

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CÍVIL**

TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE RELLENO
CONVENCIONAL Y ESTRUCTURA CELULAR, PARA SUELOS
BLANDOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS, EN UNA
CIMENTACIÓN SUPERFICIAL**

AUTOR:

SÁNCHEZ ESTRELLA, VÍCTOR HENRY

**TRABAJO DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE:**

INGENIERO CÍVIL

TUTOR:

ING.SUÁREZ RODRÍGUEZ, MARCO

GUAYAQUIL, ECUADOR

2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Sánchez Estrella, Víctor Henry**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Ing. Suarez Rodríguez Marco Vinicio

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Alcívar Bastidas Stefany Esther, Mgs.

Guayaquil, a los 20 del mes de Marzo del año 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, Sánchez Estrella Víctor Henry

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Análisis comparativo de costos entre relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial** previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido

Guayaquil, a los 20 del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR

Sánchez Estrella Víctor Henry



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

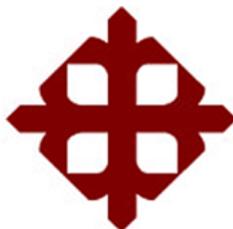
Yo, Sánchez Estrella Víctor Henry

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Análisis comparativo de costos entre relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 20 del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR

Sánchez Estrella Víctor Henry



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

f. _____

ING. MARCO VINICIO ILDAURO SUÁREZ RODRÍGUEZ

TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING. STEFANY ESTHER ALCIVAR BASTIDAS, MGS.

DIRECTOR DE CARRERA

f. _____

ING. CLAUDIO LUQUE RIVAS, MGS.

OPONENTE

f. _____

ING. OSWALDO RIPALDA NUQUES, MGS

DELEGADO DE COORDINADOR DE ÁREA

Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULO HENRY SANCHEZ.doc (D26824382)
Submitted: 2017-03-28 18:08:00
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 9 %

Sources included in the report:

UNIVERSIDAD TECNICA DE MANABI RONALD MENDOZA.pdf (D9905973)
TESIS ROMMEL URKUND - Sin anexos.pdf (D22760149)
TESIS CARLOS JAVIER VELA MORÁN.pdf (D21903594)
<http://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>
http://www.construmatica.com/construpedia/Rellenos_y_Compactaciones
<http://docplayer.es/10926178-Estrategias-posibles-obras-urbanas-planteo-del-problema-a.html>
<https://arquinem.wordpress.com/2013/05/04/la-cimentacion/>
<http://documents.mx/documents/capacidad-de-carga-y-muro-de-contencion.html>
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/5368/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-143.pdf>
<https://www.yumpu.com/es/document/view/55899516/fundamentos-de-ingenieria-de-cimentaciones-braja-das-7ma-edicion/159>
<http://especificacionesdeconstruccion.blogspot.com/2009/03/relleno-volteo-en-zanjas-con-material.html>
<http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/04/relleno-compactado.html>

Instances where selected sources appear:

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por mantenerme siempre sano, saludable y sobre todo haberme dado una maravillosa familia que siempre ha estado en los momentos más difíciles de manera incondicional.

A mi madre, Natalia Sánchez, que es la persona más importante en mi vida, sin ella no hubiese conseguido esta meta. Por haber sido un gran ejemplo a seguir, me demostró que con esfuerzo, dedicación, perseverancia se pueden lograr cosas importantes. Gracias madre por estar siempre pendiente de mí, por ser tan generosa conmigo, por trabajar muy duro para que no me falte nada y brindarme una excelente educación, y sobre todo por creer siempre en mí.

A mi abuelita, Ana Julia Burbano, por darme siempre ese amor tan puro, por preocuparse por mí, preguntando si ya comí, si me siento bien; por estar siempre conmigo, consentirme cuando tenía hambre, por compartir esa sabiduría y aconsejarme cada vez que tenía algún problema y hacerme sentir siempre querido y en casa.

A mi abuelito, Temistocles Sánchez, que es de quien nace todo esto, ya que a pesar de no ser una persona preparada, a base de mucho trabajo duro y sacrificio, logró que todos sus hijos salgan adelante y se conviertan en excelentes personas como también padres de familia, de esta manera sus nietos hemos tenido la posibilidad de que se nos brinde el estudio y la oportunidad de convertirnos en personas preparadas. Gracias abuelito por darme siempre ese apoyo.

Con eterno agradecimiento a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil por permitirme mediante sus excelentes docentes plasmar en mí sus sabias enseñanzas, que han servido de soporte para la obtención del título de ingeniero civil de la república del Ecuador.

Por su estima y apoyo total, al Ingeniero Marco Suarez, quien con su conocimiento ha guiado este proyecto de la mejor manera.

A todas las personas que me han apoyado y permitido alcanzar este logro mis más imperecederos reconocimientos.

Víctor Sánchez Estrella

DEDICATORIA

Con toda consideración y estima, dedico este trabajo a Dios, por concederme sabiduría y ganas de vivir, quien ha guiado mis pasos cuando más lo he necesitado;
El que me ha dado las fuerzas para continuar día a día.

A mi madre Narcisa Natalia Sánchez Estrella quien es mi inspiración y orgullo; ya que gracias a su apoyo incondicional y total comprensión, tengo el honor de graduarme en tan prestigiosa universidad.

A mi padre Carlos Mesías Barrera Gavilanes quien con su ejemplo de responsabilidad ha sabido guiar mis pasos para convertirme en una persona de bien.

A mis abuelitos, por ser un ejemplo a seguir, que todo en esta vida se puede conseguir a base de trabajo y nunca darse por vencido, mantenerse siempre con ganas de superarse y mejorar como persona.

Víctor Sánchez Estrella

ÍNDICE GENERAL

Índice

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	19
1.1 Antecedentes	19
1.1.2 Planteamiento del problema.....	19
1.2 Objetivo General	19
1.2.1 Objetivos Específicos	20
1.3 Alcance	20
1.4 Metodología.....	20
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	22
2.1 Generalidades sobre el Relleno	22
2.1.1 Clasificación por grado de compactación.....	22
2.1.1.1 Relleno a volteo	22
2.1.1.2 Relleno compactado.....	23
2.1.2 Clasificación por material	24
2.1.2.1 Material producto de la excavación	24
2.1.2.2 Material de la cantera.....	24
2.1.3 Estabilización o mejora de suelos	25
2.1.4 Estructuras cimentadas sobre rellenos	26
2.2 Fundaciones sobre zapatas	27
2.2.1 Zapata Aislada	29
2.2.2 Zapata Corridas.....	29
2.2.3 Zapata Combinadas.....	30
2.2.4 Cimentación compensada	30
2.2.5 Asientos tolerables en edificios	31
2.2.6 Consideraciones Generales	34
2.3 TERMINOLOGÍA DE MECÁNICA DE SUELOS	36
2.3.1 Capacidad portante de suelos.....	36
2.3.1.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	41
2.3.2 Factor de seguridad	45
2.3.3 Historia de Esfuerzos.....	46
2.3.3.1 Esfuerzo efectivo	46

2.3.4 Consolidación	48
2.3.4.1 Teoría de la Consolidación	49
2.3.4.2 Presión de preconsolidación	52
2.3.4.3 Índice de compresión	54
2.3.4.4 Índice de expansión	56
2.3.5 Esfuerzos debajo de un área rectangular	57
2.3.6 Asentamientos	58
CAPÍTULO 3: EDIFICIO DE ESTUDIO Y PERFIL GEOTÉCNICO	72
3.1 Descripción del Edificio de estudio.....	72
3.1.1 Obtención de datos para el cálculo de cimentaciones.....	73
3.2 Descripción del perfil Geotécnico	75
3.3 Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Convencional	75
3.3.1 Perfil Geotécnico y Parámetros	75
3.3.2 Resumen de asentamientos	78
3.3.3 Distorsión angular.....	78
3.4 Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Celular.....	79
3.4.1 Perfil Geotécnico y Parámetros	79
3.4.2 Resumen de asentamientos	81
3.4.3 Distorsión angular.....	81
3.5 Memoria Técnica de diseño de Zapata en doble sentido.....	82
3.5.1 Diseño por Flexión.....	83
3.5.2 Viga de cimentación del sistema de relleno convencional.....	84
3.5.3 Viga de cimentación del sistema de estructura celular	84
CAPÍTULO 4: PROCESO CONSTRUCTIVO	85
4.1 Sistema constructivo de relleno convencional para suelos normalmente consolidados en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido	86
4.2 Sistema constructivo de estructura celular para suelos normalmente consolidados en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido	89
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS COMPARATIVO	95
5.1 Presupuesto del sistema de relleno convencional.....	95
5.1.1 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno convencional	95
5.1.2 Presupuesto referencial del relleno convencional.....	97

5.1.3 Cronograma	97
5.2 Presupuesto del sistema de relleno con estructura celular.....	99
5.2.1 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno con estructura celular	99
5.2.2 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno con estructura celular	101
5.2.1 Cronograma	102
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES	103
CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES	104
BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXO 1: Reacciones en columnas.	108
ANEXO 2: Perfil geotécnico método convencional.	110
ANEXO 3: Perfil geotécnico método con estructura celular.	112
ANEXO 4: Memoria de cálculo de asentamientos con relleno convencional.	114
ANEXO 5: Memoria de cálculo de asentamientos con relleno celular.	136
ANEXO 6: Memoria de Cálculo del hormigón armado de la cimentación con relleno convencional.	162
ANEXO 7: Memoria de Cálculo del hormigón armado de la cimentación con relleno de estructura celular.	173
ANEXO 8: Planos arquitectónicos y estructurales.	181

Índice de ilustraciones

Ilustración 1. Relleno a volteo.	23
Ilustración 2. Relleno compactado	24
Ilustración 3. Material de cantera.....	25
Ilustración 4. Tipos de zapatas.	28
Ilustración 5. Cimentación compensada.	31
Ilustración 6. Definición de los parámetros para un asentamiento diferencial.	32
Ilustración 7. Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso (C1) y sobre suelo suelto o blando (C2).	37
Ilustración 8. Corte a través de una zapata continua poco profunda.....	37
Ilustración 9. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos; (a) falla general por corte; (b) falla local por corte; (c) falla de corte por punzonamiento.	38
Ilustración 10. Variación de $q_u (1)/0.5\gamma B$ y $q_u /0.5\gamma B$ para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena.	40
Ilustración 11. Modos de falla en cimentaciones sobre arena.	41
Ilustración 12. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).	42
Ilustración 13. Cálculo del esfuerzo efectivo.	47
Ilustración 14. Estados del agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos.	48
Ilustración 15. Esquema de la consolidación.	49
Ilustración 16. Principios de la consolidación.....	50
Ilustración 17. a) Diagrama esquemático de la configuración de la prueba de consolidación; b) curva e-log σ' para una arcilla suave del este de San Louis, Illinois. (nota: al final de la consolidación $\sigma = \sigma'$).	52
Ilustración 18. Trazo de la curva virgen de compresión para una arcilla consolidada.	54
Ilustración 19. Trazo de la curva de consolidación de campo para una arcilla sobreconsolidada.	57
Ilustración 20. Esfuerzo debajo de cualquier punto de un área rectangular flexible cargada.	58
Ilustración 21. Asentamientos Totales	59
Ilustración 22. Asentamiento elástico de una cimentación superficial.	60

Ilustración 23. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles.	61
Ilustración 24. Cálculo del asentamiento por consolidación.	68
Ilustración 25. Variación de e con $\log t$ ante un incremento de carga dado, y definición del índice de compresión secundaria.	69
Ilustración 26. Plano arquitectónico de la planta baja.	72
Ilustración 27. Plano arquitectónico de los pisos 1 y 2.	73
Ilustración 28. Modelo Estructural.	73
Ilustración 29. Modelo Estructural, sistema de losas.	74
Ilustración 30. Dirección de los nervios de la losa nervada.	74
Ilustración 31. Perfil Geotécnico.	75
Ilustración 32. Esfuerzo vs Profundidad.	77
Ilustración 33. Esfuerzo vs Profundidad.	80
Ilustración 34. Vista en planta de la cimentación.	82
Ilustración 35. Excavación y desalojo del material excavado.	86
Ilustración 36. Proceso inicial, trazado de la cimentación.	86
Ilustración 37. Excavación y desalojo del material excavado.	87
Ilustración 38. Colocación del encofrado y el armado.	87
Ilustración 39. Fundición de la cimentación, por partes o total.	87
Ilustración 40. Colocación del material del relleno encima de la cimentación superficial.	88
Ilustración 41. Colocación del material del relleno encima del nivel del terreno natural, para lograr la cota base del contrapiso (+0,40).	88
Ilustración 42. Construcción del contrapiso.	89
Ilustración 43. Proceso inicial, trazado de la cimentación.	89
Ilustración 44. Excavación y desalojo del material excavado.	90
Ilustración 45. Colocación del encofrado y el armado.	90
Ilustración 46. Bloque hueco de hormigón a usar.	91
Ilustración 47. Colocación del replantillo, que servirá como base de las paredes de mampostería.	92
Ilustración 48. Colocación de las paredes de mampostería, desde el lomo de la loseta de la zapata hasta la altura del contrapiso.	92

Ilustración 49. Armado final de la pared de borde.....	92
Ilustración 50. Contrapiso tipo losa con base de zinc ondulado. (Referencial).	93
Ilustración 51. Conexión entre contrapiso con plancha de zinc ondulado y la pared.	93
Ilustración 52. Armado del contrapiso.	93
Ilustración 53. Vista en planta del sistema de estructura celular.	94
Ilustración 54. Armado final del sistema celular.	94

Índice de Tablas

Tabla 1 Valores permisibles Δ/L	34
Tabla 2. Distorsión angular limite	34
Tabla 3. Factores de capacidad de carga de terzaghi.	43
Tabla 4. Factores de capacidad de carga modificados de terzaghi.*	44
Tabla 5. Descripción del suelo	56
Tabla 6. Variación de F_1 con m' y n'	63
Tabla 7. Variación de F_2 con m' y n'	65
Tabla 8. Variación de I_f con D_f/b , B/L y us	67

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza un análisis comparativo entre el relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido; debido a la mala calidad de suelo pueden producirse grandes asentamientos en las edificaciones, por lo que se busca una solución que reduzca estos asentamientos tomando en cuenta, tiempo y costo.

Para el análisis comparativo de costos de los dos sistemas se utilizan los planos de un edificio estándar de oficinas de 3 pisos. Con los planos antes mencionados, se analizarán las alternativas propuestas; diseñando la cimentación de zapatas corridas en doble sentido que sea viable para cada uno de los dos sistemas constructivos; en cuanto al sistema convencional se usa relleno tradicional compactado, mientras que en el sistema celular se usa un conjunto de hileras con bloques de mampostería cada cierta distancia en los dos sentidos, las cuales van a estar confinadas por la viga de cimentación, a su vez tendrán chicotes horizontales como verticales y sobre ellas una loseta de hormigón con una malla de acero, quedando un vacío que es la característica principal de este sistema. Como complemento, se realiza un análisis de capacidad y asentamientos en suelos, mediante el uso de formulaciones empíricas y de esta manera verificar el grado de asentamientos diferenciales y comprobar si el sistema de estructura celular es factible o no.

Palabras claves: Análisis comparativo, tiempo, costos, sistema convencional, estructura celular, suelos blandos, normalmente consolidado, zapatas corridas en doble sentido, asentamientos, relleno tradicional, bloques de mampostería, vigas de cimentación, chicotes, loseta de hormigón, malla de acero, vacío, formulaciones empíricas.

ABSTRACT

In the present work a comparative analysis is carried out between the conventional filling and the cellular structure, for normally consolidated soft soils, in a superficial foundation of two - way running shoes; Due to poor soil quality, large settlements can occur in buildings, so a solution is sought to reduce these settlements taking into account, time and cost.

For the comparative cost analysis of the two systems, the plans of a standard 3-storey office building are used. With the above-mentioned plans, the proposed alternatives will be analyzed; Designing the foundation of two-way running shoes that is feasible for each of the two construction systems; In the conventional system, traditional filler is used, whereas in the cellular system a set of rows with masonry blocks is used each distance in both directions, which will be confined by the foundation beam, in turn they will have Horizontal and vertical whips and on them a concrete tile with a steel mesh, leaving a void that is the main characteristic of this system. As a complement, an analysis of capacity and settlements in soils, through the use of empirical formulations and in this way verify the degree of settlement differential and to verify if the system of cellular structure is feasible or not.

Key words: Comparative analysis, time, costs, conventional system, cellular structure, soft soils, normally consolidated, two-way running shoes, settlements, traditional filling, masonry blocks, foundation beams, whips, concrete tiles, steel mesh, empty, empirical formulations.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Durante el transcurso del tiempo el hombre ha tenido que buscar soluciones a todos los problemas que se le han presentado, para lo cual se las ha tenido que ingeniar para buscar las soluciones que puedan satisfacer esas necesidades y para ello se han usado diversas técnicas constructivas.

Cuando se va a realizar la construcción de una edificación debe hacerse el respectivo estudio de suelo donde se va a cimentar la estructura, y de esa manera ver el tipo de cimentación pertinente para el caso.

Hay diferentes tipos de suelo, por lo tanto tienen propiedades específicas y capacidades de carga distintas. Las edificaciones que tienen un sistema de cimentación superficial de zapatas en doble sentido con relleno convencional en suelos blandos normalmente consolidados tienen asentamientos debido al peso de las mismas y la mala calidad del suelo, por lo que se busca una solución que reduzca los asentamientos producidos en este tipo de suelo tomando en consideración, tiempo y costo.

1.1.2 Planteamiento del problema

En el presente trabajo se plantea aportar información sobre las ventajas y desventajas del relleno convencional en una cimentación superficial de zapata corrida en dos direcciones en un suelo normalmente consolidado, ya que se producen asentamientos y algunas veces asentamientos diferenciales, ocasionando daños de mampostería y gastos imprevistos.

1.2 Objetivo General

Comparar los costos entre relleno convencional y como novedad la estructura celular para suelos blandos normalmente consolidados en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido. Como complemento, mediante el uso de formulaciones empíricas se realizará un análisis de capacidad y asentamientos en suelos, y a través de los resultados de un análisis de la superestructura mediante un modelo; verificar el grado de asentamientos diferenciales para ambas alternativas y comprobar si este sistema novedoso es factible.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Resolver un modelo estructural del caso de estudio.
- Diseñar una cimentación superficial, zapata corrida en dos direcciones viable para el relleno convencional y celular propuesto.
- Proponer las características geométricas y técnicas de un relleno convencional y uno a base de sistema celular.
- Indicar y analizar la metodología constructiva de cada uno de los sistemas planteados.
- Realizar un análisis comparativo de costos, para ambos sistemas indicados, donde habrá una cimentación superficial con zapatas en doble sentido.
- Obtener las conclusiones debidas, que permita plantear las recomendaciones del caso.

1.3 Alcance

Este trabajo de investigación está dirigido a diseñadores, constructores y promotores en general, para de esta manera escoger cual es el sistema más idóneo de los planteados, analizando sobre todo características de eficacia técnica, optimización de costos y reducción de tiempo. Es necesario citar también las bondades estructurales y las normas existentes sobre este sistema de estructura celular.

1.4 Metodología

Esta consiste en lo siguiente:

Partiendo de los resultados obtenidos de un modelo estructural (reacciones a la base) se procede a diseñar la cimentación: zapatas corridas en doble sentido. El modelo estructural corresponde a un edificio para uso de oficinas. Se evaluará la viabilidad de la cimentación sobre cada uno de los sistemas constructivos:

- Sistema convencional: Material de relleno tradicional compactado.
- Sistema celular: Consiste en un conjunto de hileras con bloques de mampostería cada cierta distancia en los dos sentidos, las cuales van a estar

confinadas por la viga de cimentación, a su vez tendrán chicotes horizontales como verticales y sobre ellas una loseta de hormigón con una malla de acero, quedando un vacío que es la característica principal de este sistema.

Una vez verificado que la cimentación es viable en términos de capacidad y asentamientos se realizará un análisis comparativo de costos para ambos sistemas.

Luego, se debe sacar las debidas conclusiones de cada una de estas alternativas para plantear las debidas recomendaciones en función de las ventajas o desventajas que se pudieran obtener.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades sobre el Relleno

El suelo o terreno desde la selección de la implantación de un proyecto doméstico, hasta como soporte de un edificio industrial, juega un papel muy importante y determinante, bien como elemento estructural-soporte de lo que se le coloca encima, bien como material aprovechable para terraplenes y/o rellenos, bien incluso como material de construcción en diques, presas u otras obras de tierras comunes en nuestras Obras.

Relleno y compactación es el efecto que consiste en colocar el material, producto de la excavación, proveniente de una cantera de préstamo para alcanzar los niveles del proyecto, para mejorar o sustituir material natural inestable, para ocultar y confinar cimentaciones o cualquier otra excavación que lo requiera.

El relleno es una mezcla de grava y arena. Para los rellenos se emplean materiales seleccionados limpios, naturales, adecuados para este fin, del mismo modo que los terraplenados.

En la actualidad, aun se tiene un conocimiento muy imperfecto acerca de las relaciones que existen entre el contenido de humedad en el momento en que se construye el terraplén, el grado de compactación y la forma como cambian las características físicas del mismo durante su periodo de servicio. Los cambios de resistencia, rigidez y permeabilidad que el relleno sufre con el tiempo y con las variaciones en su contenido de humedad, merecen mucha más atención de la recibida hasta el presente. (TerZAghi & Peck, 1973)

2.1.1 Clasificación por grado de compactación

2.1.1.1 Relleno a volteo

Se entenderá por “relleno a volteo” el que se haga por el simple depósito del material para relleno, con su humedad natural, sin compactación alguna, salvo la natural que produce su propio peso. (blog, 2009)

Este tipo de relleno es usado en excavaciones de zanjas. Por relleno de excavaciones de zanjas se entenderá el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el Contratista

para rellenar hasta el nivel original del terreno natural o hasta los niveles señalados por el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que hayan realizado para alojar las tuberías, así como las correspondientes a estructuras.



Ilustración 1. Relleno a volteo.

2.1.1.2 Relleno compactado

Se llama compactación al proceso de aumento rápido del peso volumétrico de un suelo, mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración. La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos por el agua. Se sabe que, para una energía de compactación dada, el máximo peso volumétrico seco del suelo compactado se obtiene para cierto contenido de agua, llamado contenido de humedad óptimo. (hidraulicos, 1970).

El relleno compactado es cuando al material que se usa para rellenar se le aplica un proceso para aumentar su peso volumétrico (eliminación de vacíos) con el objeto de incrementar la resistencia y disminuir la compresibilidad.

Los rellenos deberán hacerse con materiales granulares, aunque puede tener ventajas utilizar algo de arcilla que sirva de aglomerante. Se harán por capas horizontales de pequeño espesor que se irán compactando, a medida que se va extendiendo cada una de ellas, mediante cilindros de pata de cabra o con otros equipos adecuados. Haciéndose con cuidado y empleando materiales apropiados se consiguen rellenos nuevos que resultan densos y plenamente satisfactorios. (Dunham, 1979).

Entenderemos por relleno compactado al conjunto de operaciones para la colocación de rellenos con material del suelo existente o material de préstamo hasta llegar a niveles y cotas requeridas. (Civil, 2010).



Ilustración 2. Relleno compactado

2.1.2 Clasificación por material

2.1.2.1 Material producto de la excavación

En ocasiones cuando el material sobre el cual se construye y sobre el que se aloja el sistema de cimentación es resistente, estable y presenta gran capacidad de cohesión al aplicar la compactación, además de no estar contaminado, se utiliza para rellenar.

2.1.2.2 Material de la cantera

Cuando las características del suelo no son apropiadas para usarse como material de relleno se sustituirá por otro proveniente de un banco de préstamo. Entendiéndose por banco o cantera de préstamo el sitio de preferencia cercano a la obra y formado por material inerte, libre de contaminación y de granulometría uniforme que permita alcanzar el nivel óptimo de humedad para el proceso de compactación.

Es un material de características apropiadas para su utilización en las diferentes partidas de construcción de obra, que deben estar económicamente cercanas a las obras y en los volúmenes significativos de necesidad de la misma.

Toda cantera tiene una vida útil, y una vez agotada, el abandono de la actividad puede originar problemas de carácter ambiental, principalmente relacionados con la destrucción del paisaje.



Ilustración 3. Material de cantera

2.1.3 Estabilización o mejora de suelos

Se incluyen en este apartado en sentido amplio todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea aumentar la capacidad portante del terreno o su rigidez, es decir, la compactación, el drenaje, la pre-consolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad aunque en la actualidad se va restringiendo a la modificación de la composición del suelo.

Esta modificación suele consistir en la adición de materiales que mejoran la capacidad portante y reducen la permeabilidad del terreno. Uno de los métodos más utilizados es la inyección de una mezcla fluida que posteriormente fragua y endurece. Los principales tipos son (cmd, 2007):

- **Impregnación:** Sustitución del agua y/o gas intersticial en un medio poroso, por una lechada inyectada a una presión suficientemente baja, que asegure que no se producen desplazamientos significativos de terreno.
- **Relleno de fisuras:** Inyección de lechada en las fisuras, diaclasas, fracturas o discontinuidades en general de formaciones rocosas.
- **Relleno de huecos:** Consiste en la colocación de una lechada, con un alto contenido de partículas, para el relleno de grandes huecos.

- **Inyección por compactación:** Consiste en un método de inyección con desplazamiento del terreno, en el cual se introduce un mortero de alta fricción interna en una masa de suelo.
- **Fracturación hidráulica:** Consiste en la inyección del terreno mediante su fracturación por lechada, con una presión por encima de su resistencia a tracción y de su presión de confinamiento. También se denomina hidrofracturación, hidrofisuración, “hidrojacking” o “claquage”.

Las técnicas de mejoramiento de suelos consisten en modificar las características de un suelo por una acción física (vibraciones) o por la inclusión en el suelo de una mezcla con un material más resistente, con el fin de: aumentar la capacidad del mismo y la resistencia al corte, evitar asentamientos, disminuir el riesgo de licuefacción en caso de haber un sismo.

Los ámbitos de aplicación de las distintas técnicas dependen esencialmente de la naturaleza y la granulometría de los terrenos que se desea mejorar.

2.1.4 Estructuras cimentadas sobre rellenos

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos. La compactación disminuye también la cantidad de asentamientos indeseables de las estructuras e incrementa la estabilidad de los taludes de los terraplenes. (Das, 2001).

Como regla general, se deberá vacilar en aportar una estructura sobre terreno de relleno de calidad desconocida, tal como antiguos vertederos de la ciudad y pantanos que han sido rellenados con materiales de desecho. Los rellenos antiguos pueden haberse formado por tierras vertidas desde un vehículo sobre la pendiente de un terreno previamente depositados de manera que el material estará malamente compactado, su densidad no será uniforme, estará parcialmente segregado y más o menos estratificado en planos inclinados. (Dunham, 1979).

El proyecto de un edificio que haya de cimentarse sobre relleno deberá desarrollarse de manera que un asiento cualquiera no pueda poner en peligro la estructura. Por su

puesto, este deberá ser tan ligero como sea posible. En caso dudosos deberá disponerse un entramado lo suficientemente flexible para que tolere una desigualdad de asientos, si hay probabilidad que se produzcan; podrán disponerse una serie de juntas a través de la superestructura e infraestructura lo suficientemente robusta para que funcione toda en bloque sin que se produzcan grietas. Cada caso es motivo de un estudio particular.

2.2 Fundaciones sobre zapatas

Toda cimentación ha de garantizar, de forma permanente, la estabilidad de la obra que soporta. Las cimentaciones deben contar, pues, con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento; y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura a soportar (en especial, las acciones que transmite y su capacidad de deformación), y por otra, el terreno del que se trate (en especial su resistencia y su deformabilidad) de forma que la cimentación sea segura y económica. (Jimenez Montoya, Garcia Meseguer, & Moran Gabre, 1987-1989)

El cimientamiento por zapata es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga.

El paso más importante a seguir en el proyecto de una fundación superficial consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al suelo situado debajo de las zapatas sin que se produzca la rotura del suelo o un asentamiento excesivo. Antes del Advenimiento de la mecánica de los suelos, los métodos existentes para elegir esta presión se basaban en la experiencia y en un conocimiento inadecuado de las propiedades y el comportamiento de los suelos. (TerZAgghi & Peck, 1973).

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o zapata continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada.

En la ilustración 4, se pueden observar los tipos de zapata, que posteriormente serán expuestas con detalle.

Hay muchos motivos importantes que influyen en la elección de cualquier tipo de cimentación para una estructura específica. Pueden existir circunstancias en las que parte de la estructura requiera un tipo de cimientos, mientras que bajo el resto de ella es preferible emplear otro tipo distinto. El ingeniero es quien tiene que elegir el tipo que mejor se adapte y sea más económico. Tales cuestiones no pueden ser resueltas específicamente para todos y cada uno de los problemas, pero pueden darse muchas sugerencias con la esperanza de que ellas sean útiles al lector que tenga que tomar una decisión. (Dunham, 1979)

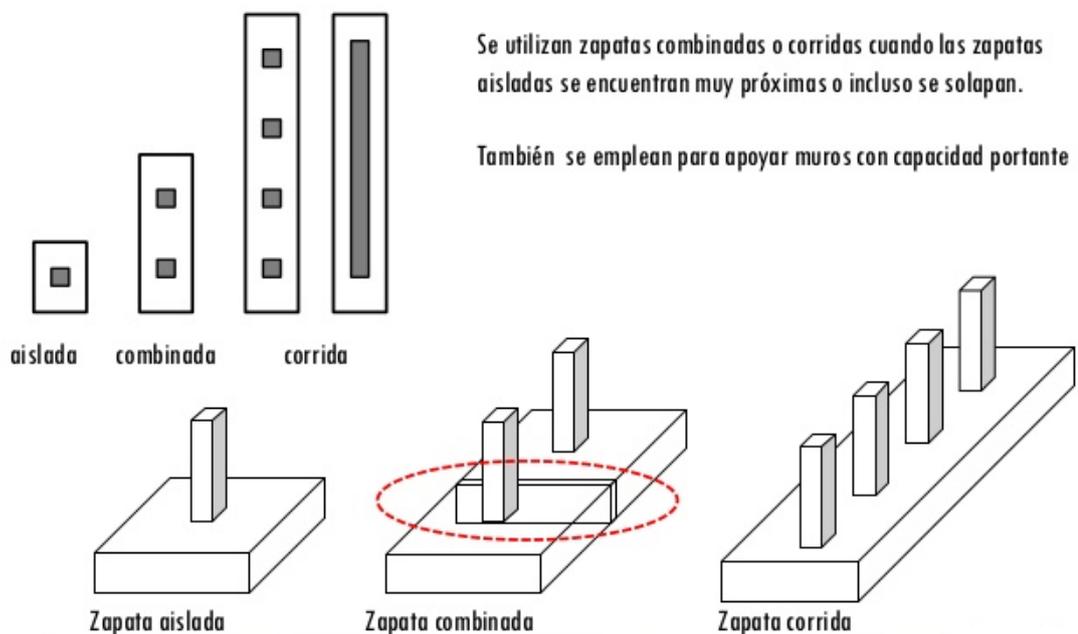


Ilustración 4. Tipos de zapatas.

Antes del siglo XIX, la estructura de la mayoría de los grandes edificios estaba formada de pesadas paredes principales, algo flexibles, segmentadas y unidas por paredes transversales también gruesas y flexibles que formaban las divisiones de los mismos. Como dichos edificios podrían sufrir grandes asentamientos sin ser dañados, los constructores prestaban poca atención a las fundaciones, como no fuera la preocupación de aumentar el espesor de las paredes en correspondencia con sus cimientos. Si el terreno era demasiado blando para soportar las cargas, las paredes se instalaban sobre pilotes.

Para satisfacer esta necesidad se desarrolló, simultáneamente en varios países en la década que siguió al año 1870, el concepto de la "tensión admisible del suelo". Este concepto se basó en el hecho evidente de que, bajo condiciones bastante similares del suelo, las zapatas que transmiten presiones de alta intensidad al subsuelo sufren generalmente asentamientos mayores que aquellas que transmiten presiones de baja intensidad. Con esta idea en mente, los proyectistas empezaron a observar las condiciones en que se encontraban los edificios soportados por zapatas que ejercían distintas presiones sobre el suelo. (Terzaghi & Peck, 1973).

2.2.1 Zapata Aislada

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar.

La zapata aislada no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras sí que es normal además de aconsejable poner una junta cada 3 m aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar. Una variante de la zapata aislada aparece en edificios con junta de dilatación y en este caso se denomina "zapata bajo pilar en junta de diapasón". (Montoya & Pinto Vega, 2010).

En el cálculo de las presiones ejercidas por la zapata debe tenerse en cuenta además del peso del edificio y las sobrecargas, el peso de la propia zapata y de las tierras que descansan sobre sus suelos, estas dos últimas cargas tienen un efecto desfavorable respecto al hundimiento. Por otra parte en el cálculo de vuelco, donde el peso propio de la zapata y las tierras sobre ellas tienen un efecto favorable.

2.2.2 Zapata Corridas

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales

separadas. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostramiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 25 a 30 cm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones. (Montoya & Pinto Vega, 2010).

2.2.3 Zapata Combinadas

Una zapata combinada es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

2.2.4 Cimentación compensada

El principio en que se basa este tipo de cimentación es bien sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale el peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente. (Badillo & Rodríguez, 1982).

Son adecuadas en suelos de mediana y alta compresibilidad, y baja capacidad de carga. Este tipo de cimentación requiere una caja de concreto monolítico. Cuando el nivel de aguas freáticas se localiza cerca de la superficie del suelo, es necesario contar con una cimentación impermeable y tener en cuenta el fenómeno de flotación.

En el diseño de las cimentaciones compensadas debe tenerse presente que el suelo debe considerarse como una fase líquida y sólida. Por lo que, la compensación se hace teniendo en cuenta dos efectos:

- Substitución de peso sumergido del sólido.
- Efecto de flotación debido al líquido desalojado.

Ambos efectos son utilizados para igualar el peso total del edificio. La cimentación se diseña como una losa de cimentación, resultando una cimentación bastante rígida, por lo que los asentamientos diferenciales son controlados fácilmente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes.

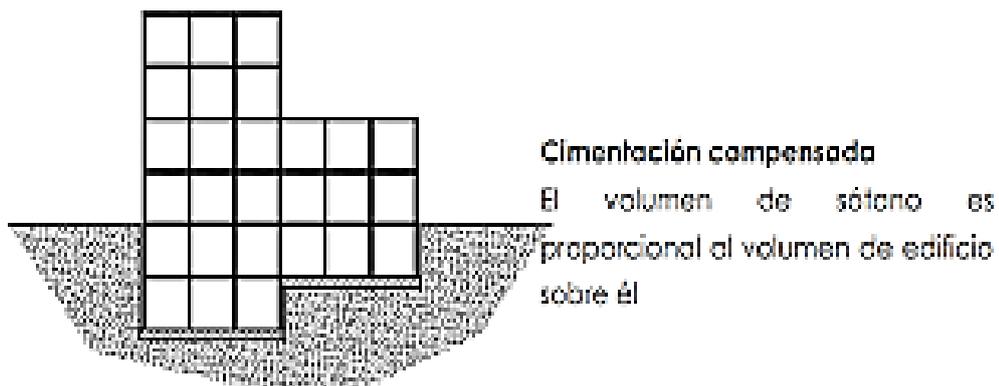


Ilustración 5. Cimentación compensada.

2.2.5 Asientos tolerables en edificios

Los asientos tolerables o admisibles son los asientos (totales y diferenciales) máximos que tolera la estructura, sin que se produzcan lesiones, como fisuración, descensos o inclinaciones, incompatibles con el servicio de la misma.

Debido a la falta de homogeneidad del suelo y a que la carga soportada por varias cimentaciones superficiales de una estructura puede variar, se producen inevitablemente asientos diferenciales en un edificio dado.

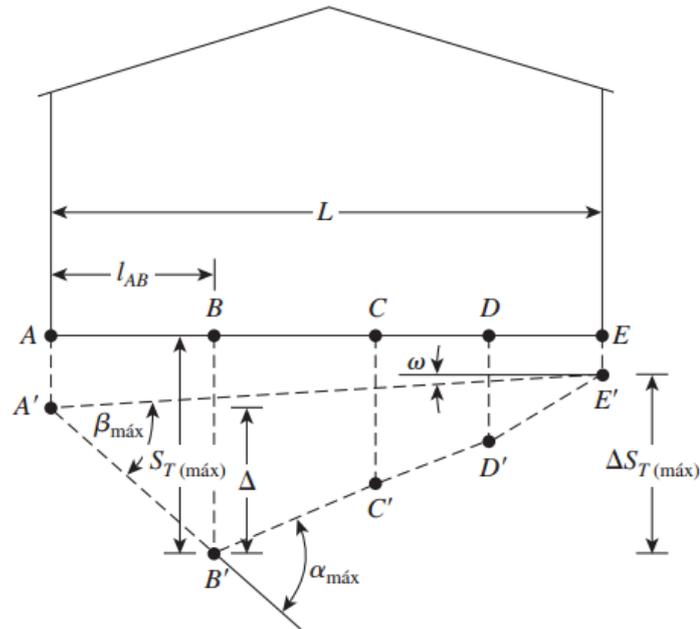


Ilustración 6. Definición de los parámetros para un asentamiento diferencial.

El asentamiento diferencial de las partes de un edificio puede conducir al daño de la superestructura. De aquí que sea importante definir ciertos parámetros que cuantifiquen el asentamiento diferencial y desarrollar valores limitantes para ellos a fin de que las estructuras resultantes sean seguras. Burland y Worth (1970) resumieron los parámetros importantes relacionados con el asentamiento diferencial.

En la ilustración 6 se muestra una estructura en la que varias cimentaciones, en A, B, C, D y E, se han asentado. El asentamiento en A es AA', en B es BB', etcétera. Con base en esta ilustración, las definiciones de los varios parámetros son las siguientes:

S_T = Asentamiento total de un punto dado

ΔS_T = Diferencia en el asentamiento total entre cualesquier dos puntos

α = Gradiente entre dos puntos sucesivos

$$\beta = \text{distorsión angular} = \frac{\Delta S_T(ij)}{l_{ij}}$$

(Nota: l_{ij} = distancia entre los puntos i y j)

ω = inclinación

Δ = deflexión relativa (es decir, movimiento desde una línea recta que une dos puntos de referencia)

$\frac{\Delta}{L}$ = relación de deflexión

Desde la década de 1950, varios investigadores y reglamentos de construcción han recomendado valores permisibles para los parámetros anteriores. A continuación se presenta un resumen de varias de estas recomendaciones.

En 1956, Skempton y McDonald propusieron los valores límites siguientes para el asentamiento máximo y la distorsión angular máxima, que se deben aplicar para fines de construcción:

Asentamiento máximo, $S_{T(\text{m}\acute{\text{a}}\text{x})}$

En arena _____ 32mm

En arcilla _____ 45 mm

Asentamiento diferencial máximo, $\Delta S_{T(\text{m}\acute{\text{a}}\text{x})}$

Cimentaciones aisladas en arena _____ 51 mm

Cimentaciones aisladas en arcilla _____ 76 mm

Losa en arena _____ 51-76 mm

Losa en arcilla _____ 76 – 127 mm

Distorsión angular máxima, β_{max} _____ 1/300

Con base en su experiencia, Polshin y Tokar (1957) sugirieron las relaciones de deflexión permisible siguientes para edificios como una función de L/H, la relación de la longitud a la altura de un edificio:

$$\Delta/L = 0.0003 \text{ para } L/H \leq 2$$

$$\Delta/L = 0.001 \text{ para } L/H = 8$$

En el Soviet Code of Practice de 1955 se indican los valores permisibles siguientes:

Tabla 1 Valores permisibles Δ/L .

Tipo de edificio	L/H	Δ/L
Edificios de pisos múltiples y viviendas civiles	≤ 3	0.0003 (para arena) 0.0004 (para arcilla)
	≥ 5	0.0005 (para arena) 0.0007 (para arcilla)
Fábricas de un piso		0.001 (para arena y arcilla)

Bjerrum (1963) recomendó la distorsión angular límite siguiente, $\beta_{máx}$, para varias estructuras:

Tabla 2. Distorsión angular límite

Categoría de daño potencial	$\beta_{máx}$
Límite seguro para muro de ladrillos flexible ($L/H > 4$)	1/150
Peligro de daño estructural a la mayoría de los edificios	1/150
Agrietamiento de muros de paneles y de ladrillos	1/150
Inclinación visible de edificios altos rígidos	1/250
Primer agrietamiento de muros de paneles	1/300
Límite seguro para no tener agrietamiento en edificios	1/500
Peligro a marcos con diagonales	1/600

Si se conocen los valores permisibles máximos de $\beta_{máx}$, la magnitud de $S_T(máx.)$ se puede calcular utilizando las correlaciones anteriores.

