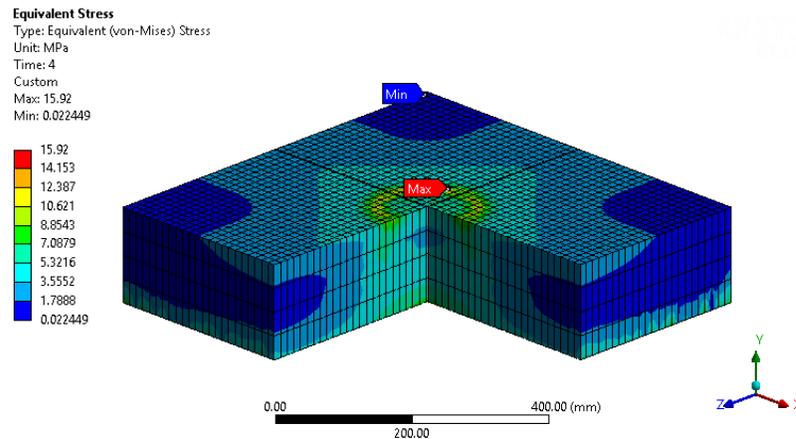


Figura 6.25. Esfuerzos en la zapata 1 en la fluencia

De igual manera en la Tabla 12 se aprecia que la presión en el suelo en la carga con la cual se obtiene M_y es de 0.47 N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor promedio de 0.46 N/mm^2 , valores relativamente similares.

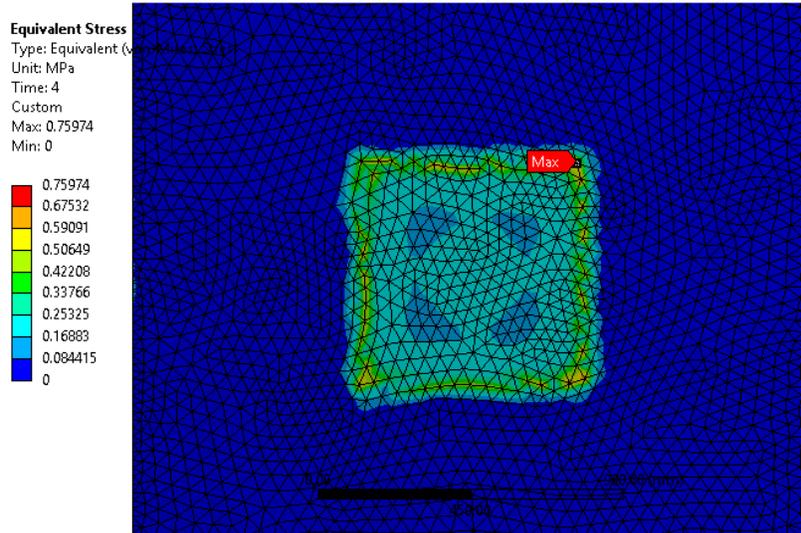


Figura 6.26. Presiones en el recebo

6.3 ZAPATA 2 - 630mm x 630mm x 120mm

Al igual que la zapata 1, una vez establecidas las geometrías y asignados los materiales, se decide aplicar la carga en los modelos de forma secuencial estática, denominados tiempos en el software, similar a la forma como realmente se ejecuta el ensayo físico. Esto con el fin de ir observando el comportamiento de los esfuerzos en la interacción suelo-estructura, y el esquema de esfuerzos tanto en el elemento de concreto como en el suelo.

Las siguientes figuras presentan las condiciones de frontera en cada uno de los tiempos evaluados.

Tabla 14. Tiempos y cargas analizadas zapata 2

Tiempo	Carga aplicada en la prueba kN (kgf)	Observación
Tiempo 2	92.3 (9,405)	Punto donde el suelo deja de trabajar linealmente
Tiempo 3	171.3 (17,466)	Punto de carga máxima aplicada
Tiempo 4	134.4 (13,699)	Punto donde se alcanza My

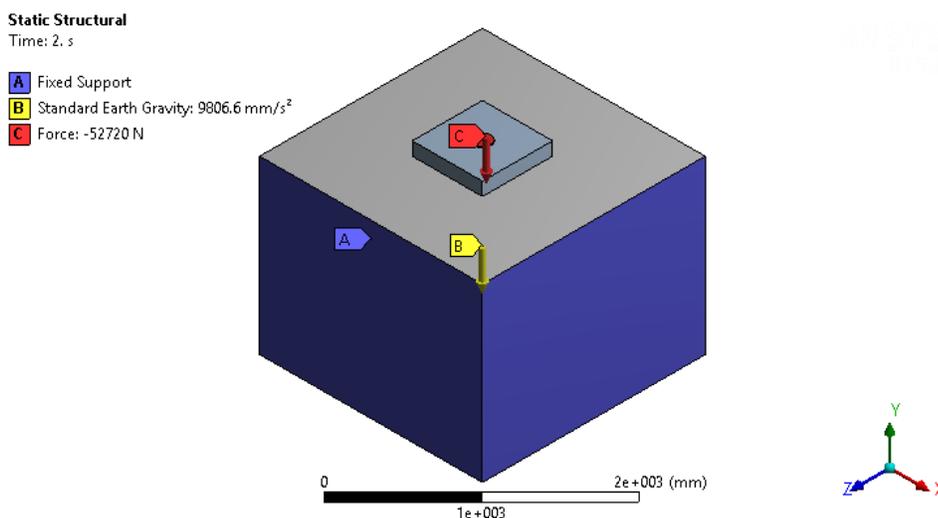


Figura 6.27. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 2s

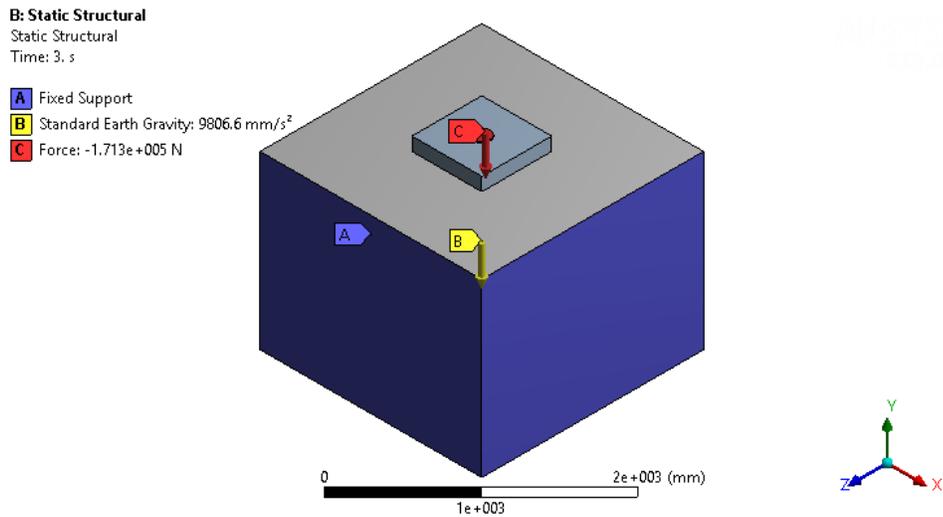


Figura 6.28. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 3s

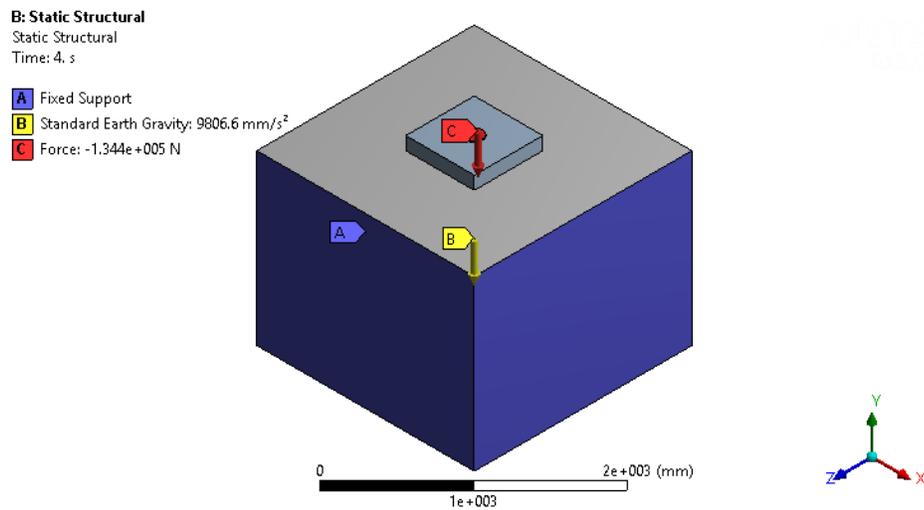


Figura 6.29. Condiciones de frontera Zapata 2 – Tiempo 4s

Para la zapata 2, los tiempos y cargas aplicados fueron los indicados en la siguiente tabla.

Tabular Data			
	Steps	Time [s]	Force [N]
1	1	0.	0.
2	1	2.	-52720
3	2	3.	-1.713e+005
4	3	4.	-1.344e+005
*			

Figura 6.30. Tiempos y cargas analizados en modelo zapata 2

Dónde:

- Tiempo 2 s: Fuerza donde de acuerdo a las curvas experimentales el comportamiento deja de ser lineal
- Tiempo 3 s: Fuerza última aplicada en el ensayo de laboratorio.
- Tiempo 4 s: Fuerza teórica donde la zapata alcanza M_y

Siguiendo el mismo procedimiento explicado en la zapata 1 se ejecuta el análisis y los siguientes son los esfuerzos definidos a generar tanto en la zapata como en el recebo.

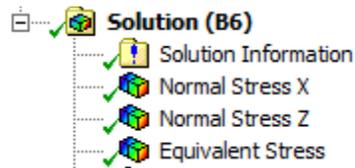


Figura 6.31. Resultados a obtener con ANSYS

Como se demostró en la tabla 11 la zapata 2 si llego a fluencia en la prueba experimental, por lo que basado en los cálculos de la curva $M-\Phi$ del anexo E, estimamos el esfuerzo en la sección de concreto para la carga que genera el M_y , el cual se compara con el esfuerzo en la sección de concreto en el modelo de ANSYS para la misma carga. Es una manera indirecta de conocer si el momento calculado con ANSYS teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es mayor o menor respecto al estimado por el diseño tradicional, debido a que experimentalmente no se logró medir directamente los esfuerzos en el elemento de concreto ni la presión bajo el cimientto.

Del anexo G se aprecia que el esfuerzo en el concreto, f_c , en la fluencia del acero es de 16.04N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor estimado de 11.74N/mm^2 , valores con diferencia del 36.6%.

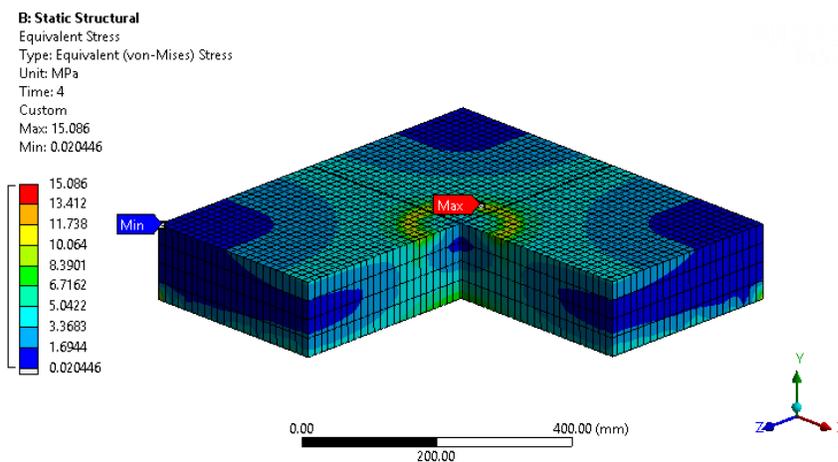


Figura 6.32. Esfuerzos en la zapata 2 en la fluencia

Asimismo en la Tabla 12 se observa que la presión en el suelo en la carga con la cual se obtiene M_y es de 0.34 N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor promedio de 0.39 N/mm^2 , valores relativamente similares.

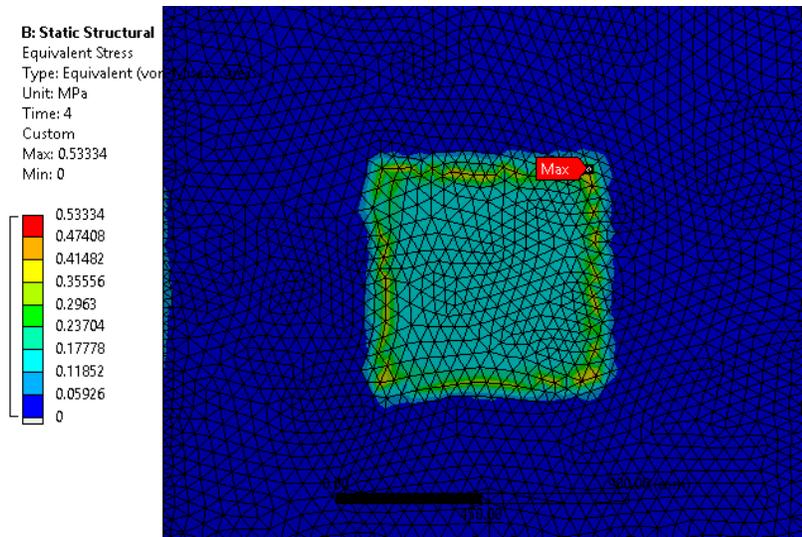


Figura 6.33. Presiones en el recebo

6.4 ZAPATA 3 - 630mm x 630mm x 140mm

Al igual que la zapata 1 y la zapata 2, una vez establecidas las geometrías y asignados los materiales, se decide aplicar la carga en los modelos de forma secuencial estática, denominados tiempos en el software, similar a la forma como realmente se ejecuta el ensayo físico. Esto con el fin de ir observando el comportamiento de los esfuerzos en la interacción suelo-estructura, y el esquema de esfuerzos tanto en el elemento de concreto como en el suelo.

A continuación se presentan las condiciones de frontera para cada uno de los tiempos evaluados.

Tabla 15. Tiempos y cargas analizadas zapata 3

Tiempo	Carga aplicada en la prueba kN (kgf)	Observación
Tiempo 2	52.7 (5,374)	Punto donde el suelo deja de trabajar linealmente
Tiempo 3	184.5 (18.809)	Punto de carga máxima aplicada
Tiempo 4	141.1 (14,388)	Punto donde se alcanza My

B: Static Structural
Static Structural
Time: 2. s

- A** Fixed Support
- B** Standard Earth Gravity: 9806.6 mm/s²
- C** Force: -52720 N

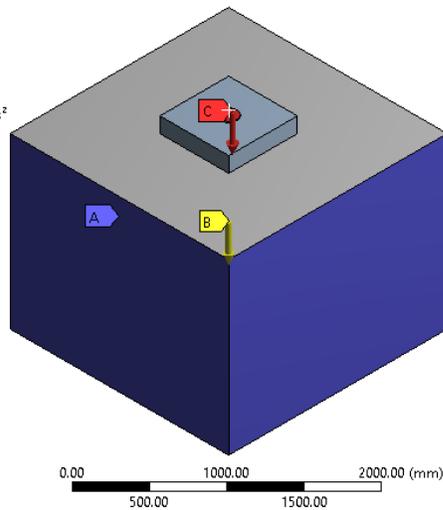


Figura 6.34. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 2s

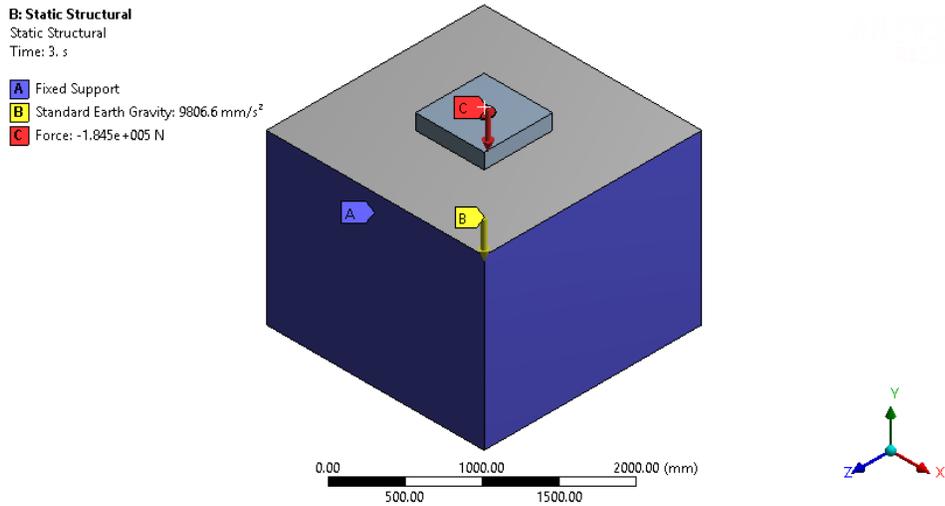


Figura 6.35. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 3s

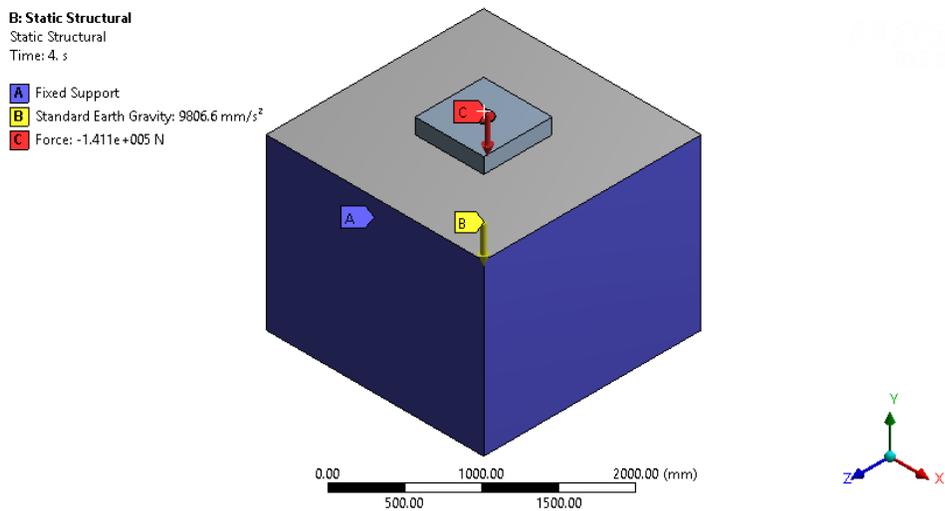


Figura 6.36. Condiciones de frontera Zapata 3 – Tiempo 4s

Para la zapata 3, los tiempos y cargas aplicados fueron los indicados en la siguiente tabla.

