



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**“PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION Y UTILIZACION DE
LOS COEFICIENTES DE BALASTO
(CASO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA)”**

Autor:

Glamerdis González

Asesor:

Dr. Ing. Heriberto Echezuria

Enero de 2018

Caracas, 15 de enero de 2018

Señores

Director y demás integrantes

Consejo de Área de Ingeniería

UCAB,

Presentes.-

Referencia: Aceptación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el Trabajo Especial de Grado titulado “**PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION Y UTILIZACION DE LOS COEFICIENTES DE BALASTO (CASO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA)**”, desarrollado por la Ing. Glamerdis González, titular de la cédula de identidad número 17.594.223, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado Trabajo Especial de Grado cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación exposición por parte del distinguido Jurado que tenga(n) a bien designar.

Atentamente,

Ing. Heriberto Echezuria

Dr. en Ingeniería Civil



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA ESTRUCTURAL

**PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION Y UTILIZACION DE LOS
COEFICIENTES DE BALASTO
(CASO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA)**

Autor: Esp. Glamerdis González
Asesor: Dr. Heriberto Echezuria
Fecha: Enero, 2018

RESUMEN

Actualmente las herramientas informáticas permiten el cálculo conjunto de la estructura y fundación, lo que introduce un mayor grado de precisión en el dimensionado de ambas. Esta técnica implica la modelización del terreno como requisito fundamental para representar la respuesta del mismo sobre la fundación ante la acción de las cargas, modelización que frecuentemente ha sido resuelta recurriendo al método del módulo de balasto. En este estudio se consideró el coeficiente de balasto vertical como el valor de la constante del resorte en el análisis estático global de la estructura que incluye el sistema de fundación superficial constituido por zapatas y losas de cimentación. Para la determinación del coeficiente de balasto fue usado el módulo de rigidez del suelo (E) variable en la profundidad de acuerdo al valor de esfuerzo efectivo, evaluando los asentamientos por distintos métodos y resultando el método de la integral de la elástica el que proporciona menores valores de K . Ya que el problema no se encuentra considerado en la Normativa Venezolana, el presente trabajo establece una guía con los procedimientos necesarios para la determinación del módulo de balasto vertical a emplear en una determinada edificación, siendo función del tipo de terreno, magnitud de carga y tipo de fundación.

Palabras Clave: *Interacción, Suelo, Estructuras, Fundación, Modulo de Balasto.*

ÍNDICE GENERAL

REFERENCIA: ACEPTACIÓN DE ASESOR.....	II
RESUMEN	III
ÍNDICE GENERAL	IV
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABLAS	X
INTRODUCCIÓN	16
CAPÍTULO I.....	20
EL PROBLEMA.....	20
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	20
OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	24
<i>Objetivo General</i>	24
<i>Objetivos Específicos</i>	24
JUSTIFICACIÓN.....	24
ALCANCE Y DELIMITACIÓN	25
CAPÍTULO II.....	27
MARCO TEÓRICO	27
ANTECEDENTES.....	27
BASES LEGALES	29
<i>Normativa Nacional</i>	30
<i>Normativa Internacional</i>	30
BASES TEÓRICAS.....	31
1. <i>Cimentaciones superficiales</i>	31
2. <i>Esfuerzo debido a una carga concentrada</i>	34
3. <i>Esfuerzo debajo de un área rectangular</i>	35
4. <i>Distribución de esfuerzos en el terreno debido a una carga rectangular: Método 2:1</i>	42
5. <i>Capacidad portante de cimentaciones superficiales</i>	43
6. <i>Capacidad de carga de losas para cimentaciones</i>	48
7. <i>Definición de asentamiento</i>	49
8. <i>Calculo de Asentamientos en zapatas basados en la Teoría de la Elasticidad</i>	52
9. <i>Asentamientos en suelos arenosos</i>	57
10. <i>Asentamientos diferenciales de losas para cimentaciones</i>	59

11. Rigidez relativa terreno-estructura. Esfuerzos sobre los elementos de cimentación.....	60
11.1. Concepto de rigidez relativa terreno-estructura	61
11.2. Influencia del tamaño de la cimentación	63
12. Losa de Cimentación.....	66
13. El Método del Coeficiente de Balasto para uso en Interacción suelo-estructura.....	69
GLOSARIO DE TÉRMINOS	76
CAPITULO III.....	81
MARCO METODOLÓGICO.....	81
CONSIDERACIONES GENERALES	81
TIPO DE LA INVESTIGACIÓN.....	81
DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	82
TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	82
TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	83
FASES DE LA INVESTIGACIÓN	84
PRIMERA FASE:	84
1. Procedimiento para determinar el coeficiente de balasto en zapatas y losas de fundación.	84
1.1. Propiedades geotécnicas de los suelos analizados.	84
1.2. Propiedades mecánicas de los suelos analizados.....	88
1.3. Determinación de las cargas	92
1.4. Calculo de la capacidad portante del suelo.....	96
1.5. Determinación de curva carga - asentamiento	101
1.6. Coeficientes de balasto.....	144
SEGUNDA FASE:	149
TERCERA FASE:	153
CAPITULO IV	161
ANALISIS DE RESULTADOS.....	161
ARCILLA MUY BLANDA	161
ARCILLA FIRME	168
ARENA SUELTA.....	175
ARENA DENSA	182
CAPITULO V	187
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	187
REFERENCIAS CONSULTADAS.....	190

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Zapatas Muros y vigas. Fuente: Calavera, 1982.	32
Figura 2. Retícula o Emparrillado y Placa o Losa rígida. Fuente: Calavera, 1982.	33
Figura 3. Clasificación del tipo de zapata según la relación altura-volado. Fuente: Muelas, 2012.	34
Figura 4. Esfuerzo vertical en un punto, A, causado por una carga puntual sobre la superficie. Fuente: Das, 1999.	35
Figura 5. Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada. Fuente: Das, 1999.	36
Figura 6. Variación de I con m y n, ecs. (3.2), (3.3) y (3.4). Fuente: Das, 1999.	40
Figura 7. Esfuerzo debajo de cualquier punto de una superficie flexible rectangular cargada. Fuente: Das, 1999.	41
Figura 8. Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación. Fuente: Das, 1999.	43
Figura 9. Movilización dentro de la masa de suelo y formación del mecanismo de falla por capacidad portante con idealización de los bloques de suelo que participan en el mismo. Fuente: Apuntes Echezuria, 2016.	44
Figura 10. Posibles ubicaciones del Nivel freático que modifican la capacidad de carga. Fuente: Das, 1999.	46
Figura 11. Concepto de asentamiento. Fuente: Muelas, 2012.	49
Figura 12. Asentamiento elástico de cimentación superficial. Fuente: Das, 1999.	53
Figura 13. Valores de A_1 y A_2 para el calculo de asentamiento elastico en arcillas. Fuente: Das, 2016.	54
Figura 14. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas. Fuente: Das, 2016.	56
Figura 15. Distribución de cargas con profundidad en el centro de una cimentación. (DAS, 1999) A la derecha, distribución del módulo de Young de acuerdo con el confinamiento por profundidad. Fuente: Figura tomada de Das 1999 modificadapor Echezuria).	57
Figura 16. Variacion del factor de influencia del esfuerzo con la profundidad y L/B. Fuente: Das, 2016.	59
Figura 17. Distribución de presiones en fundaciones flexibles y rígidas. Fuente: Muelas, 2012.	62

Figura 18. Distribución de presiones en zapatas rígidas sobre arcillas y arenas. Fuente: Muelas, 2012.	63
Figura 19. Bulbo de esfuerzos. Fuente: Muelas, 2012.	64
Figura 20. Influencia de las dimensiones del cimiento. Fuente: Muelas, 2012.	65
Figura 21. Influencia de las dimensiones de las zapatas. Fuente: Muelas, 2012.	66
Figura 22. Tipos de losas de cimentación. Fuente: Muelas, 2012.	68
Figura 23. Relación entre la reacción del suelo. P, y el asiento y. Línea OA: relación supuesta. Curva cc: Relación real. Fuente: Terzaghi, 1955.	70
Figura 24. Izquierda, movilización del suelo bajo una cimentación cargada (imagen mostrando la mitad de la cimentación) y derecha, curva de carga asentamientos bajo en centro de la cimentación con definición del coeficiente de balasto vertical. Fuente: Echezuria, 2016.	73
Figura 25. Determinación del coeficiente de balasto a partir de graficas Esfuerzo - Asentamiento. Fuente: Bowles, 1997.	73
Figura 26. Limitaciones del ensayo de carga con placa en terrenos estratificados. Fuente: Soriano, 1989.	75
Figura 27. Correlación entre el ángulo de fricción Φ, con la fracción de material no plástico contenida en una matriz de material plástico. Fuente: Echezuria, 2016.	87
Figura 28. Vista en 3D de edificación de 3 niveles con base empotrada. Fuente: Elaboracion propia.	93
Figura 29. Vista de planta de edificación de 3 niveles con base empotrada. Fuente: elaboracion propia.	94
Figura 30. Vista de planta en nivel base. Fuente: elaboracion propia.	95
Figura 31. Definición de losa (shell-thick) de espesor 30cm. Fuente: elaboracion propia.	150
Figura 32. Zapatas Z1, Z2 y Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.	151
Figura 33. Ventana para definir las propiedades del resorte sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.	151
Figura 34. Valor de coeficiente de balasto en Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.	152
Figura 35. Modelo de la edificación en 3D con zapatas sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.	152