2.2.6 Consideraciones Generales

En las zonas frías, las zapatas se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación. En los climas más calientes, y especialmente en las regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas

puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo.

La elevación a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar, y del costo del cimiento. Ordinariamente, la zapata se desplanta a la altura máxima en que pueda encontrarse un material que tenga la capacidad de carga adecuada.

La excavación para una zapata de concreto reforzado debe mantenerse seca, para poder colocar el refuerzo y sostenerlo en su posición correcta mientras se cuele el concreto. Para hacer esto en los suelos que contienen agua puede ser necesario bombear, ya sea de cárcamos o de un sistema de drenes instalado previamente.

La profundidad activa depende no solo del tamaño de la zapata y de la carga que soporta, sino también, en alto grado, del perfil del subsuelo y de las propiedades físicas de los suelos que constituyen cada uno de sus estratos. En lo que sigue se consideran cuatro tipos principales de condiciones del subsuelo. (TerZAgghi & Peck, 1973):

- Las zapatas descansan en arena o en arena y grava que no contienen capas de arcilla blanda u otro suelo altamente compresible dentro de la profundidad activa.
- Las zapatas descansan en arcilla que hasta la profundidad activa es bastante homogénea.
- Las zapatas se apoyan sobre un suelo con propiedades intermedias entre aquellas de la arena y de la arcilla, como puede ser limo, algunos tipos de rellenos, o loess. Se supone que el subsuelo es bastante homogéneo en la zona delimitada por la profundidad activa.
- Las zapatas se apoyan sobre un suelo que contiene dentro de su profundidad activa una o más capas blandas.

2.3 TERMINOLOGÍA DE MECÁNICA DE SUELOS

2.3.1 Capacidad portante de suelos

En este capítulo se presentan, desde un punto de vista puramente teórico, los métodos más generales y principales que se han desarrollado hasta hoy para resolver el fundamental problema de determinar la capacidad de carga de los suelos para fines de la ingeniería civil.

Las cimentaciones de estructuras o equipos que soportan usualmente se diseñan para satisfacer ciertos requerimientos de servicio y resistencia. Las condiciones de servicio establecen que la cimentación debe comportarse satisfactoriamente, bajo las condiciones normales de cargas de operación que imponen la estructura o equipo que soportan, de tal forma que se satisfagan los propósitos de su diseño. Las limitaciones de servicio se describen típicamente por el asentamiento u otras limitaciones de movimiento.

2.3.1.1 Capacidad de carga de zapatas de fundación poco profundas de Terzaghi

Cuando se aplica una carga sobre un área limitada de la superficie del suelo, la superficie sufre un asentamiento. La relación entre el asentamiento y la carga unitaria o presión media sobre el suelo puede representarse por una curva de los asentamientos (ilustración 7). Si el suelo es bastante denso y compacto, la curva de los asentamientos es similar a la curva C_1 y la abscisa q_d de la tangente vertical a la misma representa la capacidad de carga del suelo. Por el contrario si el suelo es más bien suelto y blando, la curva de los asentamientos puede ser similar a la curva C_2 y la capacidad de carga no está bien definida. En éstos casos se toma generalmente como capacidad de carga la abscisa q_d del punto en que la curva de los asentamientos se hace muy empinada y recta.

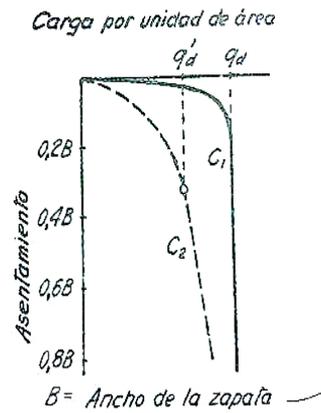


Ilustración 7. Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso (C1) y sobre suelo suelto o blando (C2).

En la práctica, las cargas son transmitidas al suelo por medio de zapatas o bases de cimentación como la que se indica en la ilustración 8. Las bases o zapatas pueden ser de forma rectangular muy alargadas (corridas) o individuales (aisladas), en cuyo caso tienen forma cuadrada, rectangular o circular. Se llama carga crítica a la carga por unidad de longitud de zapata continua, o a la carga total de una zapata individual, a la cual el suelo que la soporta rompe o falla.

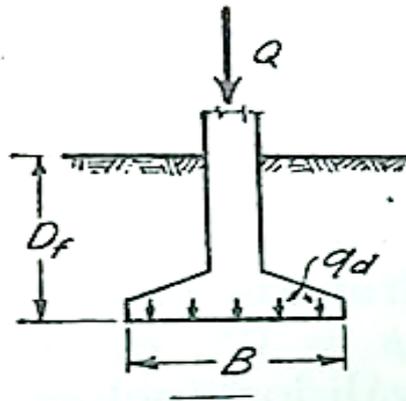


Ilustración 8. Corte a través de una zapata continua poco profunda.

La distancia desde el nivel del terreno o superficie del suelo a la cota de profundidad se denomina profundidad de desplante de la cimentación, D_f , y una zapata cuyo ancho B es igual o mayor que D_f se considera como una cimentación poco profunda.

En el cálculo de cimentaciones poco profundas, el peso situado por encima de la cota de cimentación puede ser sustituido por una carga uniforme. (TerZaghi & Peck, 1973).

2.3.1.2 Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales

Consideremos una franja de cimentación (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) descansando sobre la superficie de una arena densa o de un suelo cohesivo firme, como muestra la ilustración 9a, con un ancho B . Ahora, si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación q , junto con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la ilustración 9a. En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria q_u se le denomina *capacidad última de carga de la cimentación*. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama *falla general por corte*.

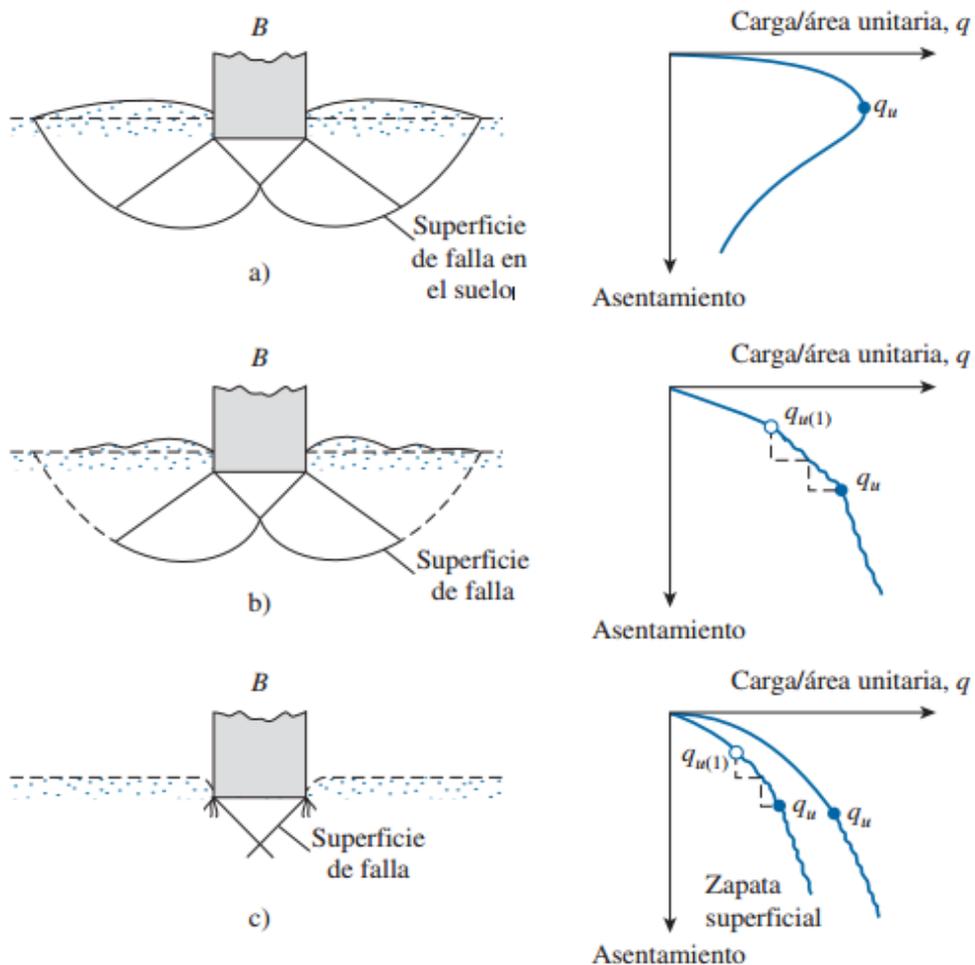


Ilustración 9. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos; (a) falla general por corte; (b) falla local por corte; (c) falla de corte por punzonamiento.

Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media (ilustración 9b), un incremento de la carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas de la ilustración 9b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (Como se muestra por las líneas discontinuas en la ilustración 9b). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la *capacidad de carga última* q_u . Más allá de este punto, un incremento en la carga estará acompañado por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se llama *primera carga de falla* (Vesic, Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, 1963). Note que un valor pico de q no se presenta en este tipo de falla, denominada *falla local por corte* en el suelo.

Si la cimentación esta soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la ilustración 9c. En este caso la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina *falla de corte por punzonamiento*.

Vesic (1963) realizó varias pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares soportadas por arena a varias densidades relativas de compactación, D_r . Las variaciones de $q_{u(1)}/\frac{1}{2}\gamma B$ y $q_u/\frac{1}{2}\gamma B$ y obtenidas de estas pruebas, donde B es el diámetro de una placa circular o el ancho de una placa rectangular y γ el peso específico de la arena, se muestran en la (ilustración 10).

Es importante observar a partir de esta ilustración que, para $D_r \geq$ aproximadamente 70%, ocurre en el suelo el tipo de falla general por corte.

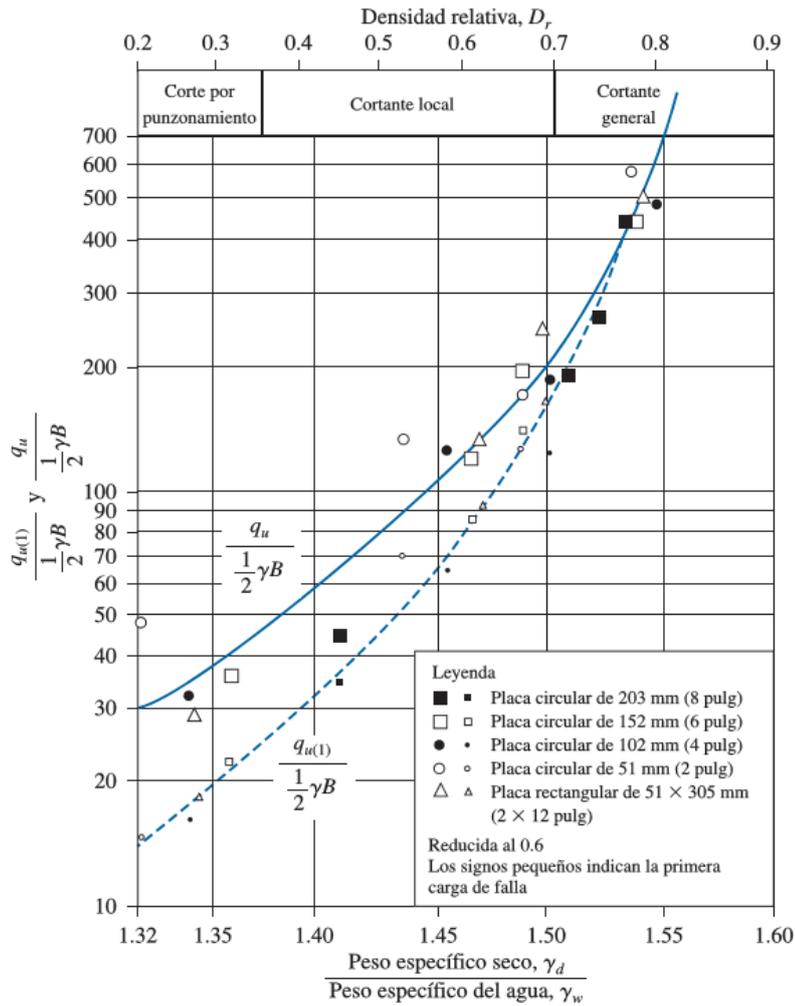


Ilustración 10. Variación de $q_u / (1/2) \gamma B$ y $q_{u(1)} / (1/2) \gamma B$ para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena. (Adaptada de Vesic, 1963). (De Vesic, A. B. *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*. En *Highway Research Record 39*, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, figura 28, p.137. Reprocucida con permiso del transportation Research Board.)

Con base en resultados experimentales, (Vesic, *Analysis of Ultimate loads od Shallow Foundations*, 1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que se apoyan sobre arenas. En la (ilustración 11) se muestra esta relación, que comprende la notación

D_r = Densidad relativa de la arena

D_f = Profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno.

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad (1)$$

Donde:

B = ancho de la cimentación.

L = longitud de la cimentación.

(Nota: L siempre es mayor que B)

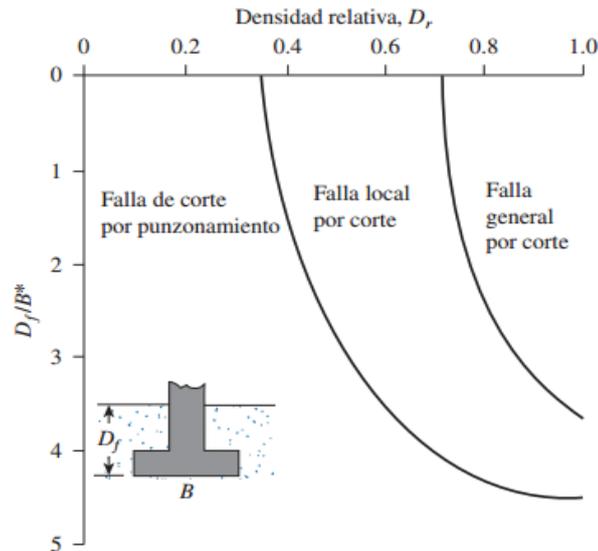


Ilustración 11. Modos de falla en cimentaciones sobre arena. (Según Vesic, 1973).

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B=L$ =diámetro, por lo tanto,

$$B^*=B \quad (2)$$

2.3.1.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad, D_f (ilustración 12), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la ilustración 12. (Observe que este es el caso de falla general por corte según se define en la ilustración 9a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se

reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (consulte la ilustración 12):

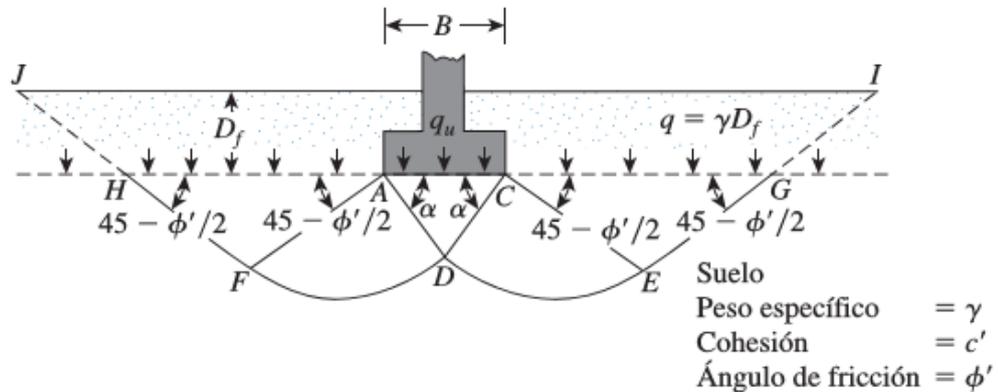


Ilustración 12. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).

1. La zona triangular ACD inmediatamente abajo de la cimentación.
2. Las zonas de radiales de corte ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas triangulares pasivas de Rankine AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo Θ' . Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación continua o corrida}) \quad (3)$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales y en función sólo del ángulo de fricción del suelo Θ' .

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot\theta' \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta'}{2}\right)\tan\theta'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi + \theta'}{4}\right)} - 1 \right] = \cot\theta' (N_q - 1) \quad (4)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta'}{2}\right)\tan\theta'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi + \theta'}{4}\right)} \quad (5)$$

Y

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\theta'} - 1 \right) \tan\theta' \quad (6)$$

Donde K_{py} = Coeficiente de presión pasiva.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones N_c , N_q y N_γ se dan en la tabla 3.

Tabla 3. Factores de capacidad de carga de terzaghi.*

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,24
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,96	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

*De Kumbhjkar (1993).

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación de q_u se puede modificar respectivamente a:

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \quad (7)$$

Y

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \quad (8)$$

En la ecuación q_u para cimentación cuadrada por falla general por corte, B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación, en la ecuación q_u para cimentación circular, B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que presentan el modo de falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones q_u para cimentación continua, cimentación cuadrada, cimentación circular.

$$q_u = \frac{2}{3} c' N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación continua}) \quad (9)$$

$$q_u = 0.867 c' N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \quad (10)$$

$$q_u = 0.867 c' N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \quad (11)$$

Tabla 4. Factores de capacidad de carga modificados de terzaghi.*

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75

16	10,06	2,92	0,67	42	10,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	13,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,73	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

**De Kumbhkar (1993).*

N'_c , N'_q y N'_y , los factores de capacidad de carga modificados, se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para N'_c , N'_q y N'_y respectivamente) reemplazando Θ' por $\Theta' = \tan^{-1}(2/3 \tan \Theta')$. La variación de N'_c , N'_q y N'_y con el ángulo de fricción del suelo Θ' se da en la tabla 4.

2.3.2 Factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} \quad (12)$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \quad (13)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado en la cimentación y el peso específico del suelo circundante se supone que es insignificante, entonces:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad (14)$$

Donde:

$q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto,

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (15)$$

El factor de seguridad según se define por la ecuación de $q_{perm(neta)}$ debe ser al menos de 3 en todos los casos.

2.3.3 Historia de Esfuerzos

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el tiempo del muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos.

2.3.3.1 Esfuerzo efectivo

Es la diferencia entre el esfuerzo total en una dirección y la presión de poros en los vacíos del suelo. El suelo es una estructura de esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando vacíos intercomunicados. Los vacíos están total o parcialmente llenos de agua.

El comportamiento del suelo depende de la interacción entre la estructura del suelo y el fluido. El comportamiento está referido a la compresibilidad y resistencia cortante.

El esfuerzo total en un punto dado en una masa de suelo se puede expresar como:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (16)$$

Donde

σ = esfuerzo total

σ' = esfuerzo efectivo

u = presión de poro del agua

El esfuerzo efectivo, σ' , es la componente vertical de las fuerzas en puntos de contacto de sólido con sólido sobre un área de sección transversal unitaria. Con referencia a la ilustración 13, en el punto A.

$$\sigma = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2$$

$$u = h_2 \gamma_u$$

Donde:

γ_u = peso unitario del agua

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo

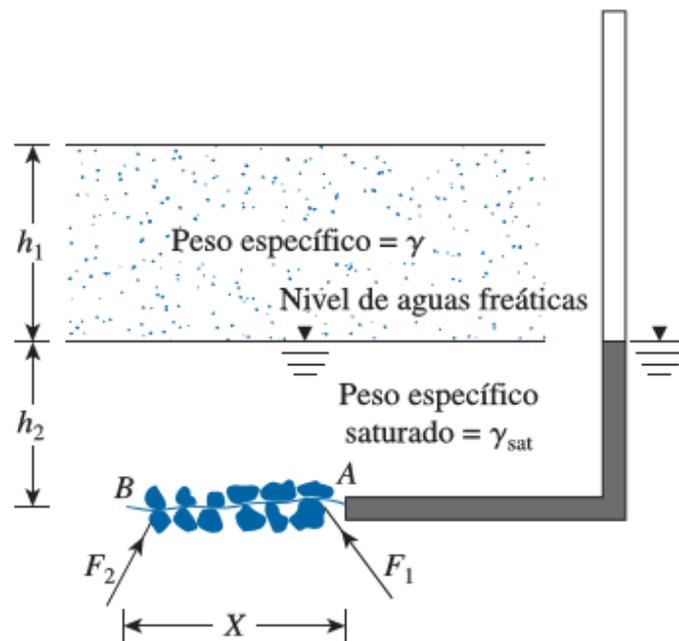


Ilustración 13. Cálculo del esfuerzo efectivo.

Por lo tanto

$$\sigma' = (\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2) - (h_2 \gamma_u)$$

$$= \gamma h_1 + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_u)$$

(16)

$$= \gamma h_1 + \gamma' h_2$$

Donde:

γ' = peso unitario efectivo o sumergido del suelo.

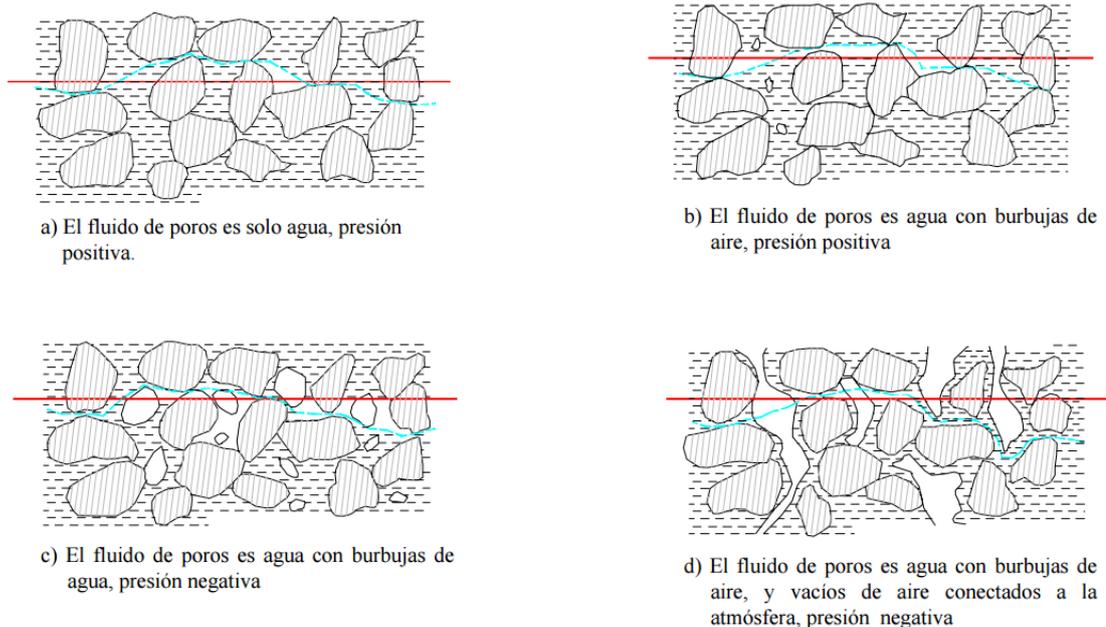


Ilustración 14. Estados del agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos. (Jennings, 1961).

2.3.4 Consolidación

Cuando un depósito se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de cargas externas aplicadas, se produce un exceso de presión intersticial. Puesto que el agua no resiste al corte, la presión neutra se disipa mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo.

Esta disipación de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias:

- Reducción del volumen de poros, por lo tanto reducción del volumen total, produciéndose un asentamiento.
- El aumento de la presión efectiva, y por lo tanto un incremento en la resistencia del suelo.

Cuando un suelo se consolida ante una carga externa se produce una disminución de la relación de vacíos y un incremento del esfuerzo efectivo.

Si se aumenta la carga que actúa sobre una capa de suelo poroso saturado compresible, como puede ser una arcilla, la capa se comprime y expulsa agua de sus poros. Este fenómeno se denomina consolidación. Durante la consolidación, la cantidad de agua que entra en un elemento horizontal de suelo es menor que la que

sale del mismo, de modo que la condición de continuidad expresada por la ecuación 17, en que se basa la teoría de la filtración, no le es aplicable. (TerZAgghi & Peck, 1973).

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (17)$$

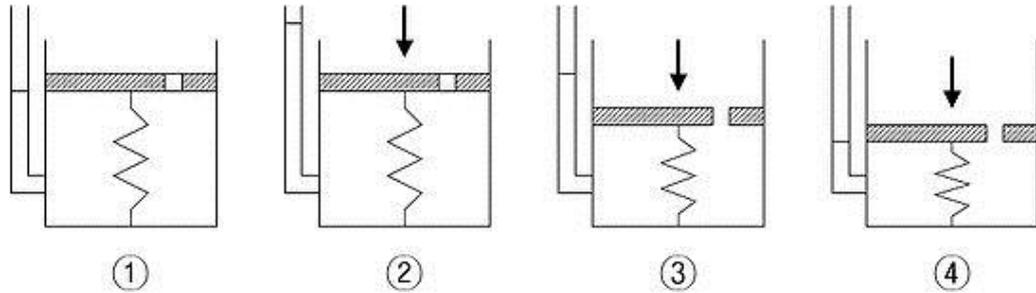


Ilustración 15. Esquema de la consolidación.

Donde el resorte representa al suelo, al cual, se le aplica una carga distribuida, y este, se compacta.

En suelos granulares la permeabilidad es alta, se disipa rápidamente las presiones neutras y el asentamiento se termina durante la construcción. En los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja y se disipa muy lentamente las presiones neutras, y el asentamiento puede producirse varios años después de finalizada la construcción.

2.3.4.1 Teoría de la Consolidación

En el campo cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa, por ejemplo, por la construcción de una cimentación, la presión de poro del agua en la arcilla aumentará. Dado que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá de determinado tiempo para que se disipe el exceso de presión de poro del agua y que el aumento en el esfuerzo se transfiera al armazón sólido. De acuerdo con la ilustración 16, si $\Delta\sigma$ es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento en el esfuerzo total a cualquier profundidad de la capa de arcilla será igual a $\Delta\sigma$.

Sin embargo, en el tiempo $t=0$ (es decir, inmediatamente después de aplicar el esfuerzo), el exceso de presión de poro del agua a cualquier profundidad Δu será igual a $\Delta\sigma$, o

$$\Delta u = \Delta h_i \gamma_u = \Delta\sigma \text{ (en el tiempo } t = 0 \text{)}$$

De aquí que el incremento en el esfuerzo efectivo en el tiempo $t=0$ será

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$$

En teoría, en el tiempo $t=\infty$, cuando todo el exceso de presión de poro el agua exceso en la capa de arcilla se ha disipado como resultado del drenaje hacia las capas de arena,

$$\Delta u = 0 \quad \text{(en el tiempo } t = \infty \text{)}$$

Entonces el incremento en el esfuerzo efectivo en la capa de arcilla es:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta\sigma - 0 = \Delta\sigma$$

Este incremento gradual en el esfuerzo efectivo en la capa de arcilla ocasionará un asentamiento durante un periodo y se la refiere como *consolidación*.

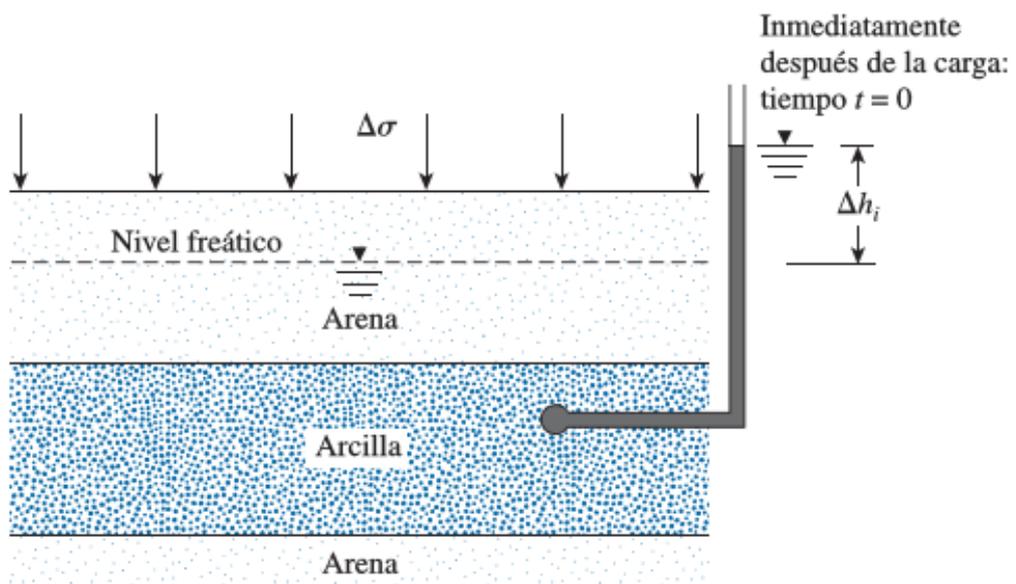
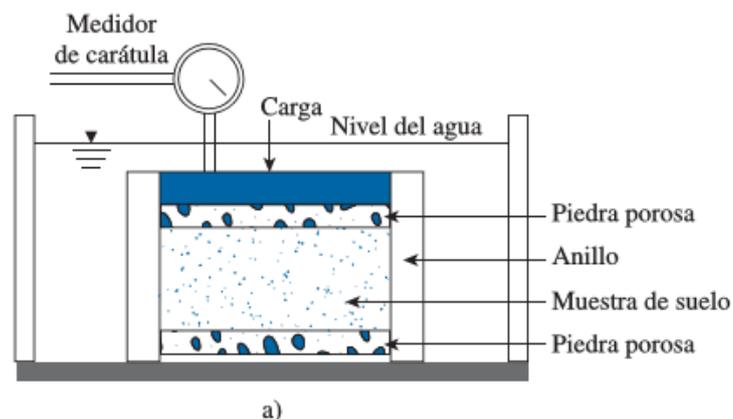


Ilustración 16. Principios de la consolidación.

Se pueden efectuar pruebas de laboratorio en muestras de arcilla saturada sin alterar (ASTM Test Designation D-2435) para determinar el asentamiento por consolidación ocasionado por varias cargas incrementales. Las muestras de prueba suelen ser de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de altura. Las muestras se colocan dentro de un anillo, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior de la muestra (ilustración 17a). Luego se aplica una carga a la muestra de manera que el esfuerzo vertical total es igual a σ . Durante 24 horas o más se toman periódicamente lecturas del asentamiento de la muestra. Después, la carga sobre la muestra se duplica y se toman más lecturas del asentamiento. En todo momento durante la prueba, la muestra se mantiene bajo agua. El procedimiento continúa hasta que se alcance el límite deseado del esfuerzo en la muestra de arcilla.

Con base en las pruebas de laboratorio, se elabora una gráfica que muestre la variación de la relación de vacíos e al final de la consolidación contra el esfuerzo vertical efectivo correspondiente σ' . (En papel semilogarítmico, e se traza en la escala aritmética y σ' en la escala logarítmica.) En la ilustración 17b se muestra la naturaleza de la variación de e contra $\log \sigma'$ para una muestra de arcilla. Después de que se ha alcanzado la presión de consolidación deseada, la muestra puede descargarse gradualmente, lo que resultará en la expansión de la muestra. En la ilustración también se muestra la variación de la relación de vacíos durante el periodo de descarga. A partir de la curva e - $\log \sigma'$ que se muestra en la ilustración 17b, se pueden determinar tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento en el campo. Éstos son la presión de pre-consolidación σ'_c , el índice de compresión (C_c) y el índice de expansión (C_s). Las siguientes son descripciones más detalladas de cada uno de los parámetros.



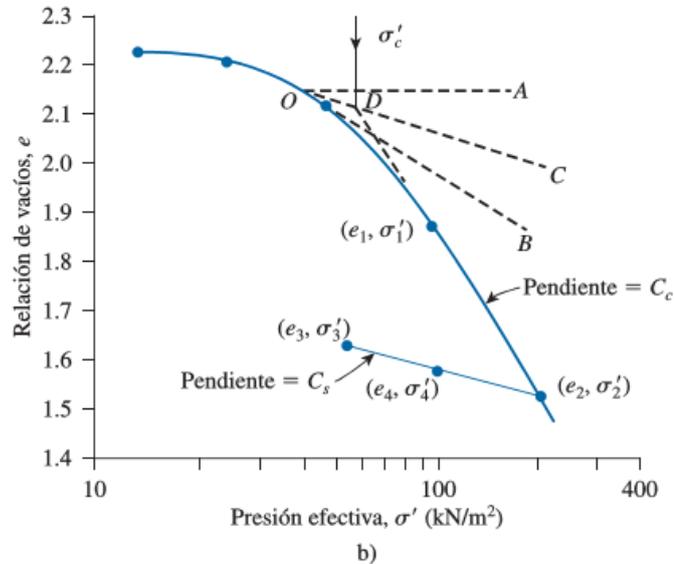


Ilustración 17. a) Diagrama esquemático de la configuración de la prueba de consolidación; b) curva e -log σ' para una arcilla suave del este de San Louis, Illinois. (nota: al final de la consolidación $\sigma = \sigma'$.)

2.3.4.2 Presión de preconsolidación

La presión de preconsolidación, σ'_c , es la *presión de sobrecarga máxima después de la efectiva* a la que se ha sometido la muestra de suelo. Se puede determinar utilizando un procedimiento gráfico simple propuesto por Casagrande (1936). El procedimiento comprende cinco pasos (consulte la ilustración 17b):

- Determine el punto O en la curva e -log σ' que tenga la curvatura más pronunciada (es decir, el radio de curvatura menor).
- Trace una línea horizontal OA .
- Trace una línea OB que sea tangente a la curva e -log σ' en O .
- Trace una línea OC que divida en dos partes iguales al ángulo AOB .
- Prolongue la parte de la línea recta de la curva e -log σ' hacia atrás hasta intersecar OC . Este es el punto D . La presión que corresponde a este punto D es la presión de preconsolidación, σ'_c .

Los depósitos naturales de suelos pueden estar *normalmente consolidados* o *sobreconsolidados* (o *preconsolidados*). Si la presión de sobrecarga efectiva presente $\sigma' = \sigma'_0$ es igual a la presión de preconsolidación σ'_c el suelo está *normalmente consolidado*. Sin embargo, si $\sigma'_0 < \sigma'_c$, el suelo está *sobreconsolidado*.

La relación de preconsolidación (OCR) para un suelo podemos definirla como:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

Donde:

σ'_c = Esfuerzo efectivo de preconsolidación.

σ'_0 = Esfuerzo efectivo actual.

Cuando el valor de $OCR > 1$, se dirá que el suelo es sobreconsolidado y se ubica en cualquier punto de la línea de expansión, cuando el valor de $OCR = 1$ el suelo se denomina como normalmente consolidado y siempre se ubica en la línea de consolidación normal.

Stas y Kulhawy (1984) correlacionaron la presión de preconsolidación con el índice líquido en la forma siguiente:

$$\frac{\sigma'_c}{Pa} = 10^{(1.1-1.62 IL)} \quad (18)$$

Donde

Pa = presión atmosférica (=100kn/m²)

IL = índice de liquidez

Kulhawy y Mayne (1990) propusieron una correlación similar basada en el trabajo de Wood (1983) como:

$$\sigma'_c = \sigma'_0 \{10^{[1-2.5IL - 1.25 \log(\frac{\sigma'_0}{Pa})]}\} \quad (19)$$

Nagaraj y Murthy (1985) propusieron una correlación entre σ'_c y la presión de sobrecarga efectiva insitu que se puede expresar como

$$\text{Log } \sigma'_0 (\text{KN/m}^2) = \frac{1.122 - \left(\frac{e_0}{e_L}\right) - 0.0463 \log \sigma'_0 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)}{0.188} \quad (20)$$

Donde;

σ'_0 = presión de sobrecarga efectiva *in situ*

e_0 = relación de vacíos *in situ*

e_L = relación de vacíos en el límite líquido = $\left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$

G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo.

2.3.4.3 Índice de compresión

El *índice de compresión*, C_c , es la pendiente de la parte de la línea recta (la última parte) de la curva de carga, o:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)} \quad (21)$$

Donde $e_1 - e_2$ son las relaciones de vacíos al final de la consolidación ante los esfuerzos efectivos σ'_1 y σ'_2 , respectivamente.

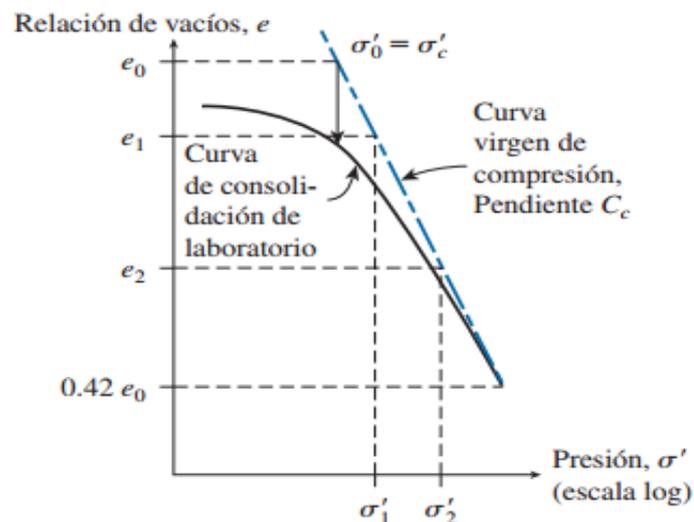


Ilustración 18. Trazo de la curva virgen de compresión para una arcilla consolidada.

El *índice de compresión*, según su determinación con la curva e - $\log \sigma'$ en el laboratorio, será algo diferente del encontrado en el campo. La razón principal es que el suelo se remoldea a sí mismo hasta cierto punto durante la exploración de campo. La naturaleza de la variación de la curva e - $\log \sigma'$ en el campo para una arcilla normalmente consolidada se muestra en la *ilustración 18*. La curva, a la que se le

refiere por lo general como *curva virgen de compresión*, interseca aproximadamente la curva de laboratorio a una relación de vacíos de $0.42e_0$ (Teraghi y Peck, 1967). Observe que e_0 es la relación de vacíos de la arcilla en el campo. Al conocer los valores de e_0 y σ' , es fácil trazar la curva virgen y calcular su índice de compresión utilizando la ecuación C_c antes mencionada.

El valor de C_c puede variar ampliamente, dependiendo del suelo. Shempton (1944) dio la correlación empírica siguiente para el índice de compresión en el que

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (22)$$

Donde:

LL= limite líquido.

Además de Skempton, varios otros investigadores también propusieron correlaciones para el índice de compresión. Algunas de éstas son las siguientes:

Rendon-Herrero (1983):

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1 - e_o}{G_s} \right)^{2.38} \quad (23)$$

Nagaraj y Murty (1985)

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (24)$$

Park y Koumoto (2004)

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 - 4.275 n_o} \quad (25)$$

Donde n_o = porosidad del suelo *in situ*

Wroth y Wood (1978):

$$C_c = 0.5G_s \left(\frac{IP(\%)}{100} \right) \quad (26)$$

Si en la ecuación (26) se utiliza un valor común de $G_s=2.7$, se obtiene (Kulhawy y Mayne, 1990).

$$C_c = \frac{IP(\%)}{74} \quad (27)$$

2.3.4.4 Índice de expansión

El *índice de expansión*, C_c , es la pendiente de la parte de descarga de la curva e -log σ' . En la ilustración 17b, se define como

$$C_c = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{\sigma'_{4'}}{\sigma'_{3'}}\right)} \quad (28)$$

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión es de 1/4 a 1/5 del índice de compresión.

Los siguientes son algunos valores representativos de C_s/C_c para depósitos naturales de suelos:

Tabla 5. Descripción del suelo

Descripción del suelo	C_s/C_c
Arcilla azul de Boston	0,24-0,33
Arcilla de Chicago	0,15-0,30
Arcilla de Nueva Orleans	0,15-0,28
Arcilla de St. Lawrence	0,05-0,1

Al índice de expansión también se le refiere como *índice de recompresión*.

La determinación del índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de *arcillas sobreconsolidadas*. En el campo, dependiendo del incremento de presión, una arcilla sobreconsolidada seguirá una trayectoria abc en la curva e -log σ' , como se muestra en la ilustración 19. Observe que el punto a , con coordenadas σ'_0 y e_0 , corresponde a las condiciones de campo antes de cualquier incremento en la presión. El punto b corresponde a la presión de preconsolidación (σ'_c de la arcilla). La línea ab es aproximadamente paralela a la curva de descarga cd en el laboratorio (Schmertmann, 1953). De aquí, si se conocen e_0 , σ'_0 , σ'_c , C_c y C_s , es fácil trazar la curva de consolidación de campo.