Tabular Data			
	Steps	Time [s]	<input checked="" type="checkbox"/> Force [N]
1	1	0.	0.
2	1	2.	-52720
3	2	3.	-1.845e+005
4	3	4.	-1.411e+005
*			

Figura 6.37. Tiempos y cargas analizados en modelo zapata 3

Dónde:

- Tiempo 2 s: Fuerza donde de acuerdo a las curvas experimentales el comportamiento deja de ser lineal
- Tiempo 3 s: Fuerza última aplicada en el ensayo de laboratorio.
- Tiempo 4 s: Fuerza teórica donde la zapata alcanza M_y

De la misma manera explicada en la zapata 1 se ejecuta el análisis y los siguientes son los esfuerzos definidos a generar tanto en la zapata como en el recebo.

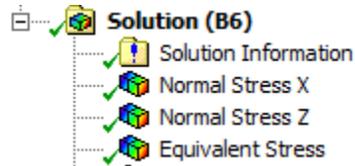


Figura 6.38. Resultados a obtener con ANSYS

Como se demostró en la tabla 11, la zapata 3 también llegó a fluencia en la prueba experimental, por lo que basado en los cálculos de la curva $M-\Phi$ del anexo E, estimamos el esfuerzo en la sección de concreto para la carga que genera el M_y , el cual se compara con el esfuerzo en la sección de concreto en el modelo de ANSYS para la misma carga. Es una manera indirecta de conocer si el momento calculado con ANSYS teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es mayor o menor respecto al estimado por el diseño tradicional, debido a que experimentalmente no se logró medir directamente los esfuerzos en el elemento de concreto ni la presión bajo el cimientto.

Del anexo G se aprecia que el esfuerzo en el concreto, f_c , en la fluencia del acero es de 14.13 N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor estimado de 10.10 N/mm^2 , presentando diferencia del 40%.

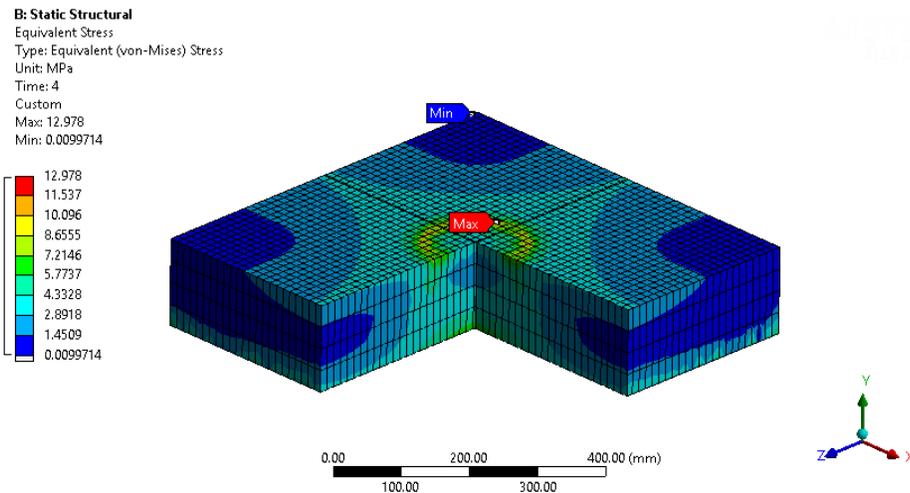


Figura 6.39. Esfuerzos en la zapata 3 en la fluencia

Así mismo de la Tabla 12 se revisa que la presión en el suelo en la carga con la cual se obtiene M_y es de 0.36 N/mm^2 y de ANSYS se tiene un valor estimado de 0.34 N/mm^2 , valores relativamente similares.

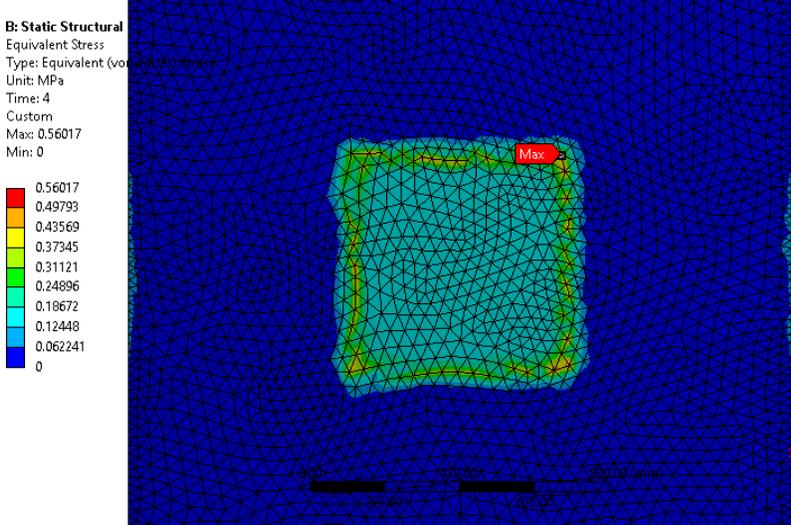


Figura 6.40. Presiones en el recebo

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Es importante incorporar en los análisis de fundaciones donde se vayan a presentar cargas cíclicas o en estructuras que por el efecto dinámico del sismo se presente descarga y recarga en los apoyos, la interacción suelo-estructura para determinar el esfuerzo que se transmite al suelo y las deformaciones esperadas, según el tipo de solución adoptado. En todos los modelos estudiados en este trabajo, experimental y analíticamente, el suelo siempre se comportó en forma no lineal, presentando degradación en cada ciclo de carga demostrado por las curvas esfuerzo-deformación de los modelos, donde el módulo de balasto fue reduciéndose después de cada prueba y de que siempre resultaron deformaciones permanentes al final.
- Tanto en los modelos en ANSYS como en los modelos experimentales, se comprobó que las placas de concreto sobre suelo granular se comportan como elementos flexibles, obteniéndose resultados en los esfuerzos del concreto muy similares en ambos modelos.
- En cuanto a asentamientos se apreció deformación radial y simétrica en los modelos de ANSYS y en los experimentales, pero en las magnitudes se registraron diferencias significativas, debido a que en los modelos de ANSYS se trabajó con la curva esfuerzo-deformación del ensayo de placa, dejando constante el módulo de balasto. Estos resultados permiten concluir que para el análisis del elemento estructural el software ANSYS es adecuado, pero se requiere definir cuidadosamente la curva esfuerzo-deformación del suelo en cada caso para la simulación no lineal del mismo.
- En los modelos analíticos realizados con ANSYS, se simuló la no linealidad del suelo a partir de la curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo de placa y alimentada en el módulo “Multilinear Isotropic Hardening”. Esto permitió conocer la matriz de esfuerzos bajo el cimiento, los asentamientos, la afectación del campo cercano de interacción suelo-estructura (bulbo de esfuerzos en el recebo bajo el cimiento), y la afectación en el campo lejano. Estos valores son fundamentales para el diseño de cimentaciones, utilidades únicas de estos tipos de software que dan herramientas al geotecnista y al estructural efectivas. Los modelos analizados eran sencillos y aun así demandaron hasta tres (3) horas, cada uno, cuando se corrían.
- A partir de las pruebas experimentales y apoyado en la teoría de vigas a flexión y la curva $M-\Phi$, se calcularon los momentos y esfuerzos en la sección de las zapatas sin considerar la interacción suelo-estructura, y se

compararon con los esfuerzos en los modelos de ANSYS, concluyendo que para el tipo de fundación y suelo estudiado no es posible reducir los momentos flectores de diseño considerando la interacción suelo-estructura, es decir, que para el análisis y diseño de las zapatas es adecuado considerar reacción uniforme del suelo como si éste se comportara elásticamente.

- Debido a la diferencia de rigideces entre los elementos estructurales analizados por González (2015) y las zapatas en concreto de la presente investigación, debe ajustarse la teoría de interacción suelo-estructura para cada caso con los parámetros de cada uno de los experimentos, de tal manera que permita correlacionarlas, lo cual puede ser estudiado en la línea que desarrolla la Escuela.

7.2 RECOMENDACIONES

- Incluir cargas cíclicas y registrar otros parámetros como degradación de la capacidad del suelo ante ese tipo de solicitaciones.
- Generar el modelo ANSYS incluyendo la no linealidad del concreto (multilineal), de la misma manera como se manejó para el suelo, y generar varios modelos con diferentes módulos de balasto para cada caso y revisar las condiciones de contacto concreto-suelo. Adicionalmente, en los experimentos homogenizar el material de relleno para garantizar mejor uniformidad.
- Se recomienda usar perfil metálico más rígido, para minimizar las deformaciones así como adicionar más masa en los apoyos de las columnas.
- Acorde con los asentamientos registrados en las esquinas de las zapatas, que presentaron diferentes tendencias en cada ensayo, se recomienda, además de centrar la zapata con el gato hidráulico, nivelar adecuadamente la superficie donde se colocaran las zapatas.
- Para una mejor aproximación a los parámetros del suelo, se recomienda realizar un ensayo triaxial para estimar con más precisión la curva esfuerzo-deformación del suelo y módulo de Young ya que son datos de entrada sensibles en el programa ANSYS y por consiguiente a los resultados.
- Podría medirse experimentalmente las presiones bajo las zapatas, por lo cual se recomienda instalar sensores de presión digitales, sincronizados con la celda de carga del gato hidráulico para obtener registros en línea.

- Se recomienda realizar un análisis para correlacionar los resultados de las diferentes investigaciones que se han realizado, como tema de un futuro trabajo de grado.

8. BIBLIOGRAFÍA

GONZÁLEZ SANDOVAL, Mary Yorley. Estudio de la interacción suelo-estructura en el rango elástico e inelástico de una zapata aislada mediante modelos físicos a escala y mediante elementos finitos. Trabajo de profundización de Maestría de la Escuela Colombiana de Ingeniería. 2015.

LOPEZ DUQUE, Gustavo Alberto. Análisis de modelos físicos de zapatas aisladas sobre resortes para estudios de interacción suelo-estructura: una verificación según reglamento NSR-10. Proyecto final de Maestría Escuela Colombiana de Ingeniería. 2012.

MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones. Uned. 2012.

SEGURA FRANCO, Jorge Ignacio, Estructuras de concreto I. Séptima Edición. Universidad Nacional de Colombia. 2011.

NSR-10. Ley 400 de 1997, Decreto 926 de 2010. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. 2010.

FERNANDEZ CASTILLO, Rafael Ramón y TORRES, Carlos. Análisis de modelos físicos de zapatas aisladas sobre resortes para estudios de interacción suelo-estructura. Trabajo de grado de especialización Escuela Colombiana de Ingeniería. 2009.

LILIANA ARENAS. Sistema de cimentación en placa-pilote, análisis de interacción suelo-estructura para suelos del valle de Aburra. Tesis Universidad Nacional. 2009.

ANDREA JURADO Y EDWARD MARIN. Herramienta didáctica e interactiva para el cálculo del modelo hiperbólico y los parámetros de la teoría del estado crítico. Tesis Universidad De La Salle. 2009.

PECK, HANSON AND THORNBURN. Ingeniería de cimentaciones. Publicado por Limusa. 2009.

VIASÚS ARTEAGA, Carolina y LÓPEZ PALOMINO, Paulo Marcelo. Evaluación interacción suelo estructura mediante un modelo físico (zapatas aisladas). Trabajo de grado de especialización Escuela Colombiana de Ingeniería. 2008.

MOAVENI, Saeed. Finite element analysis: theory and application with ANSYS. Publicado por Person Prentice Hall. 2008.

NII ALLOTEY AND M. HESHAM EL NAGAR. Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure in analysis. Canadá. 2008.

NIETO, CASTAÑEDA Y VARGAS. Medición experimental del coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, ko. Universidad Nacional, 2007.

PULIDO, Juan Gabriel y SOACHA SANCHEZ, Alirio. Comportamiento de la superestructura considerando los efectos de interacción suelo-estructura. Trabajo de grado de especialización Escuela Colombiana de Ingeniería. 2007.

VILLARREAL, Genner. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. PERU. 2006.

ZEA CONSTANTINO, Carmelino. RIVERA CONSTANTINO, Rigoberto. Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos. Unam. 2004.

M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO Y DR. RIGOBERTO RIVERA. Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos. UNAM. 2004

DELGADO VARGAS, Manuel. Interacción suelo estructura. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda reimpresión. 2002.

NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. Publicado por Mc Graw Hill. 2001.

CALAVERA RUIZ, José. Cálculo de estructuras de cimentación. Publicado por Intemac. Cuarta edición. 2000.

THE INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. Soil – structure interaction. Publicado por Institution of Structural Engineers. 1989.

MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones. Capítulo 4.

SEQUERA D.A., SOLANO L.F., Tesis algoritmo para la calibración de modelos estructurales en elementos finitos de puentes usando ANSYS. Pontificia Universidad Javeriana.

9. ANEXOS

ANEXO A. DISEÑO MEZCLAS DE CONCRETO



ESCUELA
COLOMBIANA
DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

Bogotá D.C., Enero 24 de 2014

Ingeniera
NANCY TORRES CASTELLANOS
Jefe del Laboratorio de Estructuras y Materiales
Escuela Colombiana de Ingeniería
Ciudad

Anexo a la presente estamos entregando el informe IG – 002 – 14, correspondiente a los resultados de los ensayos solicitados por usted al Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería, el pasado 10 de Enero de 2014.

El material recibido y sometido a ensayos, de acuerdo con la identificación dada por usted, fue el siguiente:

- Muestra N° 1: Arena
- Muestra N° 1: Grava

Atenderemos con gusto cualquier aclaración al respecto.



Ing. Claudia Rios Reyes
Laboratorio de Suelos y Pavimentos



Ing. Nathaly Mera Solarte
Laboratorio de Suelos y Pavimentos

LF 01 - Febrero 2009 - OCHOA IMPRESORES LTDA.

Ak 45 N° 205-59 (Autopista Norte, kilómetro 13)
PBX: (571) 668 3600 • Fax: 676 2340 • A.A. 14520 • Bogotá, D.C. (1029), Colombia
www.escuelaing.edu.co

1.2 PESO UNITARIO
Norma ASTM C 29-78

Procedimiento:

Panzonamiento con barra sobre muestra representativa.

Resultado:

Peso unitario suelto = 1498,8 kg/m³
Peso unitario compactado = 1661,7 kg/m³

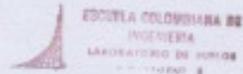
1.3 DENSIDAD Y ABSORCIÓN
Norma ASTM C 128-84

Resultados:

Densidad aparente = 2,479 g/cm³
Densidad condición SSS = 2,528 g/cm³ ✓
Densidad Nominal = 2,606 g/cm³
Absorción = 2,0 %

1.4 MATERIA ORGÁNICA
Norma ASTM C 40 - 84

Resultado: Coloración No 5

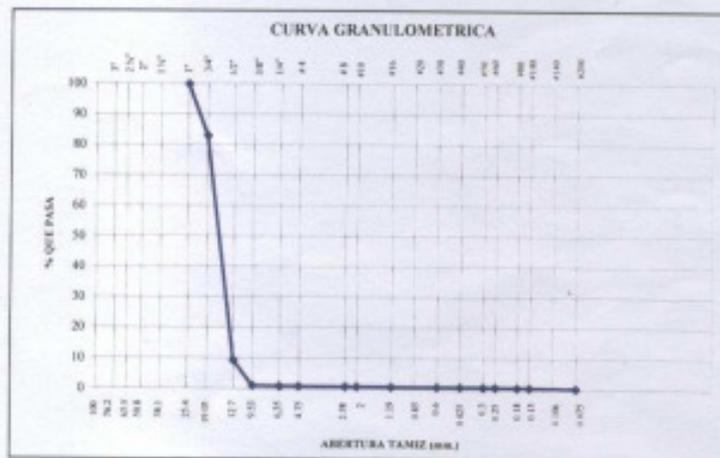


2. MUESTRA N° 2
Grava

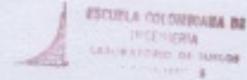
2.1 GRANULOMETRIA
Norma ASTM C 136 - 84a y C 117 - 87

Peso material sucio y seco (g) = 4248,0 Peso recipiente (g) = 0,0
Peso material retenido seco (g) = 4232,0 Peso material pasa No. 200 (g) = 16,0

TAMIZ	PESO MATERIAL + RECIPIENTE (g)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO (corregido)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASA
1"	0,0	0,0	0,0	0,0	100
3/4"	723,6	723,6	17,0	17,0	83
1/2"	3124,4	3124,4	73,5	90,6	9
3/8"	353,7	353,7	8,3	98,9	1
1/4"	6,8	6,8	0,2	99,1	1
N° 4	1,3	1,3	0,0	99,1	1
N° 8	2,4	2,4	0,1	99,2	1
N° 10	0,2	0,2	0,0	99,2	1
N° 16	0,6	0,6	0,0	99,2	1
N° 30	0,9	0,9	0,0	99,2	1
N° 40	0,8	0,8	0,0	99,2	1
N° 50	1,5	1,5	0,0	99,3	1
N° 60	1,6	1,6	0,0	99,3	1
N° 80	2,9	2,9	0,1	99,4	1
No. 100	2,1	2,1	0,0	99,4	1
No. 200	7,8	7,8	0,2	99,6	0,4
Fondo	1,4	1,4	0,4	100,0	0
Suma pesos retenidos (g) =		4232,0			



LF 01 - Febrero 2009 - OCHOA IMPRESORES LTDA.



2.2 PESO UNITARIO
Norma ASTM C 29-78

Procedimiento:

Punzonamiento con barra sobre muestra representativa.

Resultado:

Peso unitario suelto = 1291,8 kg/m³
Peso unitario compactado = 1492,1 kg/m³

2.3 DENSIDAD Y ABSORCION
Norma ASTM C 128-84

Resultados:

Densidad aparente = 2,421 g/cm³
Densidad nominal = 2,639 g/cm³
Absorción = 3,4 %

$S_{555} = 2,703 \text{ g/cm}^3$

ZAPATA 1

Paso 1. Asentamiento

Tabla 6.3.1 Pavimentos y losas 3.5 - 5.0 cm

Paso 2. Tamaño máximo del agregado

1/3 del espesor 5 cm

Paso 3. Contenido de agua de mezclado y contenido de aire

Tabla 6.3.3 155 l/m³

Contenido de aire atrapado estimado 1.5 %

Paso 4. Relación agua-cemento

Tabla 6.3.4(a), a/c 0.53

Paso 5. Contenido de cemento

A partir de la relación a/c 292.5 kg/m³

Paso 6. Estimación contenido de agregado grueso

Volumen 1163.8 kg/m³

Paso 7. Estimación contenido de agregado fino

Volumen 757.0 kg/m³

Cantidades estimadas para una zapata de 630mm x 630mm x 150mm y 4 cilindros de 4" x 8"

Cemento 19.3 kg

Agua 10.0 l

Agregado grueso 77.1 kg

Agregado fino 51.3 kg

Con este diseño se observó que había poca manejabilidad de la mezcla debido a exceso de agregado grueso y el poco asentamiento obtenido, aunque se obtuvo la resistencia esperada. Por este motivo se decide realizar un nuevo diseño de mezcla el cual es presentado a continuación.