Figura 36. Modelo de la edificación en 3D con losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	153
Figura 37. Asentamiento de 1.102 cm en Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	154
Figura 38. Esfuerzo de 0.51 kg/cm² en Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	154
Figura 39. Asentamiento de 1.006 cm en Z2 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	155
Figura 40. Esfuerzo de 0.50 kg/cm² en Z2 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	155
Figura 41. Asentamiento de 0.865 cm en Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	156
Figura 42. Esfuerzo de 0.41 kg/cm² en Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	156
Figura 43. Asentamiento de 10.673 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	157
Figura 44. Asentamiento de 10.709 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	158
Figura 45. Asentamiento de 10.657 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	159
Figura 46. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z1 sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.....	162
Figura 47. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z2 sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.....	163
Figura 48. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z3 sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.....	165
Figura 49. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa de fundacion sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.....	166
Figura 50. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	169
Figura 51. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.....	170

<i>Figura 52. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.</i>	172
<i>Figura 53. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.</i>	173
<i>Figura 54. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.</i>	176
<i>Figura 55. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.</i>	177
<i>Figura 56. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.</i>	179
<i>Figura 57. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.</i>	180
<i>Figura 58. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.</i>	183
<i>Figura 59. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.</i>	184
<i>Figura 60. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.</i>	185
<i>Figura 61. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.</i>	186

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de fundaciones directas y su uso común.	33
Tabla 2. Variación del valor de influencia según Newmark 1935	38
Tabla 3. Variación del valor de I_c con m_1 y n_1	42
Tabla 4. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados	47
Tabla 5. Porcentaje de humedad y Gravedad específica de los suelos	85
Tabla 6. Relación de vacíos y porosidad de los suelos	85
Tabla 7. Peso unitario saturado y seco de los suelos.....	86
Tabla 8. Relación entre la densidad relativa, resistencia a la penetración, peso unitario seco y ángulo de fricción de suelos sin cohesión.	86
Tabla 9. Densidad relativa, índice de plasticidad, ángulo de fricción y Relación resistencia al corte-confinamiento de los suelos.	88
Tabla 10. Rango de valores de β para arcillas saturadas.....	89
Tabla 11. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arcilla muy blanda.....	89
Tabla 12. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arcilla firme.	90
Tabla 13. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arena suelta.	91
Tabla 14. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arena densa.....	92
Tabla 15. Reacciones en la base de la edificación.....	95
Tabla 16. Datos de cargas y número de zapatas “tipo” a considerar.	97
Tabla 17. Dimensiones de zapatas (Z1) para la carga máxima en cada tipo de suelo.....	97
Tabla 18. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga máxima con el uso de zapatas (Z1).....	97
Tabla 19. Valores de esfuerzo último, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga máxima con el uso de zapatas (Z1).	98
Tabla 20. Dimensiones de zapatas (Z2) para la carga intermedia en cada tipo de suelo.....	98
Tabla 21. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga intermedia con el uso de zapatas (Z2).....	98
Tabla 22. Valores de esfuerzo último, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga intermedia con el uso de zapatas (Z2).....	99
Tabla 23. Dimensiones de zapatas (Z3) para la carga mínima en cada tipo de suelo.....	99

Tabla 24. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga minima con el uso de zapatas (Z3).....	99
Tabla 25. Valores de esfuerzo ultimo, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga minima con el uso de zapatas (Z3).	100
Tabla 26. Datos de cargas y dimensiones de Losa de fundacion en cada tipo de suelo.....	100
Tabla 27. Factores usados para determinar q_{ult} en el suelo considerando el uso de losa de fundacion.....	101
Tabla 28. Valores de esfuerzo ultimo, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real en losa de fundacion.....	101
Tabla 29. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arcilla muy blanda, como razon del esfuerzo ultimo.	102
Tabla 30. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arcilla firme, como razon del esfuerzo ultimo.	102
Tabla 31. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arena suelta, como razon del esfuerzo ultimo.	103
Tabla 32. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arena densa, como razon del esfuerzo ultimo.	103
Tabla 33. Asentamiento S_e (A) en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.	106
Tabla 34. Asentamiento S_e (A) en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.	107
Tabla 35. Asentamiento S_e (A) en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.	108
Tabla 36. Asentamiento S_e (A) en Losa de fundacion sobre arcilla muy blanda.....	110
Tabla 37. Asentamiento S_e (B) en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.	113
Tabla 38. Asentamiento S_e (B) en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.	113
Tabla 39. Asentamiento S_e (B) en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.	113
Tabla 40. Asentamiento S_e (B) en Losa sobre arcilla muy blanda.	113
Tabla 41. Asentamiento en zapata Z1 sobre arcilla firme.....	115
Tabla 42. Asentamiento en zapata Z2 sobre arcilla firme.....	116
Tabla 43. Asentamiento en zapata Z3 sobre arcilla firme.....	117
Tabla 44. Asentamiento S_e (A) en Losa de fundacion sobre arcilla firme. .	118
Tabla 45. Asentamiento S_e (B) en zapata Z1 sobre arcilla firme.....	121
Tabla 46. Asentamiento S_e (B) en zapata Z2 sobre arcilla firme.....	121
Tabla 47. Asentamiento S_e (B) en zapata Z3 sobre arcilla firme.....	121
Tabla 48. Asentamiento S_e (B) en Losa sobre arcilla firme.....	121
Tabla 49. Asentamiento en zapata Z1 sobre arena suelta.	123
Tabla 50. Asentamiento en zapata Z2 sobre arena suelta.	124
Tabla 51. Asentamiento en zapata Z3 sobre arena suelta.	125

Tabla 52. Asentamiento Se (A) en Losa de fundacion sobre arena suelta.	126
Tabla 53. Asentamiento Se(B) en zapata Z1 sobre arena suelta.	129
Tabla 54. Asentamiento Se(B) en zapata Z2 sobre arena suelta.	129
Tabla 55. Asentamiento Se(B) en zapata Z3 sobre arena suelta.	129
Tabla 56. Asentamiento Se(B) en Losa sobre arena suelta.	129
Tabla 57. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z1 sobre arena suelta.....	130
Tabla 58. Asentamiento Se(C) en zapata Z1 sobre arena suelta.	130
Tabla 59. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z2 sobre arena suelta.....	131
Tabla 60. Asentamiento Se(C) en zapata Z2 sobre arena suelta.	131
Tabla 61. Factor de influencia de Schmertman Se(C) en zapata Z3 sobre arena suelta.....	132
Tabla 62. Asentamiento Se(C) en zapata Z3 sobre arena suelta.	132
Tabla 63. Factor de influencia de Schmertman en Losa sobre arena suelta.	133
Tabla 64. Asentamiento Se(C) en Losa sobre arena suelta.	134
Tabla 65. Asentamiento Se (A) en zapata Z1 sobre arena densa.	135
Tabla 66. Asentamiento Se (A) en zapata Z2 sobre arena densa.	135
Tabla 67. Asentamiento Se (A) en zapata Z3 sobre arena densa.	136
Tabla 68. Asentamiento Se (A) en Losa de fundacion sobre arena densa.	137
Tabla 69. Asentamiento Se(B) en zapata Z1 sobre arena densa.	140
Tabla 70. Asentamiento Se(B) en zapata Z2 sobre arena densa.	140
Tabla 71. Asentamiento Se(B) en zapata Z3 sobre arena densa.	140
Tabla 72. Asentamiento Se(B) en Losa sobre arena densa.	140
Tabla 73. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z1, Z2 y Z3 sobre arena densa.	141
Tabla 74. Asentamiento Se(C) en Z1 sobre arena densa.....	141
Tabla 75. Asentamiento Se(C) en zapata Z2 sobre arena densa.....	141
Tabla 76. Asentamiento Se(C) en zapata Z3 sobre arena densa.....	142
Tabla 77. Factor de influencia de Schmertman en Losa sobre arena densa.	142
Tabla 78. Asentamiento Se(C) en Losa sobre arena densa.	143
Tabla 79. Coeficientes de balasto para los asentamientos Se(A) y Se(B) en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.....	144
Tabla 80. Coeficientes de balasto para los asentamientos Se(A) y Se(B) en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.....	144
Tabla 81. Coeficientes de balasto para los asentamientos Se(A) y Se(B) en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.....	145

Tabla 82. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ en losa sobre arcilla muy blanda.	145
Tabla 83. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.	145
Tabla 84. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla firme.	146
Tabla 85. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla firme.	146
Tabla 86. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ en losa sobre arcilla firme.	146
Tabla 87. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.	147
Tabla 88. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z2 sobre arena suelta.	147
Tabla 89. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.	147
Tabla 90. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en losa sobre arena suelta.	148
Tabla 91. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z1 sobre arena densa.	148
Tabla 92. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z2 sobre arena densa.	148
Tabla 93. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.	149
Tabla 94. Coeficientes de balasto para los asentamientos $S_e(A)$, $S_e(B)$ y $S_e(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.	149
Tabla 95. Verificacion en zapata Z1 sobre arcilla firme.	159
Tabla 96. Verificacion en zapata Z2 sobre arcilla firme.	160
Tabla 97. Verificacion en zapata Z3 sobre arcilla firme.	160
Tabla 98. Verificacion en losa de fundacion sobre arcilla firme.	160
Tabla 99. Asentamientos $S(A)$ y $S_e(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.	161
Tabla 100. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.	161
Tabla 101. Asentamientos $S(A)$ y $S_e(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.	162
Tabla 102. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.	163