Utilizando el modelo Cam-clay modificado y la ecuación (26), Kulhawy y Mayne (1990) demostraron que:

$$C_s = \frac{IP(\%)}{370} \quad (29)$$

Comparando las ecuaciones (27) y (29), se obtiene

$$C_s = \frac{1}{5} C_c \quad (30)$$

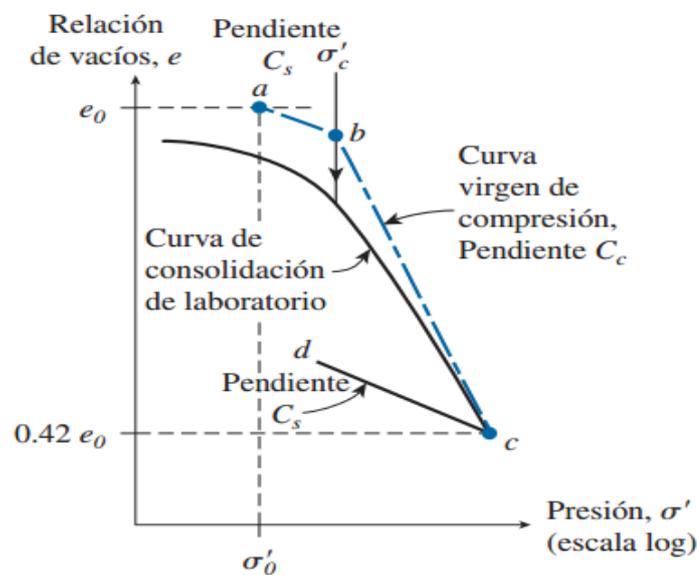


Ilustración 19. Trazo de la curva de consolidación de campo para una arcilla sobreconsolidada.

2.3.5 Esfuerzos debajo de un área rectangular

El incremento del esfuerzo en cualquier punto debajo de un área rectangular cargada se puede determinar empleando la ecuación de Bussinesq en conjunto con la ilustración 20. Para determinar el esfuerzo a una profundidad z debajo del punto O , se divide el área cargada en cuatro rectángulos, con O como la esquina común para cada rectángulo. Luego se utiliza la ecuación $\Delta\sigma$ para calcular el incremento en el esfuerzo a una profundidad z debajo de O ocasionado por cada área rectangular. El incremento total del esfuerzo ocasionado por toda el área cargada ahora se puede expresar como

$$\Delta\sigma = q_o (I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \quad (31)$$

Donde I_1, I_2, I_3, I_4 = valores de influencia de los rectángulos 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

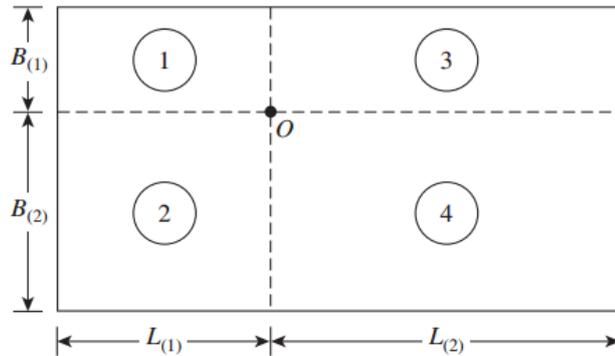


Ilustración 20. Esfuerzo debajo de cualquier punto de un área rectangular flexible cargada.

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \times \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \right] \quad (32)$$

Donde:

$$m = \frac{B}{z} \quad (33)$$

Y

$$n = \frac{L}{z} \quad (34)$$

2.3.6 Asentamientos

Es la deformación vertical en la superficie de un terreno proveniente de la aplicación de cargas o debido al peso propio de las capas.

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformaciones de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías (Das, 2001):

- (S_i) = Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
- (S_c) = Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- (S_s) = Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue el asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

(35)

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$

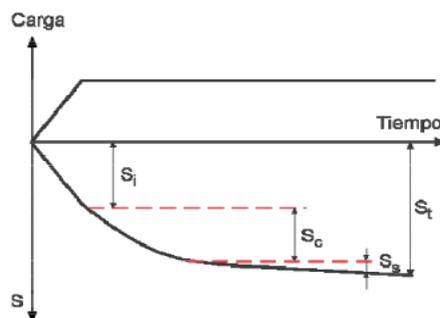


Ilustración 21.Asentamientos Totales

2.3.6.1 Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad

Asentamiento Inmediato, es causado por la deformación elástica del suelo puede darse en suelos húmedos, secos y saturados y no habrá ningún cambio de humedad. Se hace basada en la teoría de elasticidad. Se observa mejor en los suelos granulares.

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. De la ley de Hooke, según se aplica en la ilustración 22, se obtiene

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta\sigma_z - u_s \Delta\sigma_x - u_s \Delta\sigma_y) dz \quad (36)$$

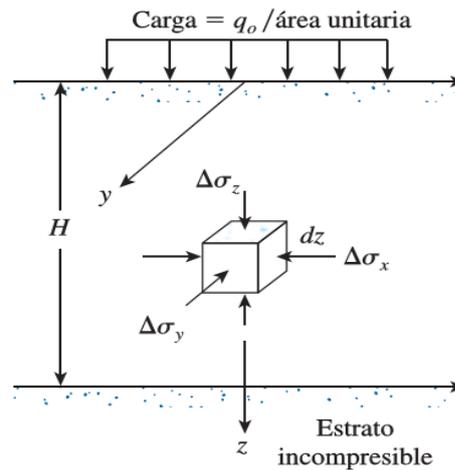


Ilustración 22.Asentamiento elástico de una cimentación superficial.

Donde:

\$S_e\$=Asentamiento elástico

\$E_s\$= Módulo de elasticidad del suelo

\$H\$=Espesor del estrato de suelo

\$u_s\$=Relación de Poisson del suelo

\$\Delta\sigma_x\$, \$\Delta\sigma_y\$ y \$\Delta\sigma_z\$ Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación en las direcciones \$x\$, \$y\$ y \$z\$, respectivamente

En teoría, si la cimentación es perfectamente flexible (consulte la ilustración 23 y Bowles, 1987), el asentamiento se puede expresar como

$$S_e = q_0 (\alpha B') \frac{1 - u_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (37)$$

Donde:

\$q_0\$= Presión neta aplicada sobre la cimentación

u_s = Relación de Poisson del suelo

E_s = Módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, medido desde

$z = 0$ a aproximadamente $z = 5B$

$B' = B/2$ para el centro de la cimentación

$B' = B$ para una esquina de la cimentación

I_s = Factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$= F_1 + \frac{1-2u_s}{1-u_s} F_2 \quad (38)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad (39)$$

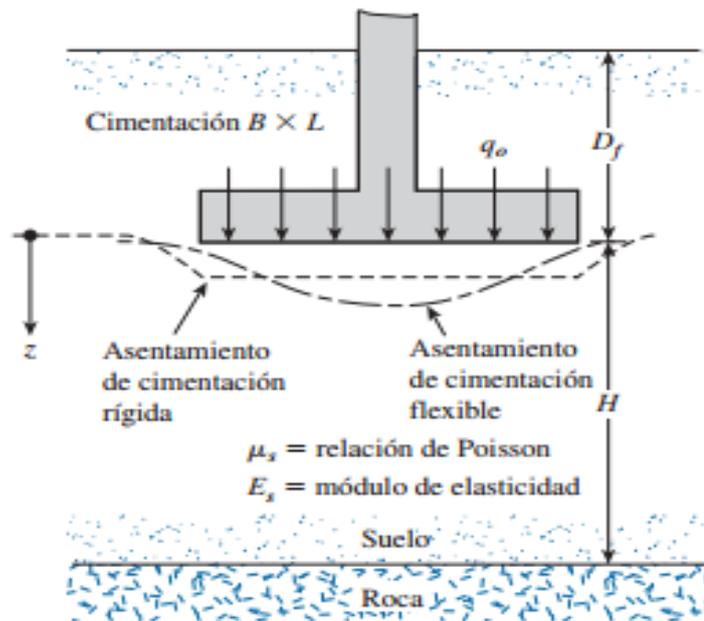


Ilustración 23. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles.

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (40)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1})} \quad (41)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (42)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (43)$$

$$I_f = \text{Factor de profundidad (Fox, 1948)} = f\left(\frac{D_f}{B}, u_s \text{ y } \frac{L}{B}\right) \quad (44)$$

α = Un factor que depende de la ubicación sobre la cimentación donde se calcula el asentamiento.

Para calcular el asentamiento en el *centro* de la cimentación, se utiliza:

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

Para calcular el asentamiento en una *esquina* de la cimentación.

$$\alpha = 1$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

Y

$$n' = \frac{H}{B}$$

Las variaciones de F_1 y F_2 con m' y n' se indican en las tablas 6 y 7. Además, la variación de I_f , con D_f/B (para $u_s=0.3, 0.4$ y 0.5) se da en la tabla 8. Estos valores también los da en forma más detallada Bowles (1987).

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar con:

$$Se(\text{rígida}) = 0.93Se(\text{flexible, centro}) \quad (45)$$

Tabla 6. Variación de F1 con m' y n'

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Tabla 6. (Continuación)

n'	m'									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Tabla 7. Variación de F2 con m' y n'

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

Tabla 7. (Continuación)

n'	m'									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Tabla 8. Variación de I_f con D_f/b , B/L y μ_s .

μ_s	D_f/B	B/L		
		0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Debido a la naturaleza no homogénea de los depósitos de suelo, la magnitud de E_s puede variar con la profundidad. Por esta razón, Bowles (1987) recomendó utilizar un promedio ponderado de E_s en la ecuación para el asentamiento elástico, o

$$E_s = \frac{\sum E_s(i) \Delta z}{Z} \quad (46)$$

Donde:

$E_s(i)$ = Módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz

$Z = H$ ó $5B$, el que sea menor

2.3.6.2 Relación del asentamiento por consolidación primaria

Como se mencionó, el asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo en suelos arcillosos saturados sometidos a una carga incrementada ocasionada por la construcción de una cimentación. (Consulte la ilustración 24).

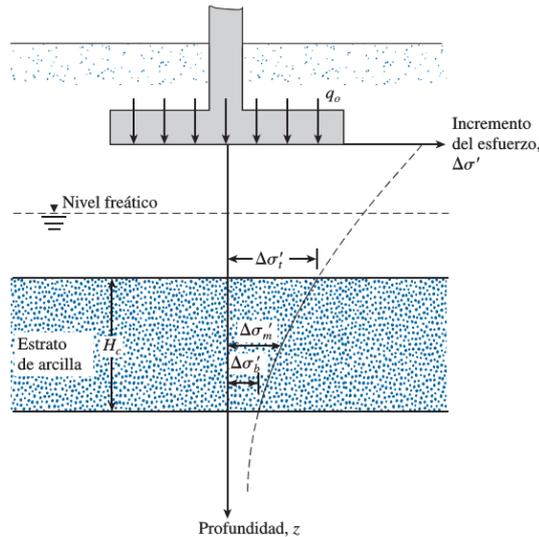


Ilustración 24. Cálculo del asentamiento por consolidación.

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_o} \quad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \quad (47)$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_o} \quad \text{(para arcillas sobreconsolidadas con } \sigma'_o + \Delta\sigma'_{prom} < \sigma'_c \text{)} \quad (48)$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_c} \quad \text{(para arcillas sobreconsolidadas con } \sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'_{prom} \text{)} \quad (49)$$

Donde:

σ'_o = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_{prom}$ = incremento promedio en la presión efectiva sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

σ'_c = presión de preconsolidación

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

C_c = índice de compresión

C_r = índice de re compresión

H_c = espesor del estrato de arcilla

Observe que el incremento en la presión efectiva, $\Delta\sigma'$, sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad: la magnitud de $\Delta\sigma'$ disminuirá con el incremento en

la profundidad medida desde el fondo de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio en la presión se puede aproximar mediante:

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b) \quad (50)$$

Donde $\Delta\sigma'_t$, $\Delta\sigma'_m$, $\Delta\sigma'_b$ son, respectivamente, los incrementos en la presión efectiva arriba, en medio y en el fondo del estrato de arcilla que se ocasionan por la construcción de la cimentación.

2.3.6.3 Consolidación secundaria.

La consolidación secundaria, es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye hoy, generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Posiblemente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de las partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua del volumen decreciente de los vacíos entre las partículas, es cuando el efecto se hace notable y esto se refleja en las curvas de consolidación, dando lugar al tramo final típico, sensiblemente recto en trazado semilogarítmico. (Badillo & Rodriguez, 1974).

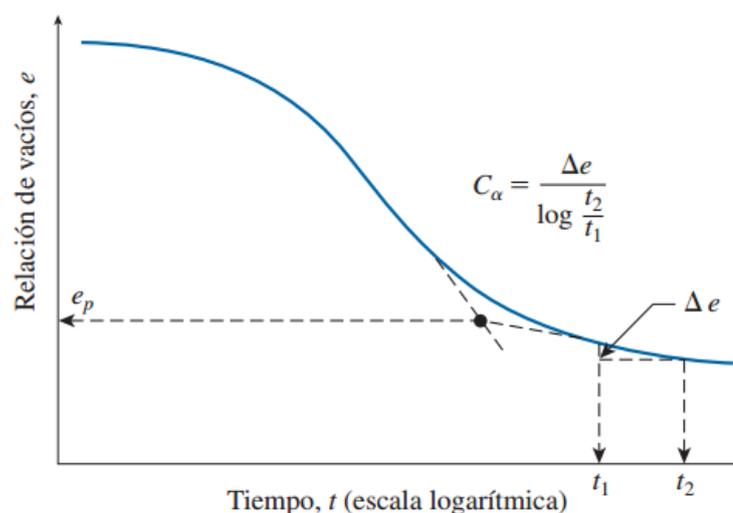


Ilustración 25. Variación de e con $\log t$ ante un incremento de carga dado, y definición del índice de compresión secundaria.

Al final de la consolidación primaria (es decir, después de completar la disipación del exceso de presión de poro del agua) se observa un cierto asentamiento que se debe al ajuste plástico de la textura del suelo. Esta etapa de consolidación se denomina consolidación secundaria. Una gráfica de la deformación contra el logaritmo del tiempo durante la consolidación secundaria es prácticamente lineal como se muestra en la ilustración 25.

De la ilustración 25, el índice de compresión secundaria se puede definir igual a

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (51)$$

Donde:

C_{α} = Índice de compresión secundaria

Δe = Cambio en la relación de vacíos

t_1, t_2 = Tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria se puede calcular con:

$$S_{c(s)} = C'_{\alpha} H_c \log(t_2/t_1) \quad (52)$$

$$C'_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1+e_p} \quad (53)$$

Donde:

C'_{α} = Coeficiente de consolidación secundaria

e_p = Relación de vacíos al final de la consolidación primaria

H_c = Espesor del estrato de arcilla al inicio de la consolidación secundaria

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante en el caso de todos los suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas sobreconsolidadas, el índice de compresibilidad secundaria es muy pequeño y de menos importancia práctica.

Existen varios factores que podrían afectar la magnitud de la consolidación secundaria, algunos de los cuales aún no se comprenden con claridad (Mesri, 1973).

La relación de compresión secundaria a la primaria para un espesor dado de un estrato de suelo depende de la relación del incremento del esfuerzo, $\Delta\sigma'$, con el esfuerzo de sobrecarga efectiva inicial, $\Delta\sigma'_0$. Para relaciones $\Delta\sigma' / \Delta\sigma'_0$ pequeñas, la relación de compresión secundaria a primaria es mayor.

CAPÍTULO 3: EDIFICIO DE ESTUDIO Y PERFIL GEOTÉCNICO

3.1 Descripción del Edificio de estudio

El edificio que será analizado en este documento de tesis, será un edificio dedicado únicamente para uso de oficinas. Fue diseñado para que sea lo más simétrico posible y el objeto de análisis sea lo más estándar posible, para que se pueda adaptar a cualquier problema de ingeniería en el que pueda aplicarse este procedimiento de cimentación. En la parte baja (ilustración 26) del edificio a estudiar, cuenta con una recepción y una sala de espera lo bastante amplia, tiene tres salas de reuniones, baños y una oficina pequeña. En los pisos 1 y 2 (ilustración 27) están las oficinas, que son de iguales características.

El análisis estructural se lo realizó en el programa ETABS 2016, con criterios de diseños aprendidos a lo largo de la carrera universitaria. Utilizando las siguientes cargas, según el NEC-2015:

- Para Carga Muerta (no incluye el peso propio) se usó 250 kg/m².
 - 150 Kg/ m² → Paredes
 - 100 Kg/ m² → Entrepisos
- Para Carga Viva (piso 1 y piso2) se usó 240 kg/m², que corresponde a cargas vivas de oficina.
- Para Carga Viva (cubierta) se usó 70 kg/m².

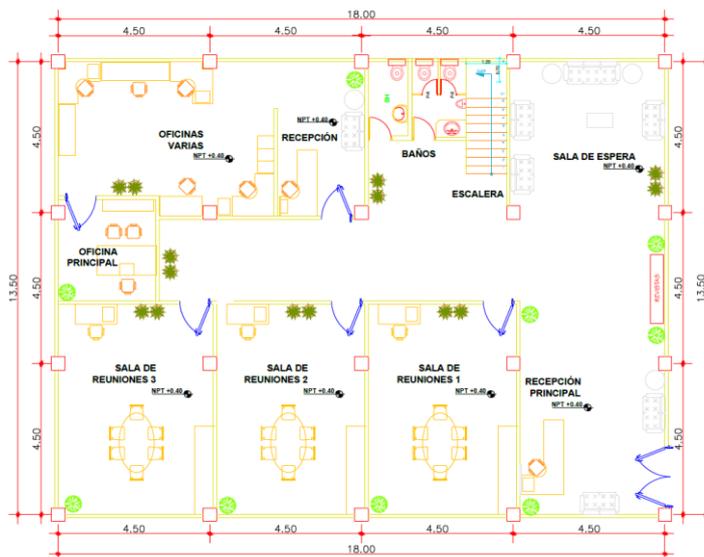


Ilustración 26. Plano arquitectónico de la planta baja.

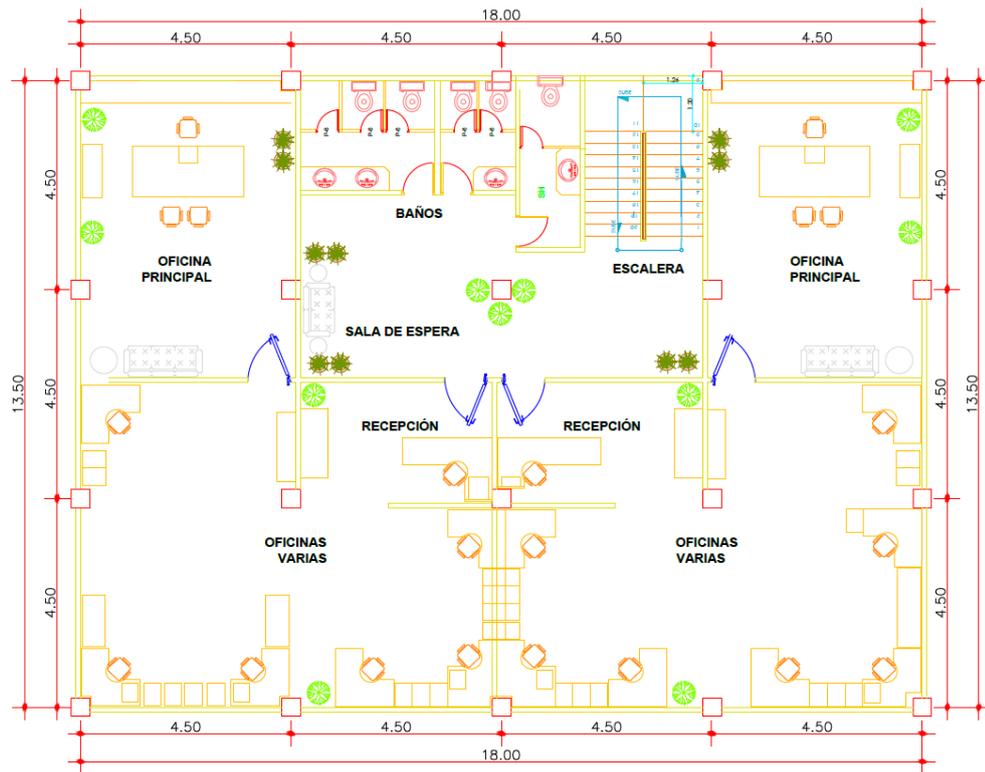


Ilustración 27.Plano arquitectónico de los pisos 1 y 2.

Para el espectro de sismo se eligió un suelo de Tipo E, que corresponde a las características más próximas al suelo que soportara el edificio. Se utilizaron columnas de 30x30cm y vigas de 30x50cm.

3.1.1 Obtención de datos para el cálculo de cimentaciones

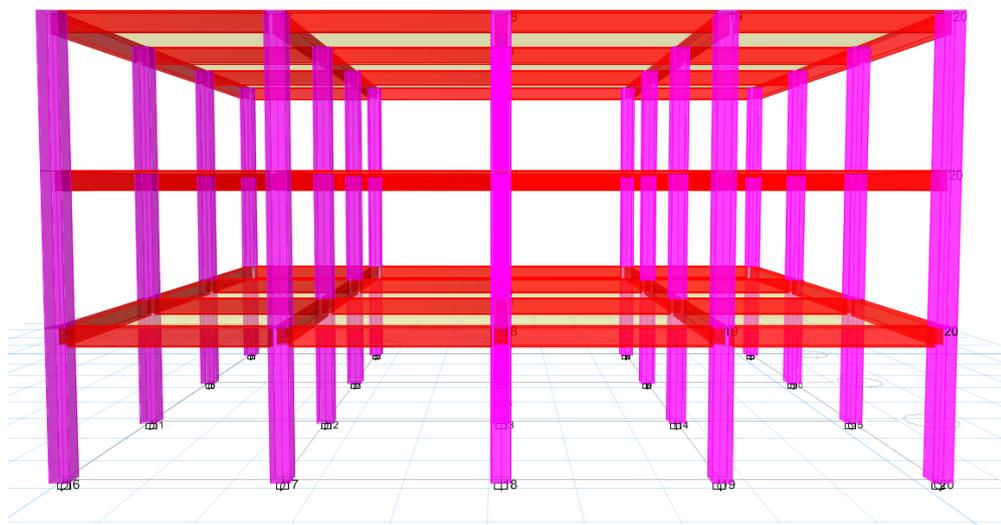


Ilustración 28. Modelo Estructural.

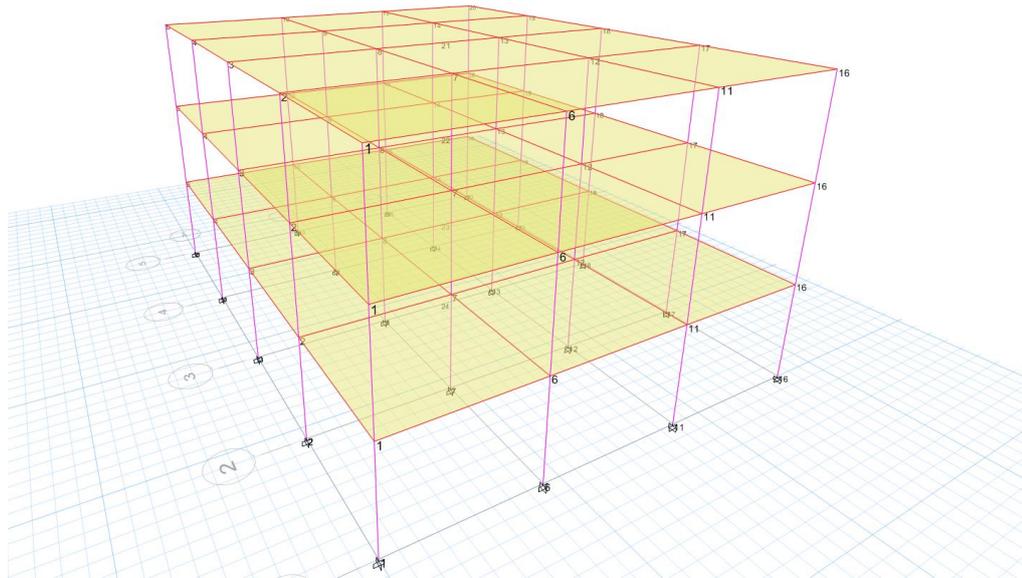


Ilustración 29.Modelo Estructural, sistema de losas.

El tipo de losa que se metió en el programa, es una losa nervada en un solo sentido (Ilustración 29), con un espesor promedio de 8cm, así el programa obtiene el peso propio de toda la estructura.

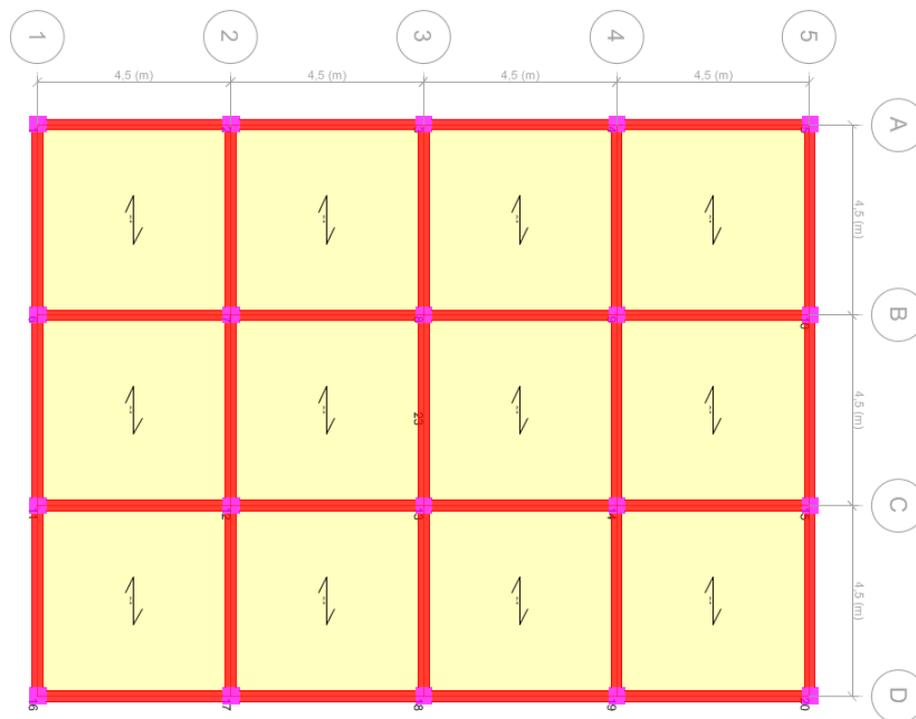


Ilustración 30.Dirección de los nervios de la losa nervada.

Los datos obtenidos para cada columna son los siguientes se podrán ver en el ANEXO 1.

3.2 Descripción del perfil Geotécnico

PROF. (m)	MUESTRA #	ESTRATIGRAFÍA	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	HUMEDAD %	LL %	IP %	PASANTE DEL TAMIZ N° 4	PASANTE DEL TAMIZ N° 200	Y kg/m ³	q _u kg/m ²	Def. %	Golpes N60
0.50	1A		GM	RELLENO:GRAVA, COLOR CAFÉ ALGO GRIS, CON FINOS LIMO ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLÁSTICOS, COMPACIDAD RELATIVA SUELTA	12.05	33.13	9.59	65.13	47.99	2061			25 ⁿ / ₁₂
1.00	1		GC	RELLENO:GRAVA, COLOR CAFÉ ALGO GRIS, CON FINOS ARCILLO LIMOSOS MEDIANAMENTE PLÁSTICOS, COMPACIDAD RELATIVA Y SUELTA.	16.52	38.32	15.63	43.42	27.76	2050			22 ⁿ / ₁₂
1.50	2 N.F.	---	SC	RELLENO: MEZCLA DE ARENA CON GRAVA, ARCILLA Y LIMO COLOR GRIS ALGO VERDE, FINOS MEDIANAMENTE PLÁSTICOS, COMPACIDAD RELATIVA SUELTA	16.90	32.50	13.51	78.96	49.67	1980			24 ⁿ / ₁₂
2.00	3		CL	ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFÉ CLARA, CON PINTAS DE ARENA FINA, MEDIANAMENTE PLÁSTICA, CONSISTENCIA COMPACTA	34.66	34.66	14.68	100.00	99.61	1475	1.17	5.04	
2.50													
3.00	4		CH	ARCILLA, COLOR CAFÉ ALGO AMARILLA, CON PINTAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA COMPACTA	52.91	52.91	63.27	100.00	99.83	1450	0.242	3.53	
3.50													
4.00	5		CH	ARCILLA, COLOR CAFÉ ALGO AMARILLA, CON PINTAS DE ARENA FINA PLÁSTICA CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA	57.05	57.05	67.45	100.00	99.69	1430	0.04	4.26	
4.50													
5.00	6		CL	ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA.	59.40	59.40	23.31	100.00	69.20	1490	0.31	6.00	
5.50													
6.00	7		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA	62.44	56.29	27.42	100.00	93.92	1487	0.30	8.47	
6.50													
7.00													
7.50	8		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA	70.09	89.68	61.95	100.00	82.80	1500	0.324	4.94	
8.00													
8.50													
9.00	9		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA BLANDA	77.43	73.03	61.95	100.00	82.80	1472	0.44	4.94	
9.50													
10.00													
10.50	10		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA BLANDA	102.57	108.88	72.41	100.00	98.03	1421			4 ⁿ / ₁₂
11.00													
11.50													
12.00	11		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA	102.57	108.88	72.41	100.00	98.03	1421			4 ⁿ / ₁₂
12.50													
13.00													
13.50	12		CH	ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, CON CAPITAS DE ARENA FINA, PLÁSTICA, CONSISTENCIA MEDIANAMENTE COMPACTA	69.32	52.11	25.66	100.00	64.33	1639			8 ⁿ / ₁₂
14.00													
14.50													
15.00	13		SM	ARENA LIMOSA, CON CAPAS DE ARCILLA COLOR GRIS ALGO VERDE, FINOS MEDIANAMENTE PLÁSTICOS, COMPACIDAD RELATIVA MEDIANAMENTE DENSA	48.03	39.72	12.45	100.00	39.00	1727			12 ⁿ / ₁₂

Ilustración 31. Perfil Geotécnico.

3.3 Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Convencional

3.3.1 Perfil Geotécnico y Parámetros

Las características del material de relleno convencional son de la siguiente forma:

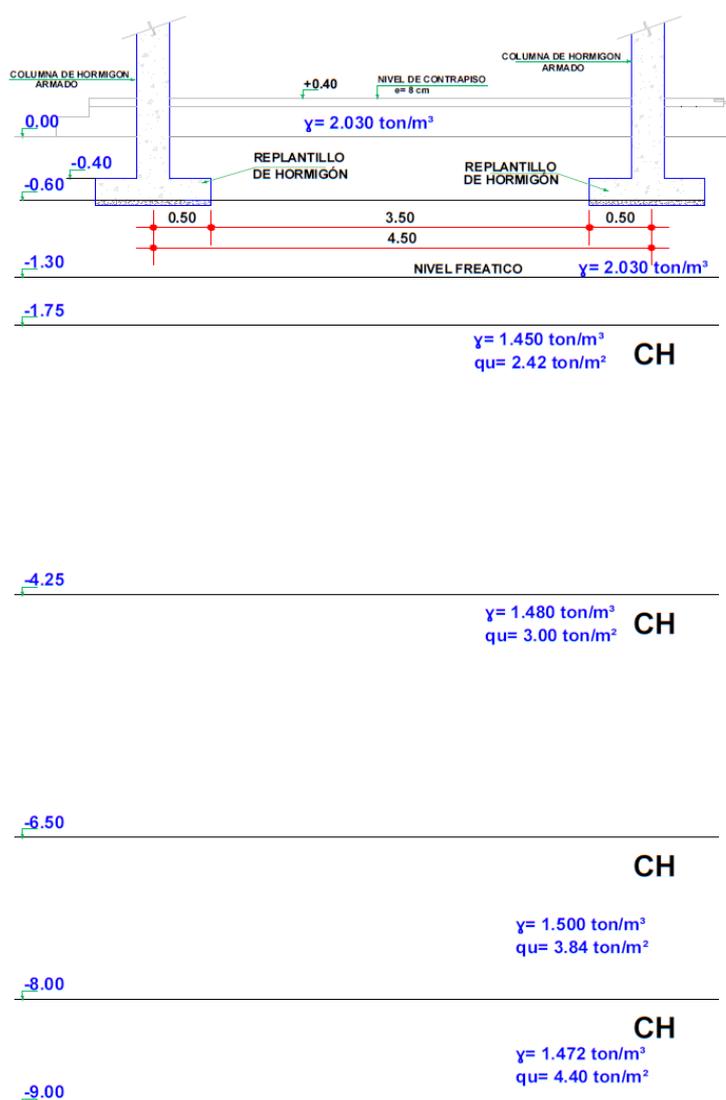
Profundidad (m)	N ₆₀
0,00 - 0,50	25.00
0,50 - 1,00	22.00
1,00 - 1,50	24.00

Se ha trabajado con las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico.

Los estratos de suelo han sido agrupados según la similitud de:

- Granulometría
- Peso Específico
- Índice Plástico
- Resistencia a la Compresión Simple

De esta manera se han obtenido 5 estratos representativos, incluido el relleno. El nivel freático se encuentra a 1.30 m por debajo del nivel 0+00. Ver ANEXO 2.



Los parámetros de consolidación del suelo como: Relación de vacíos, esfuerzo de sobre-consolidación e índice de compresibilidad pertenecen a un material normalmente consolidado. En la siguiente tabla se determinan los esfuerzos efectivos de acuerdo al peso específico de los materiales y su profundidad.

$$\sigma'_{vo} = \sigma - u$$

CÀLCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS								DATOS CONSOLIDACIÒN			
Espesor Estrato	Estratigrafía	PROF (m)	w (ton/m3)	Esf. Total (Ton/m ²)	u (Ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo (Ton/m ²)	Esf. Efectivo Promedio (Ton/m ²)	Esfuerzo de Sobre-Consolidación (Ton/m ²)	OCR	e _o	Cc
1,750	0,00 - 1,75	0,000	2,030	0,000	0,000	0,00	2,28				
		0,875	2,030	1,776	0,000	1,78					
		1,300	2,030	2,639	0,000	2,64					
		1,750	2,030	3,553	0,450	3,10					
2,500	1,75 - 4,25	3,000	1,450	5,365	1,700	3,67	3,67	3,75	1,02	2,720	1,070
		4,250	1,450	7,178	2,950	4,23					
2,250	4,25 - 6,50	5,375	1,480	8,843	4,075	4,77	4,77	4,83	1,01	3,336	1,237
		6,500	1,480	10,508	5,200	5,31					
1,500	6,50 - 8,00	7,250	1,500	11,633	5,950	5,68	5,68	5,70	1,00	2,350	1,248
		8,000	1,500	12,758	6,700	6,06					
1,000	8,00 - 9,00	8,500	1,472	13,494	7,200	6,29	6,29	6,30	1,00	3,193	1,542
		9,000	1,472	14,230	7,700	6,53					

Prof (m)	Esfuerzo (Ton/m ²)		
	$\sigma p'$	qu	Su
3,625	3,75	2,42	1,21
5,375	4,83	3,00	1,50
7,250	5,70	3,84	1,92
8,500	6,30	4,40	2,20

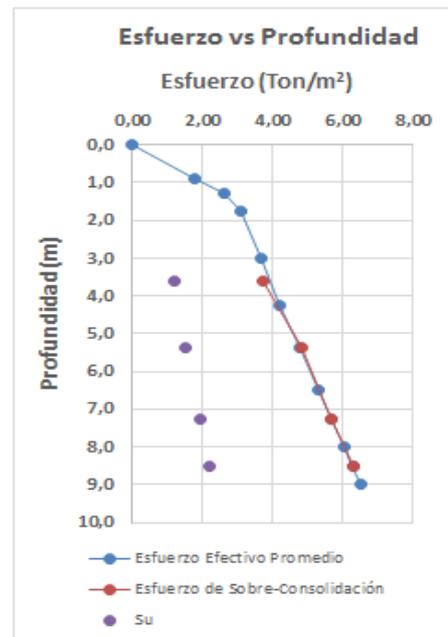


Ilustración 32. Esfuerzo vs Profundidad

3.3.2 Resumen de asentamientos

A continuación se presentan los asentamientos producidos con el sistema convencional de relleno. En el medio de la zapata, en la unión del borde de la zapata con el borde del relleno y en la mitad del relleno, tanto como para la zapata interior como exterior.

RELLENO CONVENCIONAL			
RESUMEN	MEDIO DE LA ZAPATA (mm)	BORDE DE LA ZAPATA Y RELLENO (mm)	MEDIO DEL RELLENO (mm)
ZAPATA INTERIOR	143	157	100
ZAPATA EXTERIOR	133	149	98

Nota : Ver cálculos completo en *ANEXO 4*.

3.3.3 Distorsión angular

Se obtiene una distorsión angular desde el centro de la zapata interior hasta el centro de la zapata exterior:

Zapata interior = 143 mm = 14.3 cm

Zapata exterior = 133 mm = 13.3 cm

Longitud entre zapata = 4.5 m = 4500 mm = 450 cm

$$\beta = \frac{143 - 133}{4500}$$

$$\beta = 0.0022$$

Que es menor a 1/300 (Límite donde se espera el primer agrietamiento en las paredes del panel). Ver memoria de cálculo en *ANEXO 4*.

3.4 Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Celular

3.4.1 Perfil Geotécnico y Parámetros

Las características del material de relleno convencional son de la siguiente forma:

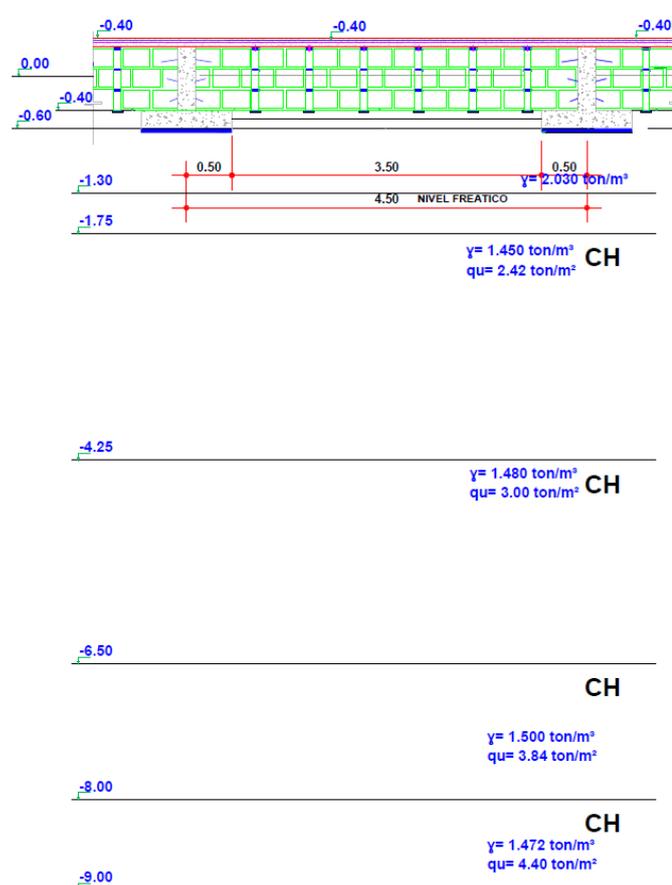
Profundidad (m)	N ₆₀
0,00 - 0,50	25.00
0,50 - 1,00	22.00
1,00 - 1,50	24.00

Se ha trabajado con las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico.