La resistencia obtenida a los 24 días fue de 20MPa (200kg/cm²), según los siguientes cálculos:

Diámetro cilindro = 101mm

Altura cilindro = 200mm

Área cilindro = 8010mm²

Pu = 16000kgf

σu = 20MPa

ZAPATAS 2 y 3

Paso 1. Asentamiento

Tabla 6.3.1 Pavimentos y losas 3.5 - 5.0 cm

Paso 2. Tamaño máximo del agregado

El realmente utilizado y disponible 1.91 cm

Paso 3. Contenido de agua de mezclado y contenido de aire

Tabla 6.3.3 185 l/m³

Contenido de aire atrapado estimado 1.5 %

Paso 4. Relación agua-cemento

Tabla 6.3.4(a), a/c 0.53

Paso 5. Contenido de cemento

A partir de la relación a/c 349.1 kg/m³

Paso 6. Estimación contenido de agregado grueso

Volumen 984.8 kg/m³

Paso 7. Estimación contenido de agregado fino

Volumen 806.0 kg/m³

Cantidades estimadas para dos zapatas de 630mm x 630mm x 120mm, dos zapatas de 630mm x 630mm x 140mm y 6 cilindros de 4" x 8"

Cemento 75.5 kg

Agua 39.4 l

Agregado grueso 207.9 kg

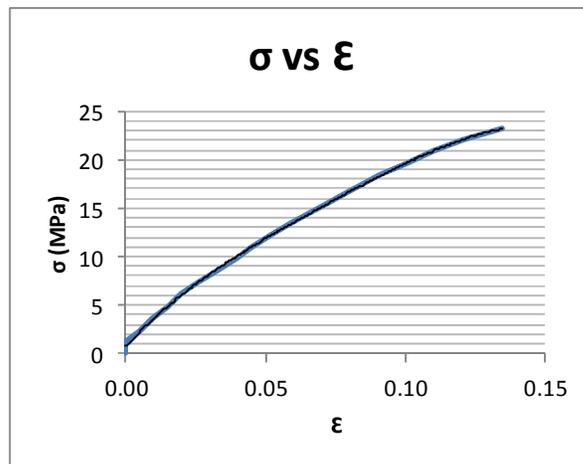
Agregado fino 181.2 kg

La resistencia promedio obtenida a los 49 días fue de 23.1MPa (231kg/cm²) según los cálculos presentados a continuación:

ENSAYO DE COMPRESIÓN Y MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

		Carga (kg-f)	deformación (mm x 10 ⁻²)
Mezcla	2		
Cilindro	1	0	0.0
		1000	0.0
Diámetro 1	5.9 cm	2000	1.0
Diámetro 2	5.0 cm	3000	2.0
Altura 1	9.1 cm	4000	3.0
Altura 2	9.2 cm	5000	4.0
		6000	5.2
		7000	6.5
		8000	7.9
		9000	9.0
		10000	10.5
		11000	11.8
		12000	13.5
		13000	15.0
		14000	16.5
		15000	18.2
		16000	20.0
		17000	22.0
		18000	24.2
		19000	27.0
		19300	

σ (Mpa)	ϵ (x 10 ⁻²)
0	0.00
1.2	0.00
2.4	0.01
3.7	0.01
4.9	0.02
6.1	0.02
7.3	0.03
8.6	0.03
9.8	0.04
11.0	0.05
12.2	0.05
13.5	0.06
14.7	0.07
15.9	0.08
17.1	0.08
18.4	0.09
19.6	0.10
20.8	0.11
22.0	0.12
23.3	0.14
23.6	

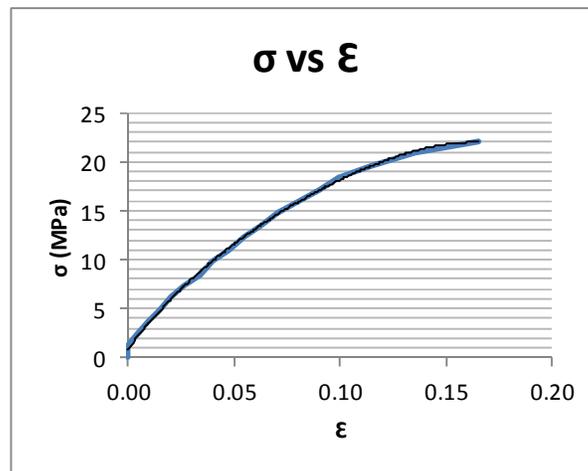


$f'_c =$ 23.6 MPa
 $0.40f'_c =$ 9.5 MPa
 ϵ en $0.40f'_c =$ 0.0368
 f_c en $\epsilon = 50 \times 10^{-6} =$ 2.22 MPa $E_c =$ 22744 MPa

ENSAYO DE COMPRESIÓN Y MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

		Carga (kg-f)	deformación (mm x 10 ⁻²)
Mezcla	2		
Cilindro	2	0	0.0
		1000	0.0
Diámetro 1	5.5 cm	2000	0.9
Diámetro 2	4.8 cm	3000	1.9
Altura 1	9.3 cm	4000	3.0
Altura 2	9.3 cm	5000	4.0
		6000	5.3
		7000	6.8
		8000	8.0
		9000	9.5
		10000	11.0
		11000	12.5
		12000	14.2
		13000	16.0
		14000	18.0
		15000	20.0
		16000	23.0
		17000	27.0
		18000	33.0
		18400	

σ (Mpa)	ϵ (x 10 ⁻²)
0	0.00
1.2	0.00
2.4	0.00
3.7	0.01
4.9	0.02
6.1	0.02
7.3	0.03
8.6	0.03
9.8	0.04
11.0	0.05
12.2	0.06
13.5	0.06
14.7	0.07
15.9	0.08
17.1	0.09
18.4	0.10
19.6	0.12
20.8	0.14
22.0	0.17
22.5	



$f'c =$
 $0.40f'c =$
 $\epsilon \text{ en } 0.40f'c =$
 $fc \text{ en } \epsilon = 50 \times 10^{-6} =$

22.5 MPa
 9.0 MPa
 0.0351
 2.26 MPa **Ec =**

22431 MPa



Figura 9.1. Cilindros de prueba mezcla uno



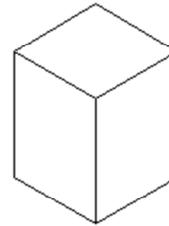
Figura 9.2. Falla de un cilindro del primer diseño de mezcla

ANEXO B. PREDIMENSIONAMIENTO MACIZOS PARA BANCO DE PRUEBAS

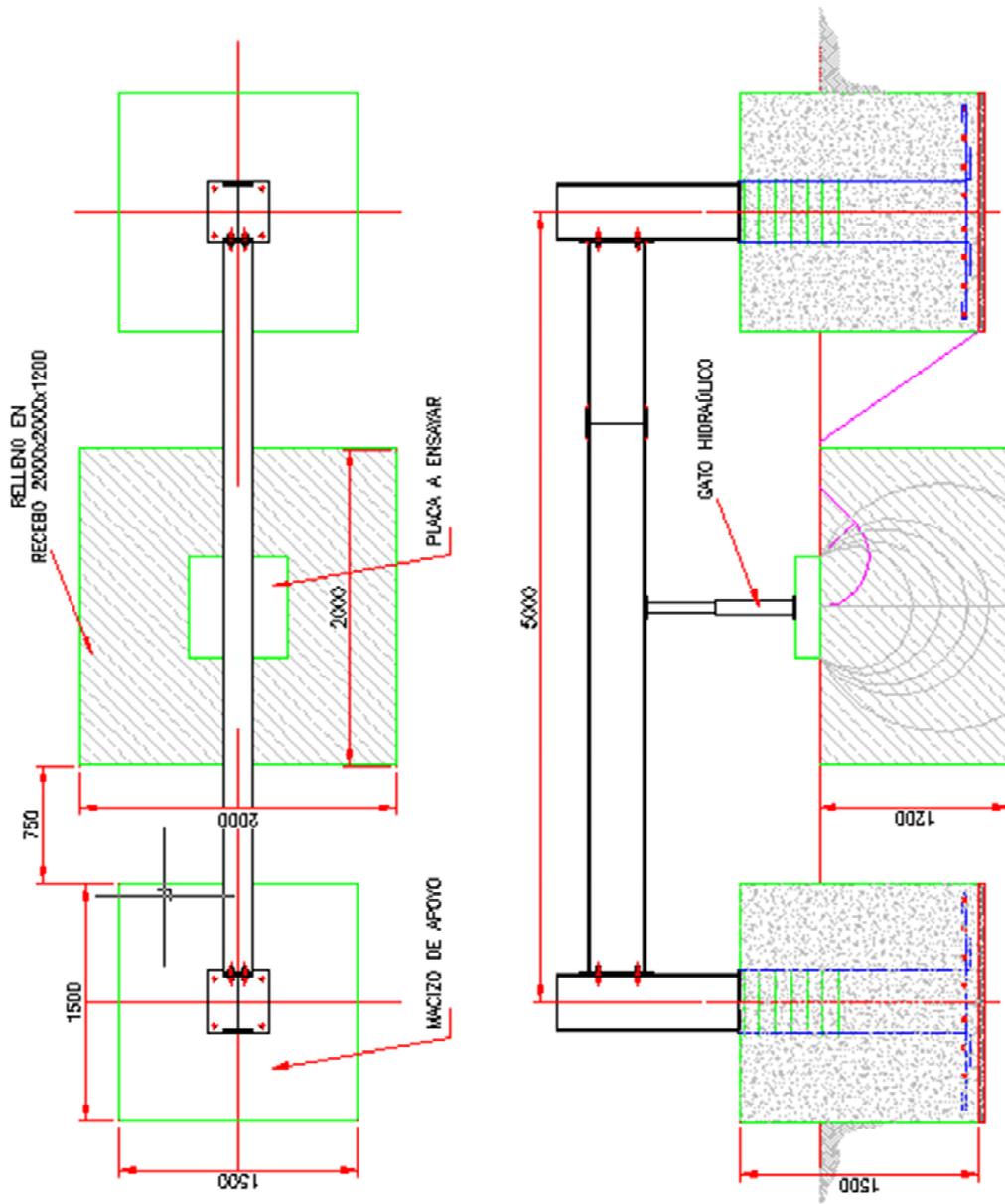
capacidad admisible del suelo estimada del suelo		12 t/m ²	este es el suelo que vamos a llevar al limite
esfuerzo ultimo del suelo FS =	2.5	30 t/m ²	
L, lado zapata cuadrada		0.63 m	
Fu = $\sigma \cdot A$		11.91 t	carga maxima a aplicar en el gato a la que se espera falle el suelo
Reaccion en apoyo FS =	1.4	8.33 t	

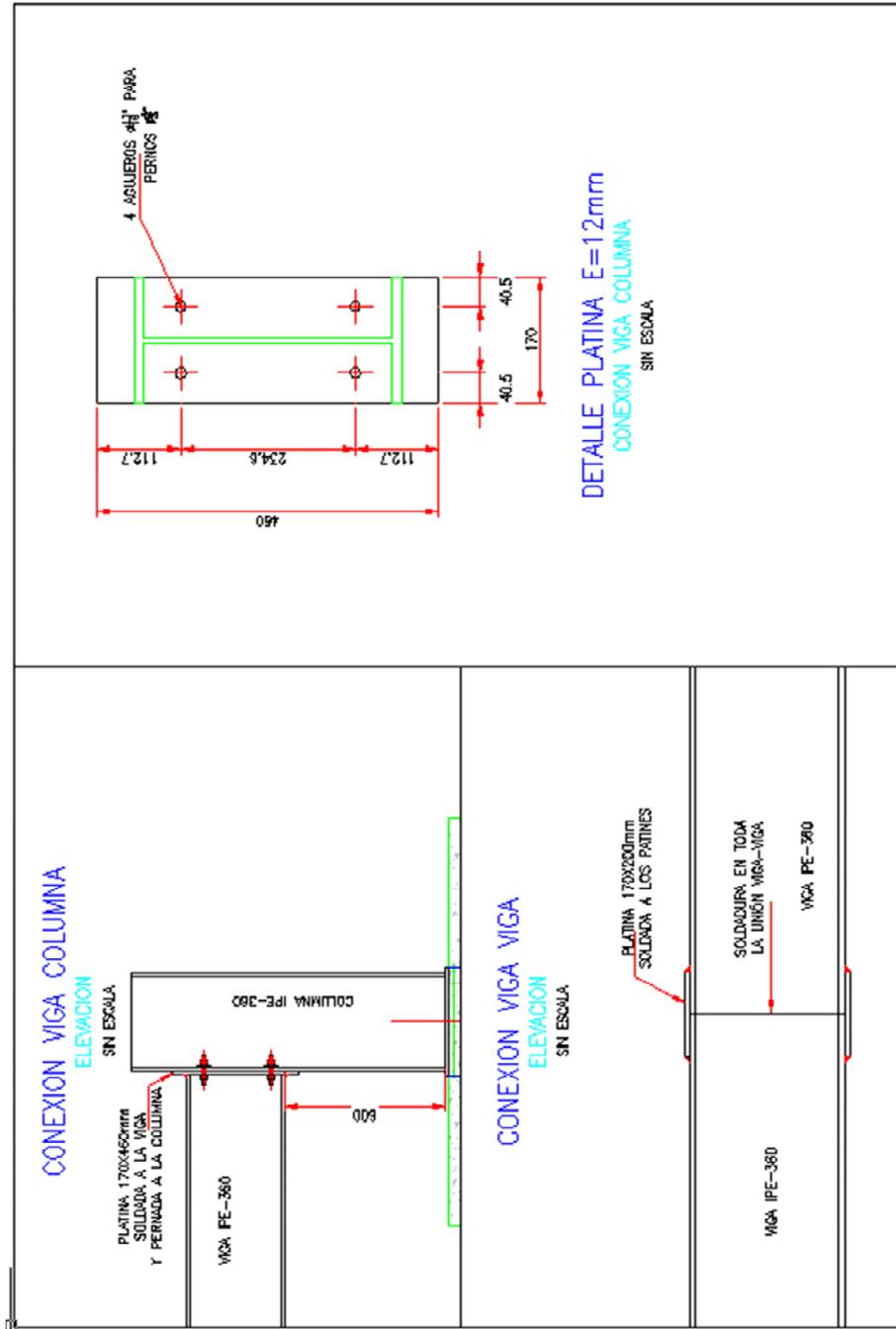
Bloque de cimentacion

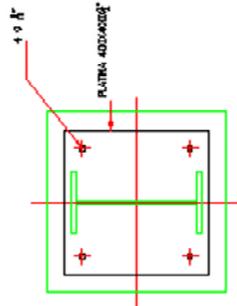
Wmin		8.33 t
Lado bloque =		0.00 m
Altura bloque =		0.00 m
Lado pedestal =		1.50 m
Altura pedestal =		0.50 m
Lado zapata =		1.50 m
Altura zapata =		1.00 m
Volumen concreto =		3.38 m ³
Peso concreto =		8.10 t
Peso relleno =		0.00 t
Peso total (concreto + relleno) =		8.10 t



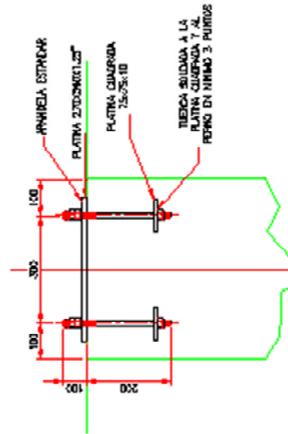
ANEXO C. PLANOS DE DISEÑO DE BANCO DE PRUEBAS



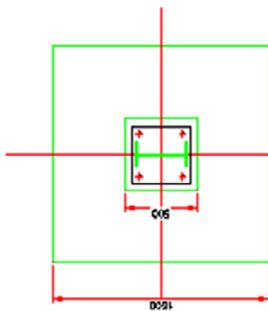




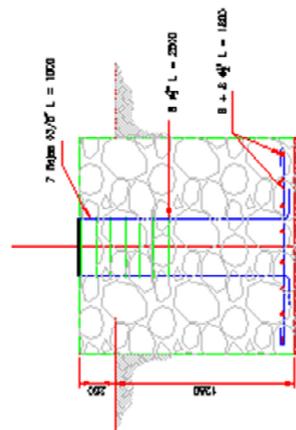
DETALLE PLATINA
PLATINA
ESC 1:10



DETALLE PERNO 1/2"
ELEVACION
ESC 1:10



DETALLE PEDESTAL DE APOYO
PLATINA
ESC 1:25



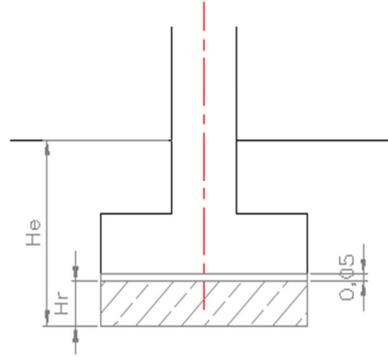
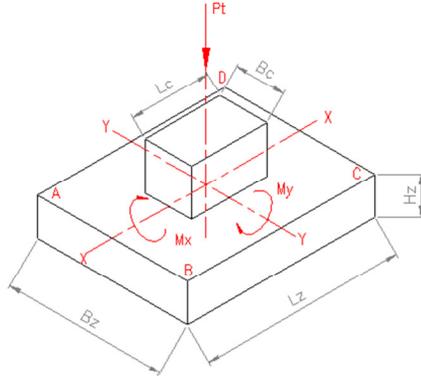
DETALLE PEDESTAL DE APOYO
ELEVACION
ESC 1:25

ANEXO D. DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS EXPERIMENTALES

MATERIALES Y CAPACIDAD PORTANTE

$f_c = 20$ MPa 200 Kg/cm²
 $f_y = 420$ MPa 4200 Kg/cm²
 $R = 5$

$\sigma_{adm} = 3,60$ Kg/cm² = 360 kN/m²
 $B_c = 0,10$ m $H_e = 0,30$ m
 $L_c = 0,10$ m $H_r = 1,00$ m



$P_o = 120,00$ kN $M_{p_x} = 0,00$ kN-m
 $P_L = 0,00$ kN $M_{p_y} = 0,00$ kN-m
 $P_E = 0,00$ kN $M_{p_z} = 0,00$ kN-m
 $P_{servicio} = 120,00$ kN $M_{ex} = 0,00$ kN-m

$M_{p_x} = 0,00$ kN-m
 $M_{p_y} = 0,00$ kN-m
 $M_{p_z} = 0,00$ kN-m

P_z (% $P_{servicio}$) = 1,20% 1,44 kN

$P_T = 121,44$ kN

PREDIMENSIONAMIENTO

$A_{min} = 0,34$ m²
 Si la zapata fuera cuadrada las dimensiones mínimas serían:
 $B_{min} = 0,58$ m
 $L_{min} = 0,58$ m

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$e_x = 0,00$ m
 $e_y = 0,00$ m

DIMENSIONAMIENTO

$B_z = 0,63$ m P_z real = 1,43 kN OK, MENOR AL PESO ASUMIDO
 $L_z = 0,63$ m OK $e_x < B_z/6$
 $H_z = 0,15$ m OK $e_y < B_z/6$ $d = 0,12$ m

ESFUERZOS EN EL SUELO

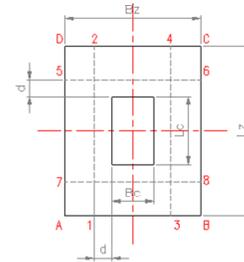
Cargas de servicio	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)	Observación
D	121,44	0,00	0,00	305,97	305,97	305,97	305,97	OK OK