Tabla 103. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.....	164
Tabla 104. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.	164
Tabla 105. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en Losa sobre arcilla muy blanda.	165
Tabla 106. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en losa sobre arcilla muy blanda.....	166
Tabla 107. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla firme. .	168
Tabla 108. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.	168
Tabla 109. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en en zapata Z2 sobre arcilla firme.	169
Tabla 110. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z2 sobre arcilla firme.	170
Tabla 111. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en en zapata Z3 sobre arcilla firme.	171
Tabla 112. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z3 sobre arcilla firme.	171
Tabla 113. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en Losa sobre arcilla firme.	172
Tabla 114. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en losa sobre arcilla firme.	173
Tabla 115. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.....	175
Tabla 116. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y $Kplato$ en zapata Z1 sobre arena suelta.....	175
Tabla 117. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena suelta.....	176
Tabla 118. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y $Kplato$ en zapata Z2 sobre arena suelta.....	177
Tabla 119. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.....	178
Tabla 120. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y $Kplato$ en zapata Z3 sobre arena suelta.....	178
Tabla 121. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en losa sobre arena suelta.	179
Tabla 122. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y $Kplato$ en losa sobre arena suelta.....	180

Tabla 123. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena densa.....	182
Tabla 124. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en zapata Z1, Z2 y Z3 sobre arena densa.	182
Tabla 125. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena densa.....	183
Tabla 126. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.....	184
Tabla 114. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en losa sobre arena densa.	185

INTRODUCCIÓN

En el campo de la ciencia, la humanidad ha tratado continuamente de descubrir la verdad y demostrarla al mundo, como una generalidad de lo que ocurre en todas las ramas que la componen, y no menos, cuando se trata del ámbito de Ingeniería, la cual tiene por fin, el mejoramiento de la calidad humana basándose en premisas reales y comprobadas, donde generalmente es necesaria la primera fase de investigación para pasar a la etapa de la aplicación o ejecución. Tal es el caso de la Ingeniería Estructural, la cual ha estado en continuo avance, notorio en la actualidad a nivel mundial, donde el uso de Programas o Herramientas de cálculo facilitan y economizan, en gran parte, la duración del proceso de diseño de una edificación.

Este avance tecnológico ha ido de la mano del perfeccionamiento en investigación y difusión de conocimientos, para lograr que los modelos de cálculo sean lo más representativo y cercano a la realidad del comportamiento estructural; ejemplo de ello es el análisis de Interacción entre fundaciones y superestructura, denominado por algunos autores con las siglas ISE (Interacción Suelo Estructura). Este estudio se basa en mantener la relación y transferencia de cargas y momentos desde la superestructura a la Infraestructura, tomando en cuenta que las fundaciones se encuentran apoyadas en un material flexible, no infinitamente rígido como se suponía o asumía anteriormente, lo que conlleva al estudio de las deformaciones en el apoyo y las repercusiones en el estado de esfuerzos y desplazamientos en la Superestructura.

En el modelo de ISE pueden existir varios métodos de aplicación, entre los más comunes se encuentran el Método de Winkler y Método de los elementos finitos. El primero contempla la representación del suelo como un resorte cuyo valor de rigidez se denomina Coeficiente de Balasto, el cual depende de la carga aplicada y la deformación del terreno, por tanto varía en cada superficie de contacto de acuerdo a la geometría de la fundación;

Mientras que el segundo contempla el modelado de los estratos de suelo sometidos a esfuerzos debido a las cargas aplicadas obteniendo la deformación en cada punto delimitado por un área discretizada de la fundación.

Cada método mencionado llega a un valor de asentamiento y tiene una respuesta del suelo en el modelo de la estructura. Se podría pensar que el análisis por elementos finitos es más aproximado a la realidad por la metodología que utiliza, sin embargo este análisis es poco práctico, laborioso y requiere de gran manejo y rigurosidad del reconocimiento de esfuerzos en elementos tipo sólidos, lo cual es un factor que puede conducir a errores significativos si no se usa apropiadamente.

Respecto al Método de Winkler usando el Módulo de Balasto o Coeficiente de Reacción, se tiene una aproximación a la respuesta del suelo en las fundaciones superficiales y profundas, siempre y cuando se determine y aplique correctamente considerando las limitaciones del método para que su uso sea práctico y ajustado a la realidad, con el fin de que los profesionales puedan ejecutarlo de manera usual sin las complicaciones y requerimientos de computador que requiere el método anterior.

En la actualidad los programas de cálculo consideran el valor del Módulo de Winkler, sin embargo lo usan como parámetro único del suelo, siendo esta consideración un error conceptual, ya que la reacción del suelo o su módulo de rigidez, que es lo que representa el mencionado coeficiente, depende de los valores de carga transmitida por la superestructura, la geometría y tipo de la fundación, y de las propiedades mecánicas del suelo de apoyo.

Considerando el basamento anterior en este trabajo se estudia y determinan los procedimientos para calcular el coeficiente de balasto vertical en cada fundación de la estructura de acuerdo a los valores de asentamiento real, además de la forma de aplicación en los programas de cálculo y el

proceso de verificación de la magnitud del coeficiente. El presente trabajo está constituido por cinco capítulos, distribuidos de la siguiente manera:

En el Capítulo I, se desarrolla el planteamiento del problema, los objetivos y la justificación de la investigación, orientándola al cálculo del coeficiente de balasto vertical aplicado en zapatas y losas de fundación, ambos apoyados sobre un estrato de suelo homogéneo, con cuatro variaciones a evaluar, arcilla muy blanda y firme, arena suelta y densa.

En el Capítulo II, se introducen los antecedentes de la investigación y las bases legales en las cuales se fundamenta la misma, que no son más que la normativa vigente nacional e internacional que regula algún parámetro relacionado con este estudio. En las bases teóricas se define y describe los tipos de fundaciones superficiales, considerando en especial a la zapata y losa de cimentación, por lo que se presenta la metodología para calcular asentamientos y esfuerzos en el suelo transmitidos por las mismas. Adicionalmente en este capítulo se define el concepto de rigidez relativa terreno-estructura, el concepto de Interacción Suelo Estructura y la teoría del método del coeficiente de balasto o módulo de Winkler.

En el Capítulo III, se establece el marco metodológico de la investigación, la cual es aplicada del tipo Investigación y desarrollo. Se establece el diseño de la investigación como documental y se describen las tres fases en las cuales estará dividida la misma. En la primera fase se desarrolla el procedimiento de cálculo del coeficiente de balasto, comenzando con la determinación de las propiedades geotécnicas y mecánicas de los suelos analizados, donde el módulo de elasticidad de los suelos se considera variable en profundidad a razón del confinamiento existente.

Para poder mostrar la aplicación del procedimiento se determinan las cargas reales provenientes de las reacciones en la base del modelo de una edificación en concreto armado de tres pisos con uso de oficinas, para la cual se pre dimensionan tres tipos de fundaciones Z1, Z2 y Z3, en el caso de

zapatas, y una losa de fundación con geometría predominada por la proyección en la base del edificio. Para cada geometría de fundación y tipo de suelo, se calcula la capacidad última (q_{ult}), capacidad con factor de seguridad (q_{FS}) y se compara con el esfuerzo real actuante (q_{real}), ajustando la geometría hasta que q_{real} sea menor a q_{FS} . Posteriormente se computan los asentamientos en las fundaciones para distintos valores de esfuerzos de contacto como razón del esfuerzo último, según dos métodos para las arcillas, y tres métodos para las arenas. Con estos resultados se grafican las curvas carga – asentamiento y se obtiene el coeficiente de balasto, de acuerdo la relación $q = KSe$.

En la segunda fase, el coeficiente de balasto para cada fundación en cada tipo de suelo se representa en el programa de cálculo, como la constante del resorte. En el presente trabajo se muestra a manera de ejemplo como aplicar los valores del coeficiente de balasto como resortes en las zapatas Z1, Z2, Z3 y la losa de fundación sobre arcilla firme, y la manera de ver en el programa los asentamientos y esfuerzos en las fundaciones, para luego verificar la discrepancia entre estos y los determinados mediante hoja de cálculo diseñada por la autora, perteneciendo estas actividades a la fase tres de la investigación.

En el Capítulo IV se presentan los resultados como tablas resumen de los asentamientos obtenidos y los valores de coeficientes de balasto respectivos, graficados de acuerdo a la fundación y el tipo de suelo, donde se incluye también a modo comparativo la curva obtenida si se aplicaran los coeficientes de balasto de acuerdo a la metodología de la prueba del plato, para describir y analizar el comportamiento de los resultados.

Finalmente, en el Capítulo V se presentan las conclusiones en base a los resultados observados, enfocados básicamente a la escogencia de uno u otro método de cálculo del asentamiento, ya que este valor es imperante en el coeficiente de balasto a aplicar en el modelo de la edificación.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

El proceso de análisis de una edificación se ha realizado convencionalmente asumiendo que el cuerpo de la estructura se encuentra empotrado en la base, es decir, considerando el suelo como infinitamente rígido. Se comienza realizando el análisis de la superestructura, de la cual se obtienen las solicitaciones que serán transmitidas a las fundaciones, estas se dimensionan y se comprueba que no sean superados los valores admisibles en el suelo de soporte, y por último se concluye con el diseño de las fundaciones.