Los estratos de suelo han sido agrupados según la similitud de:

- Granulometría
- Peso Específico
- Índice Plástico
- Resistencia a la Compresión Simple

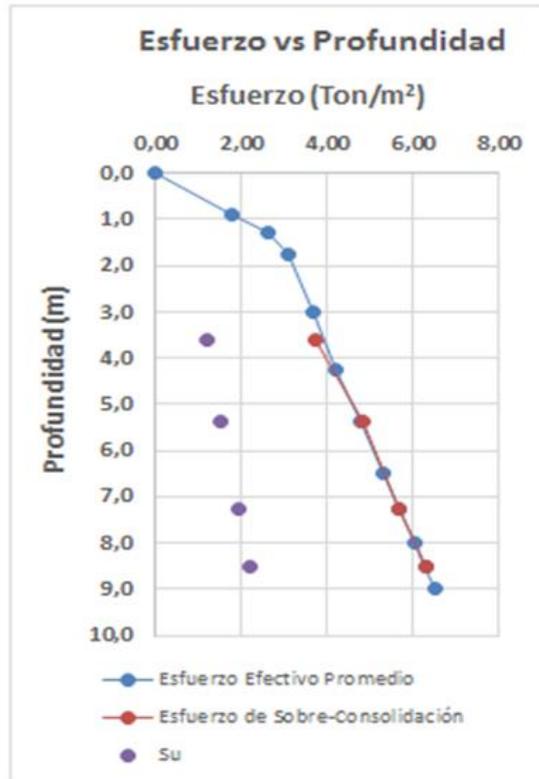
De esta manera se han obtenido 5 estratos representativos, incluido el relleno. El nivel freático se encuentra a 1.30 m por debajo del nivel 0+00. Ver ANEXO 3.



Los parámetros de consolidación del suelo como: Relación de vacíos, esfuerzo de sobre-consolidación e índice de compresibilidad pertenecen a un material normalmente consolidado. En la siguiente tabla se determinan los esfuerzos efectivos de acuerdo al peso específico de los materiales y su profundidad.

$$\sigma'_{vo} = \sigma - u$$

CÀLCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS								DATOS CONSOLIDACIÒN			
Espesor Estrato	Estratigrafía	PROF (m)	w (ton/m ²)	Esf. Total (Ton/m ²)	u (Ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo (Ton/m ²)	Esf. Efectivo Promedio (Ton/m ²)	Esfuerzo de Sobre-Consolidación (Ton/m ²)	OCR	e _o	Cc
1,750	0,00 - 1,75	0,000	2,030	0,000	0,000	0,00	2,28				
		0,875	2,030	1,776	0,000	1,78					
		1,300	2,030	2,639	0,000	2,64					
		1,750	2,030	3,553	0,450	3,10					
2,500	1,75 - 4,25	3,000	1,450	5,365	1,700	3,67	3,67	3,75	1,02	2,720	1,070
		4,250	1,450	7,178	2,950	4,23					
2,250	4,25 - 6,50	5,375	1,480	8,843	4,075	4,77	4,77	4,83	1,01	3,336	1,237
		6,500	1,480	10,508	5,200	5,31					
1,500	6,50 - 8,00	7,250	1,500	11,633	5,950	5,68	5,68	5,70	1,00	2,350	1,248
		8,000	1,500	12,758	6,700	6,06					
1,000	8,00 - 9,00	8,500	1,472	13,494	7,200	6,29	6,29	6,30	1,00	3,193	1,542
		9,000	1,472	14,230	7,700	6,53					



Prof (m)	Esfuerzo (Ton/m ²)		
	$\sigma p'$	qu	Su
3,625	3,75	2,42	1,21
5,375	4,83	3,00	1,50
7,250	5,70	3,84	1,92
8,500	6,30	4,40	2,20

Ilustración 33. Esfuerzo vs Profundidad.

3.4.2 Resumen de asentamientos

A continuación se presentan los asentamientos producidos con el sistema de estructura celular. Los resultados de los asentamientos son en el medio de la zapata, en la unión del borde de la zapata con el borde del relleno y en la mitad del relleno, tanto como para la zapata interior como exterior.

RESUMEN	MEDIO DE LA ZAPATA (mm)	BORDE DE LA ZAPATA (mm)	PARED DE BORDE (mm)	PARED DEL MEDIO (mm)
ZAPATA INTERIOR	121	103	9	8
ZAPATA EXTERIOR	109	94	9	8

Nota : Ver cálculos completo en ANEXO 5.

3.4.3 Distorsión angular

Se obtiene una distorsión angular desde el centro de la zapata interior hasta el centro de la zapata exterior:

Zapata interior = 121 mm = 12,1 cm

Zapata exterior = 109 mm = 11 cm

Longitud entre zapata = 4,5 m = 4500 mm = 450 cm

$$\beta = \frac{121 - 109}{4500}$$

$$\beta = 0.00266$$

Que es menor a 1/300 (Límite donde se espera el primer agrietamiento en las paredes del panel). Ver memoria de cálculo e ANEXO 5

3.5 Memoria Técnica de diseño de Zapata en doble sentido

El diseño de una cimentación debe garantizar que no exceda la capacidad portante del suelo, evitar que se produzcan asentamientos diferenciales y que la resistencia de los elementos sea mayor o igual a las solicitantes últimas.

Las zapatas en doble sentido es la cimentación más usada cuando se requiere reducir las excentricidades. Se recurre a este tipo de cimentación cuando se tiene elementos verticales (columnas, placas) en los límites de propiedad, causando grandes esfuerzos en el borde exterior. Por ello, es necesario conectar la zapata externa con una zapata de columna interior mediante una viga de cimentación, logrando de esta forma controlar el giro que se produce en la zapata exterior.

Debido a que en las zapatas no se coloca acero de refuerzo por corte, se debe elegir un peralte adecuado, de forma tal que el concreto sea capaz de soportar los esfuerzos por corte y punzonamiento ($\Phi V_c \geq V_u$).

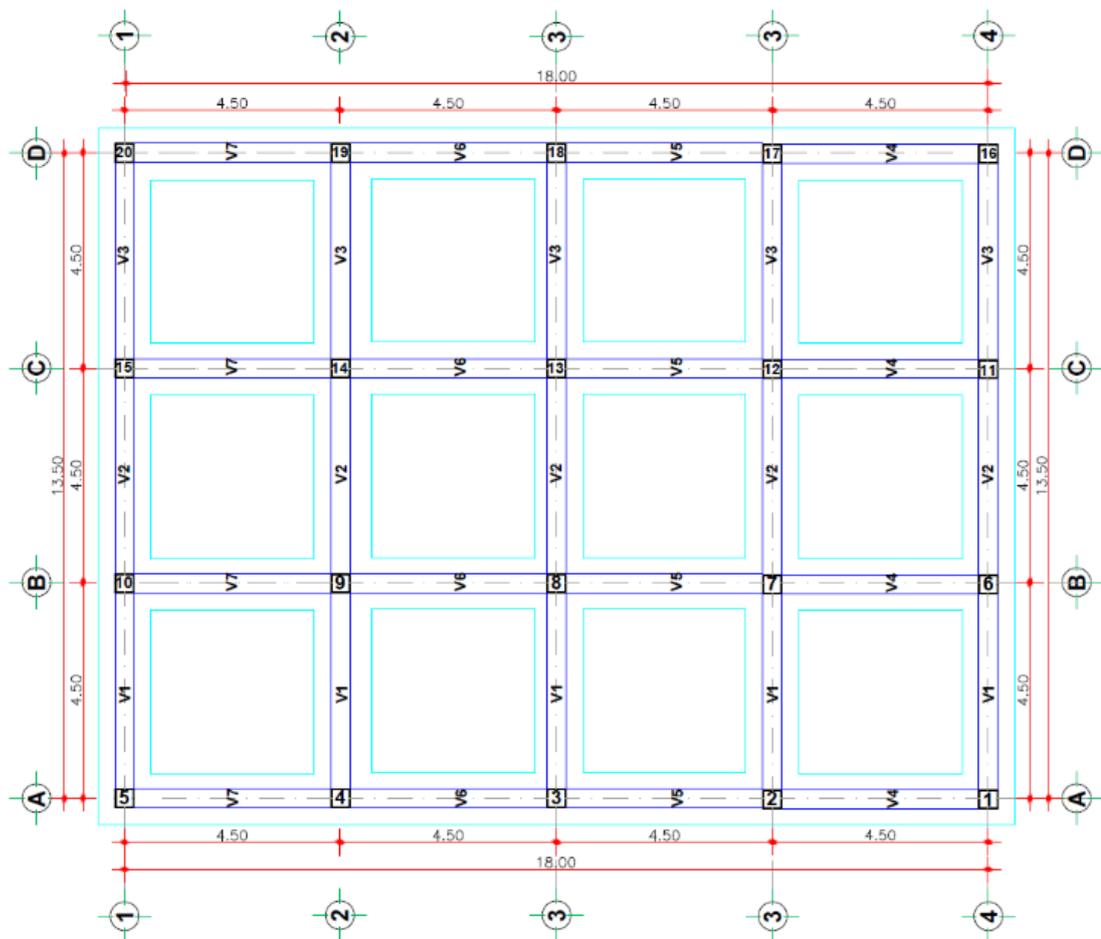


Ilustración 34. Vista en planta de la cimentación.

3.5.1 Diseño por Flexión

El proceso de diseño consiste en:

- Las zapatas se diseñaron con la combinación de carga mayor, como se muestra en la *tabla 10*, verificando que la presión ejercida sobre el terreno sea menor a la admisible.
- Predimensionar la zapata asumiendo un esfuerzo uniforme del terreno.
- Para efecto de diseño en concreto armado, se diseñará como una zapata aislada.
- Se diseñará la viga con el momento generado por la excentricidad.

Para representar de forma adecuada la interacción de la zapata y las vigas de cimentación, es necesario crear un modelo en tres dimensiones y realizar el análisis mediante elementos finitos, para este caso se utilizó el programa ETABS 2016.

A partir de los diagramas de corte y de momento flector, se decidirá colocar el refuerzo superior e inferior en la viga de cimentación.

Columna	Combinación de diseño	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)	MZ (tonf-m)
1	(1D+0.5L)*1,25	0,14	0,66	25,71	-0,69	0,15	0,00
2	(1D+0.5L)*1,25	0,15	-0,03	41,60	0,04	0,16	0,00
3	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,00	41,15	0,00	0,16	0,00
4	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,03	41,60	-0,04	0,16	0,00
5	(1D+0.5L)*1,25	0,14	-0,66	25,71	0,69	0,15	0,00
6	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
7	(1D+0.5L)*1,25	0,01	-0,06	59,35	0,06	0,01	0,00
8	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,00	58,70	0,00	0,01	0,00
9	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,06	59,35	-0,06	0,01	0,00
10	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
11	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
12	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	-0,06	59,35	0,06	-0,01	0,00
13	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,00	58,70	0,00	-0,01	0,00
14	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,06	59,35	-0,06	-0,01	0,00
15	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
16	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	0,66	25,71	-0,69	-0,15	0,00
17	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	-0,03	41,60	0,04	-0,16	0,00
18	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,00	41,15	0,00	-0,16	0,00
19	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,03	41,60	-0,04	-0,16	0,00
20	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	-0,66	25,71	0,69	-0,15	0,00

*Cargas para el diseño del hormigón armado de la zapata.

Obtenida la carga de diseño que baja por cada una de las columnas, se procede a dimensionar el área de contacto con el suelo, para evitar una falla por corte.

Las zapatas son miembros estructurales que se encargan de transmitir la carga total de columnas, pilares o muros, incluyendo su peso propio sobre un área de terreno suficiente para que los esfuerzos transmitidos estén dentro de los límites permitidos para el suelo que la soporta.

3.5.2 Viga de cimentación del sistema de relleno convencional

La viga de cimentación para el relleno convencional tiene un peralte de 45cm, más 5 cm de recubrimiento, con un ancho de 25 cm. La base de la zapata tiene 100cm (con lo cual se asegura que no habrá una falla por corte) y un altura de 20cm en toda su longitud. La memoria se podrá ver en el *ANEXO 6*, y el detalle del armado en el *ANEXO 8 (planos 3 Y 4)*.

3.5.3 Viga de cimentación del sistema de estructura celular

La viga de cimentación para el relleno de estructura celular, se la selecciono con las siguientes medidas: 20 cm de ancho por 85 cm de peralte y 5 cm de recubrimiento. La base de la zapata tiene 100 cm (con lo cual se asegura que no habrá una falla por corte) y un altura de 20 cm en toda su longitud.

Esta sección fue obtenida, para poder confinar las paredes del sistema de estructura celular, y para que soporte una parte del contrapiso.

El acero requerido fue el mínimo para toda la longitud, debido a la gran sección. La memoria completa se podrá ver en el *ANEXO 7*, y el detalle del armado en el *ANEXO 8 (planos 5 Y 6)*.

CAPÍTULO 4: PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se presentaran dos opciones de cimentaciones, en el que el relleno debajo del contrapiso será la única variable, y esta será con relleno convencional y relleno de estructura celular. Para poder ejecutar una buena comparación técnica-económica se deben tomar en cuenta algunos factores y analizarlos para así poder elegir la mejor alternativa y desarrollar el proyecto, utilizando siempre el criterio de que toda obra por más pequeña que sea debe desarrollarse con la mejor técnica, a un costo razonable y en el menor tiempo posible.

Para realizar una planificación adecuada, es necesario hacer un reconocimiento de los terrenos donde se ubicará la cimentación. Revisión de infraestructura, instalaciones y edificaciones existentes. Conocimiento de la topografía y afectaciones de los terrenos (calidad de suelo, terrenos inundables).

Para iniciar la construcción, se realiza la limpieza del terreno, el trazado del proyecto, el mismo que consiste en ubicar los ejes de construcción en el terreno, que son paralelos y perpendiculares entre sí, lo que determina la implementación de una topografía elemental, a través de herramientas como la cinta métrica, estacas, clavos y piola.

Luego se realiza la excavación y desalojo hasta el desplante de la cimentación, procedemos a la compactación (de acuerdo al proctor modificado de diseño) de la capa de súbbase. A continuación se coloca el replantillo de hormigón pobre, el mismo que sirve para evitar la absorción en la relación agua-cemento y por limpieza. Luego se procede a colocar y apuntalar el encofrado, y el acero de refuerzo de la zapata en doble sentido, siguiendo las especificaciones técnicas y planos referenciales, tomando en cuenta que antes de verter el hormigón, quedará colocado el acero de las columnas, cuyo pie queda empotrado en los cimientos.

Se realizará la fundición de la zapata en doble sentido, previamente humedecida, con su respectivo periodo de curado para llegar a la resistencia de diseño a los 28 días.

Posteriormente se procede con el desencofrado y se rellena el área encima de la zapata hasta la altura del contrapiso. Cabe recalcar que hay más confianza en los hormigones premezclados, aunque para ambos, se tomarán cilindros para la posterior prueba de compresión simple, mismos que determinarán los resultados deseables.

4.1 Sistema constructivo de relleno convencional para suelos normalmente consolidados en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido

La construcción de la cimentación de zapata en doble sentido con relleno convencional, tendrá un desplante de 60cm, según el estudio de suelos. El terreno ya cuenta con un mejoramiento previo, por lo cual, solo se excavará en la parte de la zapata (ilustración 37), a una profundidad de 65cm, para colocar el replantillo.



Ilustración 35.Excavación y desalojo del material excavado.

Se procede a realizar el trazado, para comenzar con las excavaciones en los lugares donde se implantará la cimentación superficial (zapata corrida en doble sentido), como se muestra en la *ilustración 36*.

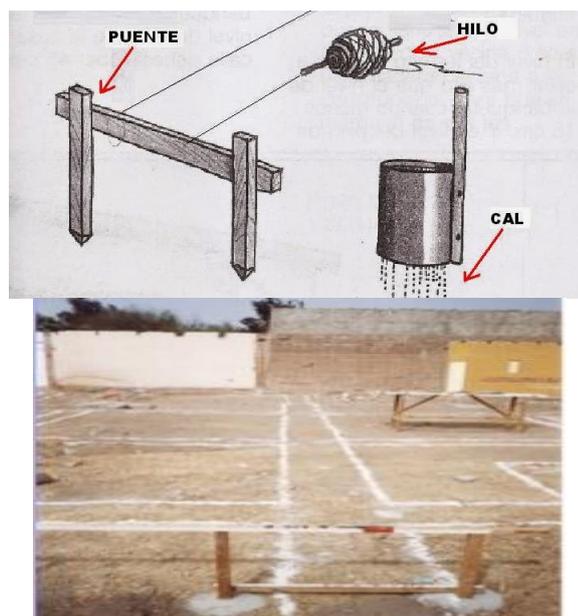


Ilustración 36.Proceso inicial, trazado de la cimentación. Fuente:

<http://excavacioncimentaciones.blogspot.com/>

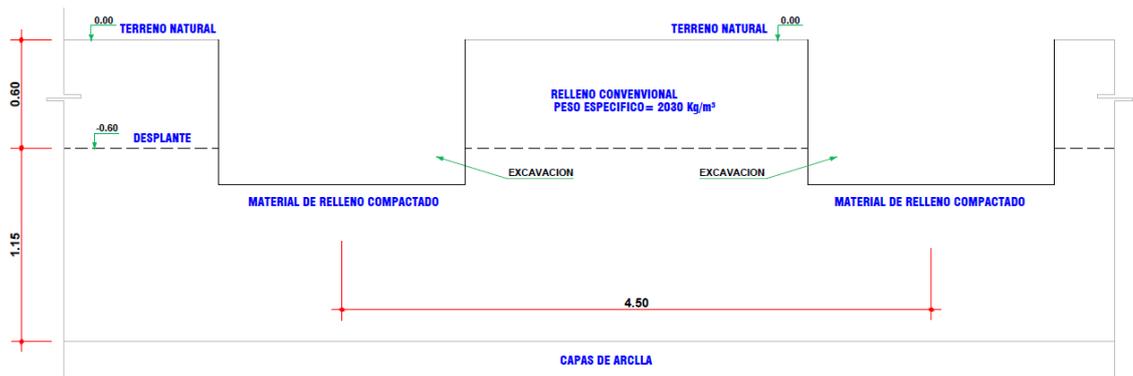


Ilustración 37.Excavación y desalojo del material excavado.

Se compacta el área donde se implantará la cimentación para darle estabilidad al replantillo, y luego se colocará el hormigón pobre, para que no haya absorción de agua y tener una mejor trabajabilidad al momento de colocar el encofrado y el armado de la cimentación. La colocación del encofrado es para contener y darle forma al hormigón y colocar el acero de refuerzo, según planos y especificaciones técnicas (Ver ANEXO 8).

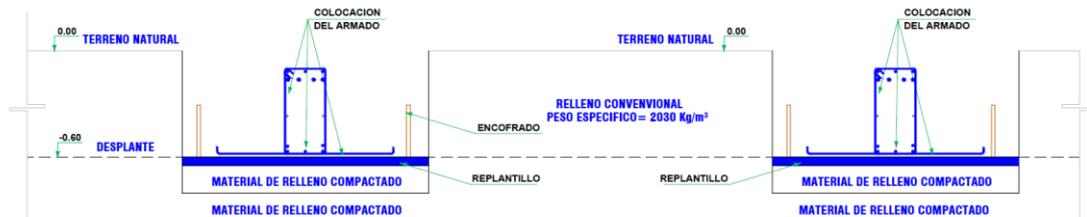


Ilustración 38.Colocación del encofrado y el armado.

Se humedece el área donde se colocará el hormigón, para evitar algún tipo de absorción externa. Se procede a colocar el hormigón con la resistencia que se indica en el plano y especificaciones técnicas (Ver ANEXO 8).

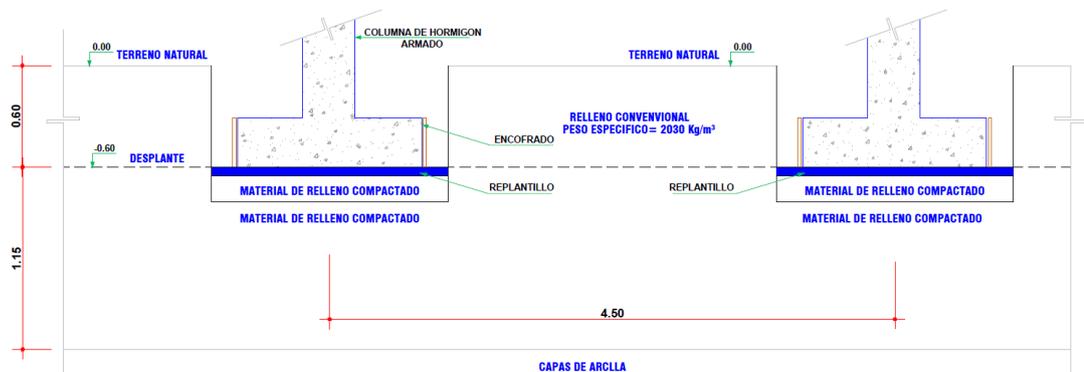


Ilustración 39.Fundición de la cimentación, por partes o total.

El material retirado se puede utilizar nuevamente para confinar la cimentación, debido a su alto peso específico, cumpliendo así, las normas de un relleno convencional.

Se van armando capas de material de relleno, para proceder a su respectiva compactación. Hasta llegar al nivel ± 0.00 .

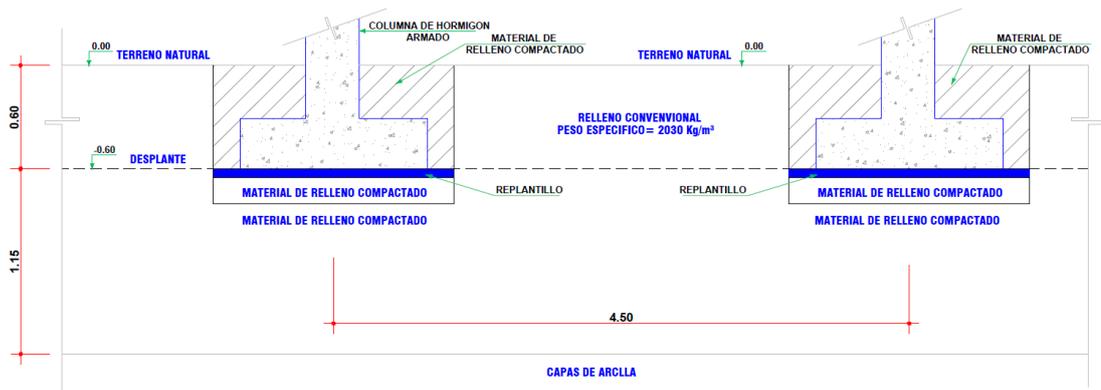


Ilustración 40. Colocación del material del relleno encima de la cimentación superficial.

Colocación del relleno importado hasta llegar a la cota (+0,40), con sus respectivas capas de compactación, el cual consiste en un proceso repetitivo, cuyo objetivo es conseguir una densidad específica para una relación óptima de agua, que servirá como base para la colocación del contrapiso de hormigón armado, que soportara las cargas de la planta baja.

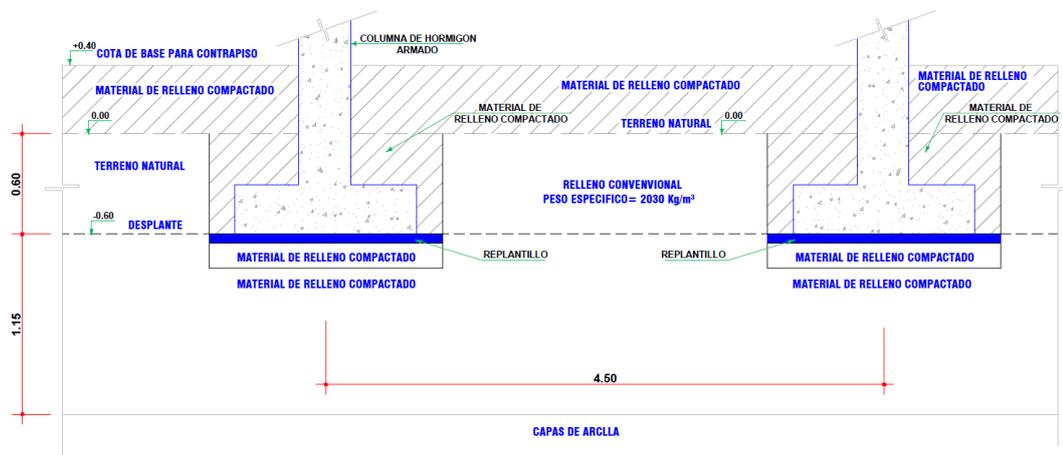


Ilustración 41. Colocación del material del relleno encima del nivel del terreno natural, para lograr la cota base del contrapiso (+0,40).

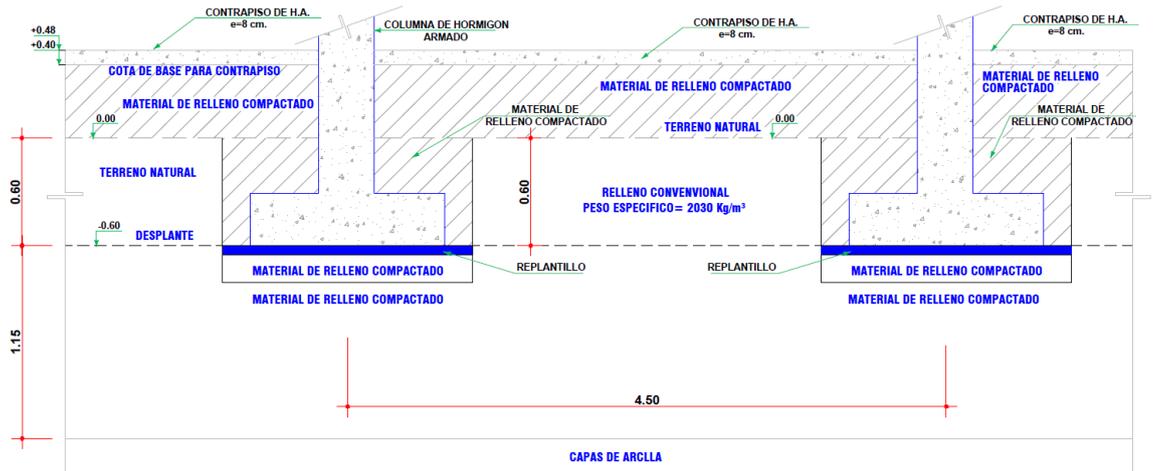


Ilustración 42. Construcción del contrapiso.

4.2 Sistema constructivo de estructura celular para suelos normalmente consolidados en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido

La construcción de la cimentación de zapata en doble sentido, con relleno de estructura celular tendrá un desplante de 60cm, según el estudio de suelos. El terreno ya cuenta con un mejoramiento previo, pero este será retirado para colocar la estructura de apoyo.

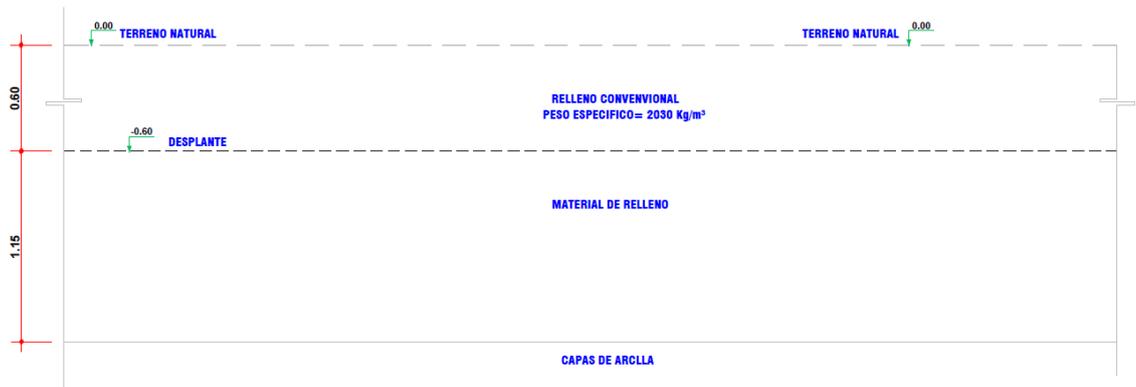


Ilustración 43. Proceso inicial, trazado de la cimentación.

Se procede a realizar un trazado perimetral para comenzar con las excavaciones en toda el área del edificio, donde se colocará la zapata en doble sentido y el relleno de estructura celular. El material retirado será desalojado.

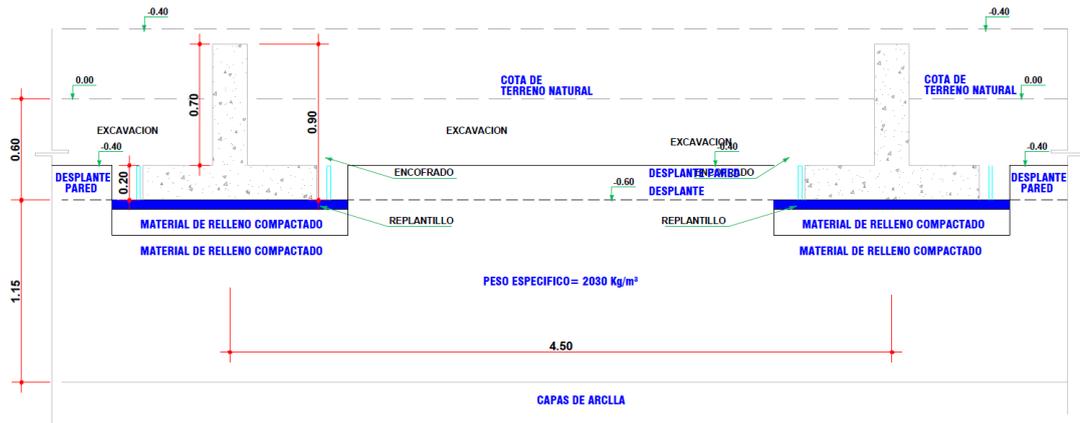


Ilustración 46. Fundición de la cimentación, por partes o total.

Se dejaron varillas salidas, al momento de fundir la viga de cimentación, para que en estas se pueda amarrar la varilla longitudinal. Y se colocarán varillas verticales amarradas desde el replantillo, como se indica en la ilustración 49, que le dará más estabilidad a las paredes.

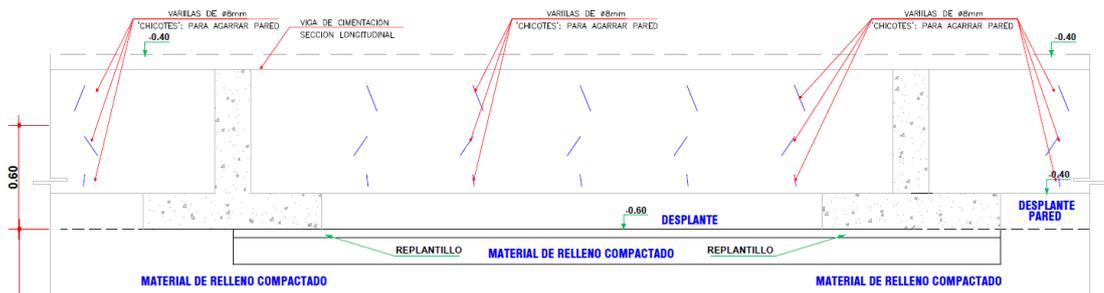


Ilustración 47. Chicotes en la viga de cimentación, para agarrar de pared.

Se compacta el área donde se implantara las paredes de mampostería, y luego se colocara un replantillo, para que no haya absorción de agua y un terreno mucho más estable y uniforme.

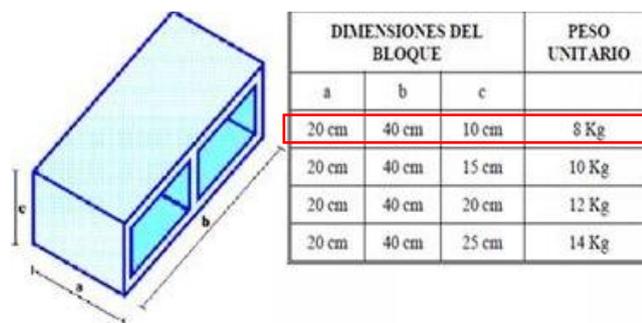


Ilustración 46. Bloque hueco de hormigón a usar.

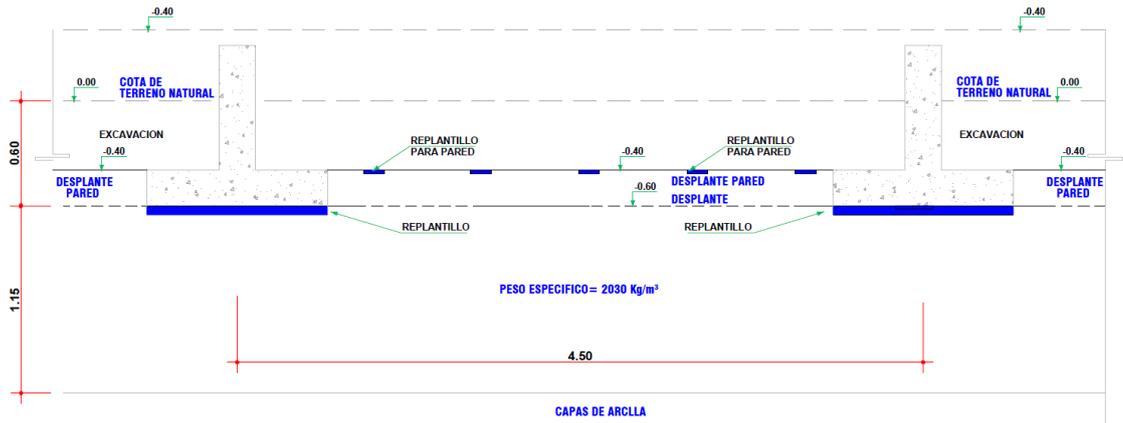


Ilustración 47. Colocación del replantillo, que servirá como base de las paredes de mampostería.

Encima de los replantillos se procede a colocar las paredes de mampostería, espaciadas a cierta distancia según el diseño, las cuales están indicadas en el plano estructural (Ver ANEXO 8).

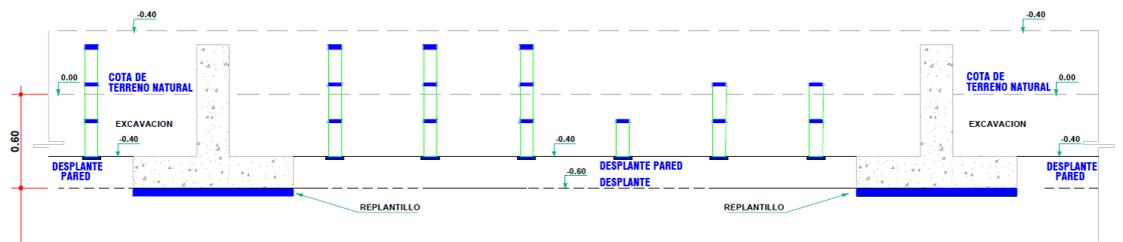


Ilustración 48. Colocación de las paredes de mampostería, desde el lomo de la loseta de la zapata hasta la altura del contrapiso.

Se procede a realizar los empalmes con los chicotes, con la varilla de refuerzo.

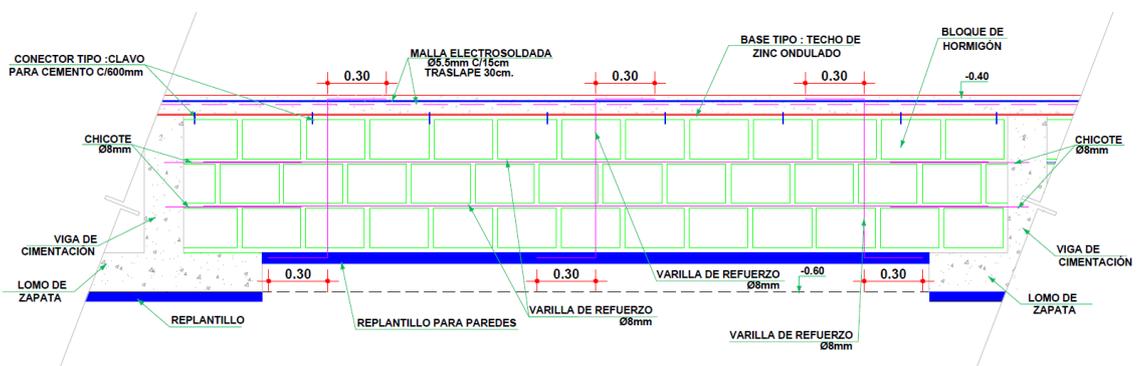


Ilustración 49. Armado final de la pared de borde.

El armado del contrapiso tendrá una base de plancha ondulada de zinc, el cual servirá de encofrado. Este sistema de contrapiso funcionará como una losa tipo Steel panel, para soportar la carga viva y muerta de la planta baja.

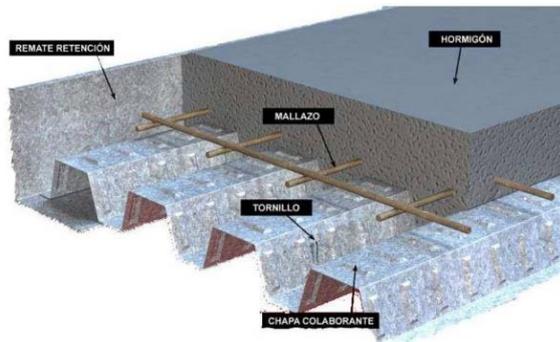


Ilustración 50. Contrapiso tipo losa con base de zinc ondulado. (Referencial).

Se procede a armar la estructura de zinc con un rendimiento promedio de 5m²/hora, según nuestro análisis de precios unitarios.

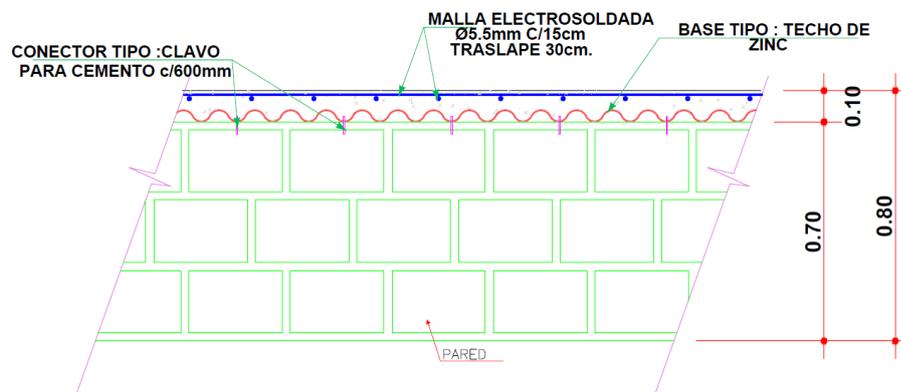


Ilustración 51. Conexión entre contrapiso con plancha de zinc ondulado y la pared.

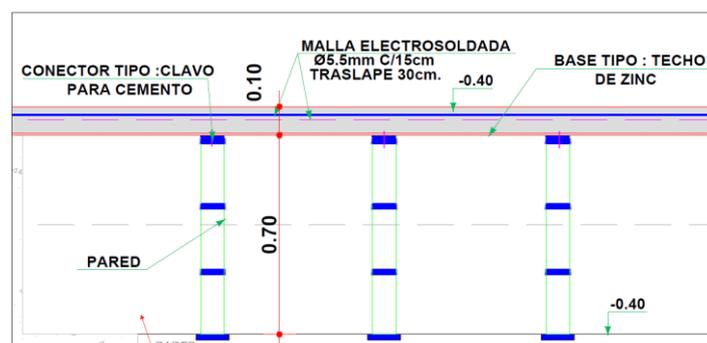


Ilustración 52. Armado del contrapiso.

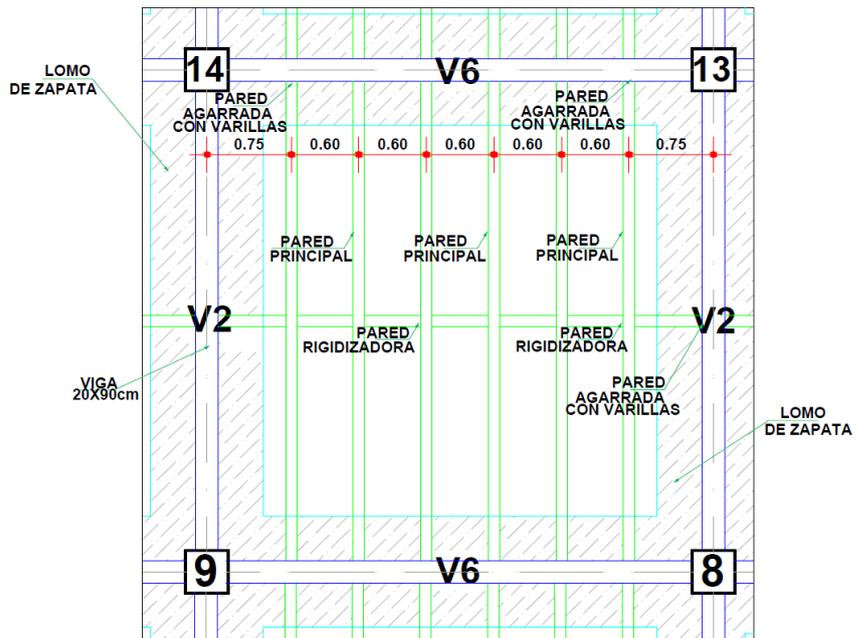


Ilustración 53. Vista en planta del sistema de estructura celular.