Fs es la fuerza de sismo sin dividir por R

DISEÑO DE LA ZAPATA

CORTANTE COMO VIGA

Cargas ultimas	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)
1.0D	120,00	0,00	0,00	302,34	302,34	302,34	302,34



Cargas ultimas	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	σ_4 (kN/m ²)	σ_5 (kN/m ²)	σ_6 (kN/m ²)	σ_7 (kN/m ²)	σ_8 (kN/m ²)
1.0D	120,00	0,00	0,00	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34

$A' = 1$ C.8.8.1

Sentido Bz
 $\phi V_c = \phi * 0,17 * \lambda * (f'c) * 0,5 * B_z * d = 57,48$ kN

Sentido Lz
 $\phi V_c = \phi * 0,17 * \lambda * (f'c) * 0,5 * L_z * d = 57,48$ kN

Cargas ultimas	V_u (A-12-D)	V_u (B-4-C-B)	V_u (B-4-C-D)	V_u (7-8-B-A)		
1.0D	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Verificación cortante sentido X	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto
	27,62	27,62	27,62	27,62	Verificación cortante sentido Y	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto

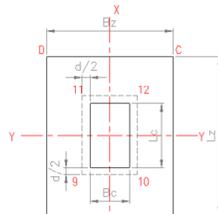
CORTANTE COMO PLACA (PUNZONAMIENTO)

bo = 0,88 m
 $\beta = 1$ C.11.11.2.1
 $\alpha_c = 40$ C.11.11.2.1 $\alpha_c = 40$ columnas interiores, 30 columnas de borde y 20 columnas de esquina

Vc1 =	240,9 kN	C.11.11.2.1	C.11-31
Vc2 =	292,2 kN	C.11.11.2.1	C.11-32
Vc3 =	155,8 kN	C.11.11.2.1	C.11-33

$\emptyset V_c = 155,8$ kN

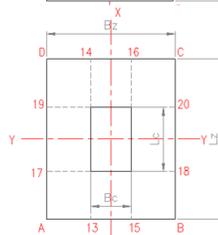
Cargas ultimas
1.0D



σ_9	σ_{10}	σ_{11}	σ_{12}	V_u	Observación
(kN/m ²)					
302,34	302,34	302,34	302,34	105,37	OK

FLEXIÓN

Cargas ultimas
1.0D



σ_{13}	σ_{14}	σ_{15}	σ_{16}	σ_{17}	σ_{18}	σ_{19}	σ_{20}
(kN/m ²)							
302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34	302,34

Cargas ultimas
1.0D

V_u (A-B-17-18)	M_u (A-13-14-D)	M_u (15-B-C-16)	M_u (19-20-C-D)	M_u (A-B-17-18)
(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
50,48	6,69	6,69	6,69	6,69

Máximo M_u paralelo Bz = 8,03 kN-m
Máximo M_u paralelo Lz = 8,03 kN-m

ANEXO E. CÁLCULO MOMENTOS DE FISURACION (Mcr) Y MOMENTOS ULTIMOS (Mu)

Tabla 16. Cálculo Mcr

Zapata	Altura zapata (mm)	y_t (mm)	f_r (Mpa)	I_g (mm ⁴)	Mcr (kN*mm)	Mcr (ton*m)
1	150	75	2.77	1.69E+08	6,239	0.64
2	120	60	2.97	8.64E+07	4,282	0.44
3	140	70	2.97	1.37E+08	5,828	0.59

$f_r = 0.62\lambda(f'c)$ $f_r = 0.62\lambda(f'c)^{0.5}$ $M_{cr} = f_r * I_g / y_t$ $\lambda =$ 1

Calculo Mu y Vu

Zapata 1

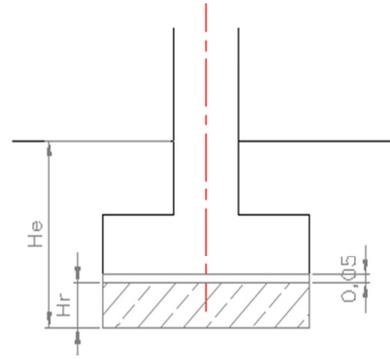
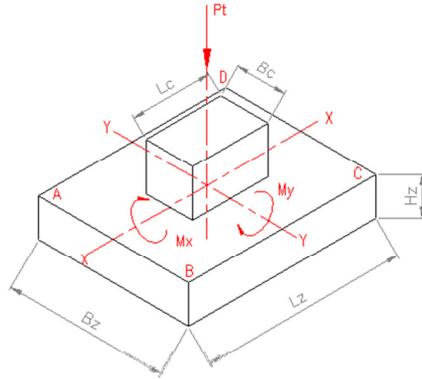
LOCALIZACION ZAPATA:

ZAPATA 630mm x 630mm x 150mm

MATERIALES Y CAPACIDAD PORTANTE

$F_c = 20$ MPa 200 Kg/cm²
 $F_y = 420$ MPa 4200 Kg/cm²
 $R = 8$

$\sigma_{adm} = 3,39$ Kg/cm² = 332,07 kN/m²
 $B_c = 0,10$ m $H_e = 0,30$ m
 $L_c = 0,10$ m $H_r = 1,00$ m



$P_o = 131,80$ kN $M_{bx} = 0,00$ kN-m
 $P_x = 0,00$ kN $M_{lx} = 0,00$ kN-m
 $P_y = 0,00$ kN $M_{ly} = 0,00$ kN-m
 $P_{servicio} = 131,80$ kN $M_{ex} = 0,00$ kN-m

$M_{by} = 0,00$ kN-m
 $M_{ly} = 0,00$ kN-m
 $M_{ey} = 0,00$ kN-m

P_z (% $P_{servicio}$) = 0,00% 0,00 kN

$P_T = 131,80$ kN

PREDIMENSIONAMIENTO

$A_{min} = 0,40$ m²
 Si la zapata fuera cuadrada las dimensiones mínimas serían:
 $B_{min} = 0,63$ m
 $L_{min} = 0,63$ m

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$e_x = 0,00$ m
 $e_y = 0,00$ m

DIMENSIONAMIENTO

$B_z = 0,63$ m P_z real = 1,43 kN OJO, MAYOR AL PESO ASUMIDO
 $L_z = 0,63$ m OK $e_x < B_z/6$
 $H_z = 0,15$ m OK $e_x < B_z/6$ $d = 0,12$ m

ESFUERZOS EN EL SUELO

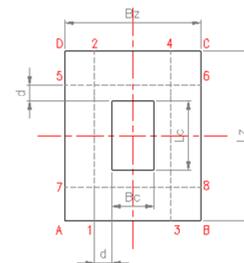
Cargas de servicio	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)	Observación
D	131,80	0,00	0,00	332,07	332,07	332,07	332,07	OK OK

Fe es la fuerza de sismo sin dividir por R

DISEÑO DE LA ZAPATA

CORTANTE COMO VIGA

Cargas ultimas	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)
1.0D	131,80	0,00	0,00	332,07	332,07	332,07	332,07



Cargas ultimas	Carga (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	σ_4 (kN/m ²)	σ_5 (kN/m ²)	σ_6 (kN/m ²)	σ_7 (kN/m ²)	σ_8 (kN/m ²)
1.0D	131,80	0,00	0,00	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07

$\lambda = 1$ C.8.6.1

Sentido Bz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Bz \cdot d = 57,48 \text{ kN}$$

Sentido Lz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Lz \cdot d = 57,48 \text{ kN}$$

Cargas ultimas	$Vu_{(A-1-2-D)}$ (kN)	$Vu_{(B-4-C-B)}$ (kN)	$Vu_{(5-6-C-D)}$ (kN)	$Vu_{(7-8-B-A)}$ (kN)	Verificación cortante sentido X	Verificación cortante sentido Y
1.0D	30,33	30,33	30,33	30,33	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto

CORTANTE COMO PLACA (PUNZONAMIENTO)

$b_o = 0,88 \text{ m}$

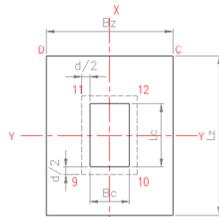
$\beta = 1$ C.11.11.2.1

$\alpha_c = 40$ C.11.11.2.1 $\alpha_c = 40$ columnas interiores, 30 columnas de borde y 20 columnas de esquina

Vc1 =	240,9 kN	C.11.11.2.1	C.11-31
Vc2 =	292,2 kN	C.11.11.2.1	C.11-32
Vc3 =	155,8 kN	C.11.11.2.1	C.11-33

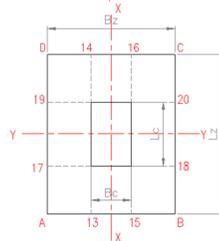
$$\emptyset Vc = 155,8 \text{ kN}$$

Cargas ultimas	σ_9 (kN/m ²)	σ_{10} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{12} (kN/m ²)	Vu (kN/m ²)	Observación
1.0D	332,07	332,07	332,07	332,07	115,73	OK



FLEXIÓN

Cargas ultimas	σ_{13} (kN/m ²)	σ_{14} (kN/m ²)	σ_{15} (kN/m ²)	σ_{16} (kN/m ²)	σ_{17} (kN/m ²)	σ_{18} (kN/m ²)	σ_{19} (kN/m ²)	σ_{20} (kN/m ²)
1.0D	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07	332,07



Cargas ultimas	$Vu_{(A-B-17-18)}$ (kN)	$Mu_{(A-13-14-D)}$ (kN-m)	$Mu_{(15-B-C-16)}$ (kN-m)	$Mu_{(19-20-C-D)}$ (kN-m)	$Mu_{(A-B-17-18)}$ (kN-m)
1.0D	55,44	7,35	7,35	7,35	7,35

Máximo Mu paralelo Bz = 7,35 kN-m
Máximo Mu paralelo Lz = 7,35 kN-m

Zapata 2

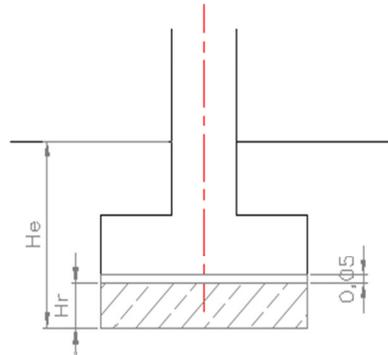
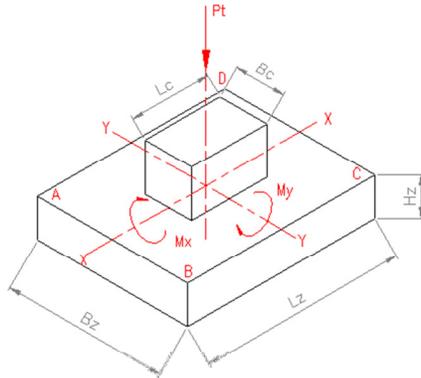
LOCALIZACION ZAPATA:

ZAPATA 630mm x 630mm x 120mm

MATERIALES Y CAPACIDAD PORTANTE

$F_c = 23,1$ MPa 231 Kg/cm²
 $F_y = 420$ MPa 4200 Kg/cm²
 $R = 5$

$\sigma_{adm} = 4,40$ Kg/cm² = 431,74 kN/m²
 $B_c = 0,10$ m $H_e = 0,30$ m
 $L_c = 0,10$ m $H_r = 1,00$ m



$P_D = 171,34$ kN $M_{Dx} = 0,00$ kN-m
 $P_L = 0,00$ kN $M_{Lx} = 0,00$ kN-m
 $P_E = 0,00$ kN $M_{Ex} = 0,00$ kN-m
 $P_{servicio} = 171,34$ kN $M_{servicio} = 0,00$ kN-m

$M_{Dy} = 0,00$ kN-m
 $M_{Ly} = 0,00$ kN-m
 $M_{Ey} = 0,00$ kN-m

P_z (% $P_{servicio}$) = 0,00% 0,00 kN

$P_T = 171,34$ kN

PREDIMENSIONAMIENTO

$A_{min} = 0,40$ m²
 Si la zapata fuera cuadrada las dimensiones mínimas serían:
 $B_{min} = 0,63$ m
 $L_{min} = 0,63$ m

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$e_x = 0,00$ m
 $e_y = 0,00$ m

DIMENSIONAMIENTO

$B_z = 0,63$ m P_z real = 1,14 kN OJO, MAYOR AL PESO ASUMIDO
 $L_z = 0,63$ m OK $e_x < B_z/6$
 $H_z = 0,12$ m OK $e_x < B_z/6$ $d = 0,09$ m

ESFUERZOS EN EL SUELO

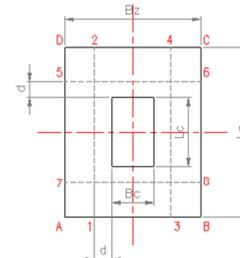
Cargas de servicio	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)	Observación
D	171,34	0,00	0,00	431,70	431,70	431,70	431,70	OK OK

F_e es la fuerza de sismo sin dividir por R

DISEÑO DE LA ZAPATA

CORTANTE COMO VIGA

Cargas ultimas	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)
1.0D	171,34	0,00	0,00	431,70	431,70	431,70	431,70



Cargas ultimas	Carga (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	σ_4 (kN/m ²)	σ_5 (kN/m ²)	σ_6 (kN/m ²)	σ_7 (kN/m ²)	σ_8 (kN/m ²)
1.0D	171,34	0,00	0,00	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70

$\lambda = 1$ C.8.6.1

Sentido Bz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Bz \cdot d = 46,33 \text{ kN}$$

Sentido Lz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Lz \cdot d = 46,33 \text{ kN}$$

Cargas ultimas	$Vu_{(A-1-2-D)}$ (kN)	$Vu_{(B-4-C-8)}$ (kN)	$Vu_{(5-6-C-D)}$ (kN)	$Vu_{(7-8-B-A)}$ (kN)	Verificación cortante sentido X	Verificación cortante sentido Y
1.0D	47,59	47,59	47,59	47,59	aumentar altura zapata	aumentar altura zapata

CORTANTE COMO PLACA (PUNZONAMIENTO)

$b_o = 0,76 \text{ m}$

$\beta = 1$ C.11.11.2.1

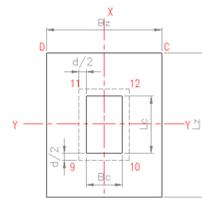
$\alpha_c = 40$ C.11.11.2.1 $\alpha_c = 40$ columnas interiores, 30 columnas de borde y 20 columnas de esquina

Vc1 =	167,7 kN	C.11.11.2.1	C.11-31
Vc2 =	183,8 kN	C.11.11.2.1	C.11-32
Vc3 =	108,5 kN	C.11.11.2.1	C.11-33

$$\emptyset Vc = 108,5 \text{ kN}$$

Cargas ultimas

1.0D

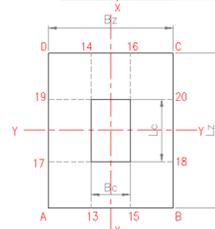


σ_9 (kN/m ²)	σ_{10} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{12} (kN/m ²)	Vu (kN/m ²)	Observación
431,70	431,70	431,70	431,70	155,76	ERROR aumentar altura zapata

FLEXIÓN

Cargas ultimas

1.0D



σ_{13} (kN/m ²)	σ_{14} (kN/m ²)	σ_{15} (kN/m ²)	σ_{16} (kN/m ²)	σ_{17} (kN/m ²)	σ_{18} (kN/m ²)	σ_{19} (kN/m ²)	σ_{20} (kN/m ²)
431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70	431,70

Cargas ultimas

1.0D

$Vu_{(A-B-17)}$ (kN)	$Mu_{(A-13-14-D)}$ (kN-m)	$Mu_{(15-B-C-16)}$ (kN-m)	$Mu_{(19-20-C-D)}$ (kN-m)	$Mu_{(A-B-17-18)}$ (kN-m)
72,07	9,55	9,55	9,55	9,55

Máximo Mu paralelo Bz = 9,55 kN-m
Máximo Mu paralelo Lz = 9,55 kN-m

Zapata 3

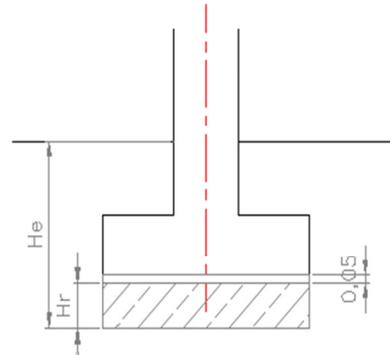
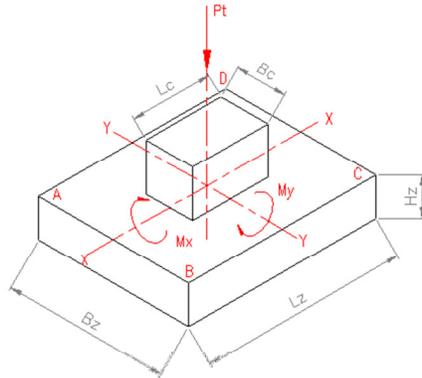
LOCALIZACION ZAPATA:

ZAPATA 630mm x 630mm x 140mm

MATERIALES Y CAPACIDAD PORTANTE

$F_c = 23,1$ MPa 231 Kg/cm²
 $F_y = 420$ MPa 4200 Kg/cm²
 $R = 5$

$\sigma_{adm} = 4,74$ Kg/cm² = 464,8959 kN/m²
 $B_c = 0,10$ m $H_e = 0,30$ m
 $L_c = 0,10$ m $H_r = 1,00$ m



$P_D = 184,52$ kN $M_{Dx} = 0,00$ kN-m
 $P_L = 0,00$ kN $M_{Lx} = 0,00$ kN-m
 $P_E = 0,00$ kN $M_{Ex} = 0,00$ kN-m
 $P_{servicio} = 184,52$ kN $M_{servicio} = 0,00$ kN-m

$M_{Dy} = 0,00$ kN-m
 $M_{Ly} = 0,00$ kN-m
 $M_{Ey} = 0,00$ kN-m

P_z (% $P_{servicio}$) = 0,00% 0,00 kN

$P_T = 184,52$ kN

PREDIMENSIONAMIENTO

$A_{min} = 0,40$ m²
 Si la zapata fuera cuadrada las dimensiones mínimas serían:
 $B_{min} = 0,63$ m
 $L_{min} = 0,63$ m

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$e_x = 0,00$ m
 $e_y = 0,00$ m

DIMENSIONAMIENTO

$B_z = 0,63$ m P_z real = 1,33 kN OJO, MAYOR AL PESO ASUMIDO
 $L_z = 0,63$ m OK $e_x < B_z/6$
 $H_z = 0,14$ m OK $e_x < B_z/6$ $d = 0,11$ m

ESFUERZOS EN EL SUELO

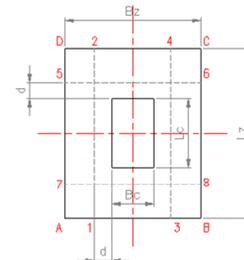
Cargas de servicio	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)	Observación
D	184,52	0,00	0,00	464,89	464,89	464,89	464,89	OK OK