Esta metodología respeta el hecho de la compatibilidad existente en todos los nodos de la estructura, en cuanto a fuerzas, momentos y desplazamientos se refiere, pero al llegar a la fundación existe una premisa diferente, ya que no se considera la deformabilidad y compatibilidad entre el suelo y las fundaciones, despreciando de esta manera los efectos que las fuerzas transmitidas a estas últimas puedan causarle al suelo, y por lo tanto, dejando de lado los efectos que los asentamientos o movimientos de apoyo puedan originar en las solicitaciones de los elementos que conforman la superestructura.

En épocas pasadas era aceptable asumir empotrada o articulada las bases de una edificación, ya que el análisis se hacía por partes y no se contaban con las herramientas necesarias para modelar el suelo de apoyo. Sin embargo, en la actualidad se cuentan con programas avanzados de análisis estructural matriciales en 3D que realizan un gran número de análisis

que eran impensables en épocas pasadas, como lo son el análisis por elementos finitos, efecto P- Δ , análisis no lineal, etc.

Debido a la factibilidad de representar la realidad del apoyo en las edificaciones, mediante el uso de estas herramientas, se ha considerado el estudio denominado interacción suelo-estructura, donde se establece la compatibilidad superestructura-fundación-suelo. Mediante el uso de este estudio se obtienen aproximaciones más cercanas a la realidad en cuanto al comportamiento de las bases de la edificación, muchas veces asumidas como empotradas y en la realidad comportándose cercano a una articulación.

Al llevar a cabo un análisis estructural considerando la deformación del suelo, es evidente que se incorporan al estudio varios parámetros del mismo que antes no eran tomados en cuenta, como lo son los esfuerzos transmitidos al suelo, los asentamientos y el módulo de reacción del suelo, en cada fundación; Aspectos que usualmente son considerados como constantes en todas las fundaciones, a pesar de conocerse que dependen del tipo de suelo, de las cargas transmitidas y de la geometría del cimiento.

En el diseño de edificaciones en nuestro País, las fundaciones superficiales más comunes son la zapata y losa de cimentación. Al considerar la respuesta del suelo ante la acción impuesta por las cargas y transmitidas por la superficie de las fundaciones, se aproxima a la realidad el diseño de la Estructura en general, aportando ventajas tanto en el comportamiento del sistema de fundación y superestructura, seguridad y resistencia, así como en el aspecto económico en la construcción.

Se han realizado estudios acerca de la necesidad de considerar o no la interacción suelo-estructura en las edificaciones y el efecto que tendría sobre estas, sin embargo la normativa nacional carece de información que guíe al Ingeniero en el análisis y aplicación de este método; al respecto la Norma COVENIN-MINDUR 1756:01 expresa en el Art. 8.8: “En las edificaciones clasificadas como regulares se podrán incorporar los efectos de

la interacción suelo–estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y los correspondientes desplazamientos” (p. 41).

Tanto las zapatas como las losas pueden ser representadas e incorporados al modelo global de la estructura mediante el uso de las herramientas tecnológicas actuales, con la cual se puede además simular la reacción del suelo sobre dichas fundaciones, incorporando en el programa de análisis el valor del coeficiente de balasto. Siendo este parámetro la representación de la flexibilidad en el sistema de Fundación, es importante conocer su magnitud en cada elemento, sea zapata o losa. Recordando que la reacción del suelo ante las cargas es representada por el módulo de balasto o módulo de rigidez del suelo, siendo k_v el símbolo que representa el sentido vertical de este parámetro.

Tradicionalmente en el campo de la Ingeniería estructural se han usado procedimientos para determinar el valor del coeficiente de balasto, siendo uno de los más usados el de la prueba del plato, extrapolando este resultado a otras fundaciones considerando las dimensiones reales de la misma. Sin embargo este método considera solo el terreno superficial debajo del plato de acuerdo al bulbo de esfuerzos que este supone, ignorando que las dimensiones de la fundación real son más grandes y poseen un bulbo de esfuerzos que alcanzan mayores profundidades en el estrato, pudiendo comprometer a más de un estrato de suelo.

Considerando lo anteriormente expuesto, es evidente que el módulo de Young o módulo de elasticidad del suelo (E_s) varíe con la profundidad debido al confinamiento y al nivel de carga bajo la cimentación, por lo cual el valor de este parámetro necesario para determinar los asentamientos y el coeficiente de balasto debe ser bien estudiado para cada fundación y tipo de suelo en particular.

Conociendo la debilidad existente en la determinación del Módulo de elasticidad usado para obtener el módulo de balasto, aunado a la ausencia de un procedimiento normativo en Venezuela que establezca el método para

determinar este parámetro de uso esencial en el diseño del sistema de fundación, se presenta la problemática de cómo determinar adecuadamente el valor del coeficiente de balasto para que el análisis de ISE sea lo más cercano a la realidad del comportamiento estructural.

Considerando el basamento anterior, en este trabajo se estudia y establecen los procedimientos para determinar el coeficiente de balasto vertical en cada fundación de la estructura de acuerdo a los valores de módulo de Young y asentamiento real, además de la forma de aplicación en los programas de cálculo y el proceso de verificación de la magnitud del coeficiente.

El resultado de esta investigación es de gran ayuda en el ámbito de la Ingeniería Estructural en el País, debido a que los procedimientos establecidos sirven de base para la determinación de una metodología general de aplicación del coeficiente de balasto en el análisis de Interacción suelo estructura en el Diseño de edificaciones.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Definir procedimientos para determinar y aplicar el coeficiente de balasto vertical en las fundaciones de edificaciones diseñadas considerando el análisis interacción suelo-estructura.

Objetivos Específicos

- Formular procedimientos para la estimación del coeficiente de balasto vertical en zapatas y losas, basado en un asentamiento inicial.
- Definir la de aplicación del coeficiente de balasto vertical en zapatas y losas en el modelo del programa.
- Ajustar los coeficientes de balastos iniciales aplicados a las fundaciones respecto a los asentamientos reales obtenidos.

Justificación

En la actualidad, generalmente en los países desarrollados o con tendencia a la investigación, se han realizado avances en cuanto al estudio y análisis estructural, buscando el mayor acercamiento entre el modelo de estructura que se diseña y el comportamiento real de la estructura que se construye. Conociendo la importancia de mantener en pie y en funcionamiento las edificaciones, es necesario que en Venezuela se cuente con material académico suficiente para estar a la par del avance tecnológico y profesional del mundo actual, y de esta manera lograr que las edificaciones sean diseñadas contemplando los aspectos que la acercan a la realidad, sin dejar de cumplir la Normativa nacional vigente que garantiza la estabilidad, resistencia y funcionalidad de las estructuras.

En este orden de ideas, se presenta en esta investigación una serie de procedimientos para guiar a los Ingenieros que deseen obtener un resultado más cercano a la realidad en el modelado de edificaciones que incluyan la flexibilidad del sistema de fundación, lo cual origina a un comportamiento diferente de la superestructura, que se evidencia en incremento de los desplazamientos laterales y del efecto $P-\Delta$, pudiendo ocurrir que con este análisis dichos desplazamientos no cumplan con los exigidos por la Norma.

El hecho de considerar la interacción suelo-estructura rompe el ideal de que las fundaciones son en general infinitamente rígidas, ya que el suelo donde se apoya puede tener cierta flexibilidad, lo que se traduce en desplazamientos verticales (asentamientos) en las fundaciones directas tipo zapatas y losas de cimentación.

Debido al auge y el uso actual de este método, es necesario que los ingenieros posean las herramientas para proceder ante la determinación de un factor tan importante como lo es el coeficiente de balasto del suelo de apoyo, ya que su valor es determinante en dicha interacción y por ende en el análisis estructural.

Alcance y Delimitación

Las fundaciones consideradas en el estudio son directas tipo zapatas y losa de cimentación, para las cuales se determina y se aplica, representado por un resorte, el coeficiente de balasto vertical. Se modela en conjunto la edificación de concreto armado de 3 niveles incluyendo las fundaciones mediante el uso del Software ETABS 2016 V.16.2.0 (Computers and Structures Inc.).

En el presente estudio se evalúa la respuesta del suelo respecto a su rigidez ante las condiciones de cargas estáticas de servicio y mayoradas, sin considerar las fuerzas dinámicas provenientes del sismo. Además el estudio se limita a analizar como determinar la rigidez del suelo de soporte

(coeficiente de balasto) cuando la acción de las cargas afecta a un estrato de suelo homogéneo, evaluándose cuatro casos: arcilla dura, arcilla blanda, arena suelta y arena densa.

En el desarrollo de esta investigación, la autora inició la determinación de un método (sugerido por el Dr. Heriberto Echezuria), que aparte de considerar la variación del módulo E en la profundidad de acuerdo al confinamiento, tomara en cuenta también el nivel de carga real actuante que ocasionaría esa respuesta en el suelo. Basándose este estudio en la teoría de elasticidad, que especifica que para materiales homogéneos, el módulo de elasticidad es directamente proporcional a la carga. Dicho método no pudo ser presentado en el trabajo por falta de tiempo para resolver las inconsistencias de los resultados obtenidos y para obtener mayor base de justificación de la metodología empleada. Por lo cual el presente trabajo considera un solo valor de E , dependiente del confinamiento en el suelo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

En la actualidad, es común en el Diseño estructural el uso de programas avanzados para el cálculo de edificaciones, y cuando se incluye la interacción suelo-estructura puede modelarse mediante el uso de la Metodología de Winkler (coeficiente de balasto) que define el comportamiento del suelo, como una reacción ante los esfuerzos y deformaciones originadas en el mismo. Los manuales de estos programas suelen dar algunas recomendaciones para su uso, pero sin considerar que este parámetro no es una constante característica del terreno y que su valor es variable de acuerdo a la geometría, cargas y tipo de estudio.