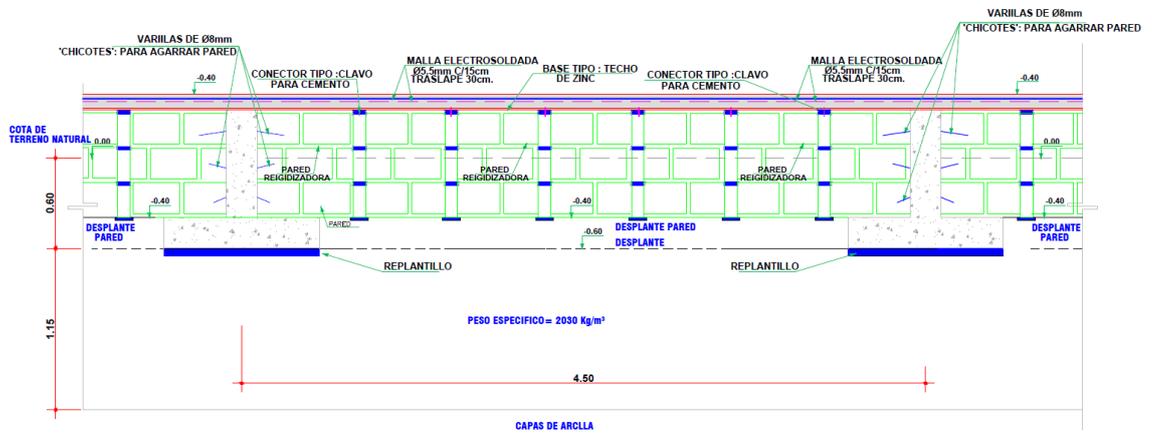


Ilustración 54. Armado final del sistema celular.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS COMPARATIVO

5.1 Presupuesto del sistema de relleno convencional

El presupuesto es un cálculo que se realiza antes de iniciar una obra. De acuerdo a los rubros que se tienen, se calculan las cantidades, usando el plano (*Ver Anexo 8*). Después se colocan los precios del APU en la columna que dice precio unitario, y se multiplica por la cantidad del rubro, obteniendo de esta manera el precio global.

El procedimiento antes mencionado se utiliza para cada rubro y al final se suma los precios globales obtenidos de todos los rubros, al resultado de esta suma se lo conoce como subtotal, y a éste se suma el IVA 14%. Por lo que el total del presupuesto sería el subtotal más el IVA.

Una vez obtenidas las cantidades, se procede a realizar el presupuesto.

5.1.1 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno convencional

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
ENTIDAD: EDIFICIO TESIS					
Rubro: RELLENO COMPACTADO CON CASCAJO					COD. A
 CONSTRUCTORA SÁNCHEZ S.A.					
RENDIMIENTO R: 2 Mt3 / 1 Hora =		0,500	Horas / Mt3		
					UNIDAD: Mt3.
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
Equipo Menor	1,00	0,09	0,0853	0,500	0,0426
Compactadora	1,00	2,50	2,50	0,500	1,2500
SUB TOTAL (M)					\$ 1,29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO R	COSTO (D=C*R)
Peón	1,00	3,41	3,41	0,50	1,71
SUB TOTAL (N)					\$ 1,71
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO (C=A*B)	
Cascajo	M3	1,100	\$ 8,00	\$ 8,80	
SUB TOTAL (O)					\$ 8,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO (C=A*B)	
SUB TOTAL (P)					\$ 0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 11,80
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0,2					\$ 2,36
OTROS INDIRECTOS					\$ 0,00
VALOR DEL RUBRO					\$ 14,16

SON: CATORCE 16/100 DOLARES + IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ENTIDAD: EDIFICIO TESIS

Rubro: CONTRAPISO DE HOMIRGÓN ARMADO

COD. A



RENDIMIENTO R: 2.5 Mt2 / 1 Hora = 0,400 Horas / Mt2

UNIDAD: Mt2.

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
Equipo Menor	1,00	0,31	0,3118	0,40	0,1247
Concretera 1 saco	1,00	2,50	2,50	0,40	1,0000
SUB TOTAL (M)					\$ 1,12

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO R	COSTO (D=C*R)
Maestro de Obra	0,50	3,82	1,91	0,40	0,76
albañil	1,00	3,45	3,45	0,40	1,38
Peón	3,00	3,41	10,23	0,40	4,09
SUB TOTAL (N)					\$ 6,24

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO (C=A*B)
Hormigón armado e= 8cm	m3	0,06	242,32	14,54
SUB TOTAL (O)				\$ 14,54

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
SUB TOTAL (P)				\$ 0,00

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 21,90
	INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,2	\$ 4,38
	OTROS INDIRECTOS		\$ 0,00
SON: VEINTISEIS 28/100 DOLARES + IVA	VALOR DEL RUBRO		\$ 26,28

5.1.2 Presupuesto referencial del relleno convencional

PRESUPUESTO REFERENCIAL

OBRA: EDIFICIO TESIS UCSG-CIMENTACION CON RELLENO CONVENCIONAL

UBICACIÓN: GUAYAS

LUGAR Y FECHA: GUAYAQUIL, MARZO 2017

No. Del Rubro	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Precio Unit. Total	Precio Total
01 PRELIMINARES					
0101	Limpieza y desalojo	m ²	278,48	\$ 0,81	\$ 225,57
02 INSTALACIONES PROVISIONALES					
0201	Caseta Bodega-Guardiania-oficina	m ²	29,29	\$ 62,71	\$ 1.836,78
03 MOVIMIENTO DE TIERRA					
0301	Excavacion a maquinas de Cimientos	m ³	61,19	\$ 9,22	\$ 564,17
0302	Relleno Compactado con cascajo	m ³	192,21	\$ 14,16	\$ 2.721,15
04 SUB ESTRUCTURA					
0401	Replanteo de Hormigón símple	m ²	92,72	\$ 7,42	\$ 687,97
0402	Cimiento de Hormigon Armado (Zapata y Riostras)	m ³	39,46	\$ 253,54	\$ 10.005,32
05 PISOS Y SOBREPISOS					
0501	Contrapisos de Hormigón Símples	m ²	230,56	\$ 26,28	\$ 6.059,09
06 LIMPIEZA					
0601	Limpieza de Obra	glb	1,00	\$ 194,44	\$ 194,44
PRECIO TOTAL					\$ 22.294,49
IVA 14%					\$ 3.121,23
PRECIO TOTAL + IVA					\$ 25.415,71

El presupuesto total con IVA es de **\$25.415,71**.

5.1.3 Cronograma

El tiempo de construcción de este sistema es de aproximadamente de 8 semanas (como se muestra en el cronograma). Los daños y arreglos que aparecen en el presupuesto, son por los asentamientos producidos por el relleno convencional, afectando al contrapiso de la planta baja.

OBRA: EDIFICIO TESIS UCSG-CIMENTACIÓN CON RELLENO CONVENCIONAL
UBICACIÓN: GUAYAS
LUGAR Y FECHA: GUAYAQUIL, MARZO 2017

No.	RUBROS	COSTO TOTAL	1er SEMANA	2da SEMANA	3era SEMANA	4ta SEMANA	5ta SEMANA	6ta SEMANA	7ma SEMANA	8va SEMANA
0101	Limpeza y desalojo	\$ 257,15	\$ 257,15							
0201	Caseta Bodega-Guardiania-oficina	\$ 2.093,92	\$ 1.046,96	\$ 1.046,96						
0301	Excavacion a maquinas de Cimientos	\$ 643,16	\$ 321,58	\$ 321,58						
0302	Relleno Compactado con cascajo	\$ 3.102,11					\$ 1.551,05	\$ 1.551,05		
0401	Replantiillo de Hormigón simple	\$ 784,28			\$ 392,14	\$ 392,14				
0402	Cimiento de Hormigon Armado (Zapata y Riostras)	\$ 11.406,07		\$ 5.703,03	\$ 5.703,03					
0501	Contrapisos de Hormigón Simple	\$ 6.907,37			\$ 6.907,37			\$ 3.453,68	\$ 3.453,68	
0601	Limpeza de Obra	\$ 221,66								\$ 221,66
TOTALES		\$ 25.415,7	\$ 1.625,7	\$ 7.071,6	\$ 13.002,5	\$ 392,14	\$ 1.551,05	\$ 5.004,74	\$ 3.453,68	\$ 221,66

5.2 Presupuesto del sistema de relleno con estructura celular

Una vez obtenidas las cantidades, se procede a realizar el presupuesto.

5.2.1 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno con estructura celular

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
ENTIDAD: EDIFICIO TESIS	
Rubro: MAMPOSTERIA INTERIOR CON BLOQUES DE HORMIGÓN DE 10 CMS DE ESPESOR	
COD. B	



RENDIMIENTO R: 1.75 Mt2 / 1 Hora = 0,57 Horas / Mt2

UNIDAD: Mt2.

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
Equipo Menor	1,00	\$ 0,22	\$ 0,22	0,57	\$ 0,13
SUB TOTAL (M)					\$ 0,13

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO R	COSTO (D=C*R)
Maestro de Obra	0,25	3,82	\$ 0,96	0,57	\$ 0,55
Albañil	1,00	3,45	\$ 3,45	0,57	\$ 1,97
Peón	1,00	3,41	\$ 3,41	0,57	\$ 1,95
SUB TOTAL (N)					\$ 4,47

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO (C=A*B)
Bloques	U	13	\$ 0,32	\$ 4,16
Aux. Mortero cemento:arena 1:3	M3	0,020	\$ 90,11	\$ 1,80
SUB TOTAL (O)				\$ 5,96

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B	
SUB TOTAL (P)					\$ 0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				\$ 10,56
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0,2				\$ 2,11
OTROS INDIRECTOS				\$ 0,00
VALOR DEL RUBRO				\$ 12,67

SON: DOCE 67/00 DOLARES + IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
ENTIDAD: EDIFICIO TESIS	
Rubro: PLACA ONDULADA PARA CONTRAPISO	COD. B



RENDIMIENTO R: 5 Mt2 / 1 Hora = **0,200** Horas / Mt2

UNIDAD: Mt2.

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
Equipo Menor	1,00	0,11	0,1072	0,200	0,0214
Plataforma guindante con lineas de seguridad	1,00	2,50	2,50	0,200	0,5000
SUB TOTAL (M)					\$ 0,52

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
Albañil	1,00	3,82	3,82	0,20	0,76
Peón	2,00	3,45	6,90	0,20	1,38
SUB TOTAL (N)					\$ 2,14

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO (C=A*B)
Plancha Zinc 1,20 Mt	m ²	0,80	2,1	\$ 1,68
SUB TOTAL (O)				\$ 1,68

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
SUB TOTAL (P)				\$ 0,00

SON: CINCO 30/100 DOLARES + IVA

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 4,35
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,2	\$ 0,87
OTROS INDIRECTOS	0,1	\$ 0,09
VALOR DEL RUBRO		\$ 5,30

5.2.2 Análisis de precio unitarios del sistema de relleno con estructura celular

PRESUPUESTO REFERENCIAL

OBRA: EDIFICIO TESIS UCSG-CIMENTACIÓN CON RELLENO DE ESTRUCTURA CELULAR

UBICACIÓN: GUAYAS

LUGAR Y FECHA: GUAYAQUIL, MARZO 2017

No. Del Rubro	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unit. Total	Precio Total
01 PRELIMINARES					
0101	Limpieza y desalojo	m ²	278,48	\$ 0,81	\$ 225,57
02 INSTALACIONES PROVISIONALES					
0201	Caseta Bodega-Guardiania-oficina	m ²	29,29	\$ 62,71	\$ 1.836,78
03 MOVIMIENTO DE TIERRA					
0301	Excavación y desalojo a maquinas de Cimientos	m ²	167,09	\$ 9,22	\$ 1.540,54
04 SUB ESTRUCTURA					
0401	Replanteo de Hormigón símple	m ²	128,10	\$ 7,42	\$ 950,50
0402	Cimiento de Hormigón Armado (Zapata y Riostras)	m ³	48,79	\$ 253,54	\$ 12.370,22
05 PISOS Y SOBREPISOS					
0501	Contrapisos con base de zinc	m ²	230,56	\$ 31,58	\$ 7.281,39
06 LIMPIEZA					
0601	Limpieza de Obra	glb	1,00	\$ 194,44	\$ 194,44
07 RELLENO CELULAR					
0701	Replanteo de Hormigón símple	m ²	42,00	\$ 7,42	\$ 311,64
0702	Paredes de Bloque e=0,10m	m ²	420,00	\$ 12,67	\$ 5.320,02
				PRECIO TOTAL	\$ 30.031,09
				IVA 14%	\$ 4.204,35
				PRECIO TOTAL + IVA	\$ 34.235,44

El presupuesto total con IVA es de **\$34.235,44**.

5.2.1 Cronograma

El tiempo de construcción de este sistema de relleno con estructura celular es de aproximadamente de 11 semanas, debido a la construcción de las paredes y del contrapiso con base de zinc.

		OBRA: EDIFICIO TESIS UCSG-CIMENTACION CON RELLENO CONVENCIONAL											
		UBICACIÓN: GUAYAS											
		LUGAR Y FECHA: GUAYAOUIL, MARZO 2017											
No.	RUBROS	COSTO TOTAL	1er SEMANA	2da SEMANA	3era SEMANA	4ta SEMANA	5ta SEMANA	6ta SEMANA	7ma SEMANA	8va SEMANA	9na SEMANA	10ma SEMANA	11va SEMANA
0101	Limpeza y desalojo	\$ 257,15		\$ 257,15									
0201	Caseta Bodega-Guardiana-oficina	\$ 2.093,92		\$ 1.046,96	\$ 1.046,96								
0301	Excavacion a maquinas de Cimientos	\$ 1.756,22		\$ 878,11	\$ 878,11								
0401	Replanteo de Hormigon simple	\$ 1.083,57			\$ 361,19	\$ 361,19	\$ 361,19	\$ 361,19					
0402	Cimiento de Hormigon Armado (Zapata y Riestras)	\$ 14.102,05			\$ 7.051,02	\$ 7.051,02							
0501	Contrapisos con base de zinc	\$ 8.300,79								\$ 2.766,93	\$ 2.766,93	\$ 2.766,93	
0601	Limpeza de Obra	\$ 221,66											\$ 221,66
0701	Replanteo de Hormigon simple	\$ 355,27				\$ 177,63	\$ 177,63						
0702	Paredes de Bloque e=0,10m	\$ 6.064,82						\$ 2.021,61	\$ 2.021,61	\$ 2.021,61	\$ 2.021,61		
TOTALES		\$ 34.235,44	\$ 2.182,22	\$ 1.925,07	\$ 7.412,21	\$ 361,19	\$ 538,83	\$ 2.199,24	\$ 2.021,61	\$ 4.788,54	\$ 2.766,93	\$ 2.988,59	

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

En edificaciones en las que el nivel de planta baja está a cotas superiores a las del terreno natural, entre 0.4 y 1.0 m, tradicionalmente se coloca material de relleno para alcanzar tal elevación. Esta práctica es la que se ha denominado “sistema convencional” en este trabajo. Cuando se lo utiliza se producen asentamientos por consolidación primaria en los estratos cohesivos subyacentes. Para tratar de disminuir, o reducir considerablemente, estas deformaciones se ha venido utilizando, en algunos proyectos, lo que se ha denominado en este trabajo “sistema de estructura celular”, en el que no se utiliza relleno y para alcanzar el nivel especificado de planta baja se construyen paredes de bloque espaciadas regularmente. Estas paredes de bloque constituyen el apoyo de un contrapiso.

Con el sistema de estructura celular, de las dimensiones descritas en capítulos previos se reducen considerablemente los asentamientos, aproximadamente un 20% respecto al sistema convencional, ya que, la influencia que tienen las paredes en el medio y en el borde de la zapata en cuanto a descargas es prácticamente nulo. Mientras que el relleno convencional tiene una gran influencia de descarga tanto en el centro como en el borde de la zapata, por lo que hay superposición de esfuerzos, lo que genera mayores asentamientos.

El sistema de relleno convencional, bajo las premisas y limitaciones establecidas en este trabajo de grado, es de menor costo y se ejecutaría en menor tiempo que el de la estructura celular. El costo del primero es de \$25.415,71 con un tiempo de ejecución de 8 semanas aproximadamente; mientras que el costo del sistema de relleno con estructura celular es de \$34.235,44 con un tiempo de ejecución de 11 semanas.

CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES

El sistema de estructura celular se recomienda usar en luces superiores de 7-8 metros entre ejes, para lograr una mayor eficiencia. Por ejemplo, en este trabajo, para distancias entre vigas de 4.5 m, en el sistema convencional, es de menor sección que la correspondiente viga de cimentación para el sistema celular, elevando el costo. Para distancias mayores, luces superiores, sería lo contrario, llegando a ser más eficiente el sistema de estructura celular, en asentamientos, rigidez y costos. (Ing. León, 2017)

No es recomendable utilizar polietileno expandido en los vacíos, ya que, si hubiese infiltración freática o de inundación, el agua puede provocar el levantamiento del polietileno por flotación, causando un empuje que puede causar daños posibles en el contrapiso.

Es oportuno destacar que Guayaquil no ha experimentado la aceleración prevista en la norma pertinente NEC 2015, por lo que el sistema celular debería considerar tabiques de hormigón armado, en vez de mampostería de bloque de concreto. En estos tabiques, de la misma manera que con los bloques, habría conexión (chicotes) a través de un arriostramiento con las vigas de cimentación. El costo de este sistema de tabique de hormigón armado tendría un incremento del 35 % en relación al planteado de este trabajo (bloque de hormigón). Y en relación al tiempo de ejecución habría un incremento del 15% entre los sistemas descritos anteriormente. (Ver planos en Anexo 8: plano 8 y 9).

BIBLIOGRAFÍA

- Badillo, J., & Rodríguez, R. (1974). *Mecanica de Suelos- Tomo I*. Mexico, D.F.: Editorial Limusa.
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (1982). *Mecanica de Suelos-Tomo II*. Mexico 1, D.F.: Limusa.
- Bjerrum, L. (1963). Allowable Settlement of Structures. En v. III, *Proceedings, Europe Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (págs. 135-137). Alemania: Wiesbaden.
- blog, E. d. (14 de Marzo de 2009). *Especificaciones de construccion* . Obtenido de <http://especificacionesdeconstruccion.blogspot.com/2009/03/relleno-volteo-en-zanjas-con-material.html>
- Bowles, J. (1987). Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits. En v. 113, *Journal of Geotechnical Engineering* (págs. 846-860). ASCE.
- Burland, J., & Burbidge, M. (1985). Settlement of Foundations on Sand and Gravel. En p. I. Institute of Civil Engineers.
- Casagrande, A. (s.f.). Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance. En *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (págs. 60-64). Cambridge.
- Civil, I. (2010). *Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes*. Obtenido de <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/04/relleno-compactado.html>
- cmd, G. (2007). *Fundaciones map fre*. Obtenido de Prontuario Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos.: https://www.fundacionmapfre.org/documentacion/publico/es/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1036794
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* . Mexico, D. F. : Thomson learning.
- Dunham, C. W. (1979). *Cimentaciones de estructuras*. Mexico 13, D.F.: McGRAW-HILL BOOK, Co.,INC.,U.S.A.
- Fox, E. (1948). The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface. En v. 1, *Proceedings* (págs. 129-132). Rotterdam: 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- hidraulicos, S. d. (1970). *Manual de mecanica de suelos*. Mexico.
- Ing. León, C. (21 de Marzo de 2017). Relleno de estructura celular. (H. Sanchez, Entrevistador)

- Jimenez Montoya, P., Garcia Meseguer, A., & Moran Gabre, F. (1987-1989). *Hormigon Armado tomo I*. Barcelona: Editorial gustavo Gili, S. A.
- Kulhwy, F., & Mayne, P. (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Desing*. Palo Alto, California: Electric Power Research Institute.
- Mesri, G. (1973). Coefficient od Secondary Compression. En V. 99, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* (págs. 122-137). American Society of Civil Engineers: SM1.
- Montoya, J., & Pinto Vega, F. (2010). *Cimentaciones*. Mérida: Universidad de los andes.
- Nagaraj, T., & Murthy, B. (1985). Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soil. En V. 8, *Geotechnical Testing Journal, American Society for testing* (págs. 199-202). American society for Testing and Materials.
- Park, J., & Koumoto, T. (2004). New Compression Index Equation. En v. 130, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (págs. 223-226). ASCE.
- Polshin, D., & Tokar, R. (1957). Maximun Allowable Nonuniform Settlement od Structures. En Vol.1. Londres: Proceedings, Fourth International Conference on soil mechanics and foundation Engineering.
- Rendón-Herrero, O. (1980). Universal compression Index Equations. En V. 106, *Journal of the Geotechnical Engineering Division* (págs. 1178-1200). American Society of Civil Engineers.
- Schmertmann, J. (1953). Undisturbed Consolidation behavior od Clay. En v. 120, *Transactions* (pág. 1201). American society of Civil Engineers.
- Skempton, A. (1944). Notes on the Compressibility of Clays. Londres: Quarterly Journal onf Geological Society.
- Skempton, A., & McDonald, D. (1956). The allowable Settlement of Buildings. En v. 5. Proceedings of Institute of Civil Engineers.
- Stas, C., & Kulhawy, F. (1984). *Critical Evaluations of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading*. Palo Alto, California: REPORT EL-3771.
- Steinbrenner, W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung. En V. 1, *Die Strasse* (págs. 121-124).
- TerZaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecanica de suelos en la ingenieria practica*. New York: El ateneo.
- Vesic, A. (1963). Bearing Capacity of Deep foundations in Sand. En *Highway Research Record* (págs. 122-153). National Academy of Sciences.
- Vesic, A. S. (1963). Bearing Capacity od Deep Foundations in Sand. *Highway Research Record No. 39, National Academy of Sciences*, 112-153.

Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate loads of Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*. Vol 99. No SM1, 45-73.

Wood, D. (1983). Index Properties and Critical State soil Mechanics. En *Proceedings Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Test and Analysis Of Geotechnical Problems* (pág. 309). Bangkok.

Wroth, C., & Wood, D. (1978). The correlations of Index Properties with some Basic Engineering Properties of Soils. En V. 15, *Canadian Geotechnical* (págs. 137-145).

ANEXO 1: Reacciones en columnas.

Reacciones para cada columna, con sus respectivas combinaciones.

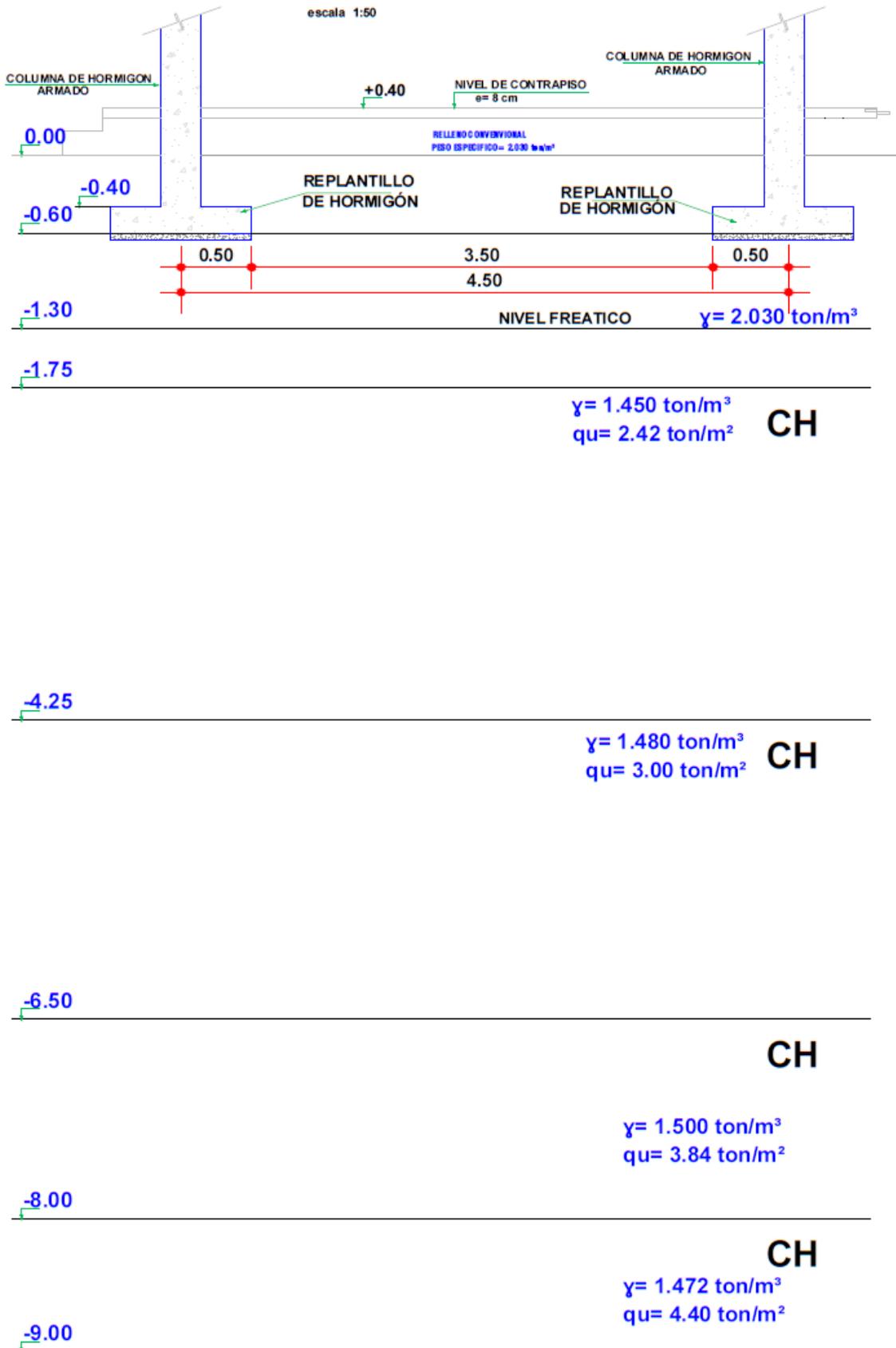
Columna	Combinacion	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)	MZ (tonf-m)
1	1D+0.5L	0,11	0,53	20,57	-0,55	0,12	0,00
1	1D+0.3L	0,08	0,40	14,66	-0,42	0,08	0,00
2	1D+0.5L	0,12	-0,03	33,28	0,03	0,13	0,00
2	1D+0.3L	0,08	-0,02	24,15	0,02	0,09	0,00
3	1D+0.5L	0,12	0,00	32,92	0,00	0,13	0,00
3	1D+0.3L	0,08	0,00	23,89	0,00	0,09	0,00
4	1D+0.5L	0,12	0,03	33,28	-0,03	0,13	0,00
4	1D+0.3L	0,08	0,02	24,15	-0,02	0,09	0,00
5	1D+0.5L	0,11	-0,53	20,57	0,55	0,12	0,00
5	1D+0.3L	0,08	-0,40	14,66	0,42	0,08	0,00
6	1D+0.5L	0,00	0,94	32,26	-0,98	0,00	0,00
6	1D+0.3L	0,00	0,71	23,37	-0,74	0,00	0,00
7	1D+0.5L	0,01	-0,05	47,48	0,05	0,01	0,00
7	1D+0.3L	0,01	-0,03	35,01	0,04	0,01	0,00
8	1D+0.5L	0,01	0,00	46,96	0,00	0,01	0,00
8	1D+0.3L	0,01	0,00	34,63	0,00	0,01	0,00
9	1D+0.5L	0,01	0,05	47,48	-0,05	0,01	0,00
9	1D+0.3L	0,01	0,03	35,01	-0,04	0,01	0,00
10	1D+0.5L	0,00	-0,94	32,26	0,98	0,00	0,00
10	1D+0.3L	0,00	-0,71	23,37	0,74	0,00	0,00
11	1D+0.5L	0,00	0,94	32,26	-0,98	0,00	0,00
11	1D+0.3L	0,00	0,71	23,37	-0,74	0,00	0,00
12	1D+0.5L	-0,01	-0,05	47,48	0,05	-0,01	0,00
12	1D+0.3L	-0,01	-0,03	35,01	0,04	-0,01	0,00
13	1D+0.5L	-0,01	0,00	46,96	0,00	-0,01	0,00
13	1D+0.3L	-0,01	0,00	34,63	0,00	-0,01	0,00
14	1D+0.5L	-0,01	0,05	47,48	-0,05	-0,01	0,00
14	1D+0.3L	-0,01	0,03	35,01	-0,04	-0,01	0,00
15	1D+0.5L	0,00	-0,94	32,26	0,98	0,00	0,00
15	1D+0.3L	0,00	-0,71	23,37	0,74	0,00	0,00
16	1D+0.5L	-0,11	0,53	20,57	-0,55	-0,12	0,00
16	1D+0.3L	-0,08	0,40	14,66	-0,42	-0,08	0,00
17	1D+0.5L	-0,12	-0,03	33,28	0,03	-0,13	0,00
17	1D+0.3L	-0,08	-0,02	24,15	0,02	-0,09	0,00
18	1D+0.5L	-0,12	0,00	32,92	0,00	-0,13	0,00
18	1D+0.3L	-0,08	0,00	23,89	0,00	-0,09	0,00
19	1D+0.5L	-0,12	0,03	33,28	-0,03	-0,13	0,00
19	1D+0.3L	-0,08	0,02	24,15	-0,02	-0,09	0,00
20	1D+0.5L	-0,11	-0,53	20,57	0,55	-0,12	0,00
20	1D+0.3L	-0,08	-0,40	14,66	0,42	-0,08	0,00

Nota: Combinaciones de cargas usadas, obtenidas con el programa ETABS 2016

ANEXO 2: Perfil geotécnico método convencional.

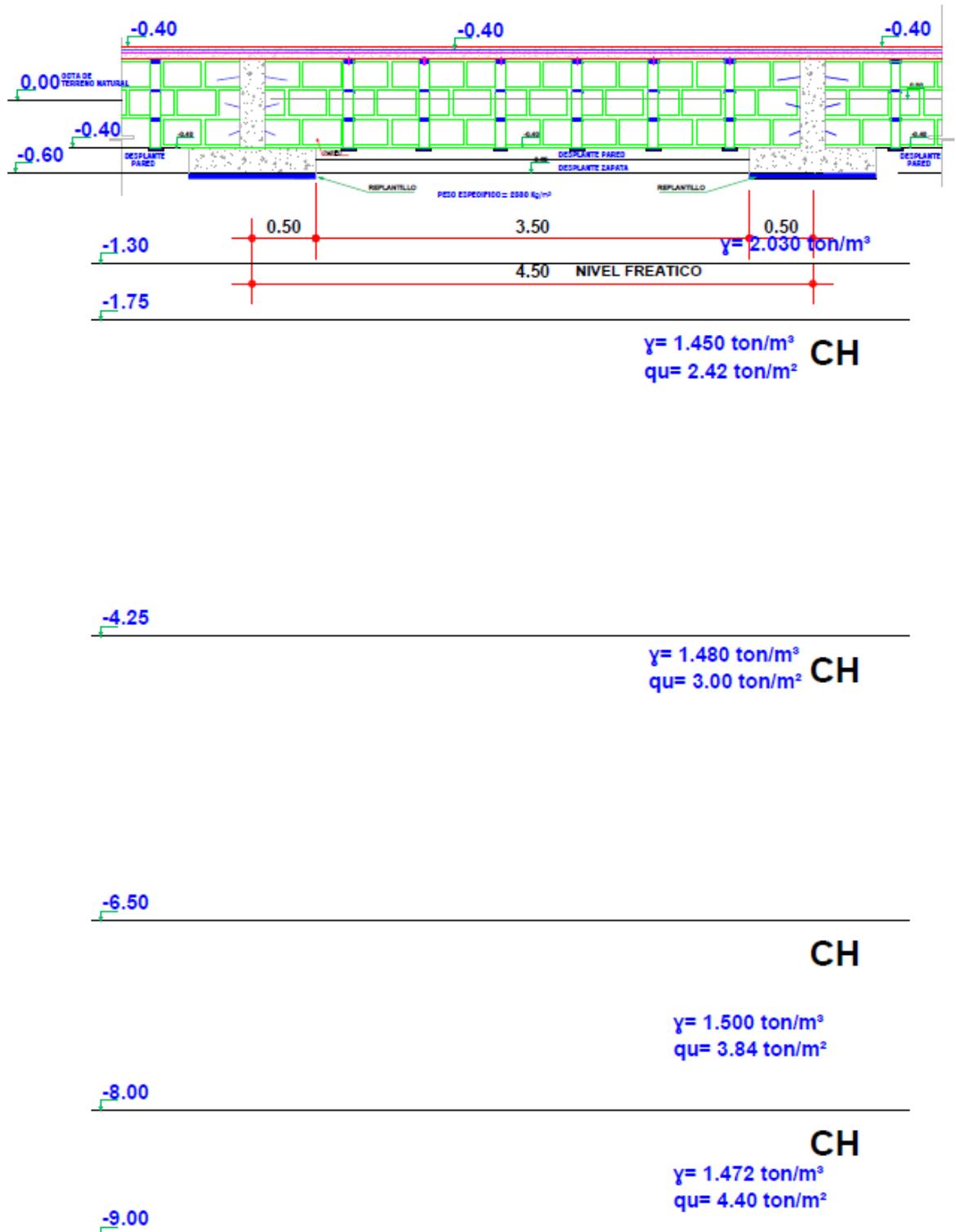
PERFIL GEOTECNICO METODO CONVENCIONAL

escala 1:50



ANEXO 3: Perfil geotécnico método con estructura celular.

**PERFIL GEOTECNICO
METODO CON ESTRUCTURA CELULAR**
escala 1:50



**ANEXO 4: Memoria de cálculo de asentamientos con relleno
convencional.**

Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Convencional

Perfil Geotécnico y Parámetros

Las características del material de relleno convencional son de la siguiente forma:

Profundidad (m)	N ₆₀
0,00 - 0,50	25.00
0,50 - 1,00	22.00
1,00 - 1,50	24.00

Se ha trabajado con las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico.

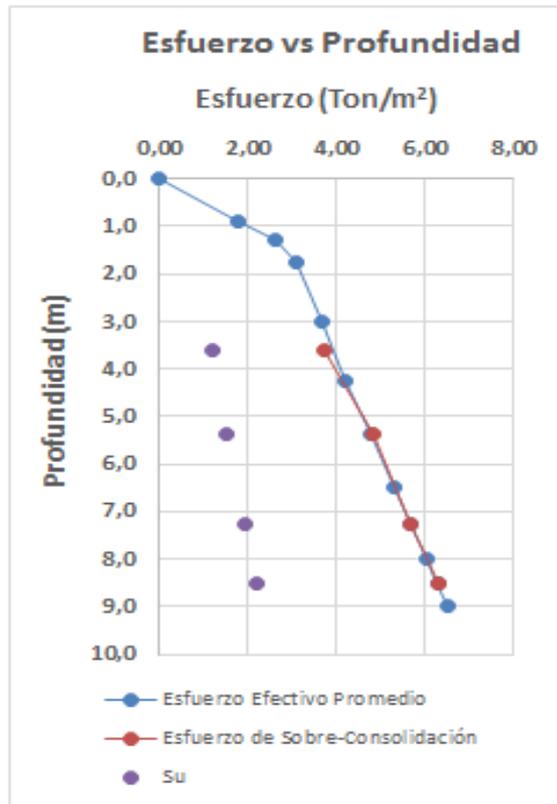
Los estratos de suelo han sido agrupados según la similitud de:

- Granulometría
- Peso Específico
- Índice Plástico
- Resistencia a la Compresión Simple

De esta manera se han obtenido 5 estratos representativos, incluido el relleno. El nivel freático se encuentra a 1.30 m por debajo del nivel 0+00. Ver ANEXO 2. Los parámetros de consolidación del suelo como: Relación de vacíos, esfuerzo de sobre-consolidación e índice de compresibilidad pertenecen a un material normalmente consolidado. En la siguiente tabla se determinan los esfuerzos efectivos de acuerdo al peso específico de los materiales y su profundidad.

$$\sigma'_{vo} = \sigma - u$$

CÀLCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS								DATOS CONSOLIDACIÒN			
Espesor Estrato	Estratigrafía	PROF (m)	w (ton/m³)	Esf. Total (Ton/m²)	u (Ton/m²)	Esfuerzo Efectivo (Ton/m²)	Esf. Efectivo Promedio (Ton/m²)	Esfuerzo de Sobre-Consolidación (Ton/m²)	OCR	e _o	Cc
1,750	0,00 - 1,75	0,000	2,030	0,000	0,000	0,00	2,28				
		0,875	2,030	1,776	0,000	1,78					
		1,300	2,030	2,639	0,000	2,64					
		1,750	2,030	3,553	0,450	3,10					
2,500	1,75 - 4,25	3,000	1,450	5,365	1,700	3,67	3,67	3,75	1,02	2,720	1,070
		4,250	1,450	7,178	2,950	4,23					
2,250	4,25 - 6,50	5,375	1,480	8,843	4,075	4,77	4,77	4,83	1,01	3,336	1,237
		6,500	1,480	10,508	5,200	5,31					
1,500	6,50 - 8,00	7,250	1,500	11,633	5,950	5,68	5,68	5,70	1,00	2,350	1,248
		8,000	1,500	12,758	6,700	6,06					
1,000	8,00 - 9,00	8,500	1,472	13,494	7,200	6,29	6,29	6,30	1,00	3,193	1,542
		9,000	1,472	14,230	7,700	6,53					



Prof (m)	Esfuerzo (Ton/m2)		
	$\sigma p'$	q_u	S_u
3,625	3,75	2,42	1,21
5,375	4,83	3,00	1,50
7,250	5,70	3,84	1,92
8,500	6,30	4,40	2,20

Ilustración A. Esfuerzo vs Profundidad

Capacidad Admisible de Carga Admisible del relleno

Dado que el relleno califica como de densidad relativa media, se espera una falla del tipo local. El sistema de cimentación consiste en una zapata corrida en dos direcciones de 1.00 m de ancho a un desplante de 0.60 m, por lo que la expresión de capacidad de carga última a usarse es:

$$q_u = 0.867C'N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

$$q_{adms} = \frac{q_u}{3}$$

Para determinar los factores de carga corregidos se requirió determinar el ángulo de fricción, que ha sido obtenido a partir de la correlación propuesta por Kishida:

$$\phi' = 15 + \sqrt{18N_{60}}$$

De manera conservadora, y debido que se trata de un relleno granular, no se espera una alta participación de la cohesión. Por lo que $C'=0$. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos:

FALLA LOCAL									
Profundidad (m)	N_{60}	Ángulo de Fricción (ϕ')	Nc'	Nq'	Ny'	C' (Ton/m ²)	γ (Ton/m ³)	q_u (Ton/m ²)	q_{adm} (Ton/m ²)
0,00 - 0,50	25,00	36,21		13,97	9,41	0,00	2,03	24,66	8,22
0,50 - 1,00	22,00	34,90		11,70	7,22	0,00	2,03	20,11	6,70
1,00 - 1,50	24,00	35,78		12,75	8,35	0,00	2,03	22,31	7,44

$q_{adm} =$	7,07	Ton/m ²
-------------	------	--------------------

Para evitar una falla local, debe cumplirse siempre:

$$q_{adms} > q_{descarga}$$

Determinación de la Descarga de la Zapata y Relleno

Las cargas utilizadas en este análisis corresponden a cargas muertas en servicio (Peso propio y sobrepuesta) y 30% de las cargas vivas. La siguiente imagen muestra una implantación de las cargas axiales totales en las columnas:

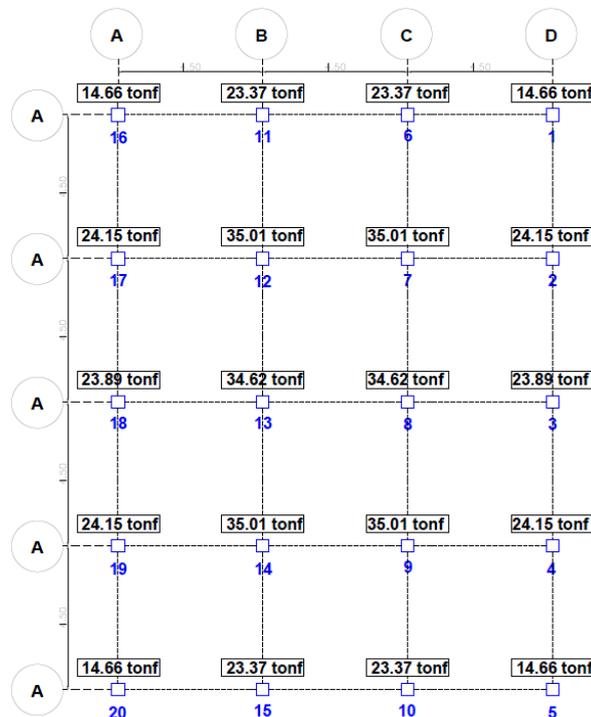


Ilustración B. Descargas en columnas (1D+0.3L)

Por lo que una zapata interior descargaría:

$$q_{d,int} = \frac{35.01/4 + 35.01/4}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,int} = 3.89 \text{ Ton/m}^2$$

Una zapata exterior en el lado corto de la implantación:

$$q_{d,ext1} = \frac{23.37/3 + 23.37/3}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,ext1} = 3.46 \text{ Ton/m}^2$$

Una zapata exterior en el lado largo de la implantación:

$$q_{d,ext2} = \frac{24.15/3 + 23.89/3}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,ext2} = 3,56 \text{ Ton/m}^2$$

Adicionalmente se deben agregar otras sobrecargas:

- Dado que existe un relleno adicional ($\gamma = 2030 \text{ kg/m}^3$) de 40 cm sobre el nivel 0+00 para llegar al piso terminado existe esta sobrecarga.

$$= (2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3})(0.4) = 0.812 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Peso de la loseta de la zapata

$$= (1 \text{ m}) (0.20 \text{ m}) (4.5 \text{ m})(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{2.16 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Peso de viga de cimentación

$$= (0.25 \text{ m}) (0.30 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{0.81 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Existe un peso debido al contrapiso

$$(1 \text{ m})(0.08 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{0.864 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.192 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Peso por carga muerta sobreimpuesta de $0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

- 30% del peso por carga viva de $0.072 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

- Compensación por peso de loseta de zapata

$$= (1 \text{ m})(0.20 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{1.827 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.406 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Compensación por peso de viga de cimentación

$$= (0.25 \text{ m})(0.30 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{0.685 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$\text{Descarga debajo de zapata} = 5.32 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Por otro lado el relleno solo presenta una sobrecarga producto de los 40 cm del relleno:

$$q_{d,rell} = 2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 0.4 \text{ m}$$

$$q_{d,rell} = 0.812 \text{ Ton/m}^2$$

Además de la carga del contrapiso de 0.192 Ton/m^2 y la sobreimpuesta de 0.25

Ton/m^2 por carga muerta y 0.072 Ton/m^2 por el 30% de carga viva.