F_e es la fuerza de sismo sin dividir por R

DISEÑO DE LA ZAPATA

CORTANTE COMO VIGA

Cargas ultimas	Carga (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	σ_A (kN/m ²)	σ_B (kN/m ²)	σ_C (kN/m ²)	σ_D (kN/m ²)
1.0D	184,52	0,00	0,00	464,89	464,89	464,89	464,89



	Carga (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	σ_4 (kN/m ²)	σ_5 (kN/m ²)	σ_6 (kN/m ²)	σ_7 (kN/m ²)	σ_8 (kN/m ²)
Cargas ultimas											
1.0D	184,52	0,00	0,00	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89

$\lambda = 1$ C.8.6.1

Sentido Bz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Bz \cdot d = 56,62 \text{ kN}$$

Sentido Lz

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot (f'c) \cdot 0.5 \cdot Lz \cdot d = 56,62 \text{ kN}$$

Cargas ultimas	Vu (A-12-D) (kN)	Vu (B-4-C-B) (kN)	Vu (E-4-C-D) (kN)	Vu (7-8-B-A) (kN)	Verificación cortante sentido X	Verificación cortante sentido Y
1.0D	45,40	45,40	45,40	45,40	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto	OK, esfuerzo actuante menor al del concreto

CORTANTE COMO PLACA (PUNZONAMIENTO)

$b_o = 0,84 \text{ m}$

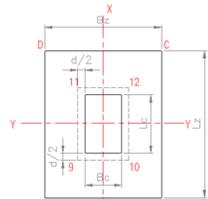
$\beta = 1$ C.11.11.2.1

$\alpha_c = 40$ C.11.11.2.1 $\alpha_c = 40$ columnas interiores, 30 columnas de borde y 20 columnas de esquina

Vc1 =	226,5 kN	C.11.11.2.1	C.11-31
Vc2 =	266,8 kN	C.11.11.2.1	C.11-32
Vc3 =	146,6 kN	C.11.11.2.1	C.11-33

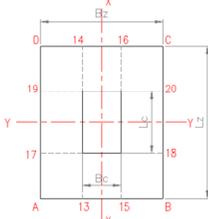
$$\emptyset Vc = 146,6 \text{ kN}$$

Cargas ultimas	σ_9 (kN/m ²)	σ_{10} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{12} (kN/m ²)	Vu (kN/m ²)	Observación
1.0D	464,89	464,89	464,89	464,89	164,01	ERROR aumentar altura zapata



FLEXIÓN

Cargas ultimas	σ_{13} (kN/m ²)	σ_{14} (kN/m ²)	σ_{15} (kN/m ²)	σ_{16} (kN/m ²)	σ_{17} (kN/m ²)	σ_{18} (kN/m ²)	σ_{19} (kN/m ²)	σ_{20} (kN/m ²)
1.0D	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89	464,89



Cargas ultimas	Vu (A-B-17-18) (kN)	Mu (A-13-14-D) (kN-m)	Mu (15-B-C-16) (kN-m)	Mu (19-20-C-D) (kN-m)	Mu (A-B-17-18) (kN-m)
1.0D	77,61	10,28	10,28	10,28	10,28

Máximo Mu paralelo Bz = 12,34 kN-m
Máximo Mu paralelo Lz = 12,34 kN-m

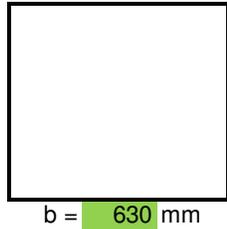
ANEXO F. CÁLCULO RIGIDECES RELATIVAS DE LAS ZAPATAS

Tabla 17. Cálculo rigideces relativas de las zapatas

ZAPATA 1		
H =	150 mm	
L =	630 mm	
V =	265 mm	26.5 cm
	MPa	
Ec =	22045 (N/mm ²)	2247 Kg/cm ²
Ic =	177,187,500 mm ⁴	17719 cm ⁴
B =	630 mm	63 cm
Ks =	0.10 N/mm ³	10.5 kg/cm ³
Vmáx =		17.40 cm
zapata flexible		
ZAPATA 2		
H =	120 mm	
L =	630 mm	
V =	265 mm	26.5 cm
	Mpa	
Ec =	22045 (N/mm ²)	2247 Kg/cm ²
Ic =	90,720,000 mm ⁴	9072 cm ⁴
B =	630 mm	63 cm
Ks =	0.04 N/mm ³	4 kg/cm ³
Vmáx =		18.73 cm
zapata flexible		
ZAPATA 3		
H =	140 mm	
L =	630 mm	
V =	265 mm	26.5 cm
	Mpa	
Ec =	22045 (N/mm ²)	2247 Kg/cm ²
Ic =	144,060,000 mm ⁴	14406 cm ⁴
B =	630 mm	63 cm
Ks =	0.04 N/mm ³	4 kg/cm ³
Vmáx =		21.03 cm
zapata flexible		

ANEXO G. CALCULO CURVAS M-φ

Calculo de esfuerzos en zapata 630mm x 630mm x 150mm



H = 150 mm

$$f_c = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 243.3 \text{ mm}^2$$

$$n = E_s / E_c$$

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

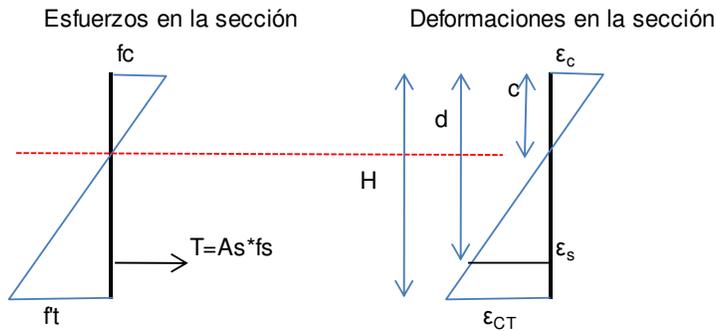
$$E_c = 21,019 \text{ MPa} = 210,190 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9.5$$

Máximo esfuerzo que resiste el concreto a tensión antes de fisurarse:

$$f_t = 0.62(f_c)^{0.5} = 2.77 \text{ MPa} = 27.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento y giro un instante antes de la fisuración:



$$\text{Recubrimiento} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 110 \text{ mm}$$

Justo antes de que falle el concreto a tensión conocemos su deformación:

$$\epsilon_{CT} = f_t / E_c = 2.77 / 21019 = \epsilon_{CT} = 0.000132$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = (1/2) * f_t * (H - c) * b + A_s * f_s$$

$$f_c = (f_t * (H - c) * b + 2A_s * f_s) / (b * c) \quad (a)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el acero a tensión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_s / (d - c)$$

$$\epsilon_s = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_s = fs/Es$$

Igualando ϵ_s y despejando fs:

$$fs = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} \cdot Es / (H - c) \quad (b)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el concreto a compresión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_c / c$$

$$\epsilon_c = c \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_c = fc/Ec$$

Igualando y despejando fc:

$$fc = c \cdot \epsilon_{CT} \cdot Ec / (H - c) \quad (c)$$

Tomando los valores de fs y fc, de las formulas (b), (c) y (d), y reemplazando en (a), e igualando a cero:

$$\epsilon_{CT} \cdot b \cdot Ec \cdot c^2 / (H-c) - 2As \cdot \epsilon_{CT} \cdot (d-c) \cdot Es / (H-c) - ft \cdot (H-c) \cdot b = 0$$

De la anterior ecuación el único valor no conocido es c; utilizamos la ayuda de Excel de encontrar valor:

$$c = 75.84 \text{ mm}$$

0.12 aproximación

$$fs = 12.14 \text{ N/mm}^2$$

$$fc = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

El momento $M = 1/2 \cdot fc \cdot c \cdot b \cdot (2c/3) + 1/2 \cdot ft \cdot (H-c) \cdot b \cdot (2(H-c)/3) + As \cdot fs \cdot (d-c)$

$$M = 6,721,352 \text{ N-mm}$$

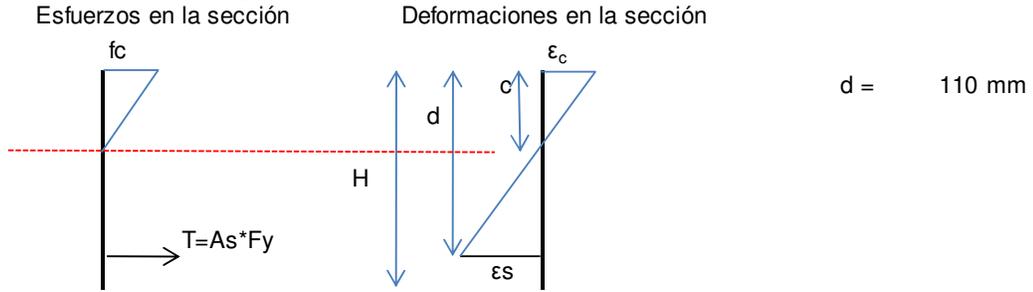
$$6.7 \text{ kN-m}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / C$

$$\epsilon_c = 0.000135$$

$$\theta = 0.0000018 \text{ mm}^{-1}$$

Calculo del momento y giro en el momento de la fluencia del acero a Tensión:



En este momento el acero alcanza la fluencia:

$$f_s = F_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c / c = \epsilon_s / (d-c)$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_s = f_s / E_s \quad \epsilon_s = 0.00210$$

$$\epsilon_c = f_c / E_c$$

Igualando los ϵ_c :

$$\epsilon_s * c / (d-c) = f_c / E_c$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = A_s * F_y$$

$$c = 2(A_s * F_y) / (f_c * b)$$

Despejando c y f_c :

$$f_c = 2(A_s * F_y) / (c * b)$$

Igualando f_c de las 2 ultimas ecuaciones:

$$2(A_s * F_y) / (c * b) = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

Organizando en función de **c** como una ecuación cuadrática:

$$(b * \epsilon_s * E_c) * c^2 + (2 * A_s * F_y) * c - 2 * A_s * F_y * d = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$c = 24.99 \text{ mm} \quad (\text{acá se utilizó la ayuda de Excel de buscar objetivo})$$

0.00 aproximación

$$T = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$f_c = 12.98 \quad \text{N/mm}^2$$

$$C = 1/2 * f_c * b * c$$

$$C = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

El momento es $M = C * 2 * c / 3 + T * (d-c)$

$$M = 10,388 \quad \text{kN-mm}$$

$$10.4 \quad \text{kN-m}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / c$

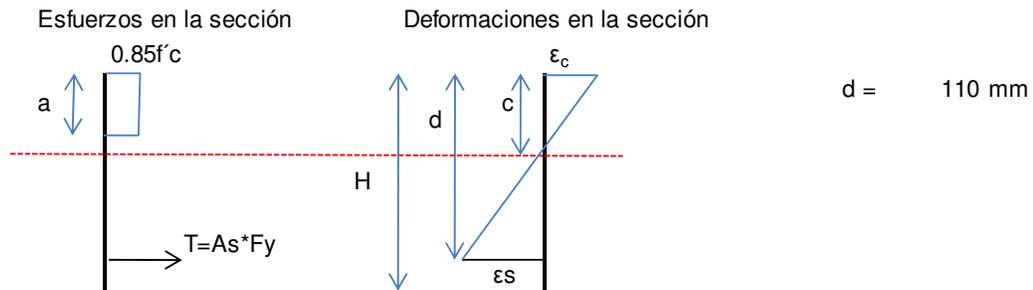
$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_c = 0.00061745$$

$$\theta = 0.0000247 \quad \text{mm}^{-1}$$

Calculo del momento y giro cuando $\epsilon_c = 0.003$

En los cálculos que preceden ya se presenta el esfuerzo en la sección de manera simplificada, utilizando el rectángulo de Whitney



El esfuerzo en el acero es el mismo de fluencia, puesto que este punto ya se ha superado en la sección:

$$f_s = f_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa} \quad \epsilon_c = 0.003$$

$$C = T \quad T = A_s \cdot F_y = 102,178 \text{ N} = 102.18 \text{ kN}$$

$$0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$$

$$a = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$a = 0.85c$$

$$a = 9.54 \text{ mm}$$

$$c = a / 0.85$$

$$c = 11.22 \text{ mm}$$

$$M = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

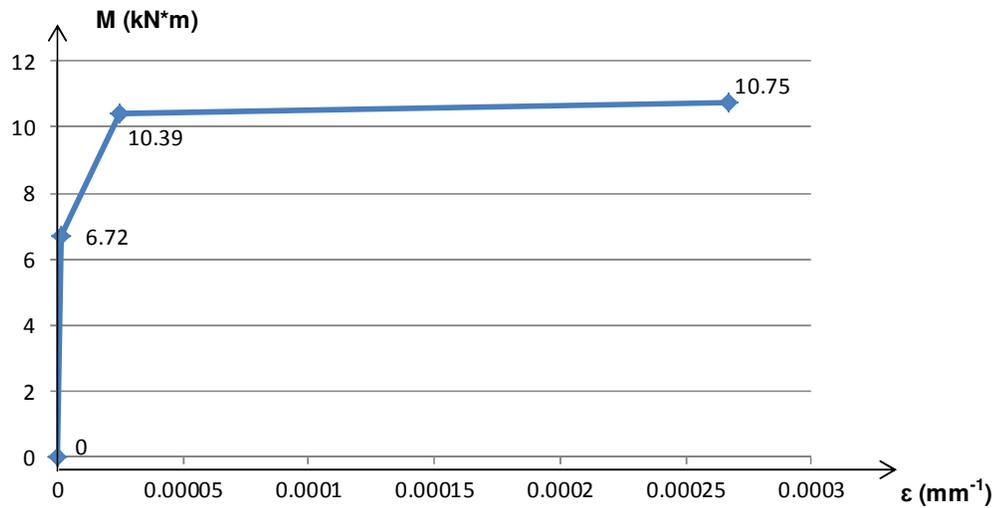
$$M = 10,752,129 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$10.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

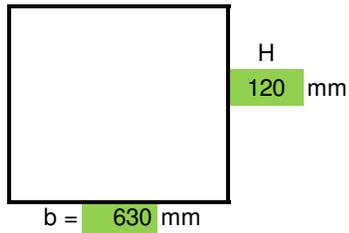
$$\text{Giro } \theta = \epsilon_c / c$$

$$\theta = 0.00027 \text{ mm}^{-1}$$

DIAGRAMA M - Φ PARA LA SECCION DE CONCRETO REFORZADO



Calculo de esfuerzos en zapata 630mm x 630mm x 120mm



$$f_c = 23.1 \text{ Mpa} = 231 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 243.3 \text{ mm}^2$$

$$n = E_s / E_c$$

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

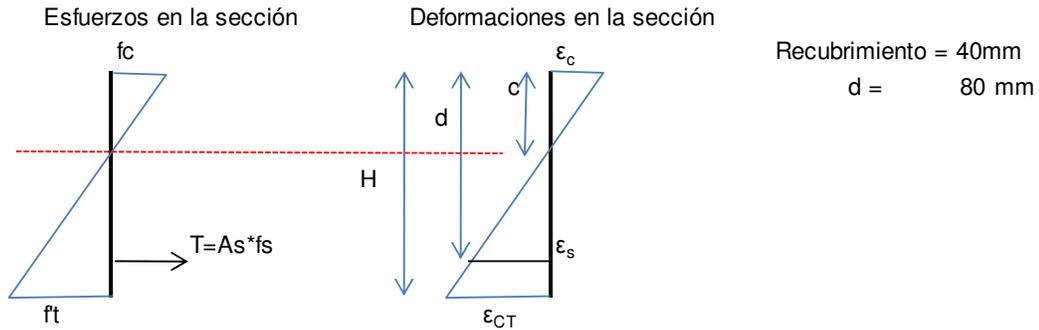
$$E_c = 22,589 \text{ MPa} = 225,890 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8.9$$

Máximo esfuerzo que resiste el concreto a tensión antes de fisurarse:

$$f_t = 0.62(f_c)^{0.5} = 2.98 \text{ MPa} = 29.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento y giro un instante antes de la fisuración:



Justo antes de que falle el concreto a tensión conocemos su deformación:

$$\epsilon_{CT} = f_t / E_c = 2.98/22589 = \epsilon_{CT} = 0.000132$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = (1/2) * f_t * (H-c) * b + A_s * f_s$$

$$f_c = (f_t * (H-c) * b + 2A_s * f_s) / (b * c) \quad (a)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el acero a tensión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_s / (d - c)$$

$$\epsilon_s = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_s = f_s / E_s$$

Igualando ϵ_s y despejando f_s :

$$f_s = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} \cdot E_s / (H - c) \quad (b)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el concreto a compresión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_c / c$$

$$\epsilon_c = c \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_c = f_c / E_c$$

Igualando y despejando f_c :

$$f_c = c \cdot \epsilon_{CT} \cdot E_c / (H - c) \quad (c)$$

Tomando los valores de f_s y f_c , de las formulas (b), (c) y (d), y reemplazando en (a), e igualando a cero:

$$\epsilon_{CT} \cdot b \cdot E_c \cdot c^2 / (H-c) - 2A_s \cdot \epsilon_{CT} \cdot (d-c) \cdot E_s / (H-c) - f_t \cdot (H-c) \cdot b = 0$$

De la anterior ecuación el único valor no conocido es c ; utilizamos la ayuda de Excel de encontrar valor:

$$\begin{aligned} c &= 60.55 \text{ mm} \\ &0.00 \text{ aproximación} \\ f_s &= 8.631 \text{ N/mm}^2 \\ f_c &= 3.04 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

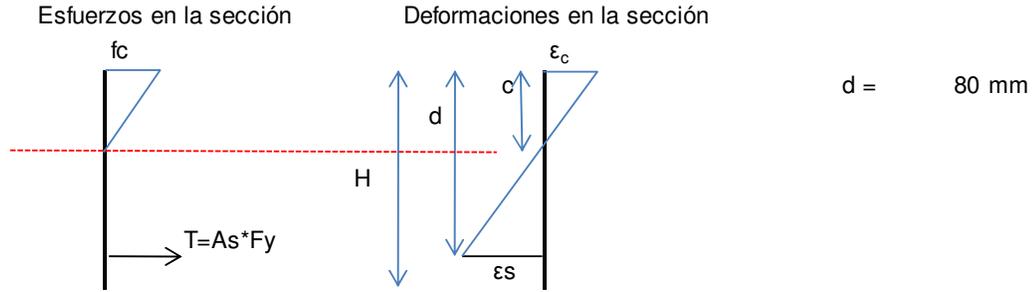
El momento $M = 1/2 \cdot f_c \cdot c \cdot b \cdot (2c/3) + 1/2 \cdot f_t \cdot (H-c) \cdot b \cdot (2(H-c)/3) + A_s \cdot f_s \cdot (d-c)$

$$\begin{aligned} M &= 4,589,749 \text{ N-mm} \\ &4.6 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / C$

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= 0.000134 \\ \theta &= 0.0000022 \text{ mm}^{-1} \end{aligned}$$

Calculo del momento y giro en el momento de la fluencia del acero a Tensión:



En este momento el acero alcanza la fluencia:

$$f_s = F_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c / c = \epsilon_s / (d-c)$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_s = f_s / E_s \quad \epsilon_s = 0.00210$$

$$\epsilon_c = f_c / E_c$$

Igualando los ϵ_c :

$$\epsilon_s * c / (d-c) = f_c / E_c$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = A_s * F_y$$

$$c = 2(A_s * F_y) / (f_c * b)$$

Despejando c y f_c :

$$f_c = 2(A_s * F_y) / (c * b)$$

Igualando f_c de las 2 ultimas ecuaciones:

$$2(A_s * F_y) / (c * b) = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

Organizando en función de **c** como una ecuación cuadrática:

$$(b * \epsilon_s * E_c) * c^2 + (2 * A_s * F_y) * c - 2 * A_s * F_y * d = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$c = 20.22 \text{ mm} \quad (\text{acá se utilizó la ayuda de Excel de buscar objetivo})$$

0.00 aproximación

$$T = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$f_c = 16.04 \quad \text{N/mm}^2$$

$$C = 1/2 * f_c * b * c$$

$$C = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

El momento es $M = C * 2 * c / 3 + T * (d-c)$

$$M = 7,486 \quad \text{kN-mm}$$

$$7.5 \quad \text{kN-m}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / c$

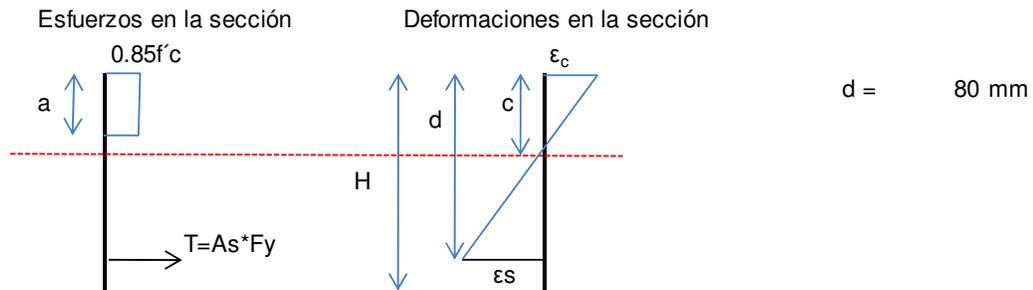
$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_c = 0.00071023$$

$$\theta = 0.0000351 \quad \text{mm}^{-1}$$

Calculo del momento y giro cuando $\epsilon_c = 0.003$

En los cálculos que preceden ya se presenta el esfuerzo en la sección de manera simplificada, utilizando el rectángulo de Whitney



El esfuerzo en el acero es el mismo de fluencia, puesto que este punto ya se ha superado en la sección:

$$f_s = f_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa} \quad \epsilon_c = 0.003$$

$$C = T \quad T = A_s \cdot F_y = 102,178 \text{ N} = 102.18 \text{ kN}$$

$$0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$$

$$a = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$a = 0.85c$$

$$a = 8.26 \text{ mm}$$

$$c = a / 0.85$$

$$c = 9.718 \text{ mm}$$

$$M = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

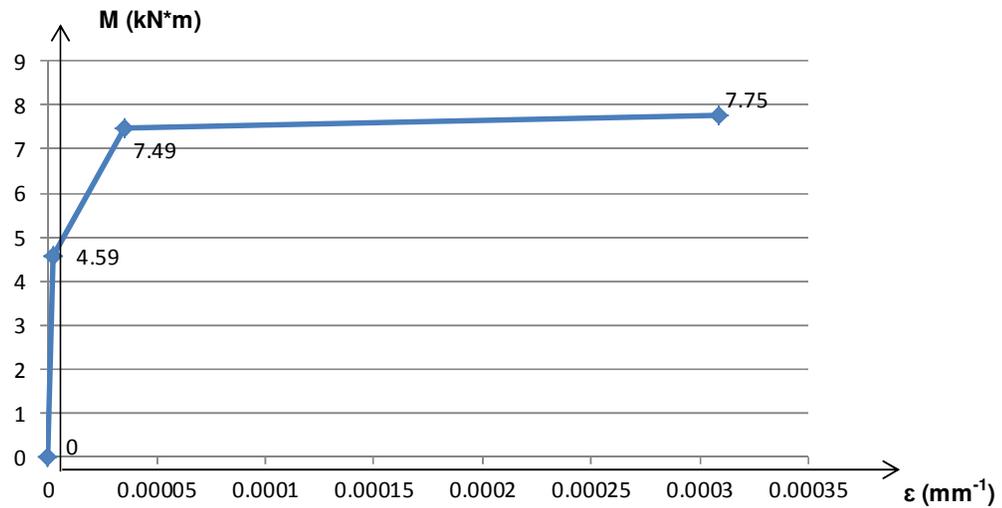
$$M = 7,752,210 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$7.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

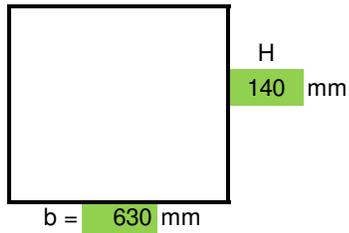
$$\text{Giro } \theta = \epsilon_c / c$$

$$\theta = 0.00031 \text{ mm}^{-1}$$

DIAGRAMA M - Φ PARA LA SECCION DE CONCRETO REFORZADO



Calculo de esfuerzos en zapata 630mm x 630mm x 140mm



$$f_c = 23.1 \text{ Mpa} = 231 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 243.3 \text{ mm}^2$$

$$n = E_s / E_c$$

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

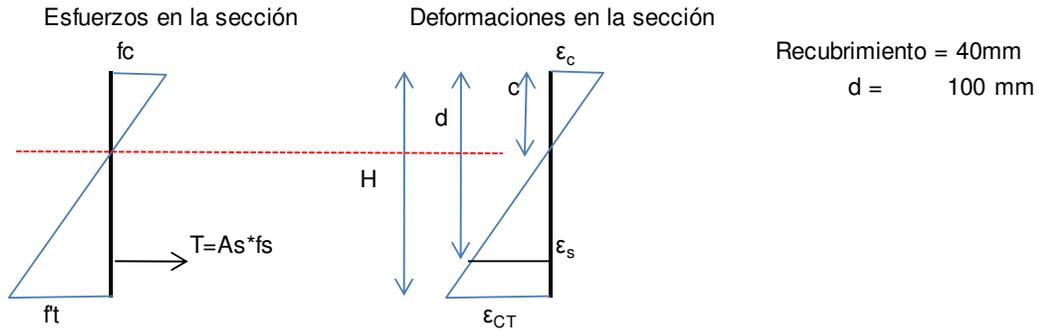
$$E_c = 22,589 \text{ MPa} = 225,890 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8.9$$

Máximo esfuerzo que resiste el concreto a tensión antes de fisurarse:

$$f_t = 0.62(f_c)^{0.5} = 2.98 \text{ MPa} = 29.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento y giro un instante antes de la fisuración:



Justo antes de que falle el concreto a tensión conocemos su deformación:

$$\epsilon_{CT} = f_t / E_c = 2.98/22589 = \epsilon_{CT} = 0.000132$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = (1/2) * f_t * (H-c) * b + A_s * f_s$$

$$f_c = (f_t * (H-c) * b + 2A_s * f_s) / (b * c) \quad (a)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el acero a tensión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_s / (d - c)$$

$$\epsilon_s = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_s = f_s/E_s$$

Igualando ϵ_s y despejando f_s :

$$f_s = (d-c) \cdot \epsilon_{CT} \cdot E_s / (H - c) \quad (b)$$

Relacionando la deformación del concreto a tracción y el concreto a compresión:

$$\epsilon_{CT} / (H-c) = \epsilon_c / c$$

$$\epsilon_c = c \cdot \epsilon_{CT} / (H - c) \quad \epsilon_c = f_c/E_c$$

Igualando y despejando f_c :

$$f_c = c \cdot \epsilon_{CT} \cdot E_c / (H - c) \quad (c)$$

Tomando los valores de f_s y f_c , de las formulas (b), (c) y (d), y reemplazando en (a), e igualando a cero:

$$\epsilon_{CT} \cdot b \cdot E_c \cdot c^2 / (H-c) - 2A_s \cdot \epsilon_{CT} \cdot (d-c) \cdot E_s / (H-c) - f_t \cdot (H-c) \cdot b = 0$$

De la anterior ecuación el único valor no conocido es c ; utilizamos la ayuda de Excel de encontrar valor:

$$\begin{aligned} c &= 70.72 \text{ mm} \\ &0.00 \text{ aproximación} \\ f_s &= 11.15 \text{ N/mm}^2 \\ f_c &= 3.04 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

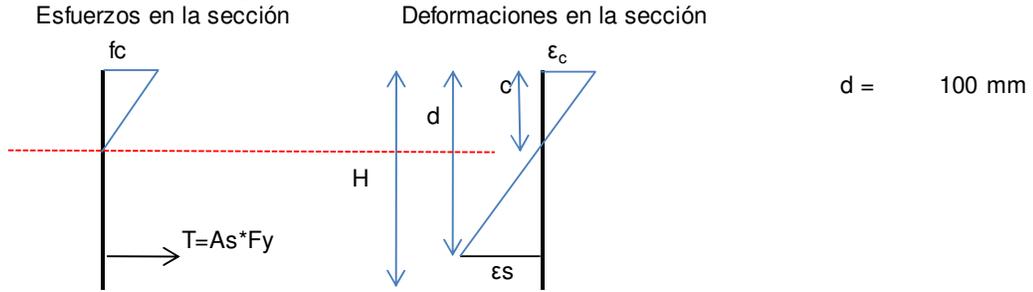
El momento $M = 1/2 \cdot f_c \cdot c \cdot b \cdot (2c/3) + 1/2 \cdot f_t \cdot (H-c) \cdot b \cdot (2(H-c)/3) + A_s \cdot f_s \cdot (d-c)$

$$\begin{aligned} M &= 6,277,537 \text{ N-mm} \\ &6.3 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / C$

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= 0.000135 \\ \theta &= 0.0000019 \text{ mm}^{-1} \end{aligned}$$

Calculo del momento y giro en el momento de la fluencia del acero a Tensión:



En este momento el acero alcanza la fluencia:

$$f_s = F_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c / c = \epsilon_s / (d-c)$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_s = f_s / E_s \quad \epsilon_s = 0.00210$$

$$\epsilon_c = f_c / E_c$$

Igualando los ϵ_c :

$$\epsilon_s * c / (d-c) = f_c / E_c$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$C = T$$

$$(1/2) * f_c * c * b = A_s * F_y$$

$$c = 2(A_s * F_y) / (f_c * b)$$

Despejando c y f_c :

$$f_c = 2(A_s * F_y) / (c * b)$$

Igualando f_c de las 2 ultimas ecuaciones:

$$2(A_s * F_y) / (c * b) = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

Organizando en función de **c** como una ecuación cuadrática:

$$(b * \epsilon_s * E_c) * c^2 + (2 * A_s * F_y) * c - 2 * A_s * F_y * d = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$c = 22.95 \text{ mm} \quad (\text{acá se utilizó la ayuda de Excel de buscar objetivo})$$

0.00 aproximación

$$T = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

$$f_c = \epsilon_s * c * E_c / (d-c)$$

$$f_c = 14.13 \quad \text{N/mm}^2$$

$$C = 1/2 * f_c * b * c$$

$$C = 102,178 \quad N = 102.18 \quad \text{kN}$$

El momento es $M = C * 2 * c / 3 + T * (d-c)$

$$M = 9,436 \quad \text{kN-mm}$$

$$9.4 \quad \text{kN-m}$$

Giro $\theta = \epsilon_c / c$

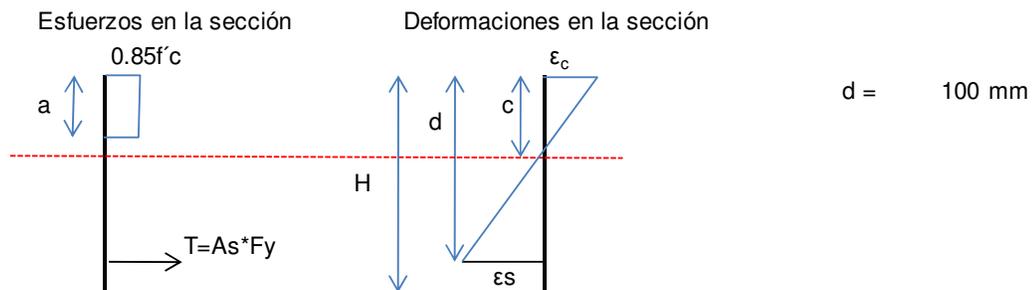
$$\epsilon_c = \epsilon_s * c / (d-c)$$

$$\epsilon_c = 0.00062561$$

$$\theta = 0.0000273 \quad \text{mm}^{-1}$$

Calculo del momento y giro cuando $\epsilon_c = 0.003$

En los cálculos que preceden ya se presenta el esfuerzo en la sección de manera simplificada, utilizando el rectángulo de Whitney



El esfuerzo en el acero es el mismo de fluencia, puesto que este punto ya se ha superado en la sección:

$$f_s = f_y$$

$$f_s = 420.0 \text{ MPa} \quad \epsilon_c = 0.003$$

$$C = T \quad T = A_s \cdot F_y = 102,178 \text{ N} = 102.18 \text{ kN}$$

$$0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$$

$$a = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$a = 0.85c$$

$$a = 8.26 \text{ mm}$$

$$c = a / 0.85$$

$$c = 9.718 \text{ mm}$$

$$M = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

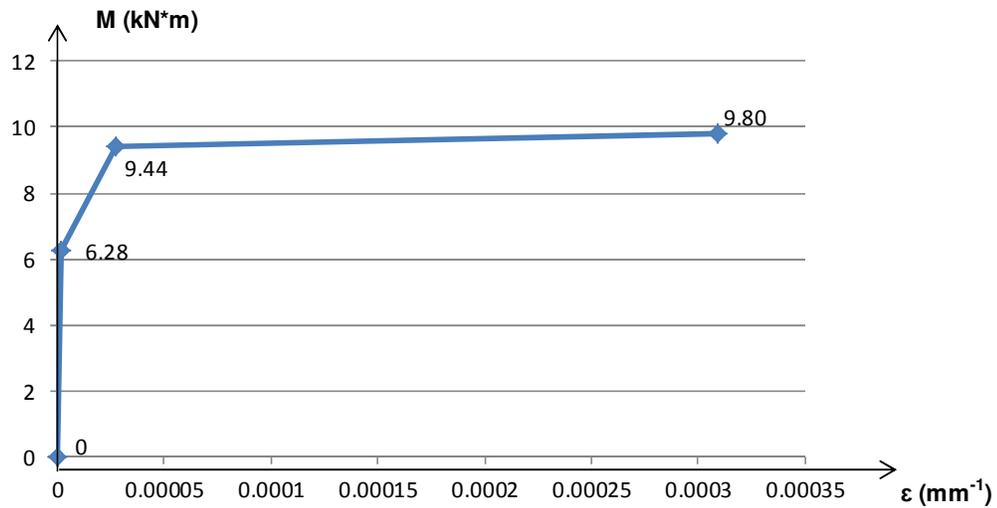
$$M = 9,795,762 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$9.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Giro } \theta = \epsilon_c / c$$

$$\theta = 0.00031 \text{ mm}^{-1}$$

DIAGRAMA M - Φ PARA LA SECCION DE CONCRETO REFORZADO



ANEXO H. ENSAYOS MATERIALES DE SUELOS Agosto 8 de 2014



Bogotá D.C., Agosto 8 de 2014

Ingeniero
PEDRO NEL QUIROGA
Director del Centro de Estudios de Materiales y Estructuras
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito
Ciudad

Anexo a la presente estamos entregando el informe IG - 031 - 14, correspondiente a los resultados de los ensayos solicitados por usted al Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

El material recibido y sometido a ensayos, de acuerdo con la identificación dada por usted, fue el siguiente:

- Muestra N° 1: Material de relleno
- Muestra N° 2: Muestra de suelo fino inalterado

Atenderemos con gusto cualquier aclaración al respecto.



ESCUELA COLOMBIANA DE
INGENIERÍA
LABORATORIO DE SUELOS
Y PAVIMENTOS

Ing. Claudia Ríos Reyes
Laboratorio de Suelos y Pavimentos



ESCUELA COLOMBIANA DE
INGENIERÍA
LABORATORIO DE SUELOS
Y PAVIMENTOS

Ing. Nathaly Mera Solarte
Laboratorio de Suelos y Pavimentos

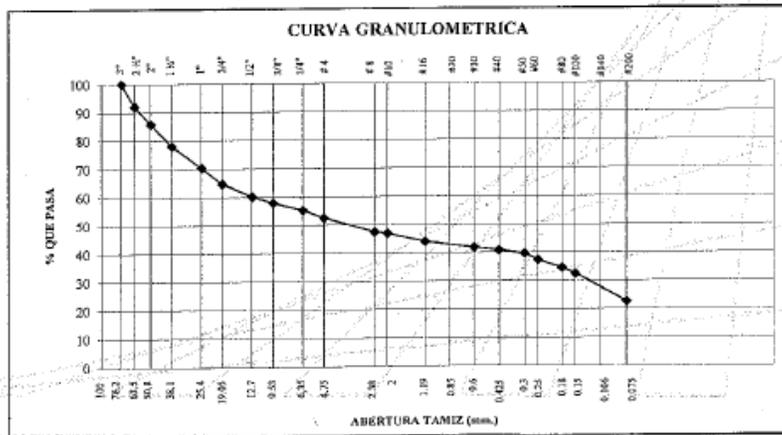
I. MUESTRA N° 1
Material de Relleno

1.1 GRANULOMETRÍA
Norma ASTM C 136 - 84a y C 117 - 87

Peso material sucio y seco (g) = 8756,0 Peso recipiente (g) = 0,0
Peso material retenido seco (g) = 6952,0 Peso material pasa No. 200 (g) = 1804,0

TAMIZ	PESO MATERIAL + RECIPIENTE (g)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO (corregido)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASA
3"	0,0	0,0	0,0	0,0	100
2½"	688,3	688,3	7,9	7,9	92
2"	553,6	553,6	6,3	14,2	86
1½"	679,1	679,1	7,8	21,9	78
1"	673,9	673,9	7,7	29,6	70
¾"	494,4	494,4	5,6	35,3	65
½"	398,2	398,2	4,5	39,8	60
3/8"	198,5	198,5	2,3	42,1	58
¼"	231,9	231,9	2,6	44,7	55
N° 4	240,7	240,7	2,7	47,5	53
N° 8	440,4	440,4	5,0	52,5	47
N° 10	47,9	47,9	0,5	53,1	47
N° 16	257,3	257,3	2,9	56,0	44
N° 30	192,0	192,0	2,2	58,2	42
N° 40	84,1	84,1	1,0	59,2	41
N° 50	105,6	105,6	1,2	60,4	40
N° 60	199,5	199,5	2,3	62,6	37
N° 80	237,5	237,5	2,7	65,4	35
N° 100	176,1	176,1	2,0	67,4	33
No. 200	870,0	870,0	9,9	77,3	22,7
Fondo	183,0	183,0	22,7	100,0	0,0

Suma pesos retenidos (g) = 6952,0



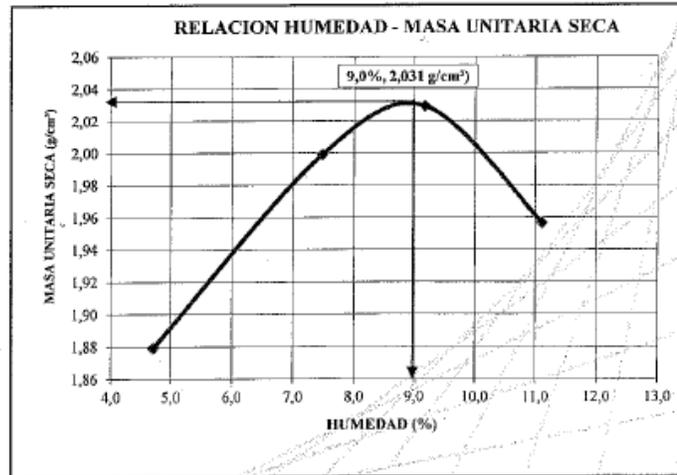
1.2 LIMITES DE ATTERBERG
Norma ASTM D 4318 - 84



Límite Líquido	----
Límite Plástico	No Plástico
Índice de Plasticidad	N.P.