El trabajo de Winkler *Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit* (Sobre Elasticidad y Resistencia), en 1867 presenta su hipótesis, la cual consiste en suponer que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad $K_s = q/\delta$ como módulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto, el cual es constante en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente consistiría en una viga apoyada sobre una serie de resortes en paralelo con la misma rigidez. El nombre balasto, ha sido atribuido gracias a que esta teoría fue empleada por primera vez en el análisis de las traviesas del ferrocarril.

Para elegir el coeficiente de balasto se han analizado varias propuestas, sugeridas por diversos autores que, generalmente, parten del trabajo inicial de Karl Terzagui el cual tituló "*Evaluation of coefficients of subgrade reaction*", y fue publicado en la revista Geotechnique, en 1955. En

este artículo, usando unidades inglesas, Terzagui aportó los coeficientes de reacción vertical a usar en el estudio de vigas horizontales, y los coeficientes de reacción horizontal para el análisis de estructuras verticales, como pilotes, pantallas o tablestacas.

El profesor J. Verdeyen, de la Universidad de Bruselas, dio una conferencia en Friburgo (Suiza) en 1964 que se tituló "*L'application `a la pratique des coefficients de raideur du sol*", que fue publicada luego en el Bulletin technique de la Suisse Romande (Lausana 9 de enero de 1965), en el cual explica la teoría de la viga flotante y se recogen las propuestas de Terzagui sobre coeficientes de balasto, traducidas a unidades métricas.

M. Freire (1999), *Precisiones para el empleo del Módulo de Balasto en Edificación*, usa el mencionado método para modelar la interacción suelo-fundación con el uso de resortes, y determina dicho valor mediante relaciones de dimensiones reales de fundación, con resultados de prueba de carga en plato de 30cm de lado considerando el tipo de suelo. Además, afirma que la bibliografía sobre el tema estudiado apunta a que no todos los terrenos admiten una modelización igualmente satisfactoria con el método del Coeficiente de Balasto. Dentro de los tipos de suelos excluidos de la aplicación de métodos lineales se encuentran las arcillas normalmente consolidadas.

El mismo autor M. Freire (2000) en su estudio *Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (1ª parte)* hizo una discretización del terreno simulado por columnas elásticas virtuales mediante resortes cuya reacción representa el módulo de balasto del suelo. Estos fueron introducidos en la formulación matricial como barras ficticias para poder representar en el programa usado por el autor los distintos valores de constantes de cada resorte. Por comodidad y por limitación del programa usado fueron modeladas las barras con un mismo valor de módulo de Young y longitud. Para ajustar el cálculo del módulo de balasto del cimiento el autor considero las correcciones que garantizan cierta continuidad en la

deformación del soporte suelo, corrigiendo los valores del módulo de balasto en los extremos del cimiento o empleando técnicas de muelles emparejados “coupled springs” o, de acuerdo con lo expuesto en la norma ACI-336, u otros sistemas.

Bases Legales

La normativa vigente en Venezuela no define los aspectos necesarios para el cálculo del coeficiente de balasto y su debida corrección en el diseño de estructuras considerando la interacción entre las fundaciones y el terreno de soporte, por lo cual será necesaria la consulta de normativas internacionales con la finalidad de analizar los aspectos considerados que puedan servir de bibliografía para la implementación de esta metodología.

Es importante destacar que, la norma COVENIN-MINDUR 1756:01 permite la incorporación de los efectos de la interacción en el sistema suelo-fundación en su Art. 8.8: “En las edificaciones clasificadas como regulares se podrán incorporar los efectos de la interacción suelo–estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y los correspondientes desplazamientos” (p. 41). En los comentarios de este artículo se especifica el apoyo en el procedimiento establecido en el código internacional FEMA, 1997a “NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings: FEMA 302”. Este ha sido actualizado a FEMA P-750 / 2009 “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”.

Sin embargo respecto al coeficiente de balasto o módulo de rigidez estático no se encuentra información en la norma anterior, mientras que en la “NIST National Institute of standards and technology” (Instituto Nacional de Normas y Tecnología) titulada “Soil-structure Interaction for Building Structures” (Interacción Suelo-estructura para edificios) se encuentra una forma de cálculo de este parámetro que puede ser comparado con los resultados de esta investigación.

A continuación se presentan los códigos que servirán de apoyo para la presente investigación:

Normativa Nacional

1. COVENIN-MINDUR 1753:2006-1 “Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural. Articulado”.
2. COVENIN-MINDUR 1753:2006-1 “Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural. Comentarios”.
3. COVENIN-MINDUR 1756:2001-1 “Edificaciones Sismorresistentes. Articulado”, la cual será referida como 1756:01 para los fines de esta investigación.
4. COVENIN-MINDUR 1756:2001-2 “Edificaciones Sismorresistentes. Comentarios”.
5. COVENIN-MINDUR (PROVISIONAL) 2002 – 88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Normativa Internacional

1. ACI 336.2R-88: “Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats”, Estados Unidos. Reaprobada en 2002.
2. ASCE/SEI 7-10: “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, Estados Unidos. Será referida como ASCE7-10 para los fines de esta investigación.
3. FEMA P-750 / 2009: “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, Estados Unidos.
4. NIST GCR 12-917-21/ 2012: “Soil-structure Interaction for Building Structures”, Estados Unidos.

Bases Teóricas

1. Cimentaciones superficiales

Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas, menores de 4 m aproximadamente con respecto al nivel de la superficie natural de un terreno o de un sótano.

Se considera cimentación superficial cuando tienen entre 0,50 m. y 4 m. de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura; de no ser así, se harán Cimentaciones Profundas.

En una cimentación superficial la reacción del suelo equilibra la fuerza transmitida por la estructura. Esta reacción de fuerzas, que no tiene un patrón determinado de distribución, ocurre en la interfase entre el suelo y la sección transversal de la cimentación que está en contacto con él. En este caso, el estado de esfuerzos laterales no reviste mayor importancia. En consecuencia, el comportamiento estructural, de una cimentación superficial tiene las características de una viga o de una placa.

Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no presentan mayores dificultades, pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata continua o losa de cimentación. En una estructura, una zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de varios apoyos y una losa de cimentación o placa por sostener y transferir al suelo la carga de todos los apoyos.

Las zapatas individuales se plantean como solución en casos sencillos, en suelos de poca compresibilidad, suelos duros, con cargas moderadas de la estructura. Con el fin de darle rigidez lateral al sistema de cimentación, las zapatas aisladas deben interconectarse en ambos sentidos por medio de vigas de amarre. Las zapatas combinadas se plantean en casos intermedios, esto es, suelos de mediana compresibilidad y cargas no muy altas. Con esta solución se busca una reducción de esfuerzos, dándole cierta rigidez a la estructura, de modo que se restrinjan algunos movimientos relativos.

La losa de cimentación por lo general ocupa toda el área de la edificación. Mediante esta solución se disminuyen los esfuerzos en el suelo y se minimizan los asentamientos diferenciales. Cuando se trata de atender y transmitir al suelo las fuerzas de un muro de carga, se usa una zapata continua o corrida, cuyo comportamiento es similar al de una viga.

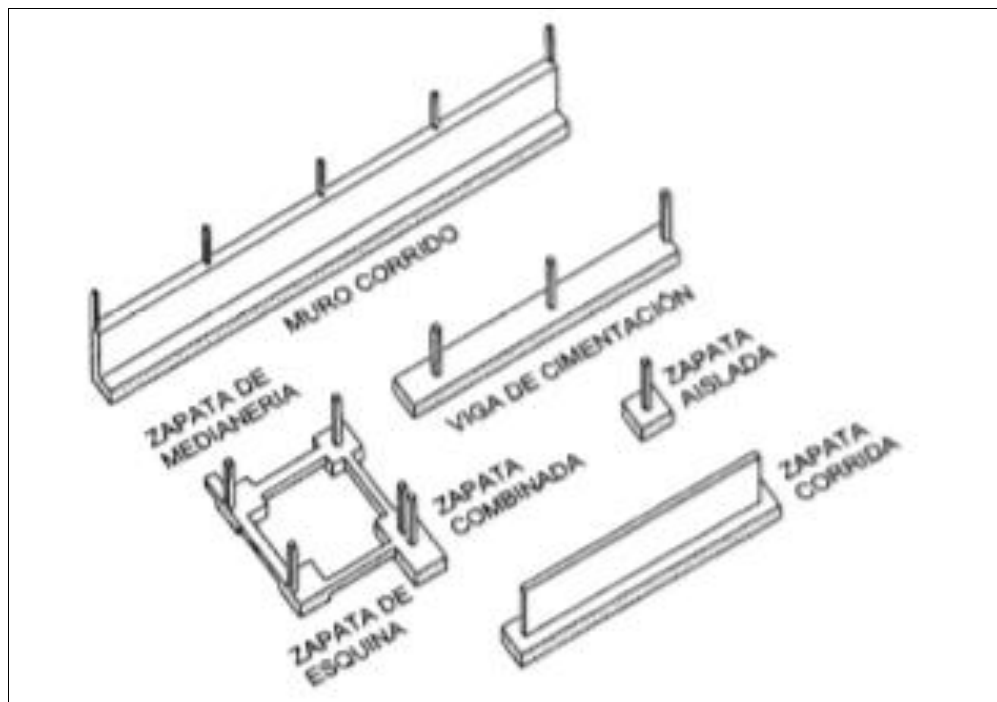


Figura 1. Zapatas Muros y vigas. Fuente: Calavera, 1982.