$\text{Descarga por relleno} = 1.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
--

Disipación de Esfuerzos por Estrato (Zapata Interior)

La disipación de esfuerzos con la profundidad producto de la cimentación y el relleno es determinado con la ecuación de Bussinesq para determinar el esfuerzo debajo de un área rectangular.

$$\Delta\sigma = q_o (I_1 + I_2 + I_3 + I_4)$$

Donde I es el factor de influencia del área rectangular a analizar, tal y como se explica en el Capítulo 2: Marco Teórico. El factor de influencia depende de las dimensiones (Largo y Ancho) de la cimentación y de la profundidad a la que se pretende conocer el nivel de esfuerzo, puede ser determinado a partir de la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \times \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \right]$$

Donde:

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{L}{z}$$

Las dimensiones de “B” y “L” dependen del punto de la cimentación donde se desea conocer el nivel de esfuerzos. Se considerará en el centro de la cimentación y al borde de la misma por lo que:

En el centro de la zapata y el relleno:

$$m = \frac{0.5B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{0.5L}{z}$$

En el borde de la zapata y el relleno:

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{0.5L}{z}$$

Las dimensiones de la zapata son: $L=3.50$ m y $B=1$ m, el bloque infinitamente producido por la intersección de las zapatas es despreciado.

Las dimensiones del relleno convencional son: $L=3.50$ m y $B = 3.50$ m

Cabe mencionar que los porcentajes de descarga para obtener los esfuerzos bajo el eje de la zapata producidos por el relleno (A una distancia de 0.50 m desde el borde de la zapata) es determinado con los bulbos de presiones para una zapata cuadrada (3.50 m x 3.50 m).

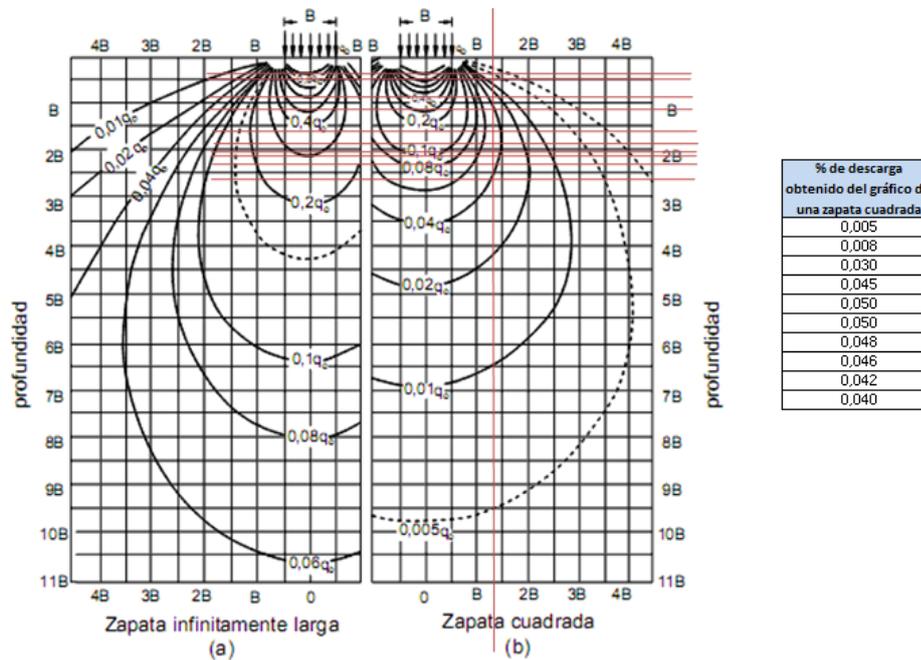


Ilustración C. Gráfico de bulbos de presiones.

Se obtienen los siguientes resultados:

DATOS				ZAPATA-MEDIO					ZAPATA-BORDE			
Profundidad Desplante Zapata (m)	Profundidad Desplante Relleno (m)	Descarga debajo de zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	% Descarga por Relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	1,175	5,32	1,33	0,87	3,04	0,767	0,005	4,09	1,74	3,04	0,650	3,46
1,150	1,750	5,32	1,33	0,43	1,52	0,473	0,008	2,53	0,87	1,52	0,367	1,95
2,400	3,000	5,32	1,33	0,21	0,73	0,201	0,030	1,11	0,42	0,73	0,184	0,98
3,650	4,250	5,32	1,33	0,14	0,48	0,105	0,045	0,62	0,27	0,48	0,100	0,53
4,775	5,375	5,32	1,33	0,10	0,37	0,066	0,050	0,41	0,21	0,37	0,064	0,34
5,900	6,500	5,32	1,33	0,08	0,30	0,045	0,050	0,30	0,17	0,30	0,044	0,23
6,650	7,250	5,32	1,33	0,08	0,26	0,036	0,048	0,25	0,15	0,26	0,035	0,19
6,900	7,500	5,32	1,33	0,07	0,25	0,033	0,046	0,24	0,14	0,25	0,033	0,17
7,400	8,000	5,32	1,33	0,07	0,24	0,029	0,042	0,21	0,14	0,24	0,029	0,15
8,400	9,000	5,32	1,33	0,06	0,21	0,023	0,040	0,17	0,12	0,21	0,023	0,12

DATOS				RELLENO - BORDE				RELLENO - MEDIO			
Profundidad Desplante Zapata (m)	Profundidad Desplante Relleno (m)	Descarga debajo de zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	1,175	5,32	1,33	2,98	1,49	0,400	0,53	1,49	1,49	0,900	1,19
1,150	1,750	5,32	1,33	2,00	1,00	0,400	0,53	1,00	1,00	0,701	0,93
2,400	3,000	5,32	1,33	1,17	0,58	0,279	0,37	0,58	0,58	0,413	0,55
3,650	4,250	5,32	1,33	0,82	0,41	0,193	0,26	0,41	0,41	0,252	0,52
4,775	5,375	5,32	1,33	0,65	0,33	0,142	0,19	0,33	0,33	0,172	0,41
5,900	6,500	5,32	1,33	0,54	0,27	0,107	0,14	0,27	0,27	0,123	0,38
6,650	7,250	5,32	1,33	0,48	0,24	0,090	0,12	0,24	0,24	0,101	0,36
6,900	7,500	5,32	1,33	0,47	0,23	0,085	0,11	0,23	0,23	0,095	0,34
7,400	8,000	5,32	1,33	0,44	0,22	0,076	0,10	0,22	0,22	0,085	0,31
8,400	9,000	5,32	1,33	0,39	0,19	0,062	0,08	0,19	0,19	0,068	0,25

Se sacó el porcentaje de descarga en el centro y borde del relleno convencional tanto por el método gráfico de bulbos de presiones para una zapata cuadrada como por la ecuación de Bussinesq, obteniendo valores muy parecidos, demostrando que ambos procedimientos son equivalentes y correctos; se utilizó los porcentajes de descarga obtenidos por Bussinesq.

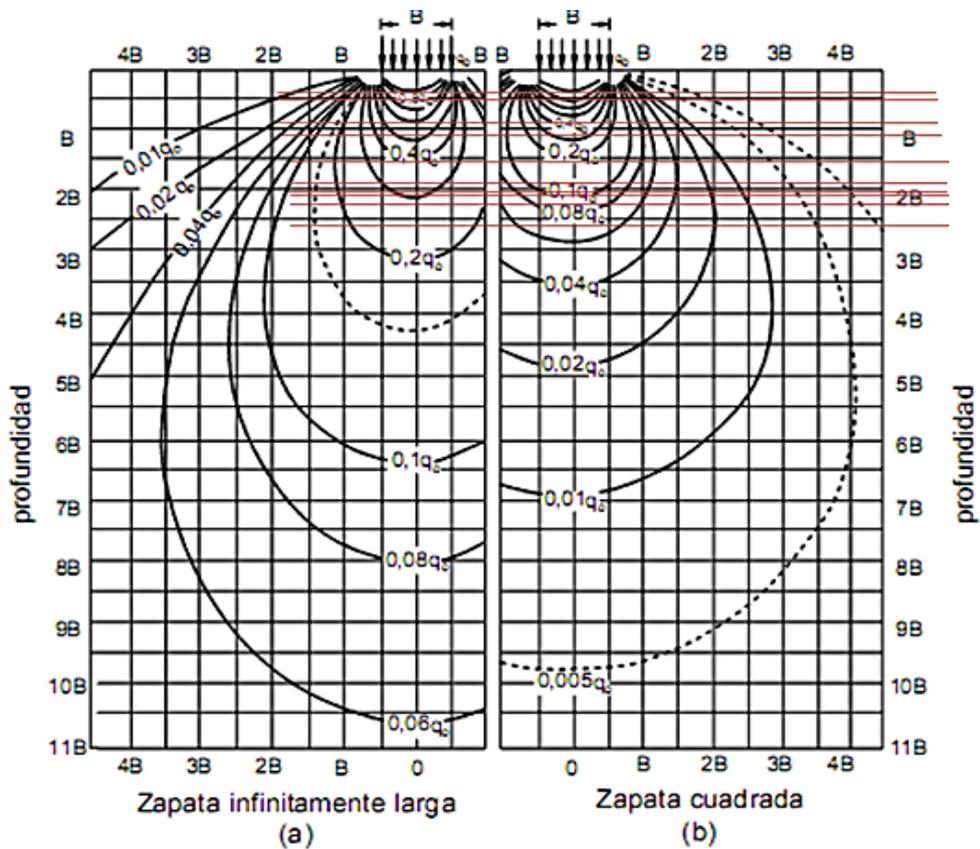


Ilustración D. Gráfico de bulbos de presiones.

% de descarga en el centro del relleno obtenido del gráfico de una zapata cuadrada	% de descarga en el borde del relleno obtenido del gráfico de una zapata cuadrada	% de descarga en el centro del relleno obtenido por ecuación de Bussinesq	% de descarga en el borde del relleno obtenido por ecuación de Bussinesq
0,900	0,400	0,900	0,400
0,700	0,400	0,701	0,400
0,410	0,270	0,413	0,279
0,250	0,190	0,252	0,193
0,170	0,140	0,172	0,142
0,120	0,110	0,123	0,107
0,100	0,090	0,101	0,090
0,095	0,085	0,095	0,085
0,085	0,079	0,085	0,076
0,070	0,062	0,068	0,062

Asentamientos por Consolidación Primaria (Zapata Interior)

Para determinar los asentamientos por consolidación se utiliza la siguiente expresión:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

Para arcillas normalmente consolidadas, donde:

- C_c : índice de Compresibilidad
- e_o : Relación de Vacíos Inicial
- H_c : Espesor del estrato de arcilla
- σ'_{vo} : Esfuerzo efectivo vertical
- $\Delta\sigma'_{prom}$: Incremento promedio de la presión Efectiva sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

El relleno no percibirá consolidación, la teoría de la consolidación solo aplica a las arcillas saturadas, todo el material desde la cota -1.75m.

DATOS PARA ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN								
Prof. Desplante de zapata (m)	Estratos representivo	Esf. Prec (Ton/m2)	Esf. Efectivo (Ton/m2)	OCR	e_o	IP (%)	C_c	Espesor de Estrato
1,15 - 3,65	1,75 - 4,25	3,75	3,67	1,02	2,720	65,40	1,070	2,50
3,65 - 5,90	4,25 - 6,50	4,83	4,77	1,01	3,336	25,37	1,237	2,25
5,90 - 7,40	6,50 - 8,00	5,70	5,68	1,00	2,960	62,00	1,248	1,50
7,40 - 8,40	8,00 - 9,00	6,30	6,29	1,00	3,193	40,00	1,542	1,00

Para la determinación del incremento promedio de presión efectiva en un estrato, se toman los esfuerzos en el borde superior del estrato ($\Delta\sigma'_t$), centro ($\Delta\sigma'_m$) y borde inferior ($\Delta\sigma'_b$):

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,53	1,26	92,52
2,400	2	1,11		
3,650	2	0,62		
4,775	3	0,41	0,43	24,06
5,900	3	0,30		
6,650	4	0,25	0,26	9,14
6,900	4	0,24		
7,400	5	0,21	0,21	5,21
8,400	5	0,17		
TOTAL				131

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,48	1,45	103,86
2,400	2	1,35		
3,650	2	0,79		
4,775	3	0,53	0,55	30,22
5,900	3	0,37		
6,650	4	0,31	0,31	11,05
6,900	4	0,29		
7,400	5	0,25	0,25	6,25
8,400	5	0,20		
TOTAL				151

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA RELLENO - CENTRO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,93	0,61	47,85
2,400	2	0,55		
3,650	2	0,52		
4,775	3	0,41	0,43	23,84
5,900	3	0,38		
6,650	4	0,36	0,36	12,57
6,900	4	0,34		
7,400	5	0,31	0,31	7,65
8,400	5	0,25		
TOTAL				92

Asentamientos Elásticos (Zapata Interior)

Los asentamientos elásticos fueron determinados a partir de la teoría de la elasticidad, aplicando la ley de Hooke:

Para una cimentación flexible

$$S_e = q_o (\alpha B') \frac{1 - u_s^2}{E_s} I_s I_f$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar con

$$S_{e(rigida)} = 0.93 S_e$$

Donde:

- Factor de Forma I_s :

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2u_s}{1 - u_s} F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_o + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1}(A_2)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1})(\sqrt{m'^2 + n'^2})}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})(\sqrt{n'^2 + 1})}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

- I_f : Factor de profundidad (Fox, 1948) $f\left(\frac{D_f}{B}, u_s \text{ y } \frac{L}{B}\right)$

$$I_f = 0,9751 \text{ (Relleno)} ; I_f = 0.8739 \text{ (Zapata)} \text{ (Tabla 5.10 Baraja Das)}$$

- u_s es el índice de poisson que será considerado de 0.40 para arcillas saturadas.
- α es 1 para los asentamientos en las esquinas y 4 para el centro de la cimentación.
- Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación:

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{2H}{B}$$

- Para calcular el asentamiento en la esquina de la cimentación:

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{B}$$

Para determinar el módulo de elasticidad en los suelos granulares (Relleno) se utiliza la expresión expuesta por Kulhawy y Myne (1990):

$$E_s = p_\alpha \alpha N_{60}$$

Para suelos granulares $\alpha = 5$

Para determinar el módulo de elasticidad en los suelos cohesivos se utiliza la interpolada de Duncan y Buchignani (1976).

$$E_s = \beta C_u$$

Donde β depende del índice de plasticidad

OCR = 1	
IP	BETA
0.00	1500
30.00	600
50.00	300
70.00	150

Los asentamientos elásticos en el centro de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,575	1	5,32	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35	1183,33	0,20	0,50	1,22
1,150	1	5,32	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35		0,20	0,50	1,22
1,150	2	2,53	1,00	3,50	4,00	3,50	5,00	0,42	1,32	0,11	0,55	0,09	1,21	65,40	223,25	0,60	0,50	9,22
2,400	2	2,53	1,00	3,50	4,00													
3,650	2	2,53	1,00	3,50	4,00													
3,650	3	0,62	1,00	3,50	4,00	3,50	4,50	0,38	1,27	0,13	0,52	0,10	1,50	25,37	1108,35	0,57	0,50	0,43
4,775	3	0,62	1,00	3,50	4,00													
5,900	3	0,62	1,00	3,50	4,00													
TOTAL																		12

En el borde de la zapata, debido a la descarga de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,575	1	5,32	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35	1183,33	0,09	1,00	0,28
1,150	1	5,32	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35		0,09	1,00	0,28
1,150	2	2,53	1,00	3,50	1,00	3,50	2,50	0,18	0,89	0,32	0,34	0,12	1,21	65,40	223,25	0,40	1,00	3,07
2,400	2	2,53	1,00	3,50	1,00													
3,650	2	2,53	1,00	3,50	1,00													
3,650	3	0,62	1,00	2,80	1,00	2,80	2,25	0,21	0,78	0,33	0,31	0,12	1,50	25,37	1108,35	0,37	1,00	0,14
4,775	3	0,62	1,00	2,80	1,00													
5,900	3	0,62	1,00	2,80	1,00													
TOTAL																		4

En el borde de la zapata, debido al peso del relleno:

Profundidad desde Desp. Relleno (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
1,175	1	1,33	3,50	3,50	1,00	1,00	0,34	0,04	0,04	2,05	0,02	0,06		13,35	1183,33	0,05	3,50	0,17
1,750	1	1,33	3,50	3,50	1,00	1,00	0,16	0,01	0,01	4,28	0,01	0,04		13,35		0,02	3,50	0,07
1,750	2	0,93	3,50	3,50	1,00	1,00	0,71	0,14	0,14	0,88	0,09	0,08	1,21	65,40	223,25	0,13	3,50	1,51
3,000	2	0,93	3,50	3,50	1,00													
4,250	2	0,93	3,50	3,50	1,00													
4,250	3	0,52	3,50	3,50	1,00	1,00	0,64	0,12	0,12	1,00	0,07	0,08	1,50	25,37	1108,35	0,11	3,50	0,15
5,375	3	0,52	3,50	3,50	1,00													
6,500	3	0,52	3,50	3,50	1,00													
TOTAL																		2

En el centro del relleno:

Profundidad desde Desp. Relleno (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
1,175	1	1,33	3,50	3,50	4,00	1,00	0,67	0,13	0,13	0,95	0,08	0,08		13,35	1183,33	0,12	1,75	0,76
1,750	1	1,33	3,50	3,50	4,00	1,00	0,33	0,04	0,04	2,10	0,02	0,06		13,35		0,05	1,75	0,32
1,750	2	0,93	3,50	3,50	4,00	1,00	1,43	0,34	0,34	0,35	0,21	0,08	1,21	65,40	223,25	0,25	1,75	5,95
3,000	2	0,93	3,50	3,50	4,00													
4,250	2	0,93	3,50	3,50	4,00													
4,250	3	0,52	3,50	3,50	4,00	1,00	1,29	0,30	0,30	0,41	0,19	0,08	1,50	25,37	1108,35	0,23	1,75	0,61
5,375	3	0,52	3,50	3,50	4,00													
6,500	3	0,52	3,50	3,50	4,00													
TOTAL																		8

Asentamientos totales

ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	2,44	0,00	2,44
1,150	1			
1,150	2	9,22	92,52	101,74
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,43	24,06	24,49
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	9,14	9,14
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	5,21	5,21
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		12	131	143

UNIÒN				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elàstico	Asentamiento por consolidaciòn Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	0,80	0,00	0,80
1,150	1			
1,150	2	4,58	103,86	108,43
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,29	30,22	30,51
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	11,05	11,05
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	6,25	6,25
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		6	151	157

RELLENO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elàstico	Asentamiento por consolidaciòn Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,08	0,00	1,08
1,150	1			
1,150	2	5,95	47,85	53,79
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,61	23,84	24,46
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	12,57	12,57
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	7,65	7,65
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		8	92	100

Disipación de Esfuerzos por Estrato (Zapata De Borde)

Dado que las zapatas de borde presentan el mismo ancho de base que las zapatas interiores, es posible trabajar con los mismos coeficientes de disipación de esfuerzos:

DATOS				ZAPATA-MEDIO					ZAPATA-BORDE			
Profundidad Desplante Zapata (m)	Profundidad Desplante Relleno (m)	Descarga debajo de zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	% Descarga por Relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	1,175	4,89	1,33	0,87	3,04	0,767	0,005	3,76	1,74	3,04	0,650	3,18
1,150	1,750	4,89	1,33	0,43	1,52	0,473	0,008	2,33	0,87	1,52	0,367	1,79
2,400	3,000	4,89	1,33	0,21	0,73	0,201	0,030	1,02	0,42	0,73	0,184	0,90
3,650	4,250	4,89	1,33	0,14	0,48	0,105	0,045	0,57	0,27	0,48	0,100	0,49
4,775	5,375	4,89	1,33	0,10	0,37	0,066	0,050	0,39	0,21	0,37	0,064	0,31
5,900	6,500	4,89	1,33	0,08	0,30	0,045	0,050	0,28	0,17	0,30	0,044	0,21
6,650	7,250	4,89	1,33	0,08	0,26	0,036	0,048	0,24	0,15	0,26	0,035	0,17
6,900	7,500	4,89	1,33	0,07	0,25	0,033	0,046	0,22	0,14	0,25	0,033	0,16
7,400	8,000	4,89	1,33	0,07	0,24	0,029	0,042	0,20	0,14	0,24	0,029	0,14
8,400	9,000	4,89	1,33	0,06	0,21	0,023	0,040	0,16	0,12	0,21	0,023	0,11

DATOS				RELLENO - BORDE				RELLENO - MEDIO			
Profundidad Desplante Zapata (m)	Profundidad Desplante Relleno (m)	Descarga debajo de zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por relleno	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	1,175	4,89	1,33	2,98	1,49	0,400	0,53	1,49	1,49	0,900	1,19
1,150	1,750	4,89	1,33	2,00	1,00	0,400	0,53	1,00	1,00	0,701	0,93
2,400	3,000	4,89	1,33	1,17	0,58	0,279	0,37	0,58	0,58	0,413	0,55
3,650	4,250	4,89	1,33	0,82	0,41	0,193	0,26	0,41	0,41	0,252	0,51
4,775	5,375	4,89	1,33	0,65	0,33	0,142	0,19	0,33	0,33	0,172	0,40
5,900	6,500	4,89	1,33	0,54	0,27	0,107	0,14	0,27	0,27	0,123	0,36
6,650	7,250	4,89	1,33	0,48	0,24	0,090	0,12	0,24	0,24	0,101	0,34
6,900	7,500	4,89	1,33	0,47	0,23	0,085	0,11	0,23	0,23	0,095	0,33
7,400	8,000	4,89	1,33	0,44	0,22	0,076	0,10	0,22	0,22	0,085	0,30
8,400	9,000	4,89	1,33	0,39	0,19	0,062	0,08	0,19	0,19	0,068	0,24

Asentamientos por Consolidación Primaria (Zapata de Borde)

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,33	1,16	86,20
2,400	2	1,02		
3,650	2	0,57		
4,775	3	0,39	0,40	22,48
5,900	3	0,28		
6,650	4	0,24	0,24	8,60
6,900	4	0,22		
7,400	5	0,20	0,20	4,91
8,400	5	0,16		
TOTAL				122

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,32	1,36	98,55
2,400	2	1,27		
3,650	2	0,75		
4,775	3	0,50	0,52	28,71
5,900	3	0,36		
6,650	4	0,29	0,30	10,52
6,900	4	0,27		
7,400	5	0,24	0,24	5,95
8,400	5	0,19		
TOTAL				144

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA RELLENO - CENTRO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,93	0,60	47,66
2,400	2	0,55		
3,650	2	0,51		
4,775	3	0,40	0,41	23,01
5,900	3	0,36		
6,650	4	0,34	0,34	11,96
6,900	4	0,33		
7,400	5	0,30	0,29	7,26
8,400	5	0,24		
TOTAL				90

Para la determinación del incremento promedio de presión efectiva en un estrato, se toman los esfuerzos en el borde superior del estrato ($\Delta\sigma'_t$), centro ($\Delta\sigma'_m$) y borde inferior ($\Delta\sigma'_b$):

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

Asentamientos Elásticos (Zapata de Borde)

Los asentamientos elásticos fueron determinados a partir de la teoría de la elasticidad, aplicando la ley de Hooke:

Para una cimentación flexible

$$S_s = q_o (\alpha B^n) \frac{1 - u_s^2}{E_s} I_s I_f$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar con

$$S_{s(rigida)} = 0.93 S_s$$

Los asentamientos elásticos en el centro de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)		
0,575	1	4,89	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35	1183,33	0,20	0,50	1,12		
1,150	1	4,89	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35		0,20	0,50	1,12		
1,150	2	2,33	1,00	3,50	4,00	3,50	5,00	0,42	1,32	0,11	0,55	0,09	1,21	65,40	223,25	0,60	0,50	8,48		
2,400	2	2,33	1,00	3,50	4,00															
3,650	2	2,33	1,00	3,50	4,00	3,50	4,50	0,38	1,27	0,13	0,52	0,10	1,50	25,37	1108,35	0,57	0,50	0,40		
3,650	3	0,57	1,00	3,50	4,00															
4,775	3	0,57	1,00	3,50	4,00															
5,900	3	0,57	1,00	3,50	4,00														TOTAL	11

En el borde de la zapata, debido a la descarga de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)		
0,575	1	4,89	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35	1183,33	0,09	1,00	0,26		
1,150	1	4,89	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35		0,09	1,00	0,26		
1,150	2	2,33	1,00	3,50	1,00	3,50	2,50	0,18	0,89	0,32	0,34	0,12	1,21	65,40	223,25	0,40	1,00	2,82		
2,400	2	2,33	1,00	3,50	1,00															
3,650	2	2,33	1,00	3,50	1,00	2,80	2,25	0,21	0,78	0,33	0,31	0,12	1,50	25,37	1108,35	0,37	1,00	0,13		
3,650	3	0,57	1,00	2,80	1,00															
4,775	3	0,57	1,00	2,80	1,00															
5,900	3	0,57	1,00	2,80	1,00														TOTAL	3

En el borde de la zapata, debido al peso del relleno:

Profundidad desde Desp. Relleno (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)	
1,175	1	1,33	3,50	3,50	1,00	1,00	0,34	0,04	0,04	2,05	0,02	0,06		13,35	1183,33	0,05	3,50	0,17	
1,750	1	1,33	3,50	3,50	1,00	1,00	0,16	0,01	0,01	4,28	0,01	0,04		13,35		0,02	3,50	0,07	
1,750	2	0,93	3,50	3,50	1,00	1,00	0,71	0,14	0,14	0,88	0,09	0,08	1,21	65,40	223,25	0,13	3,50	1,51	
3,000	2	0,93	3,50	3,50	1,00														
4,250	2	0,93	3,50	3,50	1,00	1,00	0,64	0,12	0,12	1,00	0,07	0,08	1,50	25,37	1108,35	0,11	3,50	0,15	
4,250	3	0,51	3,50	3,50	1,00														
5,375	3	0,51	3,50	3,50	1,00														
6,500	3	0,51	3,50	3,50	1,00														
TOTAL																		2	

En el centro del relleno:

Profundidad desde Desp. Relleno (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)	
1,175	1	1,33	3,50	3,50	4,00	1,00	0,67	0,13	0,13	0,95	0,08	0,08		13,35	1183,33	0,12	1,75	0,76	
1,750	1	1,33	3,50	3,50	4,00	1,00	0,33	0,04	0,04	2,10	0,02	0,06		13,35		0,05	1,75	0,32	
1,750	2	0,93	3,50	3,50	4,00	1,00	1,43	0,34	0,34	0,35	0,21	0,08	1,21	65,40	223,25	0,25	1,75	5,95	
3,000	2	0,93	3,50	3,50	4,00														
4,250	2	0,93	3,50	3,50	4,00	1,00	1,29	0,30	0,30	0,41	0,19	0,08	1,50	25,37	1108,35	0,23	1,75	0,60	
4,250	3	0,51	3,50	3,50	4,00														
5,375	3	0,51	3,50	3,50	4,00														
6,500	3	0,51	3,50	3,50	4,00														
TOTAL																		8	

Asentamientos totales

ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	2,25	0,00	2,25
1,150	1			
1,150	2	8,48	86,20	94,68
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,40	22,48	22,88
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	8,60	8,60
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	4,91	4,91
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		11	122	133

UNIÒN				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elàstico	Asentamiento por consolidaciòn Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	0,75	0,00	0,75
1,150	1			
1,150	2	4,33	98,55	102,88
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,28	28,71	28,99
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	10,52	10,52
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	5,95	5,95
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		5	144	149

RELLENO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elàstico	Asentamiento por consolidaciòn Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,08	0,00	1,08
1,150	1			
1,150	2	5,95	47,66	53,61
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,60	23,01	23,61
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	11,96	11,96
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	7,26	7,26
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		8	90	98

Distorsión angular

Se obtiene una distorsión angular desde el centro de la zapata interior hasta el centro de la zapata exterior:

Zapata interior = 143 mm = 14.3 cm

Zapata exterior = 133 mm = 13.3 cm

Longitud entre zapata = 4.5 m = 4500 mm = 450 cm

$$\beta = \frac{143 - 133}{4500}$$

$$\beta = 0.0022$$

Que es menor a 1/300 (Límite donde se espera el primer agrietamiento en las paredes del panel)

ANEXO 5: Memoria de cálculo de asentamientos con relleno celular.

Memoria de Cálculo para Asentamientos de un Relleno Celular

Perfil Geotécnico y Parámetros

Las características del material de relleno convencional son de la siguiente forma:

Profundidad (m)	N ₆₀
0,00 - 0,50	25.00
0,50 - 1,00	22.00
1,00 - 1,50	24.00

Se ha trabajado con las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico.

Los estratos de suelo han sido agrupados según la similitud de:

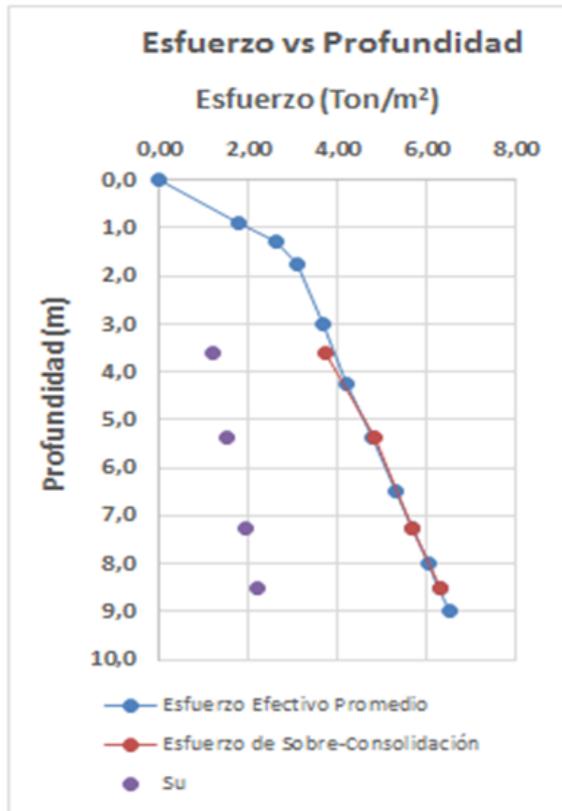
- Granulometría
- Peso Específico
- Índice Plástico
- Resistencia a la Compresión Simple

De esta manera se han obtenido 5 estratos representativos, incluido el relleno. El nivel freático se encuentra a 1.30 m por debajo del nivel 0+00. Ver ANEXO 3.

Los parámetros de consolidación del suelo como: Relación de vacíos, esfuerzo de sobre-consolidación e índice de compresibilidad pertenecen a un material normalmente consolidado. En la siguiente tabla se determinan los esfuerzos efectivos de acuerdo al peso específico de los materiales y su profundidad.

$$\sigma'_{vo} = \sigma - u$$

CÀLCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS							DATOS CONSOLIDACIÒN				
Espesor Estrato	Estratigrafía	PROF (m)	w (ton/m ³)	Esf. Total (Ton/m ²)	u (Ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo (Ton/m ²)	Esf. Efectivo Promedio (Ton/m ²)	Esfuerzo de Sobre-Consolidación (Ton/m ²)	OCR	e _o	Cc
1,750	0,00 - 1,75	0,000	2,030	0,000	0,000	0,00	2,28				
		0,875	2,030	1,776	0,000	1,78					
		1,300	2,030	2,639	0,000	2,64					
		1,750	2,030	3,553	0,450	3,10					
2,500	1,75 - 4,25	3,000	1,450	5,365	1,700	3,67	3,67	3,75	1,02	2,720	1,070
		4,250	1,450	7,178	2,950	4,23					
2,250	4,25 - 6,50	5,375	1,480	8,843	4,075	4,77	4,77	4,83	1,01	3,336	1,237
		6,500	1,480	10,508	5,200	5,31					
1,500	6,50 - 8,00	7,250	1,500	11,633	5,950	5,68	5,68	5,70	1,00	2,350	1,248
		8,000	1,500	12,758	6,700	6,06					
1,000	8,00 - 9,00	8,500	1,472	13,494	7,200	6,29	6,29	6,30	1,00	3,193	1,542
		9,000	1,472	14,230	7,700	6,53					



Prof (m)	Esfuerzo (Ton/m2)		
	$\sigma p'$	q_u	S_u
3,625	3,75	2,42	1,21
5,375	4,83	3,00	1,50
7,250	5,70	3,84	1,92
8,500	6,30	4,40	2,20

Ilustración A. Esfuerzo vs Profundidad

Capacidad Admisible de Carga Admisible del relleno

Dado que el relleno califica como de densidad relativa media, se espera una falla del tipo local. El sistema de cimentación consiste en una zapata corrida en dos direcciones de 1.00 m de ancho a un desplante de 0.60 m, por lo que la expresión de capacidad de carga última a usarse es:

$$q_u = 0.867C'N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma$$

$$q_{adms} = \frac{q_u}{3}$$

Para determinar los factores de carga corregidos se requirió determinar el ángulo de fricción, que ha sido obtenido a partir de la correlación propuesta por Kishida:

$$\phi' = 15 + \sqrt{18N_{60}}$$

De manera conservadora, y debido que se trata de un relleno granular, no se espera una alta participación de la cohesión. Por lo que $C'=0$. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos:

FALLA LOCAL									
Profundidad (m)	N_{60}	Ángulo de Fricción (ϕ')	Nc'	Nq'	Ny'	C' (Ton/m)	γ (Ton/m ³)	q_u (Ton/m ²)	q_{adm} (Ton/m ²)
0,00 - 0,50	25,00	36,21		13,97	9,41	0,00	2,03	24,66	8,22
0,50 - 1,00	22,00	34,90		11,70	7,22	0,00	2,03	20,11	6,70
1,00 - 1,50	24,00	35,78		12,75	8,35	0,00	2,03	22,31	7,44

q adm =	7,07	Ton/m ²
----------------	------	--------------------

Para evitar una falla local, debe cumplirse siempre:

$$q_{adms} > q_{descarga}$$

Determinación de la Descarga de la Zapata y Relleno

Las cargas utilizadas en este análisis corresponden a cargas muertas en servicio (Peso propio y sobrepuesta) y 30% de las cargas vivas. La siguiente imagen muestra una implantación de las cargas axiales totales en las columnas:

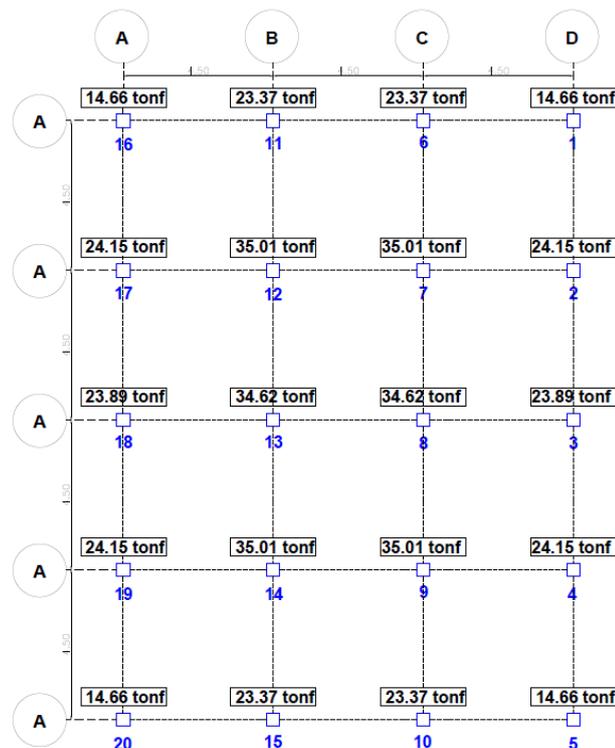


Ilustración B. Descargas en columnas (1D+0.30L)

Por lo que una zapata interior descargaría:

$$q_{d,int} = \frac{35.01/4 + 35.01/4}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,int} = 3.89 \text{ Ton/m}^2$$

Una zapata exterior en el lado corto de la implantación:

$$q_{d,ext1} = \frac{23.37/3 + 23.37/3}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,ext1} = 3.46 \text{ Ton/m}^2$$

Una zapata exterior en el lado largo de la implantación:

$$q_{d,ext2} = \frac{24.15/3 + 23.89/3}{4.50 \times 1.00}$$

$$q_{d,ext2} = 3,56 \text{ Ton/m}^2$$

Adicionalmente se deben agregar otras sobrecargas:

- Peso de la loseta de la zapata
 $= (1 \text{ m}) (0.20 \text{ m}) (4.5 \text{ m}) (2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{2.16 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
- Peso de viga de cimentación
 $= (0.20 \text{ m}) (0.70 \text{ m}) (4.5 \text{ m}) (2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{1.51 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.34 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
- Existe un peso debido al contrapiso
 $(1 \text{ m})(0.08 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{0.864 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.192 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
- Peso por carga muerta sobreimpuesta de $0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

- 30% del peso por carga viva de $0.072 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
- Compensación por peso de la loseta de la zapata
 $(1 \text{ m})(0.20 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{1.827 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.41 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
- Compensación por peso de viga de cimentación
 $(0.20 \text{ m})(0.38 \text{ m})(4.5 \text{ m})(2.030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}) = \frac{0.694 \text{ Ton}}{(1 \text{ m})(4.5 \text{ m})} = 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Descarga debajo de zapata = $4,67 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Por otro lado el relleno celular presenta una sobrecarga producto de la carga del contrapiso de 0.192 Ton/m^2 y la sobrepuesta de 0.25 Ton/m^2 de la carga muerta y 0.072 Ton/m^2 del 30% de carga viva.



Ilustración C. Sistema Celular. *Nota:* Unidades en metros.