1.3 RELACION HUMEDAD - DENSIDAD
Método Proctor Modificado
Norma ASTM D 1557 - 78

MUESTRA No.	Humedad (%)	Masa Unitaria Húmeda (g/cm ³)	Masa Unitaria Seca (g/cm ³)
1	4,7	1,968	1,879
2	7,5	2,148	1,999
3	9,2	2,215	2,029
4	11,1	2,174	1,956

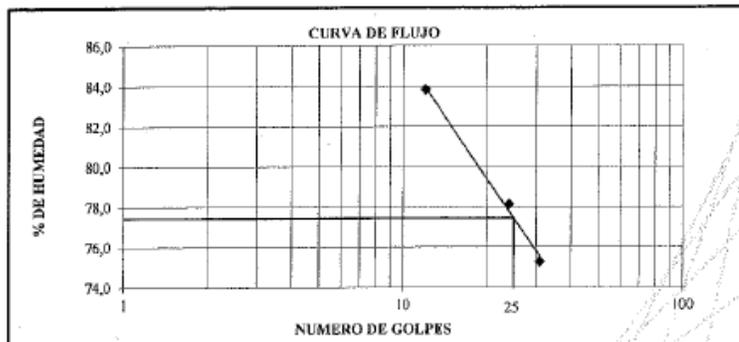


Humedad óptima: 9,0%
Masa Unitaria Máxima: 2,031 g/cm³

2. MUESTRA N° 2
Muestra de suelo inalterada

2.1 LÍMITES DE ATTERBERG
Norma ASTM D 4318 - 84

PRUEBA	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	1	2	3	1	2	3
NÚMERO DE GOLPES	31	24	12	---	---	---
PESO DEL RECIPIENTE	7,22	7,20	7,26	7,08	7,16	---
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (g)	31,48	30,25	30,81	12,67	12,96	---
RECIPIENTE + SUELO SECO (g)	21,06	20,14	20,07	11,12	11,35	---
PESO DEL AGUA (g)	10,42	10,11	10,74	1,55	1,61	---
PESO SUELO SECO (g)	13,84	12,94	12,81	4,04	4,19	---
% HUMEDAD	75,3	78,1	83,8	38,4	38,4	---



Límite líquido = 77 %
 Límite plástico = 38 %
 Índice de plasticidad = 39 %

**CLASIFICACIÓN SUCS:
MH**

2.2 ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA:

Diámetro (mm)	61,02
Longitud (mm)	164,33
Relación (L/d)	2,693
Area (cm ²)	29,247
Volumen (cm ³)	480,616
Peso (g)	152,8
γ_r (g/cm ³)	0,318
γ_d (g/cm ³)	0,203

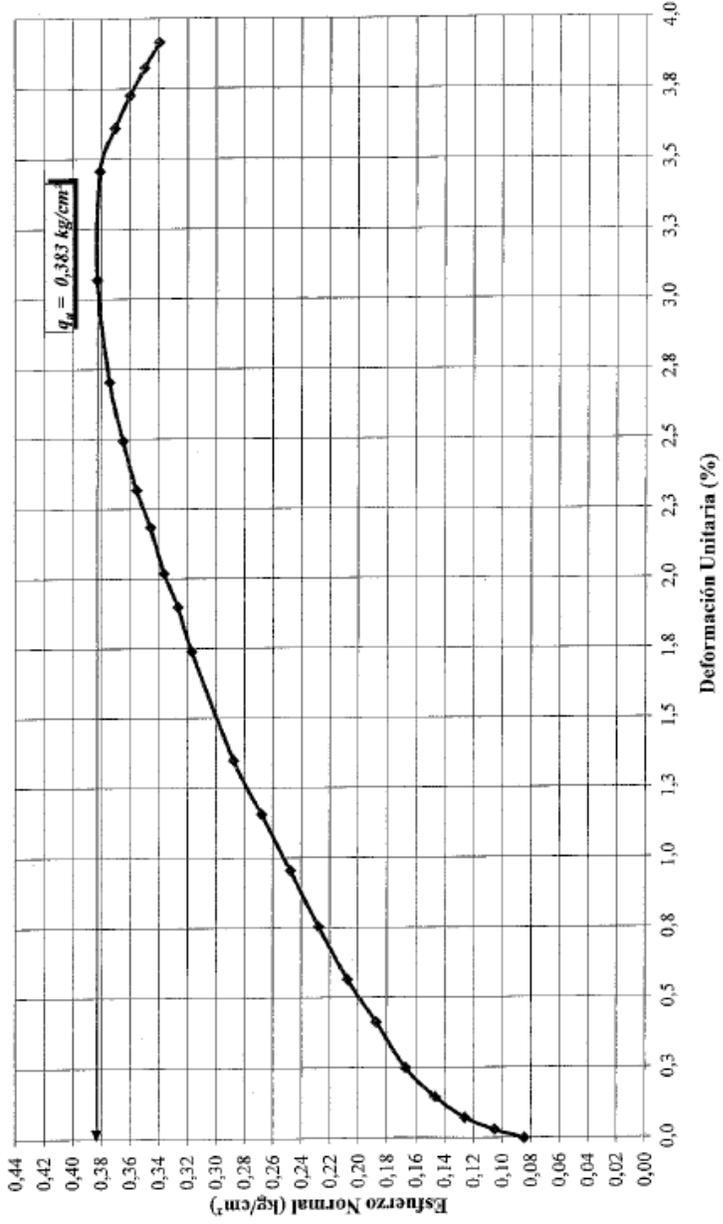
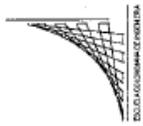
CONTENIDO DE HUMEDAD:

Peso muestra húmeda (g)	804,2
Peso muestra seca (g)	514,0
Contenido de Humedad (%)	56,5

ECUACIÓN ANILLO DE CARGA: $Carga (kg) = 0,3027Div + 2,4733$

Deformación de la muestra (mm)	Divisiones Deformímetro Anillo	Carga (kg)	Deformación Unitaria (%)	Area Corregida (cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)
0,00	0	2,47	0,0000	29,25	0,085
0,05	2	3,08	0,0304	29,26	0,105
0,12	4	3,68	0,0730	29,27	0,126
0,24	6	4,29	0,1460	29,29	0,146
0,41	8	4,89	0,2495	29,32	0,167
0,68	10	5,50	0,4138	29,37	0,187
0,93	12	6,11	0,5659	29,41	0,208
1,24	14	6,71	0,7546	29,47	0,228
1,57	16	7,32	0,9554	29,53	0,248
1,90	18	7,92	1,1562	29,59	0,268
2,22	20	8,53	1,3509	29,65	0,288
2,86	23	9,43	1,7404	29,77	0,317
3,12	24	9,74	1,8986	29,81	0,327
3,32	25	10,04	2,0203	29,85	0,336
3,59	26	10,34	2,1846	29,90	0,346
3,81	27	10,65	2,3185	29,94	0,356
4,1	28	10,95	2,4950	30,00	0,365
4,44	29	11,25	2,7019	30,06	0,374
5,04	30	11,55	3,0670	30,17	0,383
5,68	30	11,55	3,4565	30,29	0,381
5,93	29	11,25	3,6086	30,34	0,371
6,12	28	10,95	3,7242	30,38	0,360
6,28	27	10,65	3,8216	30,41	0,350
6,43	26	10,34	3,9129	30,44	0,340
6,52	25	10,04	3,9676	30,4554	0,3297

COMPRESIÓN INCONFINADA





2.3 CONSOLIDACIÓN

Norma INV - E - 151

Ensayo realizado en consolidómetro No. 1

2.3.1 ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN E INDICES C_c y C_r

Norma INV - E - 151

Procedimiento:

Método B

Resultado:

Esfuerzo de Preconsolidación = 20,0 kPa

Índice de Recompresión C_r = 0,097

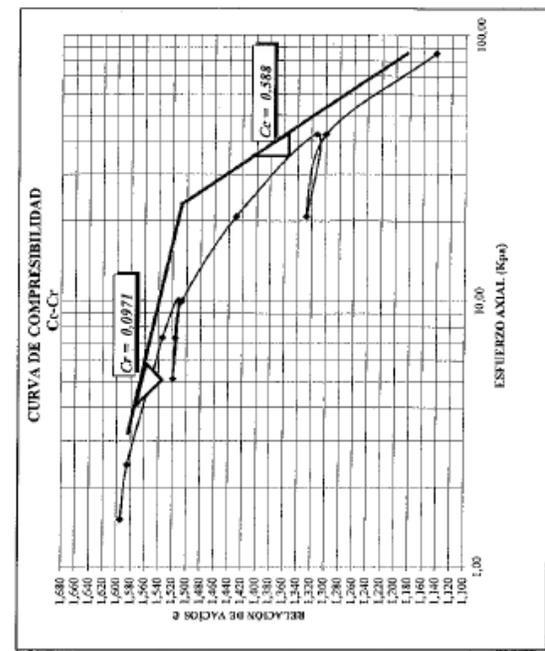
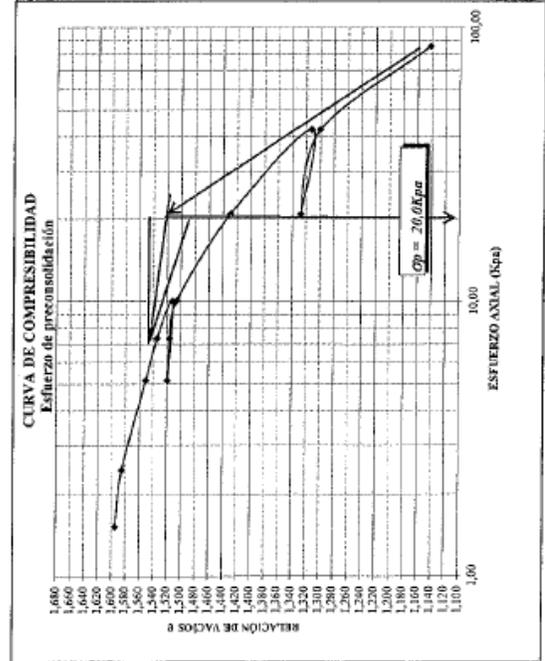
Índice de Consolidación C_c = 0,577

2.3.2 RELACIÓN DE VACÍOS Y COEFICIENTES DE CONSOLIDACIÓN

Incremento de carga	Esfuerzo axial (kPa)	Relación de vacíos e	C_v mm ² /seg
1,00	1,52	1,59	0,1079
2,00	2,44	1,59	0,0967
3,00	5,13	1,55	0,0907
4,00	7,31	1,53	0,0836
5,00	10,02	1,51	0,1185
6,00	5,13	1,52	rebote
7,00	7,30	1,52	rebote
8,00	10,02	1,51	rebote
9,00	20,80	1,43	0,0988
10,00	42,37	1,31	0,0836
11,00	20,80	1,33	rebote
12,00	42,37	1,30	rebote
13,00	85,50	1,14	0,1306

Observación: El coeficiente de consolidación se encontró por el método analítico de Taylor

2.3.3 CÁLCULO GRÁFICO DE ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN, COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD, COEFICIENTE DE RECOMPRESIÓN





2.4 CONSOLIDACIÓN

Norma INV - E - 151

Ensayo realizado en consolidómetro No. 2

2.4.1 ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN E INDICES C_e y C_r

Norma INV - E - 151

Procedimiento:

Método b

Resultado:

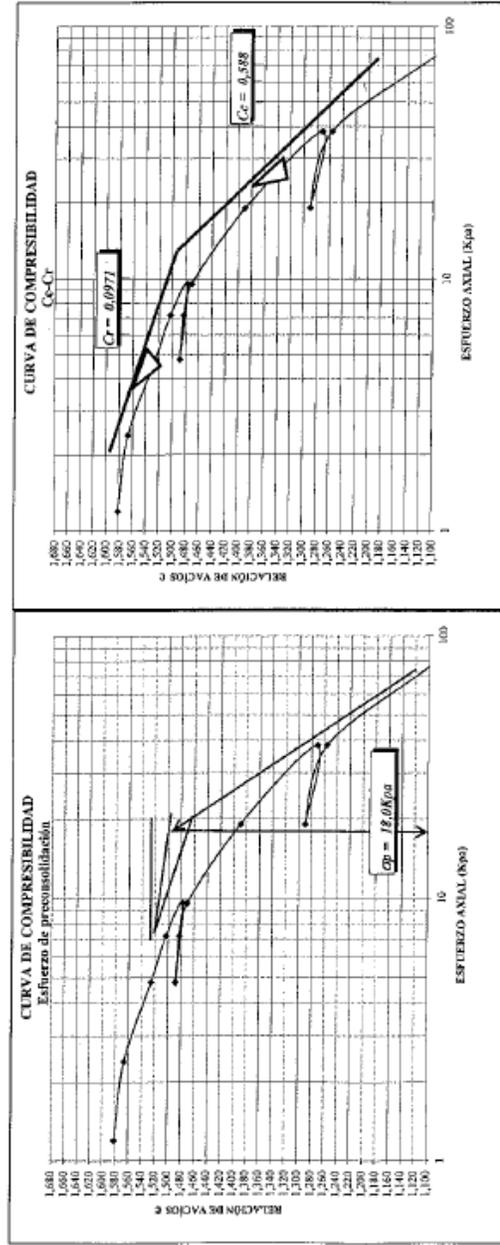
Esfuerzo de Preconsolidación = 18,0 Kpa
 Índice de Recompresión C_r = 0,143
 Índice de Consolidación C_c = 0,407

2.4.2 RELACIÓN DE VACÍOS Y COEFICIENTES DE CONSOLIDACIÓN

Incremento de carga	Esfuerzo axial (kPa)	Relación de vacíos e	C_v mm ² /seg
1,00	1,194446036	1,58	0,0840
2,00	2,388892073	1,57	0,0537
3,00	4,777784146	1,53	0,0350
4,00	7,166676219	1,50	0,0399
5,00	9,555568292	1,48	0,0537
6,00	4,777784146	1,49	rebote
7,00	7,166676219	1,48	rebote
8,00	9,555568292	1,47	rebote
9,00	19,11113658	1,39	0,0635
10,00	38,22227317	1,27	0,0537
11,00	19,11113658	1,29	rebote
12,00	38,22227317	1,26	rebote
13,00	76,44454633	1,10	0,0093

Observación: El coeficiente de consolidación se encontró por el método analítico de Taylor

2.4.3 CÁLCULO GRÁFICO DE ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN, COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Y COEFICIENTE DE RECOMPRESIÓN



Septiembre 2 de 2014



Bogotá D.C., septiembre 2 de 2014

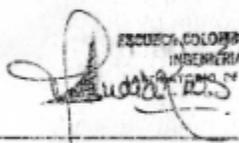
Ingeniero
PEDRO NEL QUIROGA
Director del Centro de Estudios de Materiales y Estructuras
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito
Ciudad

Anexo a la presente estamos entregando el informe IG – 046 – 14, correspondiente a los resultados de los ensayos solicitados por usted al Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería, el pasado 15 de Agosto de 2014.

El material recibido y sometido a ensayos, de acuerdo con la identificación dada por usted, fue el siguiente:

- Muestra N° 1: Material de Recebo

Atenderemos con gusto cualquier aclaración al respecto.