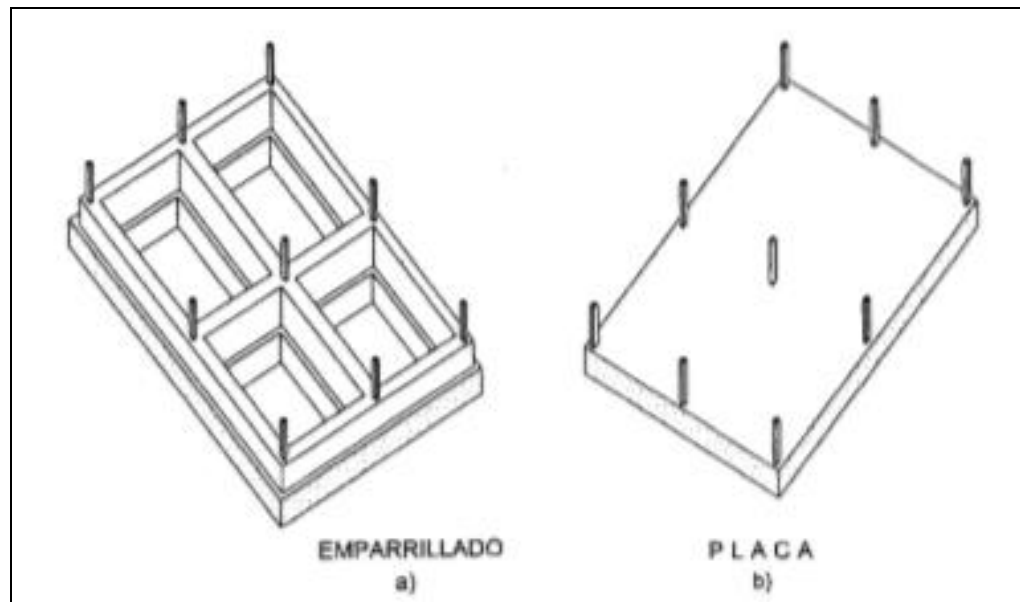


Figura 2. Retícula o Emparrillado y Placa o Losa rígida. Fuente: Calavera, 1982.

Tabla 1. Tipos de fundaciones directas y su uso común.

Tipo de cimiento directo	Elementos estructurales más usuales a los que sirven de cimentación
Zapata aislada	Pilar aislado, interior, medianero o de esquina
Zapata combinada	2 ó más pilares contiguos
Zapata corrida	Alineaciones de 3 o más pilares o muros
Pozo de cimentación	Pilar aislado
Emparrillado	Conjunto de pilares y muros distribuidos, en general, en retícula.
Losa	Conjunto de pilares y muros

Nota. Datos tomados de Muelas, 2012.

Como se observa en la tabla 1 las fundaciones superficiales tipo zapatas, se pueden clasificar según su ubicación en planta, en central, esquinera o medianera; y según la cantidad y tipo de elementos que soporta, como aislada, combinada o corrida; también puede clasificarse estructuralmente en rígidas o flexibles (figura 3).

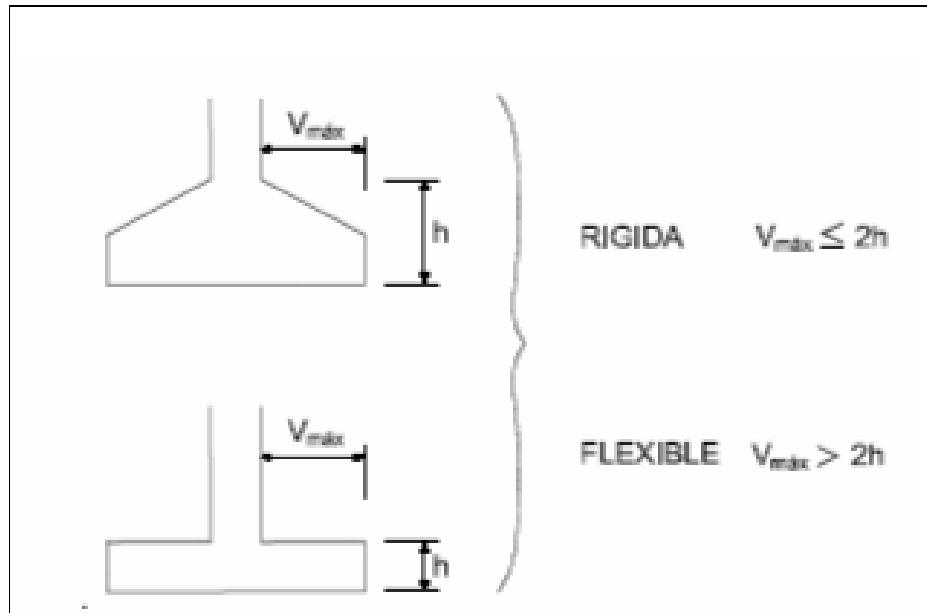


Figura 3. Clasificación del tipo de zapata según la relación altura-volado.
Fuente: Muelas, 2012.

2. Esfuerzo debido a una carga concentrada

En el año 1885, Boussinesq desarrolló las relaciones matemáticas para determinar los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie, como muestra la Figura 4. Estableciendo de acuerdo a su análisis una fórmula para calcular el incremento del esfuerzo vertical (Δp) en el punto A causado por la carga puntual P:

$$\Delta = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (2.1)$$

Donde $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

x, y, z = coordenadas del punto A

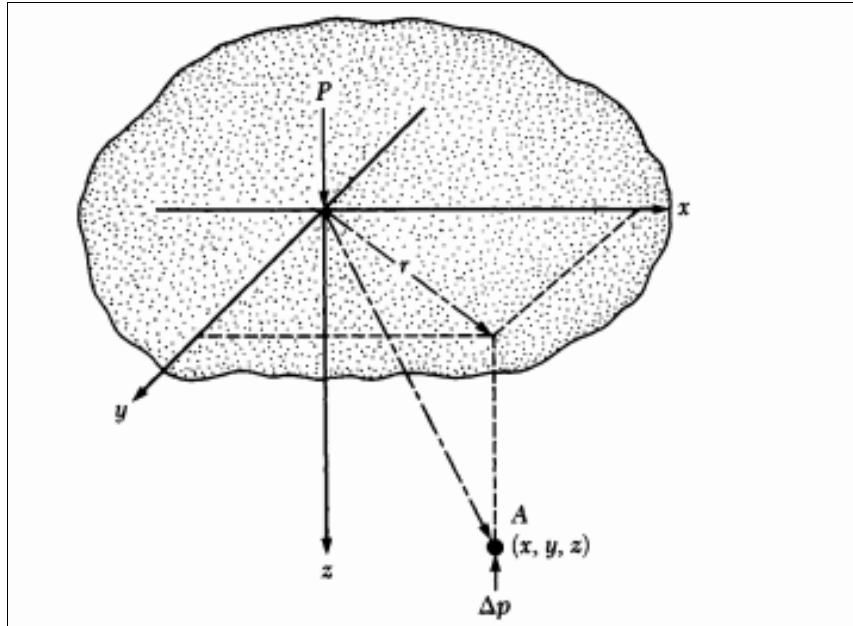


Figura 4. Esfuerzo vertical en un punto, A, causado por una carga puntual sobre la superficie. Fuente: Das, 1999.

3. Esfuerzo debajo de un área rectangular

El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada (Figura 5).

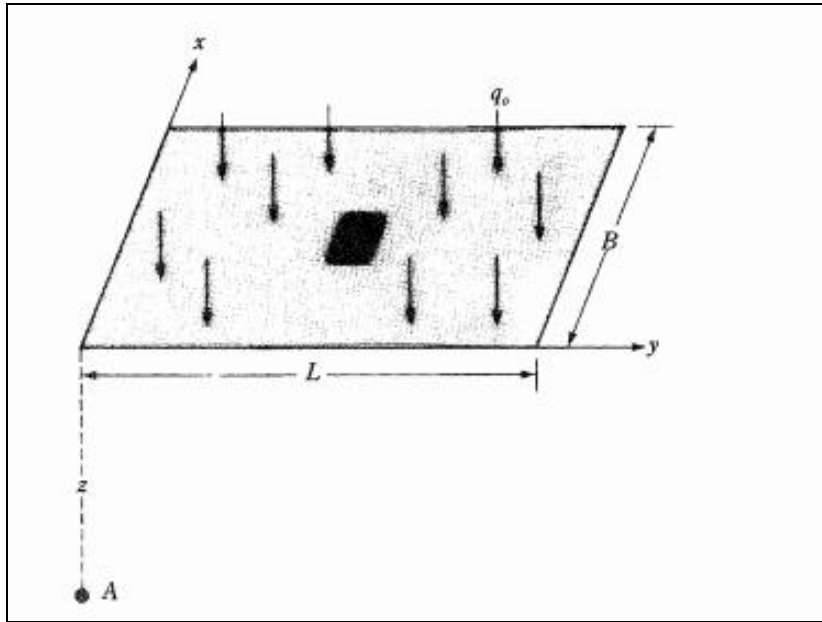


Figura 5. Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada. Fuente: Das, 1999.