Descarga Pared (1 - 6)

Carga muerta permanente	=	0.25 Ton/m ²	=	0.25 Ton/m ²
Carga viva (30%)	=	(0.24 Ton/m ²)(0.30)	=	0.072 Ton/m ²
Peso propio de losa	=	(2.4 Ton/m ³)(0,08 m)	=	0.192 Ton/m ²
				0.514 Ton/m ²

Pared de borde (10 cm)

$$\text{Área de influencia} \longrightarrow A = (3.50 \text{ m})(0.675 \text{ m}) = 2.36 \text{ m}^2$$

$$q_o = 0.514 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q = (q_o) (A) = (0.514 \text{ Ton/m}^2) (2.36 \text{ m}^2) = 1.21 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso de Pared} = (\# \text{ Bloques})(\text{Peso unitario}) = (31)(8\text{Kg}) = 248 \text{ Kg} = \frac{0.248 \text{ Ton}}{(0.10)(3.50)} =$$

$$0.71 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_D = \frac{1.21 \text{ Ton}}{(3.50 \text{ m})(0.10)} = 3.46 \text{ Ton/m}^2 + 0.71 \text{ Ton/m}^2 = 4.17 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{D \text{ TOTAL}} = 4.17 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - \left(2.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.38 \text{ m} \right) = \boxed{3.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}$$

$$q_{\text{descarga}} < q_{\text{adm}}$$

Pared de medio (10 cm)

$$\text{Área de influencia} \longrightarrow A = (3.50 \text{ m})(0.60 \text{ m}) = 2.10 \text{ m}^2$$

$$q_o = 0.514 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q = (q_o) (A) = (0.514 \text{ Ton/m}^2) (2.10 \text{ m}^2) = 1.08 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso de Pared} = (\# \text{ Bloques})(\text{Peso unitario}) = (31)(8\text{Kg}) = 248 \text{ Kg} = \frac{0.248 \text{ Ton}}{(0.10)(3.50)} =$$

$$0.71 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_D = \frac{1.08 \text{ Ton}}{(3.50 \text{ m})(0.10)} = 3.08 \text{ Ton/m}^2 + 0.71 \text{ Ton/m}^2 = 3.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{D\text{TOTAL}} = 3.79 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - \left(2.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 0.38 \text{ m} \right) = \boxed{3.02 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}$$

Disipación de Esfuerzos por Estrato (Zapata Interior)

La disipación de esfuerzos con la profundidad producto de la cimentación y el relleno es determinado con la ecuación de Bussinesq para determinar el esfuerzo debajo de un área rectangular.

$$\Delta\sigma = q_o (I_1 + I_2 + I_3 + I_4)$$

Donde I es el factor de influencia del área rectangular a analizar, tal y como se explica en el Capítulo 2: Marco Teórico. El factor de influencia depende de las dimensiones (Largo y Ancho) de la cimentación y de la profundidad a la que se pretende conocer el nivel de esfuerzo, puede ser determinado a partir de la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \times \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \right]$$

Donde:

$$m = \frac{B}{z} \text{ y } n = \frac{L}{z}$$

Las dimensiones de “B” y “L” dependen del punto de la cimentación donde se desea conocer el nivel de esfuerzos. Se considerará en el centro de la cimentación y al borde de la misma por lo que:

En el centro de la zapata y el relleno:

$$m = \frac{0.5B}{z} \text{ y } n = \frac{0.5L}{z}$$

En el borde de la zapata:

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{0.5L}{z}$$

Las dimensiones de la zapata son: L=3.50 m y B=1.00 m, el bloque infinitamente producido por la intersección de las zapatas es despreciado.

Las dimensiones del relleno celular que tiene contacto con el suelo son: L=3.50 m y B = 0.10 m. Cabe mencionar que los porcentajes de descarga para obtener los esfuerzos bajo el borde de la zapata producidos por el relleno celular, fueron determinados con los bulbos de presiones para una zapata infinitamente larga, en este caso solo la primera pared consecutiva (pared de 0.10 m x 3.50 m) a la cimentación tiene una influencia. El relleno celular no tiene influencia en el eje central de la zapata.

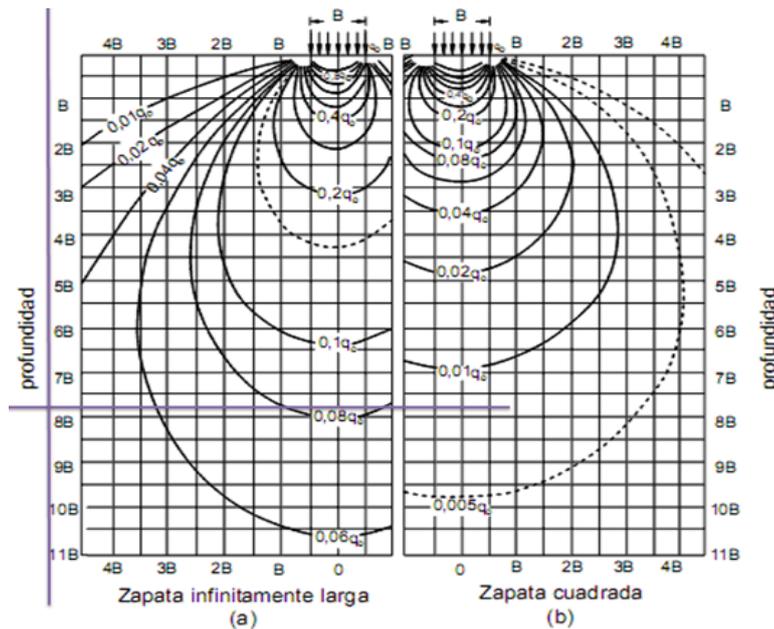


Ilustración D. Bulbo de

% de descarga obtenido por gráfico de zapata infinitamente larga
0,040
0,020
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000

Se obtienen los siguientes resultados:

DATOS			ZAPATA-MEDIO					ZAPATA-BORDE				
Profundidad Desplante Zapata (m)	Descarga debajo zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno- Pared de borde (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	% Descarga por Relleno celular	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por zapata	% Descarga por Relleno celular	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	4,67	3,40	0,87	3,04	0,767	0,000	3,58	1,74	3,04	0,650	0,040	3,17
1,150	4,67	3,40	0,43	1,52	0,473	0,000	2,21	0,87	1,52	0,367	0,020	1,78
2,400	4,67	3,40	0,21	0,73	0,201	0,000	0,94	0,42	0,73	0,184	0,000	0,86
3,650	4,67	3,40	0,14	0,48	0,105	0,000	0,49	0,27	0,48	0,100	0,000	0,47
4,775	4,67	3,40	0,10	0,37	0,066	0,000	0,31	0,21	0,37	0,064	0,000	0,30
5,900	4,67	3,40	0,08	0,30	0,045	0,000	0,21	0,17	0,30	0,044	0,000	0,20
6,650	4,67	3,40	0,08	0,26	0,036	0,000	0,17	0,15	0,26	0,035	0,000	0,16
6,900	4,67	3,40	0,07	0,25	0,033	0,000	0,15	0,14	0,25	0,033	0,000	0,15
7,400	4,67	3,40	0,07	0,24	0,029	0,000	0,14	0,14	0,24	0,029	0,000	0,13
8,400	4,67	3,40	0,06	0,21	0,023	0,000	0,11	0,12	0,21	0,023	0,000	0,11

PARED DE BORDE						PARED DE MEDIO					
Profundidad Desplante Relleno celular (m)	Descarga debajo de relleno- Pared de borde (Tn/m ²)	m	n	% Descarga	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	Profundidad Desplante Relleno celular (m)	Descarga debajo de relleno- pared de medio (Tn/m ²)	m	n	% Descarga	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,100	3,40	0,50	17,50	0,550	1,87	0,100	3,02	0,50	17,50	0,550	1,66
0,200	3,40	0,25	8,75	0,306	1,04	0,200	3,02	0,25	8,75	0,306	0,92
0,300	3,40	0,17	5,83	0,208	0,71	0,300	3,02	0,17	5,83	0,208	0,63
0,775	3,40	0,06	2,26	0,081	0,28	0,775	3,02	0,06	2,26	0,081	0,24
1,350	3,40	0,04	1,30	0,044	0,15	1,350	3,02	0,04	1,30	0,044	0,13
2,600	3,40	0,02	0,67	0,018	0,06	2,600	3,02	0,02	0,67	0,018	0,06
3,850	3,40	0,01	0,45	0,010	0,03	3,850	3,02	0,01	0,45	0,010	0,03
4,975	3,40	0,01	0,35	0,006	0,02	4,975	3,02	0,01	0,35	0,006	0,02
6,100	3,40	0,01	0,29	0,004	0,01	6,100	3,02	0,01	0,29	0,004	0,01

Se sacó el porcentaje de descarga de la pared de borde y pared de medio del relleno celular tanto por el método gráfico de bulbos de presiones para una zapata infinitamente continúa como por la ecuación de Bussinesq obteniendo valores muy parecidos, demostrando que ambos procedimientos son equivalentes y correctos; se utilizó los porcentajes de descarga obtenidos por Bussinesq.

PARED DE BORDE Y PARED DE MEDIO

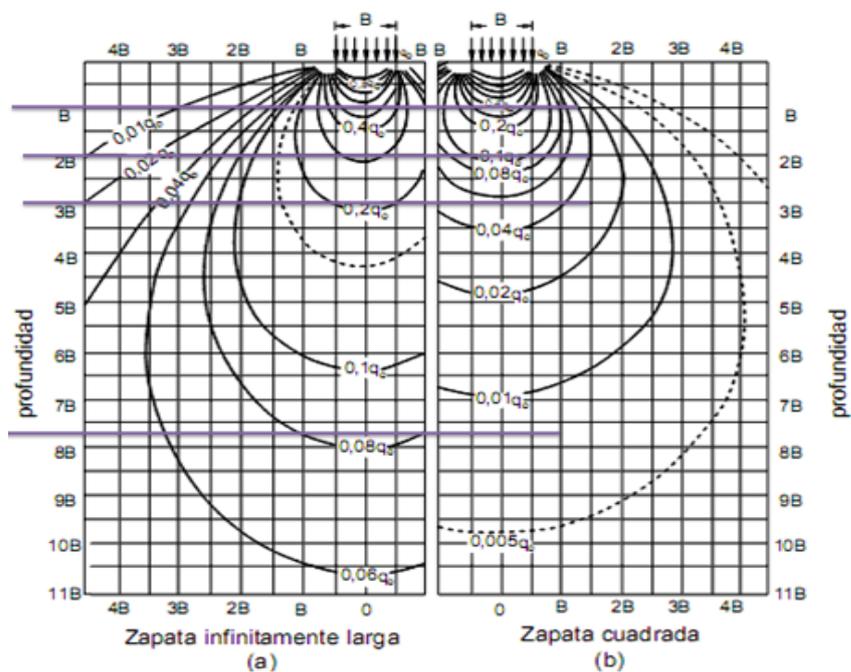


Ilustración E. Bulbo de

% de descarga obtenido por gráfico de zapata infinitamente larga	% de descarga obtenido por la ecuación de Bussinesq
0,550	0,550
0,310	0,306
0,210	0,208
0,081	0,081
0,044	0,044
0,018	0,018
0,010	0,010
0,006	0,006
0,004	0,004

Asentamientos por Consolidación Primaria (Zapata Interior)

Para determinar los asentamientos por consolidación se utiliza la siguiente expresión:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

Para arcillas normalmente consolidadas, donde:

- C_c : índice de Compresibilidad
- e_o : Relación de Vacíos Inicial
- H_c : Espesor del estrato de arcilla
- σ'_{vo} : Esfuerzo efectivo vertical
- $\Delta\sigma'_{prom}$: Incremento promedio de la presión Efectiva sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

El relleno no percibirá consolidación, la teoría de la consolidación solo aplica a las arcillas saturadas, todo el material desde la cota -1.75m.

DATOS PARA ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN								
Prof. Desplante de zapata (m)	Estratos representativo	Esf. Prec (Ton/m2)	Esf. Efectivo (Ton/m2)	OCR	e_o	WI (%)	Cc	Espesor de Estrato
1,15 - 3,65	1,75 - 4,25	3,75	3,67	1,02	2,720	65,40	1,070	2,50
3,65 - 5,90	4,25 - 6,50	4,83	4,77	1,01	3,336	25,37	1,237	2,25
5,90 - 7,40	6,50 - 8,00	5,70	5,68	1,00	2,960	62,00	1,248	1,50
7,40 - 8,40	8,00 - 9,00	6,30	6,29	1,00	3,193	40,00	1,542	1,00

Para la determinación del incremento promedio de presión efectiva en un estrato, se toman los esfuerzos en el borde superior del estrato ($\Delta\sigma'_t$), centro ($\Delta\sigma'_m$) y borde inferior ($\Delta\sigma'_b$):

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,21	1,07	80,35
2,400	2	0,94		
3,650	2	0,49		
4,775	3	0,31	0,32	18,11
5,900	3	0,21		
6,650	4	0,17	0,17	6,10
7,400	4	0,15		
7,900	5	0,14	0,13	3,37
8,400	5	0,11		
TOTAL				108

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	1,78	0,95	71,87
2,400	2	0,86		
3,650	2	0,47		
4,775	3	0,30	0,31	17,61
5,900	3	0,20		
6,650	4	0,16	0,17	6,01
7,400	4	0,15		
7,900	5	0,13	0,13	3,33
8,400	5	0,11		
TOTAL				99

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA PARED DE BORDE (PARED SIMPLE)				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,15	0,07	6,10
2,400	2	0,06		
3,650	2	0,03		
3,650	3	0,03	0,02	1,27
4,775	3	0,02		
5,900	3	0,01		
TOTAL				7

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA PARED DE MEDIO (PARED SIMPLE)				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,13	0,06	5,42
2,400	2	0,06		
3,650	2	0,03		
3,650	3	0,03	0,02	1,13
4,775	3	0,02		
5,900	3	0,01		
			TOTAL	7

Asentamientos Elásticos (Zapata Interior)

Los asentamientos elásticos fueron determinados a partir de la teoría de la elasticidad, aplicando la ley de Hooke:

Para una cimentación flexible

$$S_s = q_o (\alpha B^n) \frac{1 - u_s^2}{E_s} I_s I_f$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar con

$$S_{s(rigida)} = 0.93 S_s$$

Donde:

- Factor de Forma I_s :

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2u_s}{1 - u_s} F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_o + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1}(A_2)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1})(\sqrt{m'^2 + n'^2})}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})(\sqrt{n'^2 + 1})}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

I_f : Factor de profundidad (Fox, 1948) $f\left(\frac{D_f}{B}, u_s \text{ y } \frac{L}{B}\right)$ (Tabla 5.10 Baraja Das)

$$I_f = 0.9954 \text{ (Relleno celular) (Pared 10cm)}$$

$$I_f = 1.0208 \text{ (Zapata interior)}$$

$$I_f = 0.8739 \text{ (Zapata exterior)}$$

- u_s es el índice de poisson que será considerado de 0.40 para arcillas saturadas.
- α es 1 para los asentamientos en las esquinas y 4 para el centro de la cimentación.
- Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación:

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{2H}{B}$$

- Para calcular el asentamiento en la esquina de la cimentación:

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{B}$$

Para determinar el módulo de elasticidad en los suelos granulares (Relleno) se utiliza la expresión expuesta por Kulhawy y Myne (1990):

$$E_s = p_\alpha \alpha N_{60}$$

Para suelos granulares $\alpha = 5$

Para determinar el módulo de elasticidad en los suelos cohesivos se utiliza la interpolada de Duncan y Buchignani (1976).

$$E_s = \beta C_u$$

Donde β depende del índice de plasticidad

OCR = 1	
IP	BETA
0.00	1500
30.00	600
50.00	300
70.00	150

Asentamientos elásticos en el centro de la zapata

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A_0	A_1	A_2	F_1	F_2 (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	C_u (Ton/m ²)	IP (%)	E_s (Ton/m ²)	I_s	B' (m)	S_e (mm)
0,575	1	4,67	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35	1183,33	0,20	0,50	1,25
1,150	1	4,67	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35		0,20	0,50	1,25
1,150	2	2,21	1,00	3,50	4,00	3,50	5,00	0,42	1,32	0,11	0,55	0,09	1,21	65,40	223,25	0,60	0,50	9,41
2,400	2	2,21	1,00	3,50	4,00													
3,650	2	2,21	1,00	3,50	4,00	3,50	4,50	0,38	1,27	0,13	0,52	0,10	1,50	25,37	1108,35	0,57	0,50	0,40
3,650	3	0,49	1,00	3,50	4,00													
4,775	3	0,49	1,00	3,50	4,00													
5,900	3	0,49	1,00	3,50	4,00	3,50	3,00	0,23	1,01	0,25	0,40	0,12	1,92	62,00	403,20	0,45	0,50	0,37
5,900	4	0,21	1,00	3,50	4,00													
6,650	4	0,21	1,00	3,50	4,00													
6,900	4	0,21	1,00	3,50	4,00													
7,400	4	0,21	1,00	3,50	4,00													
TOTAL																	13	

Asentamientos elásticos en el borde de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,575	1	4,67	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35	1183,33	0,09	1,00	0,29
1,150	1	4,67	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09	13,35	0,09		1,00	0,29	
1,150	2	2,21	1,00	3,50	1,00	3,50	2,50	0,18	0,89	0,32	0,34	0,12	1,21	65,40	223,25	0,40	1,00	3,13
2,400	2	2,21	1,00	3,50	1,00													
3,650	2	2,21	1,00	3,50	1,00	3,50	2,25	0,15	0,82	0,36	0,31	0,12	1,50	25,37	1108,35	0,37	1,00	0,13
3,650	3	0,49	1,00	3,50	1,00													
4,775	3	0,49	1,00	3,50	1,00	3,50	3,00	0,23	1,01	0,25	0,40	0,12	1,92	62,00	403,20	0,45	1,00	0,19
5,900	3	0,49	1,00	3,50	1,00													
5,900	4	0,21	1,00	3,50	1,00	3,50	3,00	0,23	1,01	0,25	0,40	0,12	1,92	62,00	403,20	0,45	1,00	0,19
6,650	4	0,21	1,00	3,50	1,00													
6,900	4	0,21	1,00	3,50	1,00													
7,400	4	0,21	1,00	3,50	1,00													
TOTAL																		4

Asentamientos elásticos Pared de borde:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,100	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15	13,35	1183,33	1183,33	0,33	0,05	0,15
0,200	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,300	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,775	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	9,50	0,0349	2,24	0,10	0,72	0,15						
1,350	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	11,50	0,0499	2,42	0,08	0,79	0,15						
1,350	2	0,15	0,10	3,50	4,00	35,00	50,00	0,43	3,60	0,01	1,28	0,09	1,21	65,40	223,25	1,32	0,05	0,14
2,600	2	0,15	0,10	3,50	4,00													
3,850	2	0,15	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
3,850	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
4,975	3	0,03	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
6,100	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
TOTAL																		1

Asentamientos elásticos Pared de medio:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	Cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,100	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15	13,35	1183,33	1183,33	0,33	0,05	0,13
0,200	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,300	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,775	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	9,50	0,0349	2,24	0,10	0,72	0,15						
1,350	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	11,50	0,0499	2,42	0,08	0,79	0,15						
1,350	2	0,13	0,10	3,50	4,00	35,00	50,00	0,43	3,60	0,01	1,28	0,09	1,21	65,40	223,25	1,32	0,05	0,12
2,600	2	0,13	0,10	3,50	4,00													
3,850	2	0,13	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
3,850	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
4,975	3	0,03	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
6,100	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
TOTAL																		1

Asentamientos totales

ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	2,51	0,00	2,51
1,150	1			
1,150	2	9,41	80,35	89,76
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,40	18,11	18,51
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,37	6,10	6,47
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	3,37	3,37
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		13	108	121

ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	0,87	0,00	0,87
1,150	1			
1,150	2	3,13	71,87	75,01
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,13	17,61	17,74
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,19	6,01	6,20
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	3,33	3,33
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		4	99	103

PARED DE BORDE				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,17	0,00	1,17
1,150	1			
1,150	2	0,14	6,10	6,23
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,01	1,27	1,28
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	0,00	0,00
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	0,00	0,00
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		1	8	9

PARED DE MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,04	0,00	1,04
1,150	1			
1,150	2	0,12	5,42	5,54
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,01	1,13	1,13
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	0,00	0,00
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	0,00	0,00
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		1	7	8

Disipación de Esfuerzos por Estrato (Zapata De Borde)

Dado que las zapatas de borde presentan el mismo ancho de base que las zapatas interiores, es posible trabajar con los mismos coeficientes de disipación de esfuerzos:

DATOS			ZAPATA-MEDIO					ZAPATA-BORDE				
Profundidad Desplante Zapata (m)	Descarga debajo zapata (Tn/m ²)	Descarga debajo de relleno-Pared de borde (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por Zapata	% Descarga por Relleno celular	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	m	n	% Descarga por zapata	% Descarga por Relleno celular	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,575	4,24	3,40	0,87	3,04	0,767	0,000	3,25	1,74	3,04	0,650	0,040	2,89
1,150	4,24	3,40	0,43	1,52	0,473	0,000	2,01	0,87	1,52	0,367	0,020	1,62
2,400	4,24	3,40	0,21	0,73	0,201	0,000	0,85	0,42	0,73	0,184	0,000	0,78
3,650	4,24	3,40	0,14	0,48	0,105	0,000	0,44	0,27	0,48	0,100	0,000	0,43
4,775	4,24	3,40	0,10	0,37	0,066	0,000	0,28	0,21	0,37	0,064	0,000	0,27
5,900	4,24	3,40	0,08	0,30	0,045	0,000	0,19	0,17	0,30	0,044	0,000	0,19
6,650	4,24	3,40	0,08	0,26	0,036	0,000	0,15	0,15	0,26	0,035	0,000	0,15
6,900	4,24	3,40	0,07	0,25	0,033	0,000	0,14	0,14	0,25	0,033	0,000	0,14
7,400	4,24	3,40	0,07	0,24	0,029	0,000	0,12	0,14	0,24	0,029	0,000	0,12
8,400	4,24	3,40	0,06	0,21	0,023	0,000	0,10	0,12	0,21	0,023	0,000	0,10

PARED DE BORDE						PARED DE MEDIO					
Profundidad Desplante Relleno celular (m)	Descarga debajo de relleno-Pared de borde (Tn/m ²)	m	n	% Descarga	Disipación de Descarga (Tn/m ²)	Profundidad Desplante Relleno celular (m)	Descarga debajo de relleno-pared de medio (Tn/m ²)	m	n	% Descarga	Disipación de Descarga (Tn/m ²)
0,100	3,40	0,50	17,50	0,550	1,87	0,100	3,02	0,50	17,50	0,550	1,66
0,200	3,40	0,25	8,75	0,306	1,04	0,200	3,02	0,25	8,75	0,306	0,92
0,300	3,40	0,17	5,83	0,208	0,71	0,300	3,02	0,17	5,83	0,208	0,63
0,775	3,40	0,06	2,26	0,081	0,28	0,775	3,02	0,06	2,26	0,081	0,24
1,350	3,40	0,04	1,30	0,044	0,15	1,350	3,02	0,04	1,30	0,044	0,13
2,600	3,40	0,02	0,67	0,018	0,06	2,600	3,02	0,02	0,67	0,018	0,06
3,850	3,40	0,01	0,45	0,010	0,03	3,850	3,02	0,01	0,45	0,010	0,03
4,975	3,40	0,01	0,35	0,006	0,02	4,975	3,02	0,01	0,35	0,006	0,02
6,100	3,40	0,01	0,29	0,004	0,01	6,100	3,02	0,01	0,29	0,004	0,01

Asentamientos por Consolidación Primaria (Zapata de Borde)

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	2,01	0,98	73,77
2,400	2	0,85		
3,650	2	0,44		
4,775	3	0,28	0,29	16,49
5,900	3	0,19		
6,650	4	0,15	0,16	5,54
7,400	4	0,14		
7,900	5	0,12		
8,400	5	0,10	0,12	3,06
TOTAL				

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	1,62	0,86	65,99
2,400	2	0,78		
3,650	2	0,43		
4,775	3	0,27	0,28	16,04
5,900	3	0,19		
6,650	4	0,15	0,15	5,47
7,400	4	0,14		
7,900	5	0,12	0,12	3,03
8,400	5	0,10		
TOTAL				91

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA PARED DE BORDE (PARED SIMPLE)				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,15	0,07	6,10
2,400	2	0,06		
3,650	2	0,03		
3,650	3	0,03	0,02	1,27
4,775	3	0,02		
5,900	3	0,01		
TOTAL				7

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA PARED DE MEDIO (PARED SIMPLE)				
Profundidad desde Nivel Cimentación (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	Incremento Promedio (Ton/m ²)	Asentamiento (mm)
1,150	2	0,13	0,06	5,42
2,400	2	0,06		
3,650	2	0,03		
3,650	3	0,03	0,02	1,13
4,775	3	0,02		
5,900	3	0,01		
TOTAL				7

Para la determinación del incremento promedio de presión efectiva en un estrato, se toman los esfuerzos en el borde superior del estrato ($\Delta\sigma'_t$), centro ($\Delta\sigma'_m$) y borde inferior ($\Delta\sigma'_b$):

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

Asentamientos Elásticos (Zapata de Borde)

Los asentamientos elásticos fueron determinados a partir de la teoría de la elasticidad, aplicando la ley de Hooke:

Para una cimentación flexible

$$S_s = q_o (\alpha B') \frac{1 - u_s^2}{E_s} I_s I_f$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar con

$$S_{s(rigida)} = 0.93S_s$$

Asentamientos elásticos en el centro de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	c _u (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,575	1	4,24	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35	1183,33	0,20	0,50	0,97
1,150	1	4,24	1,00	3,50	4,00	3,50	1,15	0,05	0,40	0,80	0,14	0,12		13,35	1183,33	0,20	0,50	0,97
1,150	2	2,01	1,00	3,50	4,00	3,50	5,00	0,42	1,32	0,11	0,55	0,09	1,21	65,40	223,25	0,60	0,50	7,31
2,400	2	2,01	1,00	3,50	4,00													
3,650	2	2,01	1,00	3,50	4,00	3,50	4,50	0,38	1,27	0,13	0,52	0,10	1,50	25,37	1108,35	0,57	0,50	0,31
3,650	3	0,44	1,00	3,50	4,00													
4,775	3	0,44	1,00	3,50	4,00													
5,900	3	0,44	1,00	3,50	4,00	3,50	3,00	0,23	1,01	0,25	0,40	0,12	1,92	62,00	403,20	0,45	0,50	0,29
5,900	4	0,19	1,00	3,50	4,00													
6,650	4	0,19	1,00	3,50	4,00													
6,900	4	0,19	1,00	3,50	4,00													
7,400	4	0,19	1,00	3,50	4,00													
TOTAL																		10

Asentamientos elásticos en el borde de la zapata:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,575	1	4,24	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35		0,09	1,00	0,22
1,150	1	4,24	1,00	3,50	1,00	3,50	0,58	0,01	0,14	1,65	0,05	0,09		13,35	1183,33	0,09	1,00	0,22
1,150	2	2,01	1,00	3,50	1,00	3,50	2,50	0,18	0,89	0,32	0,34	0,12	1,21	65,40	223,25	0,40	1,00	2,44
2,400	2	2,01	1,00	3,50	1,00													
3,650	2	2,01	1,00	3,50	1,00	3,50	2,25	0,15	0,82	0,36	0,31	0,12	1,50	25,37	1108,35	0,37	1,00	0,10
3,650	3	0,44	1,00	3,50	1,00													
4,775	3	0,44	1,00	3,50	1,00													
5,900	3	0,44	1,00	3,50	1,00	3,50	3,00	0,23	1,01	0,25	0,40	0,12	1,92	62,00	403,20	0,45	1,00	0,14
5,900	4	0,19	1,00	3,50	1,00													
6,650	4	0,19	1,00	3,50	1,00													
6,900	4	0,19	1,00	3,50	1,00													
7,400	4	0,19	1,00	3,50	1,00													
TOTAL																		3

Asentamientos elásticos Pared de borde:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,100	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15		13,35	1183,33	0,33	0,05	0,15
0,200	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,300	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,775	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	9,50	0,0349	2,24	0,10	0,72	0,15						
1,350	1	3,40	0,10	3,50	4,00	35,00	11,50	0,0499	2,42	0,08	0,79	0,15						
1,350	2	0,15	0,10	3,50	4,00	35,00	50,00	0,43	3,60	0,01	1,28	0,09	1,21	65,40	223,25	1,32	0,05	0,14
2,600	2	0,15	0,10	3,50	4,00													
3,850	2	0,15	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
3,850	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
4,975	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
6,100	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
TOTAL																		1

Asentamientos elásticos Pared de medio:

Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Descarga (Ton/m ²)	B (m)	L (m)	α	m'	n'	A ₀	A ₁	A ₂	F ₁	F ₂ (Tabla 5,9 de Braja M. Das)	cu (Ton/m ²)	IP (%)	Es (Ton/m ²)	I _s	B' (m)	Se (mm)
0,100	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15		13,35	1183,33	0,33	0,05	0,13
0,200	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,300	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	2,00	0,0016	0,80	0,50	0,26	0,15						
0,775	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	9,50	0,0349	2,24	0,10	0,72	0,15						
1,350	1	3,02	0,10	3,50	4,00	35,00	11,50	0,0499	2,42	0,08	0,79	0,15						
1,350	2	0,13	0,10	3,50	4,00	35,00	50,00	0,43	3,60	0,01	1,28	0,09	1,21	65,40	223,25	1,32	0,05	0,12
2,600	2	0,13	0,10	3,50	4,00													
3,850	2	0,13	0,10	3,50	4,00	35,00	45,00	0,39	3,53	0,01	1,25	0,10	1,50	25,37	1108,35	1,29	0,05	0,01
3,850	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
4,975	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
6,100	3	0,03	0,10	3,50	4,00													
TOTAL																		1

Asentamientos totales

ZAPATA-MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,95	0,00	1,95
1,150	1			
1,150	2	7,31	73,77	81,09
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,31	16,49	16,80
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,29	5,54	5,83
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	3,06	3,06
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		10	99	109

ZAPATA-BORDE				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	0,74	0,00	0,74
1,150	1			
1,150	2	2,44	65,99	68,43
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,10	16,04	16,14
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,14	5,47	5,61
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	3,03	3,03
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		3	91	94

PARED DE BORDE				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,17	0,00	1,17
1,150	1			
1,150	2	0,14	6,10	6,23
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,01	1,27	1,28
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	0,00	0,00
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	0,00	0,00
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		1	8	9

PARED DE MEDIO				
Profundidad desde Desp. Zapata (m)	Estrato	Asentamiento elástico	Asentamiento por consolidación Primaria	Asentamiento total (mm)
0,575	1	1,04	0,00	1,04
1,150	1			
1,150	2	0,12	5,42	5,54
2,400	2			
3,650	2			
3,650	3	0,01	1,13	1,13
4,775	3			
5,900	3			
5,900	4	0,00	0,00	0,00
6,650	4			
6,900	4			
6,900	5	0,00	0,00	0,00
7,400	5			
8,400	5			
TOTAL		1	7	8

Distorsión angular

Se obtiene una distorsión angular desde el centro de la zapata interior hasta el centro de la zapata exterior:

Zapata interior = 121 mm = 12.1 cm

Zapata exterior = 109 mm = 10.9 cm

Longitud entre zapata = 4,5 m = 4500 mm = 450 cm

$$\beta = \frac{121 - 109}{4500}$$

$$\beta = 0.00266$$

Que es menor a 1/300 (Límite donde se espera el primer agrietamiento en las paredes del panel).

**ANEXO 6: Memoria de Cálculo del hormigón armado de la
cimentación con relleno convencional.**

Memoria Técnica de diseño de Zapata en doble sentido con relleno convencional

Primero se selecciona la combinación de carga de servicio mayor, para realizar el diseño de la zapata, obteniendo las siguientes reacciones en el eje z para cada columna, dando como mayor la combinación de $(1D+0.5L)*1.25$.

COMBINACIONES DE CARGA PARA CADA COLUMNA							
20	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71	15	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	10	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	5	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71
Eje y							
19	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60	14	1D+0.5L= 47,48 1D+0.5L= 43,98 1.2D+0.5+1SX Max= 43,19 1.2D+0.5+1SX Min= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 59,35 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	9	1D+0.5L= 47,48 1D+0.5L= 43,98 1.2D+0.5+1SX Max= 43,19 1.2D+0.5+1SX Min= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 59,35 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	4	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60
18	1D+0.5L= 32,92 1.2D+0.5+1SX Max= 34,05 1.2D+0.5+1SX Min= 25,10 1.2D+0.5L+1SY Max= 30,92 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,23 (1D+0.5L)*1,25= 41,15	13	1D+0.5L= 46,96 1.2D+0.5+1SX Max= 43,49 1.2D+0.5+1SX Min= 42,73 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 42,99 (1D+0.5L)*1,25= 58,70	8	1D+0.5L= 46,96 1.2D+0.5+1SX Max= 43,49 1.2D+0.5+1SX Min= 42,73 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 42,99 (1D+0.5L)*1,25= 58,70	3	1D+0.5L= 32,92 1.2D+0.5+1SX Max= 34,05 1.2D+0.5+1SX Min= 25,10 1.2D+0.5L+1SY Max= 30,92 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,23 (1D+0.5L)*1,25= 41,15
17	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60	12	1D+0.5L= 47,48 1.2D+0.5+1SX Max= 43,98 1.2D+0.5+1SX Min= 43,19 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Min= 43,22 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	7	1D+0.5L= 47,48 1.2D+0.5+1SX Max= 43,98 1.2D+0.5+1SX Min= 43,19 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Min= 43,22 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	2	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60
Eje X							
16	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71	11	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	6	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	1	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71

Selección de ejes a diseñar, para el eje x tenemos las columnas 17, 12, 7, 2; y para el eje y: 15, 14, 13, 12, 11.

Diseño por Flexión

Para representar de forma adecuada la interacción de la zapata y las vigas de cimentación, es necesario crear un modelo en tres dimensiones y realizar el análisis mediante elementos finitos, para este caso se utilizó el programa ETABS 2016.

A partir de los diagramas de corte y momento flector realizados, se decidirá colocar el refuerzo superior e inferior en las vigas de cimentación.

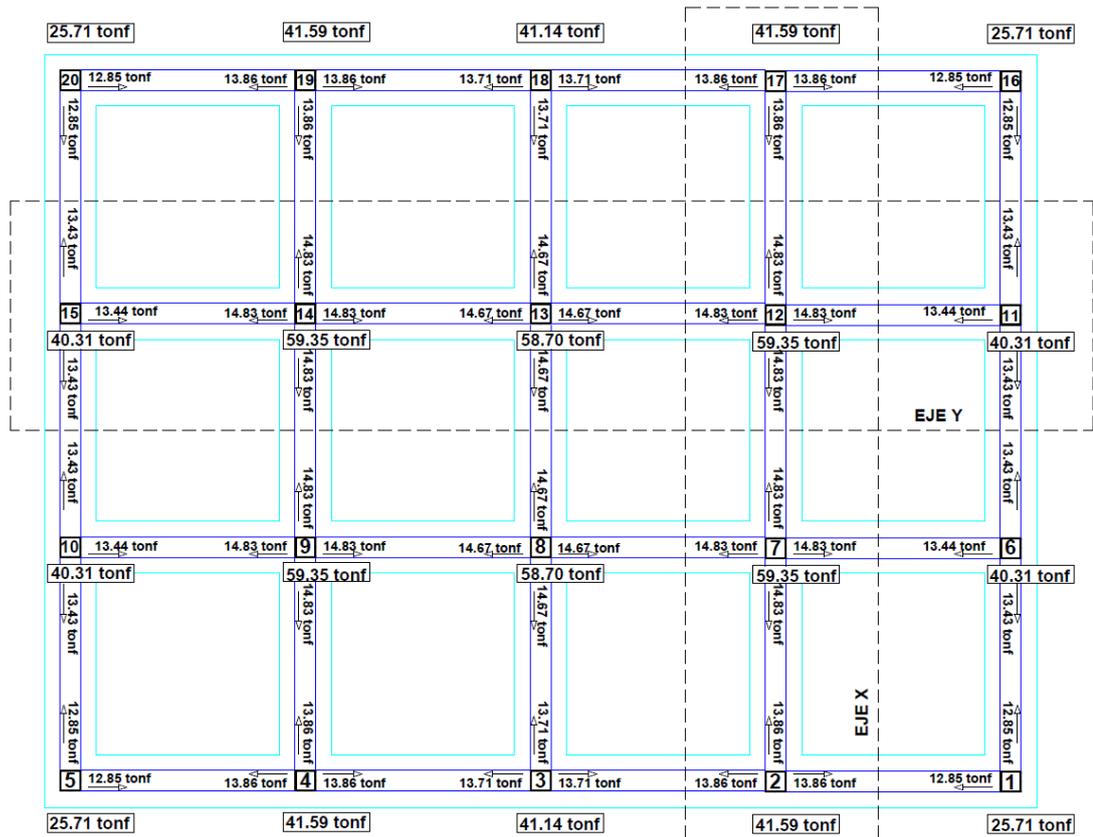
Tabla A. Combinación de carga.

Columna	Combinación de diseño	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)	MZ (tonf-m)
1	(1D+0.5L)*1,25	0,14	0,66	25,71	-0,69	0,15	0,00
2	(1D+0.5L)*1,25	0,15	-0,03	41,60	0,04	0,16	0,00
3	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,00	41,15	0,00	0,16	0,00
4	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,03	41,60	-0,04	0,16	0,00
5	(1D+0.5L)*1,25	0,14	-0,66	25,71	0,69	0,15	0,00
6	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
7	(1D+0.5L)*1,25	0,01	-0,06	59,35	0,06	0,01	0,00
8	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,00	58,70	0,00	0,01	0,00
9	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,06	59,35	-0,06	0,01	0,00
10	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
11	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
12	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	-0,06	59,35	0,06	-0,01	0,00
13	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,00	58,70	0,00	-0,01	0,00
14	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,06	59,35	-0,06	-0,01	0,00
15	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
16	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	0,66	25,71	-0,69	-0,15	0,00
17	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	-0,03	41,60	0,04	-0,16	0,00
18	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,00	41,15	0,00	-0,16	0,00
19	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,03	41,60	-0,04	-0,16	0,00
20	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	-0,66	25,71	0,69	-0,15	0,00

*Cargas para el diseño del hormigón armado de la zapata.

La combinación de $(1D+0.5L)*1.25$ que es aplicable cuando la carga muerta es mayor a la viva, como en el caso de viviendas, edificios de viviendas u oficinas y no en edificaciones tipo bodegas, resultó la mayor de todas las combinaciones como se muestra en la tabla A.

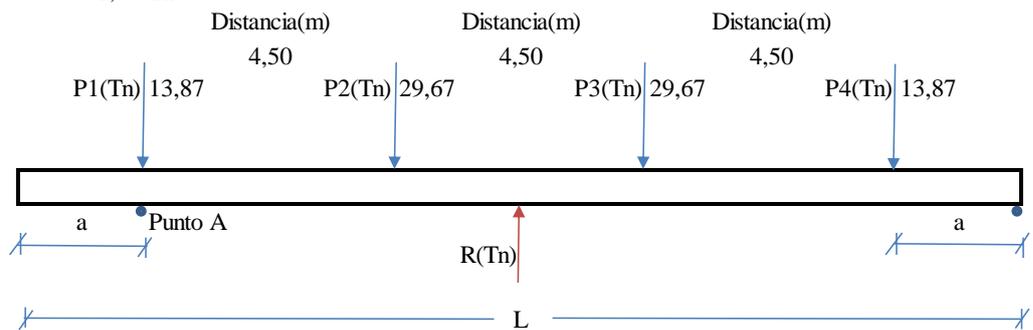
Obtenida la carga de diseño que baja por cada una de las columnas, se procede a dimensionar el área de contacto con el suelo, para evitar una falla por corte.



Diseño de zapata-eje X

Eje X a trabajar

- P1= 41,60 Tn
- P2= 59,35 Tn
- P3= 59,35 Tn
- P4= 41,60 Tn



Sumatoria de Fuerzas

$$+ \downarrow R = 87,08 \text{ Tn}$$

Sumatoria de Momentos

$$+ \curvearrowright R \cdot x = 587,77 \text{ Tn-m}$$

$$x = 6,75 \text{ m}$$

x: Asegura descarga uniforme.