ESCUELA COLOMBIANA DE
INGENIERÍA
LABORATORIO DE SUELOS
Y PAVIMENTOS

Ing. Claudia Ríos Reyes
Laboratorio de Suelos y Pavimentos



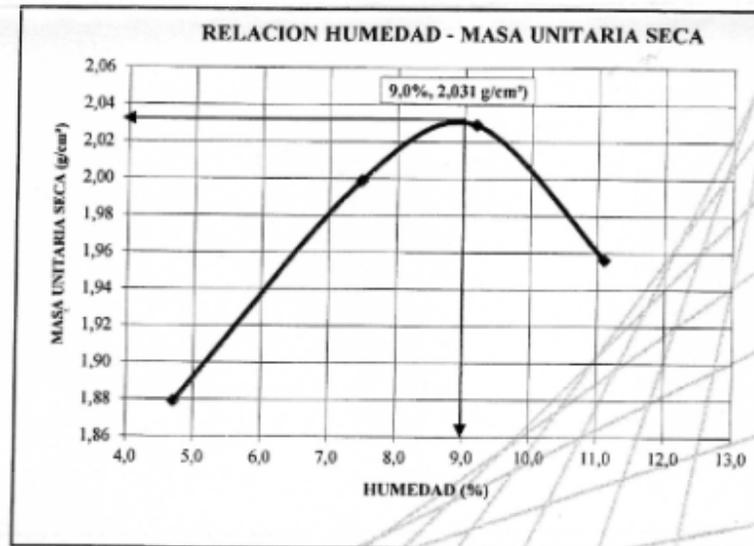
ESCUELA COLOMBIANA DE
INGENIERÍA
LABORATORIO DE SUELOS
Y PAVIMENTOS

Ing. Nathaly Mera Solarte
Laboratorio de Suelos y Pavimentos

1. MUESTRA No 1
Material de Recebo

1.1 RELACION HUMEDAD - DENSIDAD
Método Proctor Modificado
Norma ASTM D 1557 - 78

MUESTRA No.	Humedad (%)	Masa Unitaria Húmeda (g/cm ³)	Masa Unitaria Seca (g/cm ³)
1	4,7	1,968	1,879
2	7,5	2,148	1,999
3	9,2	2,215	2,029
4	11,1	2,174	1,956

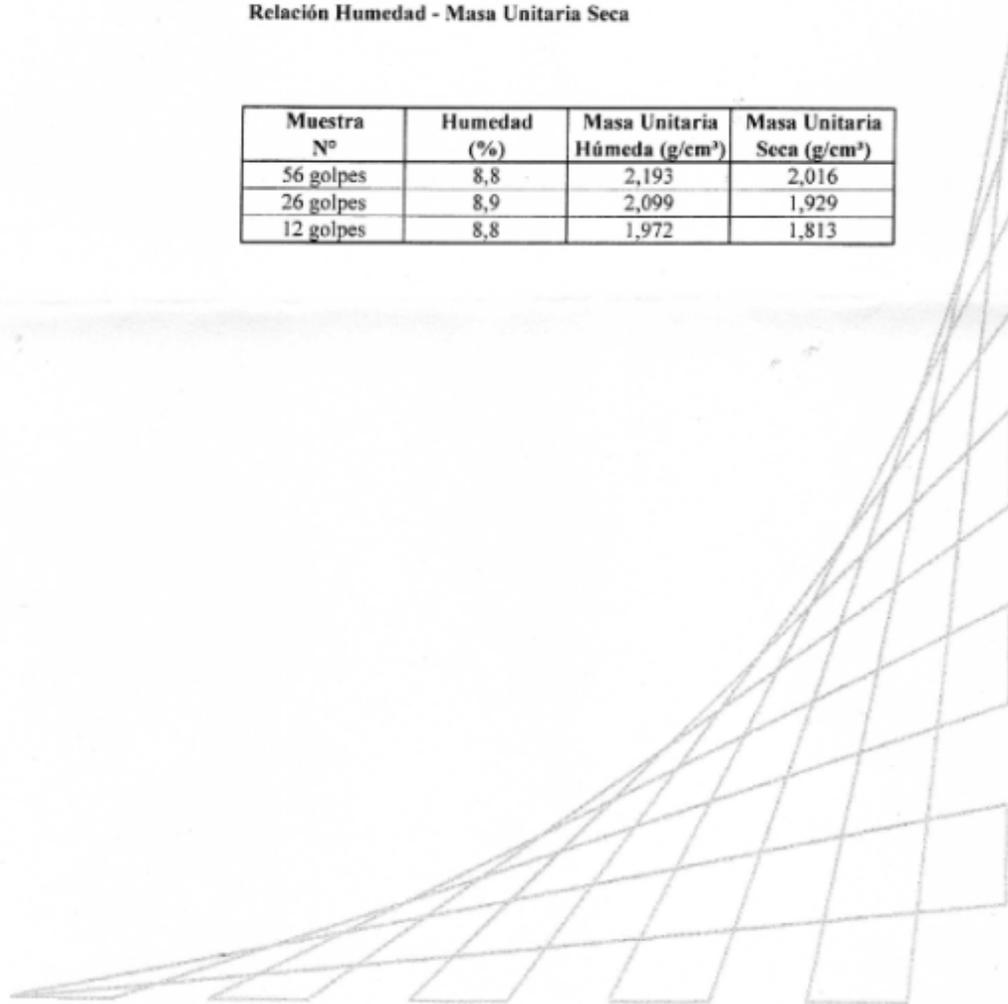


Humedad óptima: 9,0%
Masa Unitaria Máxima: 2,031 g/cm³

Observaciones: Resultado tomado del Informe IG - 031 - 14

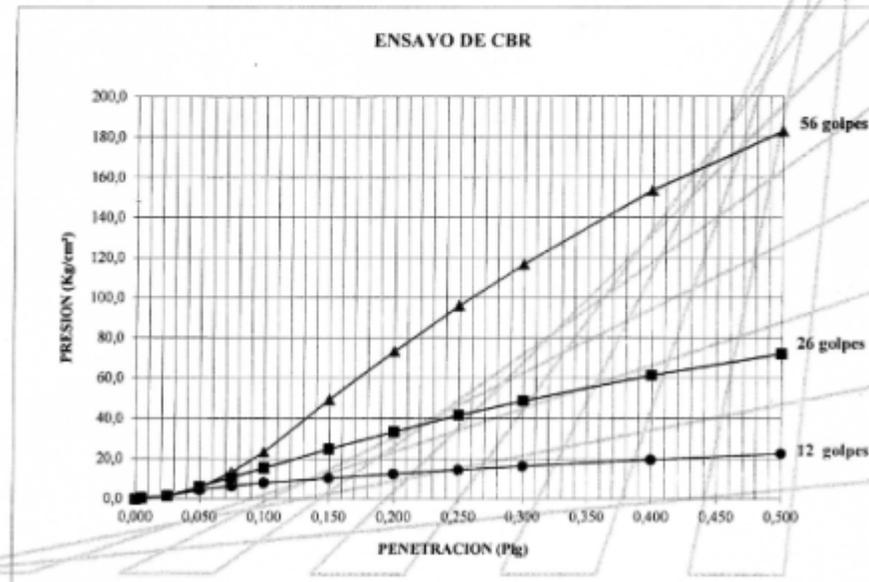
1.2 COMPACTACIÓN MUESTRAS PARA CBR - MÉTODO I
Relación Humedad - Masa Unitaria Seca

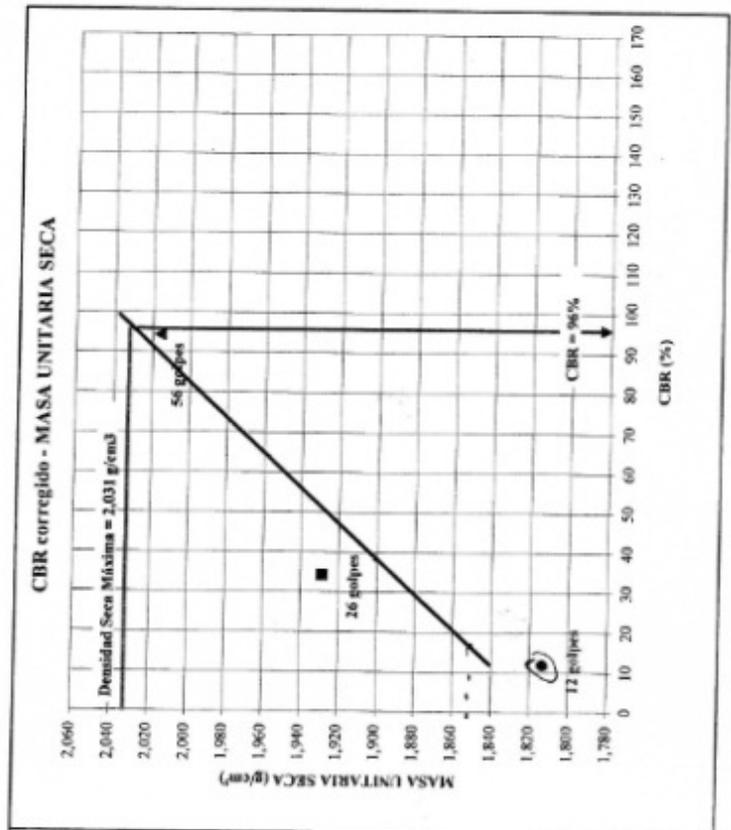
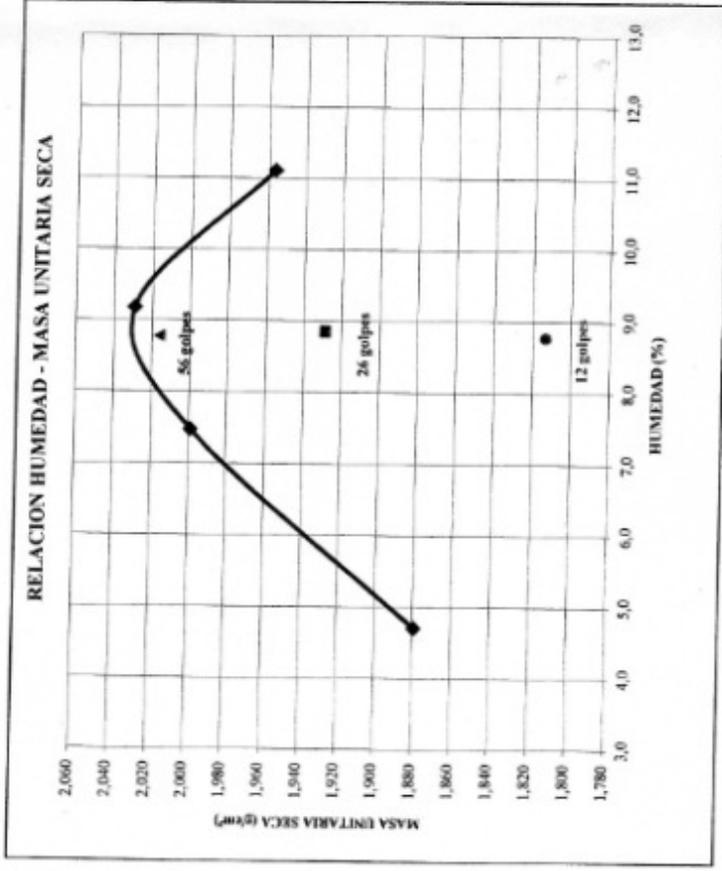
Muestra Nº	Humedad (%)	Masa Unitaria Húmeda (g/cm ³)	Masa Unitaria Seca (g/cm ³)
56 golpes	8,8	2,193	2,016
26 golpes	8,9	2,099	1,929
12 golpes	8,8	1,972	1,813



**1.3 CAPACIDAD DE SOPORTE MEDIDA EN EL LABORATORIO
CBR MÉTODO I**

No. de Golpes	56		26		12	
Precarga (Kg)	51		54		57	
Penetración (Pulg)	Carga Kg	Presión Kg/cm ²	Carga Kg	Presión Kg/cm ²	Carga Kg	Presión Kg/cm ²
0,000	51,0	0,0	54,0	0,0	57,0	0,0
0,005	57,0	0,3	65,0	0,6	64,0	0,4
0,025	81,0	1,6	85,0	1,6	89,0	1,7
0,050	157,0	5,5	171,0	6,0	145,0	4,5
0,075	306,0	13,2	263,0	10,8	184,0	6,6
0,100	505,0	23,5	354,0	15,5	216,0	8,2
0,150	1008,0	49,4	539,0	25,1	263,0	10,6
0,200	1471,0	73,4	704,0	33,6	303,0	12,7
0,250	1909,0	96,0	861,0	41,7	342,0	14,7
0,300	2310,0	116,7	999,0	48,8	377,0	16,5
0,400	3020,0	153,4	1246,0	61,6	438,0	19,7
0,500	3591,0	182,9	1453,0	72,3	500,0	22,9
Humedad de penetración (%)	10,2		11,2		12,2	
CBR correg 0.1"	71,4		27,1		11,6	
CBR correg 0.2"	94,3		34,3		12,0	

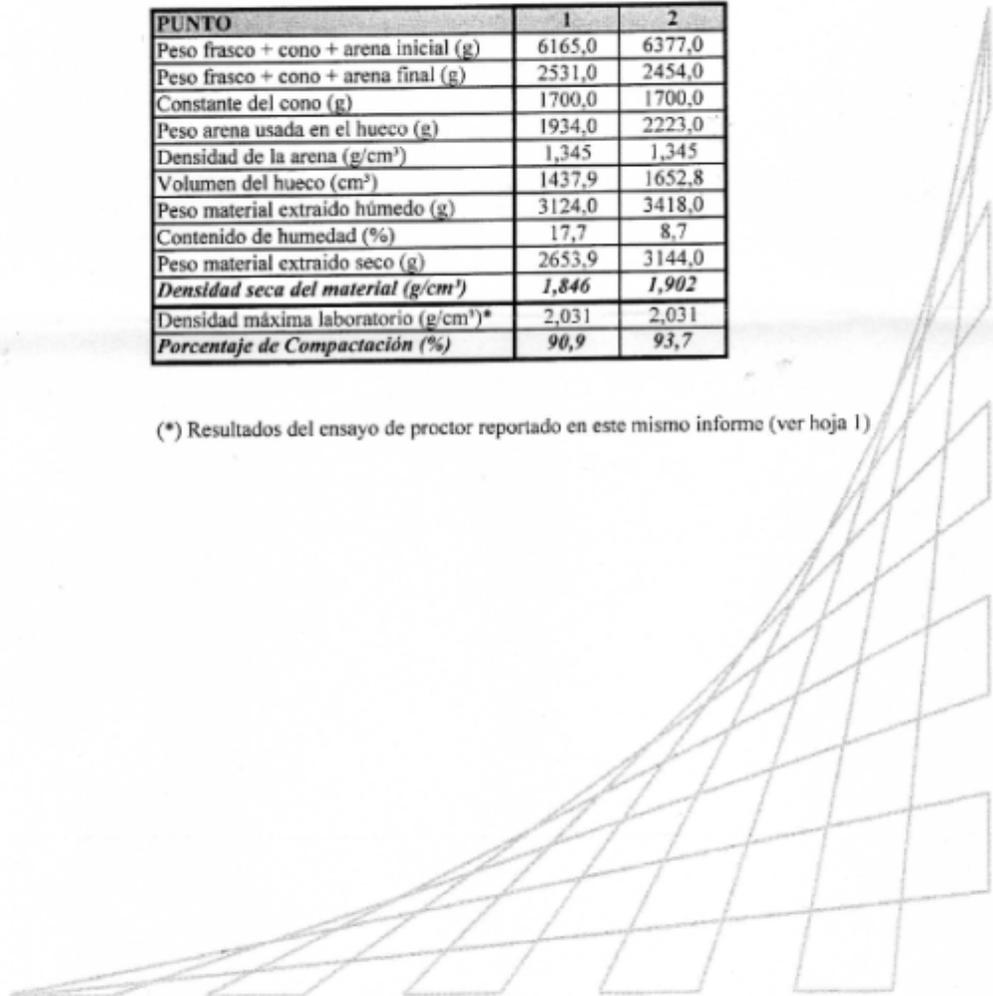




1.5 MASA UNITARIA EN EL TERRENO - MÉTODO DEL CONO Y LA ARENA
Norma I.N.V. E - 161

PUNTO	1	2
Peso frasco + cono + arena inicial (g)	6165,0	6377,0
Peso frasco + cono + arena final (g)	2531,0	2454,0
Constante del cono (g)	1700,0	1700,0
Peso arena usada en el hueco (g)	1934,0	2223,0
Densidad de la arena (g/cm ³)	1,345	1,345
Volumen del hueco (cm ³)	1437,9	1652,8
Peso material extraído húmedo (g)	3124,0	3418,0
Contenido de humedad (%)	17,7	8,7
Peso material extraído seco (g)	2653,9	3144,0
Densidad seca del material (g/cm³)	1,846	1,902
Densidad máxima laboratorio (g/cm ³)*	2,031	2,031
Porcentaje de Compactación (%)	90,9	93,7

(*) Resultados del ensayo de proctor reportado en este mismo informe (ver hoja 1)



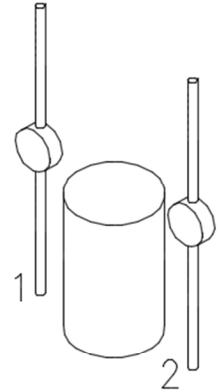
ANEXO I. ENSAYOS GEOTÉCNICOS

Ensayo de placa

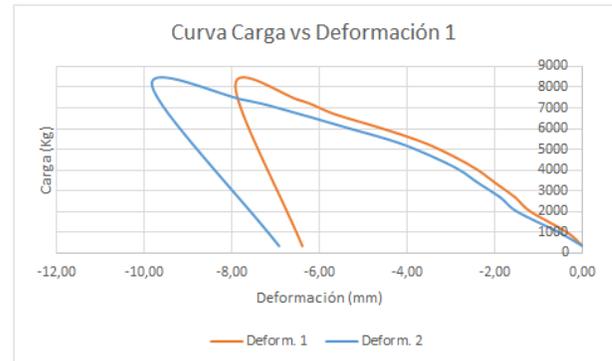
b=132mm

Unidad	Carga (Kg)	Deform.1 (mmx10-2)	Deform.2 (mmx10-2)	Deform.3 (mmx10-2)
5	335,88	23,68	12,33	16,28
15	1007,64	23,32	11,78	17,98
30	2015,28	22,48	10,82	18,12
40	2687,04	22,14	10,45	19,86
50	3358,8	21,70	9,96	20,47
60	4030,56	21,27	9,50	21,00
70	4702,32	20,70	8,85	21,51
80	5374,08	20,00	8,05	21,95
90	6045,84	19,05	6,95	22,53
100	6717,6	18,00	5,85	23,00
110	7389,36	17,20	4,60	23,00
120	8061,12	15,75	2,50	23,55
5	335,88	17,28	5,40	17,14

BASE METALICA D=132 mm



Carga (Kg)	Esfuerzo (kg/mm2)	Deform.1 (mm)	Deform.2 (mm)	Deform.3 (mm)
336	0,02	0,00	0,00	0,00
1008	0,07	-0,36	-0,55	1,70
2015	0,15	-1,20	-1,51	1,84
2687	0,20	-1,54	-1,88	3,58
3359	0,25	-1,98	-2,37	4,19
4031	0,29	-2,41	-2,83	4,72
4702	0,34	-2,98	-3,48	5,23
5374	0,39	-3,68	-4,28	5,67
6046	0,44	-4,63	-5,38	6,25
6718	0,49	-5,68	-6,48	6,72
7389	0,54	-6,48	-7,73	6,72
8061	0,59	-7,93	-9,83	7,27
336	0,02	-6,40	-6,93	0,86



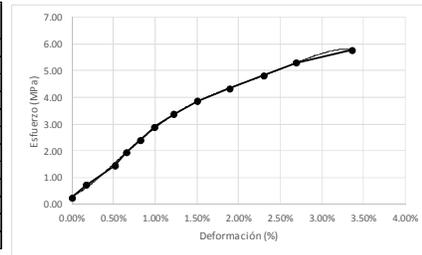
Calculo módulo de elasticidad del suelo a partir del ensayo de placa

B Platina (mm)	132.00
----------------	--------

Carga (Kg)	Esfuerzo (kg/mm ²)	Deformímetros en el suelo			
		Deform.3 (mm)	Deform.1 (mm)	Deform.2 (mm)	Deform. Promedio (mm)
336	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
1008	0.07	1.70	-0.36	-0.55	-0.46
2015	0.15	1.84	-1.20	-1.51	-1.36
2687	0.20	3.58	-1.54	-1.88	-1.71
3359	0.25	4.19	-1.98	-2.37	-2.18
4031	0.29	4.72	-2.41	-2.83	-2.62
4702	0.34	5.23	-2.98	-3.48	-3.23
5374	0.39	5.67	-3.68	-4.28	-3.98
6046	0.44	6.25	-4.63	-5.38	-5.01
6718	0.49	6.72	-5.68	-6.48	-6.08
7389	0.54	6.72	-6.48	-7.73	-7.11
8061	0.59	7.27	-7.93	-9.83	-8.88
336	0.02	0.86	-6.40	-6.93	-6.67

*Deformación unitaria sacada como Def prom / 2B

Esfuerzo (MPa)	Deformación (%)
0.24	0.00%
0.72	0.17%
1.44	0.51%
1.93	0.65%
2.41	0.82%
2.89	0.99%
3.37	1.22%
3.85	1.51%
4.33	1.90%
4.82	2.30%
5.30	2.69%
5.78	3.36%



Modulo elasticidad (Primera pendiente)	119.6	MPa
--	-------	-----

ANEXO J. REGISTRO FOTOGRÁFICO

Preparación suelo para ensayos



Construcción macizos de concreto





Marco metálico





Fabricación zapatas de concreto



Montaje para pruebas experimentales