$dA = dx dy$ sobre la superficie cargada. Si la carga por unidad de área es q_0 , la carga total sobre el área elemental es

$$dP = q_0 dx dy \quad (3.1)$$

Esta carga elemental, dP , debe tratarse como una carga puntual. El incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se evalúa usando la ecuación (2.1). Sin embargo, note la necesidad de sustituir $dP = q_0 dx dy$ por P , y $x^2 + y^2$ por r^2 , en dicha ecuación. Entonces el incremento del esfuerzo en A causado por dP , es:

$$dP = \frac{3q_0 (dx dy) z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

El incremento total del esfuerzo causado por el área total cargada en el punto A se obtiene ahora integrando la ecuación anterior:

$$\Delta p = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0 (d_x d_y) z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} = q_0 I \quad (3.2)$$

Donde Δp = incremento del esfuerzo en A

I = factor de influencia

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \quad (3.3)$$

Cuando m y n son pequeños, el argumento de $\tan^{-1}$ es negativo. En ese caso,

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \left(\pi - \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \right] \quad (3.4)$$

$$m = \frac{B}{z} \quad (3.5)$$

$$n = \frac{L}{z} \quad (3.6)$$

Las variaciones de los valores de influencia m y n se dan en la tabla 1 y están graficados en la figura 6.

Tabla 2. Variación del valor de influencia según Newmark 1935

<i>m</i>	<i>n</i>											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03612	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

Nota. Datos tomados de Das, 1999.

Tabla 2 (Cont.). Variación del valor de influencia según (Newmark 1935)

n	n										
	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15236	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

Nota. Datos tomados de Das, 1999.

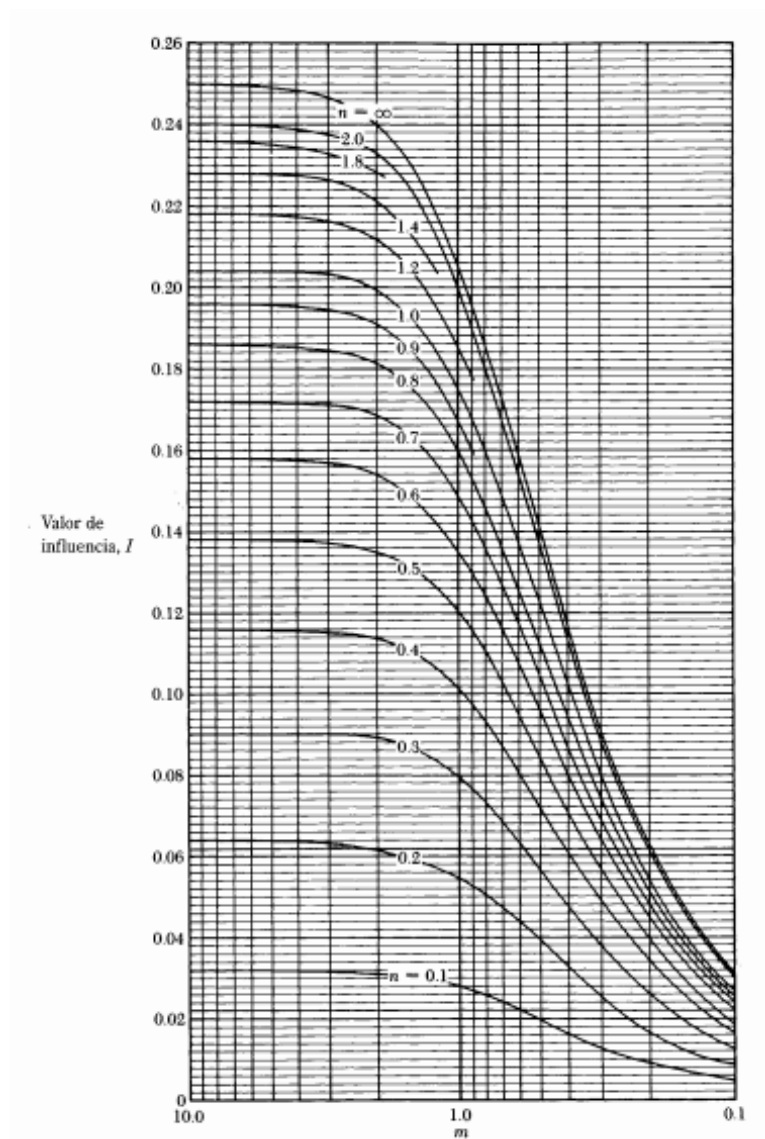


Figura 6. Variación de I con m y n , ecs. (3.2), (3.3) y (3.4). Fuente: Das, 1999.

El incremento del esfuerzo en cualquier punto debajo de una superficie rectangular cargada también se encuentra usando la ecuación (3.2) junto con la figura 7. Para determinar el esfuerzo a la profundidad z debajo del punto O , debe dividirse la superficie cargada en cuatro rectángulos donde el punto O es la esquina común a todos.

$$\Delta p = q_0 (I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \quad (3.7)$$

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

En la mayoría de los casos, el esfuerzo vertical debajo del centro de una superficie rectangular es de importancia y se calcula como:

$$\Delta p = q_0 I_c \quad (3.8)$$

Donde:

$$I = \frac{2}{\pi} \left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}} \cdot \frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + \sin^{-1} \frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2} \sqrt{1+n_1^2}} \right] \quad (3.9)$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \quad (3.10)$$

$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} \quad (3.11)$$

La variación de I_c con m_1 y n_1 se da en la tabla 2.

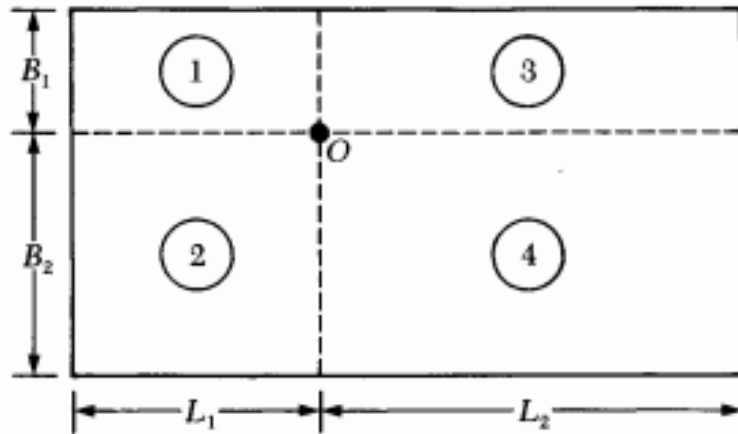


Figura 7. Esfuerzo debajo de cualquier punto de una superficie flexible rectangular cargada. Fuente: Das, 1999.

Tabla 3. Variación del valor de I_c con m_1 y n_1

n_1	m_1									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Nota. Datos tomados de Das, 1999.

4. Distribución de esfuerzos en el terreno debido a una carga rectangular: Método 2:1

Los ingenieros en cimentaciones han usado un método denominado 2:1 como una aproximación para calcular el aumento del esfuerzo con la profundidad en la masa de suelo, causado por la construcción de una fundación. De esta manera, el aumento de esfuerzo vendría dado por:

$$\Delta p = \frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)} \quad (4.1)$$

La ecuación anterior se basa en la hipótesis de que el esfuerzo se difunde desde la cimentación a lo largo de líneas con una pendiente de 2 vertical a 1 horizontal.

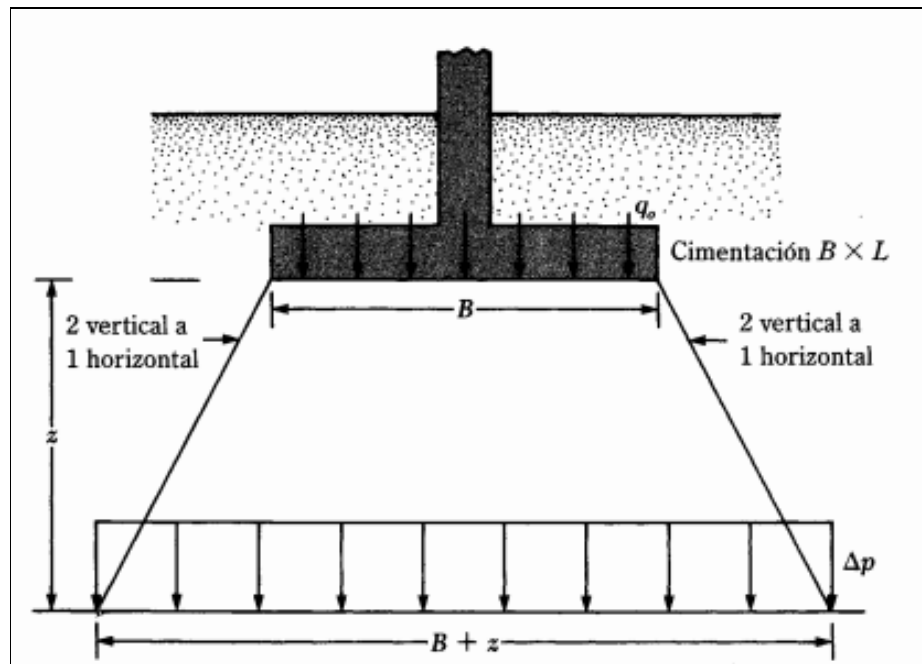


Figura 8. Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación. Fuente: Das, 1999.