Tension Admisible

$$\begin{aligned} \tau_{ADM} &= 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ (Estudio de suelo)} \\ a &= 0,50 \text{ m} \\ L=2a+2x &= 14,50 \text{ m} \\ R &= 87,08 \text{ Tn} \\ b = \frac{R}{q_{adm} \times L} &= 0,85 \text{ m} \\ \text{Se utiliza} &= 1,00 \text{ m} \\ q_{grueso} = \frac{R}{L \times b} &= 6,01 \text{ Tn/m}^2 \geq 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ ok} \end{aligned}$$

Análisis de la viga de cimentación

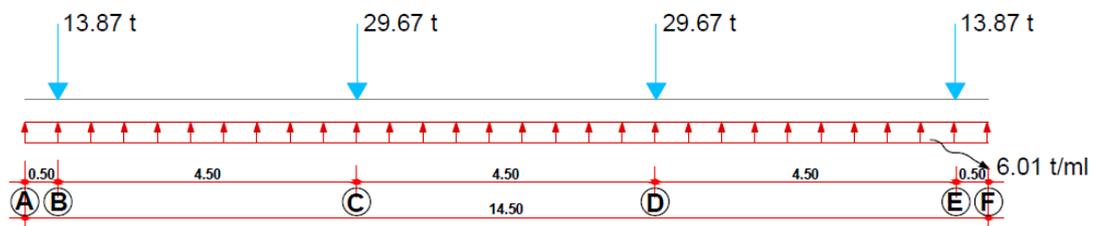


DIAGRAMA DE CORTANTE

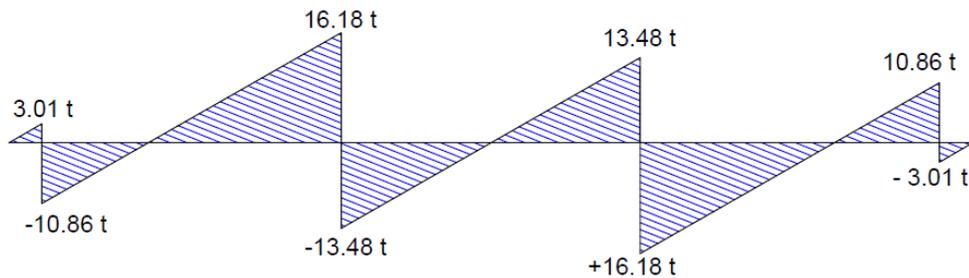
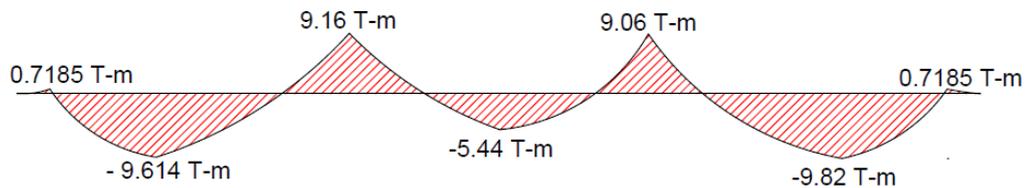


DIAGRAMA DE MOMENTO



Determinación de la viga de cimentación

Aunque la viga de amarre es monolítica con la zapata, el efecto de la presión del suelo sobre dicha viga bajo esta zapata puede ignorarse en forma segura, puesto que la zapata se diseñó para soportar la totalidad de la presión hacia arriba como si la viga de amarre no existiera. En contraste, si se hubiera diseñado la zapata exterior

como una zapata para muro que recibe su carga a través de la viga de amarre, la presión hacia arriba causada por la zapata se convertiría en una carga que debería ser resistida por la viga de amarre.

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\max} = 16,18 \text{ tonf}$$

$$M_{\max} = 9,82 \text{ tonf-m}$$

Mayoración

$$\text{Factor de mayoración} = 1,40$$

$$V_u = 22,65 \text{ tonf}$$

$$M_u = 13,75 \text{ tonf-m}$$

Viga de Cimentación

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_u = 35,00$$

$$b = 25,00 \text{ cm}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_u}{K_u \times b}} = 39,64 \text{ cm}$$

$$d \text{ elegido} = 45,00 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 5,00 \text{ cm}$$

$$h = d_{req} + rec = 50,00 \text{ cm}$$

Refuerzo a flexión

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4,17 \text{ cm}^2$$

Datos para tabla

$$\phi = 0,90$$

$$b = 25,00 \text{ cm}$$

$$d^2 = 2025,00 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0,59w)$$

Determinación del acero y armado para cada zona de la viga de cimentación:

Tramo	Mu (tonf-m)	w	ρ $\frac{f'_c}{f_y} \times w$	As requerido (cm ²) $p \cdot b \cdot d$	As mínimo (cm ²) $\frac{14}{f_y} b d$	As colocado (cm ²)	Detalle
B	1,05	0,008	0,001	0,620	4,167	4,620	3φ de 14mm
B-C	16,044	0,137	0,009	10,260	4,167	10,780	3φ de 14mm, 4φ de 14 mm
C	9,436	0,078	0,005	5,813	4,167	6,160	3φ de 14mm, 1φ de 14 mm
C-D	11,788	0,098	0,007	7,356	4,167	7,700	3φ de 14mm, 2 φ de 14 mm
D	9,436	0,078	0,005	5,813	4,167	6,160	3φ de 14mm, 1φ de 14 mm
D-E	16,044	0,137	0,009	10,260	4,167	10,780	3φ de 14mm, 4φ de 14 mm
E	1,05	0,008	0,001	0,620	4,167	4,620	3φ de 14mm

Cortante en una dirección

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\frac{V_u - \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d}{0.75} = V_{sreq}$$

$$b = 25,00 \text{ cm}$$

$$d = 45,00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 22,65 \text{ Tn}$$

$$V_{sreq} = 20225,50 \text{ kg}$$

$$V_{sreq} = 20,23 \text{ Tn}$$

$$V_s = 21,00 \text{ Tn}$$

$$V_s > V_{sreq}$$

$$\text{Estribo} = 10,00 \text{ mm}$$

$$\text{Área de Estribo} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ramales} = 2 -$$

$$S = 14,68 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 12,00 \text{ cm}$$

Refuerzo en la base de la zapata

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

$$h = 20,00 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min retracción base} = 0.0018 b \times h_{\text{promedio}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varilla } \phi = 10,00 \text{ mm}$$

$$\text{Area varilla} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v \times 100}{A_s \text{ min base}} = S = 21,8167 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 20,00 \text{ cm}$$

$$\phi 10c/200\text{mm}$$

Planos estructurales

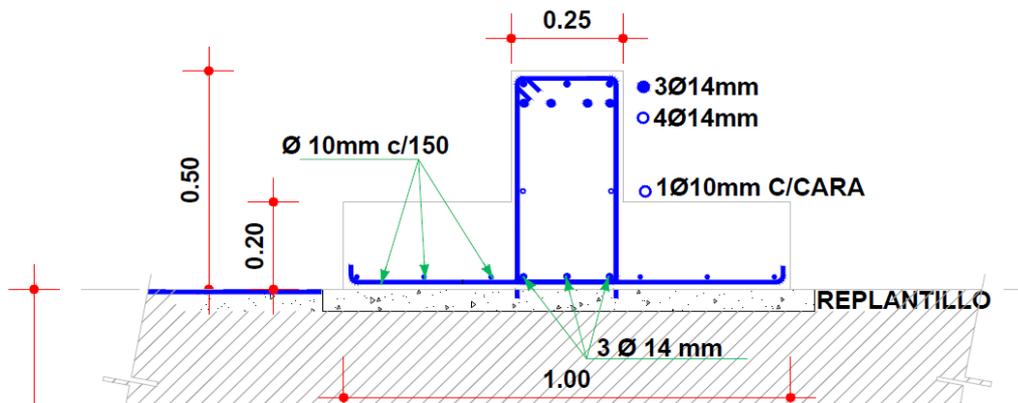
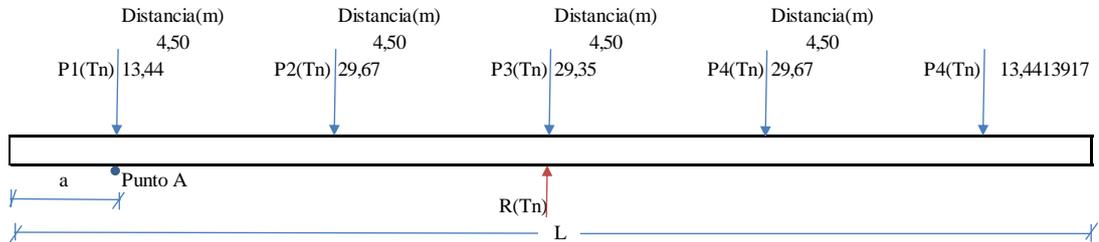


Ilustración A. Sección transversal de la viga de cimentación. Eje x.

Nota: Ver planos estructurales en ANEXO 7.

Diseño de zapata eje Y

P1= 40,32 Tn
 P2= 59,35 Tn
 P3= 58,70 Tn
 P4= 59,35 Tn
 P5= 40,32 Tn



Sumatoria de Fuerzas

$$\downarrow R = 115,58 \text{ Tn}$$

Sumatoria de Momentos

$$\curvearrowright R \cdot x = 1040,22 \text{ Tn-m}$$

$$x = 9,00 \text{ m}$$

x: Asegura descarga uniforme.

Tension Admisible

$$\tau_{ADM} = 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ (Estudio de suelo)}$$

$$a = 0,50 \text{ m}$$

$$L = 2a + 2x = 19,00 \text{ m}$$

$$R = 115,58 \text{ Tn}$$

$$b = \frac{R}{q_{adm} \times L} = 0,86 \text{ m}$$

$$\text{Se utiliza} = 1,00 \text{ m}$$

$$q_{grueso} = \frac{R}{L \times b} = 6,08 \text{ Tn/m}^2 \geq 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ ok}$$

Análisis de la viga de cimentación

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE-EJE Y

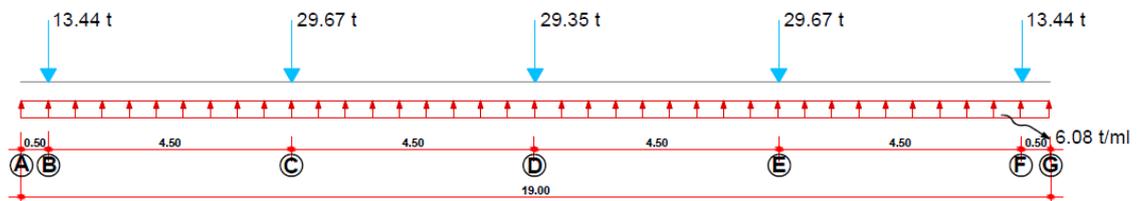


DIAGRAMA DE CORTANTE

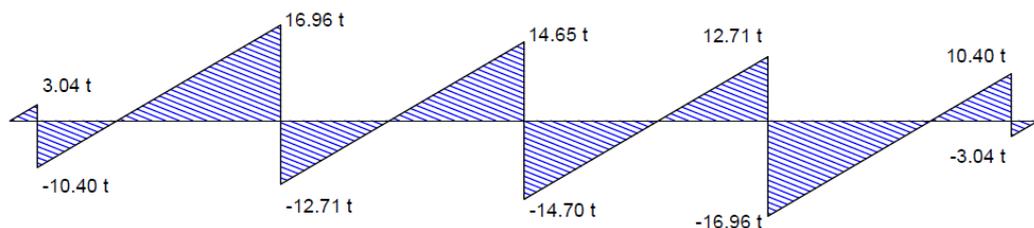
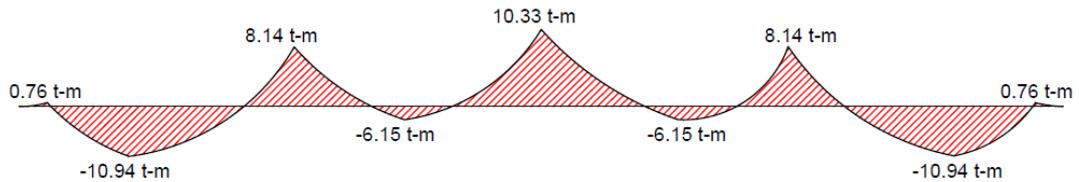


DIAGRAMA DE MOMENTO



Determinación de la viga de cimentación

$$\begin{aligned}f_c &= 280,00 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200,00 \text{ kg/cm}^2 \\V_{\max} &= 16,96 \text{ tonf} \\M_{\max} &= 10,94 \text{ tonf-m}\end{aligned}$$

Mayoración

$$\begin{aligned}\text{Factor de mayoración} &= 1,40 - \\V_u &= 23,74 \text{ tonf} \\M_u &= 15,32 \text{ tonf-m}\end{aligned}$$

Viga de Cimentación

$$\begin{aligned}f_c &= 280,00 \text{ kg/cm}^2 \\k_u &= 35,00 - \\b &= 25,00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_u}{K_u \times b}} = 41,84 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}d \text{ elegido} &= 45,00 \text{ cm} \\recubrimiento &= 5,00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$h = d_{req} + rec = 50,00 \text{ cm}$$

Refuerzo a flexión

$$\begin{aligned}f_y &= 4200,00 \text{ kg/cm}^2 \\A_s \text{ min} &= 4,17 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Datos para tabla

$$\begin{aligned}\phi &= 0,90 - \\b &= 25,00 \text{ cm} \\d^2 &= 2025,00 \text{ cm}^2 \\f_c &= 280,00 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200,00 \text{ kg/cm}^2 \\M_n &= \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)\end{aligned}$$

Determinación del acero y amardo para cada zona de la viga de cimentación:

Tramo	Mu (tonf-m)	w	$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \times w$	As requerido (cm ²) $p \cdot b \cdot d$	As mínimo (cm ²) $\frac{14}{f_y} b d$	As colocado (cm ²)	Detalle
B	1,064	0,008	0,001	0,629	4,167	4,620	3φ de 14mm
B-C	15,316	0,130	0,009	9,752	4,167	10,780	3φ de 14mm, 4φ de 14 mm
C	11,396	0,095	0,006	7,096	4,167	7,700	3φ de 14mm, 2 φ de 14 mm
C-D	8,61	0,070	0,005	5,281	4,167	6,160	3φ de 14mm, 1φ de 14 mm
D	14,462	0,122	0,008	9,162	4,167	10,780	3φ de 14mm, 4φ de 14 mm
D-E	8,61	0,070	0,005	5,281	4,167	6,160	3φ de 14mm, 1φ de 14 mm
E	11,396	0,095	0,006	7,096	4,167	7,700	3φ de 14mm, 2 φ de 14 mm
E-F	15,316	0,130	0,009	9,752	4,167	10,780	3φ de 14mm, 4φ de 14 mm
F	1,064	0,008	0,001	0,629	4,167	4,620	3φ de 14mm

Cortante en una dirección

$$V_u = \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

$$\frac{V_u - \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} b d}{0.75} = V_{sreq}$$

b= 25,00 cm
d= 45,00 cm
f'c= 280,00 kg/cm²
fy= 4200,00 kg/cm²
Vu= 23,74 Tn

$$V_{sreq} = 21681,50 \text{ kg}$$

$$V_{sreq} = 21,68 \text{ Tn}$$

$$V_s = 22,00 \text{ Tn}$$

$$V_s > V_{sreq}$$

Estribo= 10,00 mm
Área de Estribo= 0,79 cm²
Ramales= 2 -
S= 13,69 cm
S elegido= 12,00 cm

Refuerzo en la base de la zapata

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

$$h = 20,00 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min retracción base}} = 0.0018 b \times h_{\text{promedio}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varilla } \phi = 10,00 \text{ mm}$$

$$\text{Area varilla} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v \times 100}{A_{s \text{ min base}}} = S = 21,8167 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 20,00 \text{ cm}$$

φ 10c/200mm

Planos estructurales

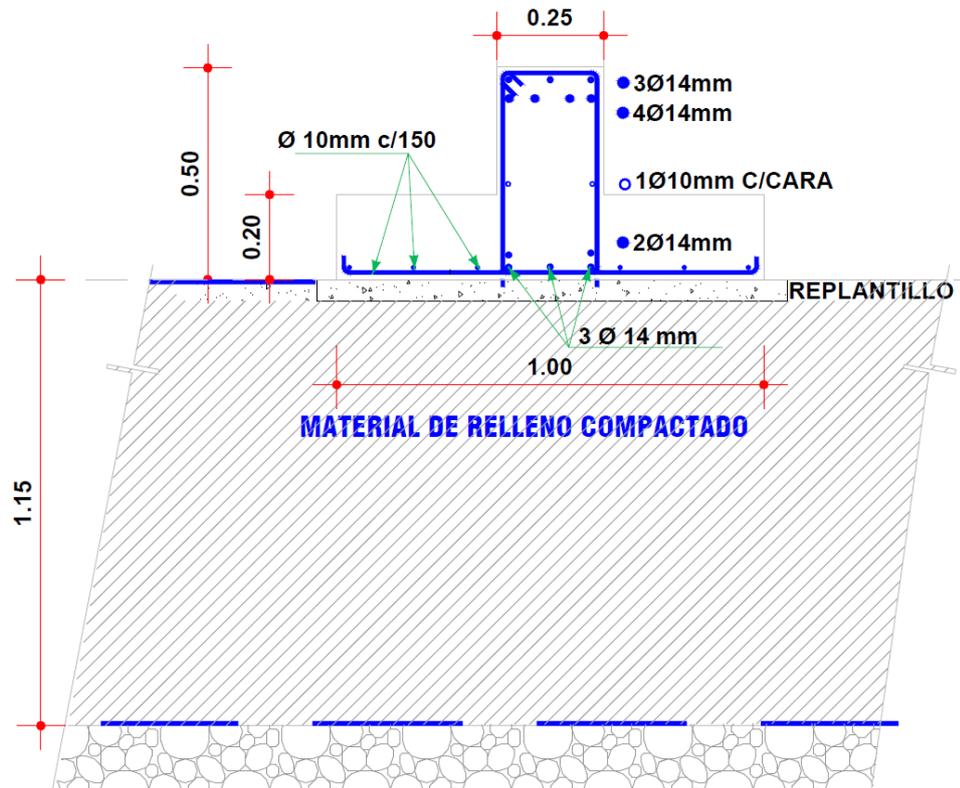


Ilustración B. Sección transversal de la viga de cimentación. Eje y.

Nota: Ver planos estructurales en ANEXO 7.

**ANEXO 7: Memoria de Cálculo del hormigón armado de la
cimentación con relleno de estructura celular.**

Memoria Técnica de diseño de Zapata en doble sentido con relleno celular

Primero se selecciona la combinación de carga de servicio mayor, para realizar el diseño de la zapata, obteniendo las siguientes configuraciones para cada columna, dando como mayor la combinación de $(1D+0.5L)*1.25$.

COMBINACIONES DE CARGA PARA CADA COLUMNA							
20	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71	15	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	10	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	5	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71
Eje y							
19	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60	14	1D+0.5L= 47,48 1D+0.5L= 43,98 1.2D+0.5+1SX Max= 43,19 1.2D+0.5+1SX Min= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 59,35 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	9	1D+0.5L= 47,48 1D+0.5L= 43,98 1.2D+0.5+1SX Max= 43,19 1.2D+0.5+1SX Min= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 59,35 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	4	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60
18	1D+0.5L= 32,92 1.2D+0.5+1SX Max= 34,05 1.2D+0.5+1SX Min= 25,10 1.2D+0.5L+1SY Max= 30,92 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,23 (1D+0.5L)*1,25= 41,15	13	1D+0.5L= 46,96 1.2D+0.5+1SX Max= 43,49 1.2D+0.5+1SX Min= 42,73 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 42,99 (1D+0.5L)*1,25= 58,70	8	1D+0.5L= 46,96 1.2D+0.5+1SX Max= 43,49 1.2D+0.5+1SX Min= 42,73 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,22 1.2D+0.5L+1SY Min= 42,99 (1D+0.5L)*1,25= 58,70	3	1D+0.5L= 32,92 1.2D+0.5+1SX Max= 34,05 1.2D+0.5+1SX Min= 25,10 1.2D+0.5L+1SY Max= 30,92 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,23 (1D+0.5L)*1,25= 41,15
17	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60	12	1D+0.5L= 47,48 1.2D+0.5+1SX Max= 43,98 1.2D+0.5+1SX Min= 43,19 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Min= 43,22 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	7	1D+0.5L= 47,48 1.2D+0.5+1SX Max= 43,98 1.2D+0.5+1SX Min= 43,19 1.2D+0.5L+1SY Max= 43,95 1.2D+0.5L+1SY Min= 43,22 (1D+0.5L)*1,25= 59,35	2	1D+0.5L= 33,28 1.2D+0.5+1SX Max= 34,37 1.2D+0.5+1SX Min= 25,42 1.2D+0.5L+1SY Max= 31,30 1.2D+0.5L+1SY Min= 28,49 (1D+0.5L)*1,25= 41,60
Eje X							
16	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71	11	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	6	1D+0.5L= 32,26 1.2D+0.5+1SX Max= 30,28 1.2D+0.5+1SX Min= 27,56 1.2D+0.5L+1SY Max= 33,21 1.2D+0.5L+1SY Min= 24,63 (1D+0.5L)*1,25= 40,32	1	1D+0.5L= 20,57 1.2D+0.5+1SX Max= 22,69 1.2D+0.5+1SX Min= 13,38 1.2D+0.5L+1SY Max= 22,53 1.2D+0.5L+1SY Min= 13,54 (1D+0.5L)*1,25= 25,71

Selección de ejes a diseñar, para el eje x tenemos las columnas 17, 12, 7, 2; y para el eje y: 15, 14, 13, 12, 11.

Diseño por Flexión

Para representar de forma adecuada la interacción de la zapata y las vigas de cimentación, es necesario crear un modelo en dos dimensiones y realizar el análisis mediante elementos finitos, para este caso se utilizó el programa ETABS 2016.

A partir del D.M.F., generado en el modelo, se decidirá colocar el refuerzo superior e inferior en las vigas de cimentación.

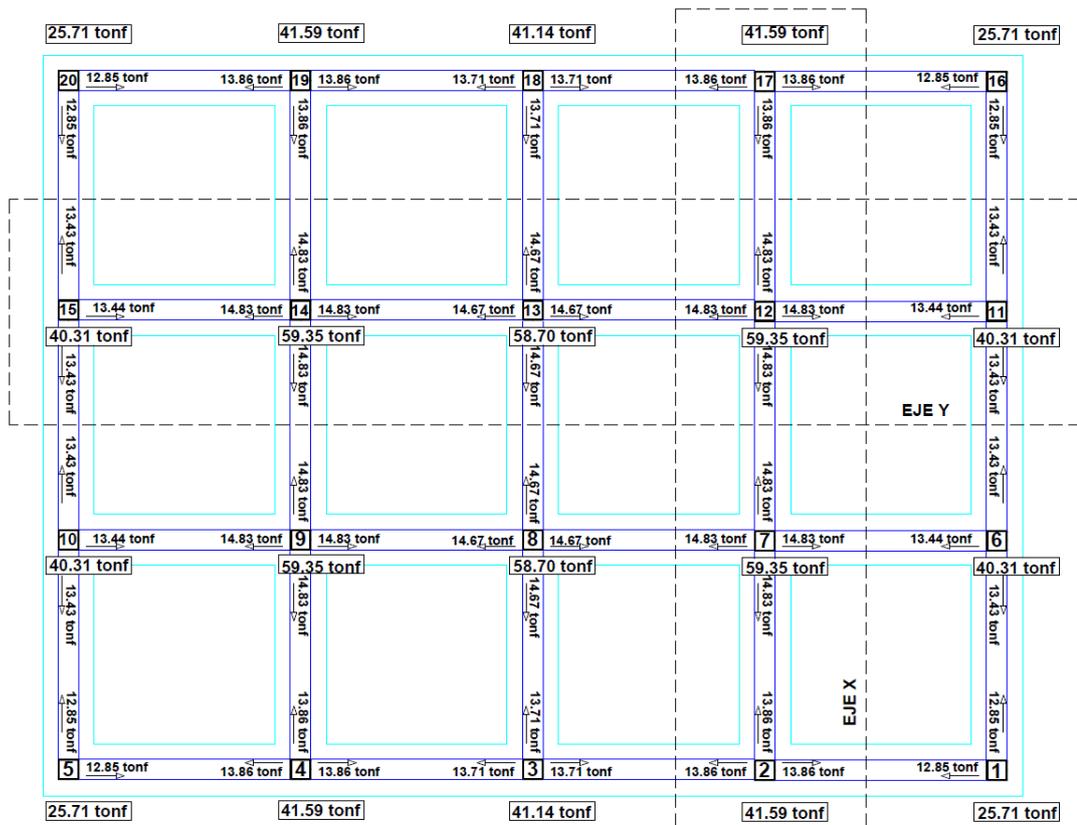
Tabla A. Combinación de carga.

Columna	Combinación de diseño	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)	MZ (tonf-m)
1	(1D+0.5L)*1,25	0,14	0,66	25,71	-0,69	0,15	0,00
2	(1D+0.5L)*1,25	0,15	-0,03	41,60	0,04	0,16	0,00
3	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,00	41,15	0,00	0,16	0,00
4	(1D+0.5L)*1,25	0,15	0,03	41,60	-0,04	0,16	0,00
5	(1D+0.5L)*1,25	0,14	-0,66	25,71	0,69	0,15	0,00
6	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
7	(1D+0.5L)*1,25	0,01	-0,06	59,35	0,06	0,01	0,00
8	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,00	58,70	0,00	0,01	0,00
9	(1D+0.5L)*1,25	0,01	0,06	59,35	-0,06	0,01	0,00
10	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
11	(1D+0.5L)*1,25	0,00	1,17	40,32	-1,22	0,00	0,00
12	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	-0,06	59,35	0,06	-0,01	0,00
13	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,00	58,70	0,00	-0,01	0,00
14	(1D+0.5L)*1,25	-0,01	0,06	59,35	-0,06	-0,01	0,00
15	(1D+0.5L)*1,25	0,00	-1,17	40,32	1,22	0,00	0,00
16	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	0,66	25,71	-0,69	-0,15	0,00
17	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	-0,03	41,60	0,04	-0,16	0,00
18	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,00	41,15	0,00	-0,16	0,00
19	(1D+0.5L)*1,25	-0,15	0,03	41,60	-0,04	-0,16	0,00
20	(1D+0.5L)*1,25	-0,14	-0,66	25,71	0,69	-0,15	0,00

*Cargas para el diseño del hormigon armado de la zapata.

La combinación de (1D+0.5L)*1.25 que es aplicable cuando la carga muerta es mayor a la viva, como en el caso de viviendas, edificios de viviendas u oficinas y no en edificaciones tipo bodegas, resulto la mayor de todas las combinaciones como se muestra en la tabla A.

Obtenida la carga de diseño que baja por cada una de las columnas, se procede a dimensionar el área de contacto con el suelo, para evitar una falla por corte.

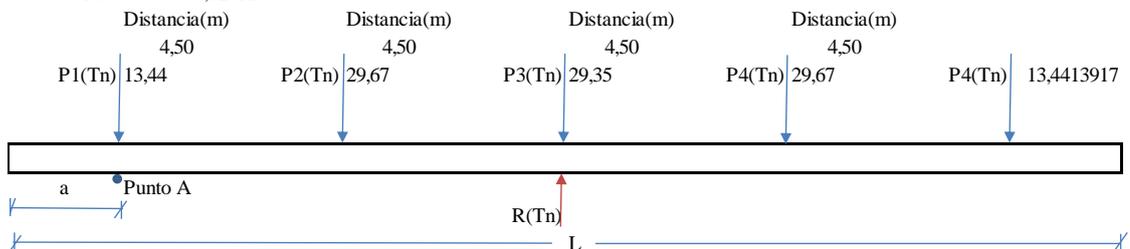


Diseño de zapata

El diseño de la zapata será igual en ambos sentidos, ya que, la sección de la viga de cimentación, será impuesta por proceso constructivo.

Eje Y a trabajar- Relleno Celular

- P1= 40,32 Tn
- P2= 59,35 Tn
- P3= 58,70 Tn
- P4= 59,35 Tn
- P5= 40,32 Tn



Sumatoria de Fuerzas

$$+ \downarrow R = 115,58 \text{ Tn}$$

Sumatoria de Momentos

$$\begin{aligned} + \curvearrowright R \cdot x &= 1040,22 \text{ Tn-m} \\ x &= 9,00 \text{ m} \end{aligned}$$

x: Asegura descarga uniforme.

Tension Admisible

$$\tau_{ADM} = 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ (Estudio de suelo)}$$

$$a = 0,50 \text{ m}$$

$$L = 2a + 2x = 19,00 \text{ m}$$

$$R = 115,58 \text{ Tn}$$

$$b = \frac{R}{q_{adm} \times L} = 0,86 \text{ m}$$

$$\text{Se utiliza} = 1,00 \text{ m}$$

$$q_{grueso} = \frac{R}{L \times b} = 6,08 \text{ Tn/m}^2 \leq 7,07 \text{ Tn/m}^2 \text{ ok}$$

Análisis de la viga de cimentación

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE-EJE Y

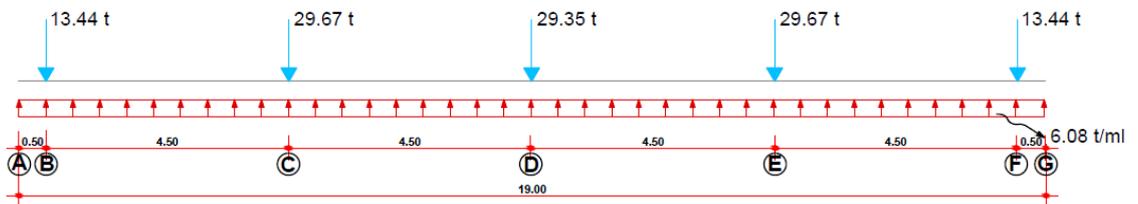


DIAGRAMA DE CORTANTE

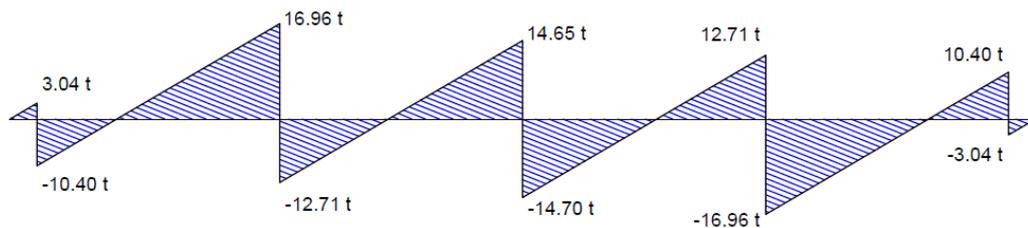
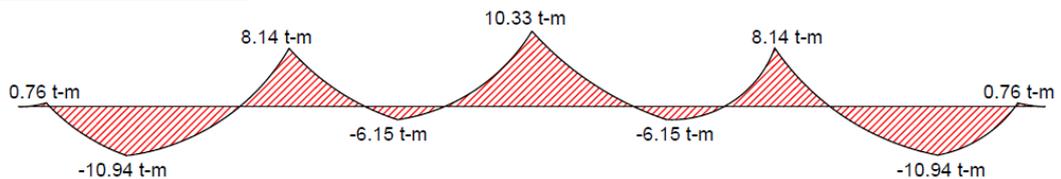


DIAGRAMA DE MOMENTO



Determinación de la viga de cimentación

Aunque la viga de amarre es monolítica con la zapata, el efecto de la presión del suelo sobre dicha viga bajo esta zapata puede ignorarse en forma segura, puesto que

la zapata se diseñó para soportar la totalidad de la presión hacia arriba como si la viga de amarre no existiera. En contraste, si se hubiera diseñado la zapata exterior como una zapata para muro que recibe su carga a través de la viga de amarre, la presión hacia arriba causada por la zapata se convertiría en una carga que debería ser resistida por la viga de amarre.

Se usara una sección de 20×90 cm, para establecer un confinamiento con las paredes que actuaran como relleno.

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\max} = 16,96 \text{ tonf}$$

$$M_{\max} = 10,94 \text{ tonf-m}$$

Mayoración

$$\text{Factor de mayoración} = 1,40 -$$

$$V_u = 23,74 \text{ tonf}$$

$$M_u = 15,32 \text{ tonf-m}$$

Viga de Cimentación

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_u = 35,00 -$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$d_{rsq} = \sqrt{\frac{M_u}{K_u \times b}} = 46,78 \text{ cm}$$

$$d \text{ elegido} = 85,00 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 5,00 \text{ cm}$$

$$h = d_{rsq} + rec = 90,00 \text{ cm}$$

Refuerzo a flexión

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 6,00 \text{ cm}^2$$

Datos para tabla

$$\phi = 0,90 -$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$d^2 = 7225,00 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$$

Determinación del acero y amardo para cada zona de la viga de cimentación:

Tramo	Mu (tonf-m)	w	ρ $\frac{f'_c}{f_y} x w$	As requerido (cm ²) $p . b . d$	As mínimo (cm ²) $\frac{14}{f_y} b d$	As colocado (cm ²)	Detalle
B	1,064	0,003	0,0002	0,332	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
B-C	15,316	0,043	0,0029	4,891	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
C	11,396	0,032	0,0021	3,615	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
C-D	8,61	0,024	0,0016	2,718	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
D	14,462	0,041	0,0027	4,612	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
D-E	8,61	0,024	0,0016	2,718	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
E	11,396	0,032	0,0021	3,615	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
E-F	15,316	0,043	0,0029	4,891	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm
F	1,064	0,003	0,0002	0,332	6,000	6,030	3 ϕ de 16mm

Como se puede observar en la tabla, el armado que predomina es el mínimo, debido a la alta rigidez de la viga, por lo cual, no es necesario analizar en el sentido x.

Cortante en una dirección

$$V_u = \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

$$\frac{V_u - \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} b d}{0.75} = V_{sreq}$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$d = 85,00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 23,74 \text{ Tn}$$

$$V_{sreq} = 16582,05 \text{ kg}$$

$$V_{sreq} = 16,58 \text{ Tn}$$

$$V_s = 23,00 \text{ Tn}$$

$$V_s > V_{sreq}$$

$$\text{Estribo} = 8,00 \text{ mm}$$

$$\text{Area de Estribo} = 0,50$$

$$\text{Ramales} = 2 -$$

$$S = 21,64 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegio} = 20,00 \text{ cm}$$

Refuerzo en la base de la zapata

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

$$h = 20,00 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min retracciòn base}} = 0.0018 b x h_{\text{promedio}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

Varilla $\phi = 10,00 \text{ mm}$
 Area varilla = $0,79 \text{ cm}^2$
 $\frac{A_v \times 100}{A_s \text{ min base}} = S = 21,8167 \text{ cm}$
 S elegido = $20,00 \text{ cm}$
 $\phi 10c/200\text{mm}$

Planos estructurales

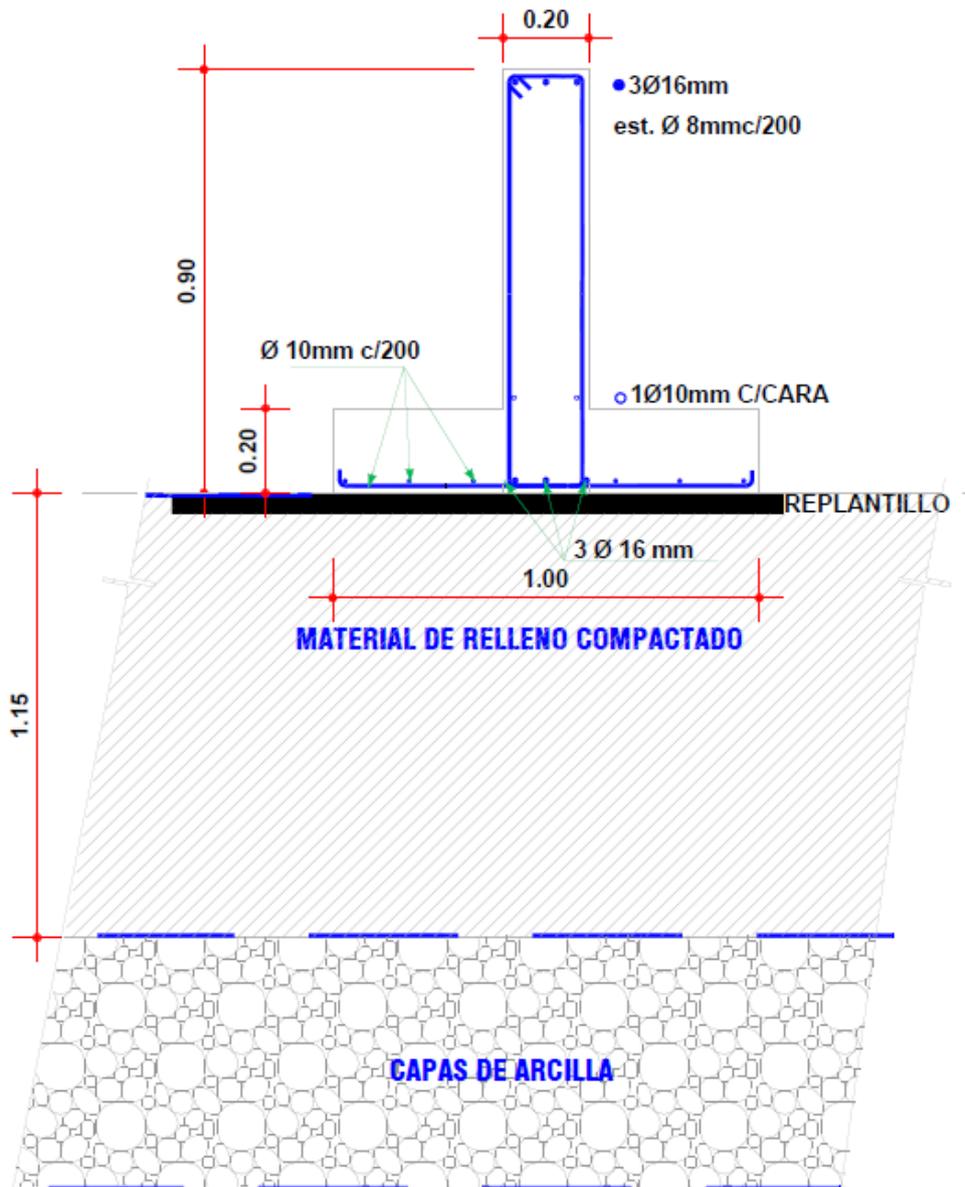


Ilustración A. Sección transversal de la viga de cimentación.

Nota: Ver planos estructurales en ANEXO 8.

ANEXO 8: Planos arquitectónicos y estructurales.

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Sánchez Estrella, Víctor Henry** con C.C: # **0927176610** autor/a del trabajo de titulación: **Análisis comparativo de costos entre relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **20 de marzo de 2017**



f. _____

Nombre: **Sánchez Estrella, Víctor Henry**

C.C: **0927176610**

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Análisis comparativo de costos entre relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial		
AUTOR(ES)	Víctor Henry , Sánchez Estrella		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Marco Vinicio Ildauro, Suárez Rodríguez		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TITULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	20 de marzo de 2017	No. DE PÁGINAS:	# 195
ÁREAS TEMÁTICAS:	Asentamientos, Construcción, Diseño de hormigón armado		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Análisis comparativo, costos, relleno convencional, estructura celular, suelos blandos, normalmente consolidado, zapatas corridas en doble sentido, asentamientos, tiempo, cascajo, bloques de mampostería, loseta de hormigón, malla de acero, vacío, formulaciones empíricas.		
RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras):			
<p>En el presente trabajo se realiza un análisis comparativo entre el relleno convencional y estructura celular, para suelos blandos normalmente consolidados, en una cimentación superficial de zapatas corridas en doble sentido; debido a la mala calidad de suelo pueden producirse grandes asentamientos en las edificaciones, por lo que se busca una solución que reduzca estos asentamientos tomando en cuenta, tiempo y costo.</p> <p>Para el análisis comparativo de costos de los dos sistemas se utilizan los planos de un edificio estándar de oficinas de 3 pisos. Con los planos antes mencionados, se analizarán las alternativas propuestas; diseñando la cimentación de zapatas corridas en doble sentido que sea viable para cada uno de los dos sistemas constructivos; en cuanto al sistema convencional se usa relleno tradicional compactado, mientras que en el sistema celular se usa un conjunto de hileras con bloques de mampostería cada cierta distancia en los dos sentidos, las cuales</p>			



van a estar confinadas por la viga de cimentación, a su vez tendrán chicotes horizontales como verticales y sobre ellas una loseta de hormigón con una malla de acero, quedando un vacío que es la característica principal de este sistema. Como complemento, se realiza un análisis de capacidad y asentamientos en suelos, mediante el uso de formulaciones empíricas y de esta manera verificar el grado de asentamiento diferenciales y comprobar si el sistema de estructura celular es factible o no.

ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-96-980-4785	E-mail: henry_smi@hotmail.com
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::	Nombre: Glas Cevallos Clara Catalina	
	Teléfono: +593-4-2202763	
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec	
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA		
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):		
Nº. DE CLASIFICACIÓN:		
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):		