5. Capacidad portante de cimentaciones superficiales

En la Figura 9 se observa la inclusión del mecanismo de falla bajo la cimentación (abajo a la derecha), considerando la formación de tres cuñas bien definidas dentro de la masa de suelo. Terzaghi y otros han desarrollado teorías para establecer la capacidad portante del suelo con base en las propiedades del mismo y en el mecanismo descrito. El equilibrio de fuerzas entre las tres cuñas es lo que establece si habrá estabilidad ante las solicitaciones, lo cual determina la “capacidad portante” de la cimentación.

Las tres cuñas de suelo bajo la cimentación tienen distintas funciones en el mecanismo de falla, la cuña activa (inmediatamente debajo del centro de la cimentación) transmite vertical y lateralmente las cargas que actúan sobre la cimentación. La cuña neutra, a cada lado de la activa, se moviliza por acción de la misma y transmite las cargas que producen el desequilibrio

lateral del sistema. Finalmente, la cuña pasiva, a los lados de la neutra, es la soporta todas las acciones y previene la falla del sistema.

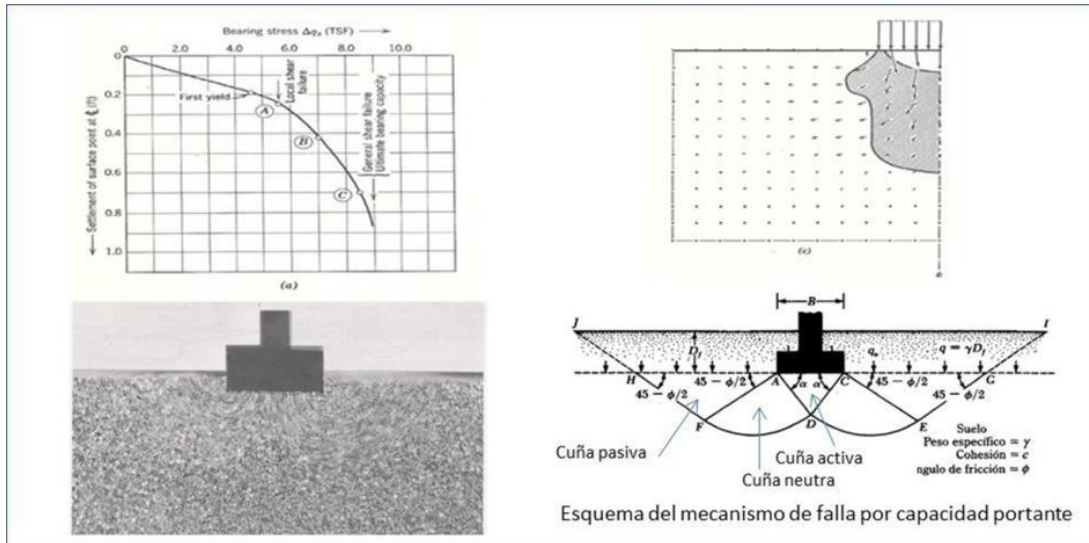


Figura 9. Movilización dentro de la masa de suelo y formación del mecanismo de falla por capacidad portante con idealización de los bloques de suelo que participan en el mismo. Fuente: Apuntes Echezuria, 2016.

El equilibrio de fuerzas en las superficies de las tres cuñas conduce a la ecuación de capacidad portante con la siguiente expresión:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (5.1)$$

donde,

q_u es la capacidad última del suelo

c es la cohesión del suelo

q es la presión de contacto de la cimentación con el suelo

γ es el peso unitario del suelo

B es el ancho de la cimentación

N_c , N_q y N_γ son los denominados Factores de Capacidad Portante y tienen expresiones como las siguientes, dependiendo de la forma de las superficies de falla utilizadas:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

La expresión (5.1) para q_u es válida si el nivel freático está muy por debajo del ancho, B, de la cimentación. Si el nivel freático está dentro de la zona de suelo movilizada, es necesario modificar la ecuación general de capacidad portante tal como se indica a continuación. La figura 10 ilustra los casos para la posición del nivel freático.

Si el nivel freático está dentro de la masa movilizada de suelo entonces se deben tomar los siguientes tres casos para considerarlo:

- Caso I: Cuando el nivel freático está por debajo del ancho B de la Cimentación.- En este caso, no afecta la solución original
- Caso II: Cuando el nivel freático está a una profundidad, D_1 , entre la superficie del terreno y D_f . En este caso, γ en el último término de la ecuación debe ser cambiado por γ' . Donde γ' es igual $\gamma_{sat} - \gamma_w$.

Adicionalmente, se debe modificar el factor, q, del segundo término de la ecuación con la siguiente expresión:

$$q = D_1 \gamma + (D_f - D_1) \gamma'.$$

- Caso III: Cuando el nivel freático está entre D_f y el ancho B de la Cimentación. En este caso se debe modificar el factor γ del tercer término de la ecuación de capacidad portante por la siguiente expresión:

$$\gamma_{nf} = \gamma' + d/B(\gamma - \gamma').$$

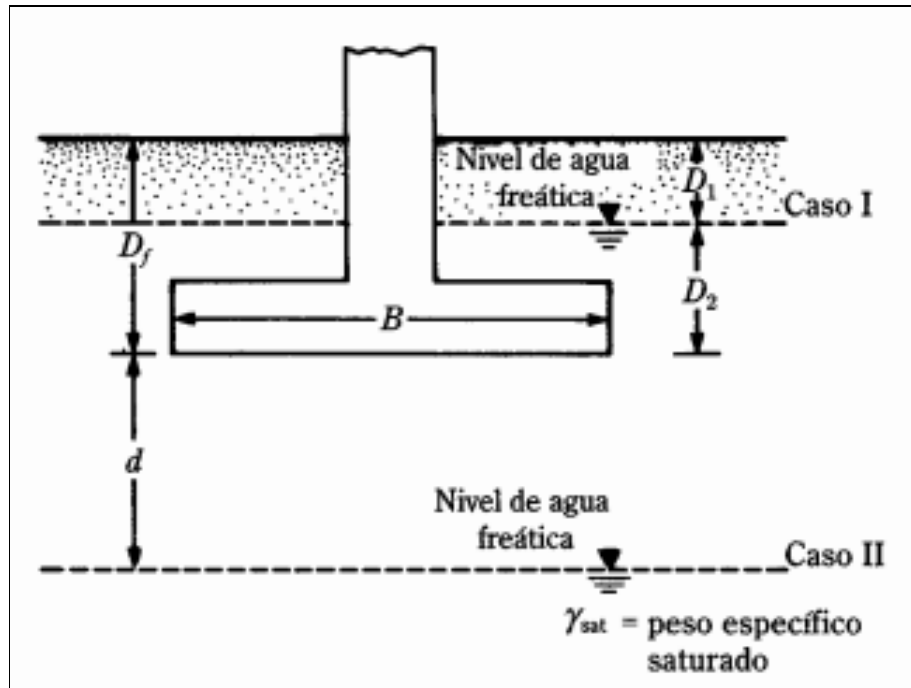


Figura 10. Posibles ubicaciones del Nivel freático que modifican la capacidad de carga. Fuente: Das, 1999.

Las modificaciones anteriores suponen condiciones del agua estática, o sin flujo. En caso de haber flujo se deben considerar las presiones a partir de una malla de flujo. De la misma manera, si hay acumulación de presiones de poros por causa de cargas sísmicas, esas presiones de poros deben ser consideradas en el análisis

Por otra parte, la ecuación general de capacidad portante también debe ser modificada con varios factores que influyen en la solución de las ecuaciones de equilibrio para distintos tipos de geometría de la cimentación y su desplante en profundidad, a saber:

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (5.2)$$

Dónde:

c' = cohesión

q = esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación
(Presión de contacto)

γ = peso unitario del suelo

B = ancho de la cimentación

F_{cs}, F_{qs}, F_{ys} = Factores de forma

F_{cd}, F_{qd}, F_{yd} = Factores de profundidad

F_{ci}, F_{qi}, F_{yi} = Factores por inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad portante

Tabla 4. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_c}{L N_c}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$	
	$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad ^b	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{yd} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
Inclinación	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{yd} = 1$	
	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^*}{90^\circ} \right)^2$	
	$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	
^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.		
^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes.		

Nota. Datos tomados de Bowles, 1997.

Similarmente, las ecuaciones de capacidad portante pueden ser adaptadas de acuerdo con la naturaleza y el comportamiento del suelo, así cuando se trata de arcillas o arenas los parámetros toman distintos valores, lo cual se refleja en los resultados y el tipo de análisis, por ejemplo, cuando la aplicación de la carga es muy rápida y no se permite el drenaje o si la carga es más lenta y se puede considerar que existe el drenaje.

Las arenas generalmente drenan más rápido que la velocidad con la cual se aplican las cargas durante la construcción. Sin embargo, cuando la arena es limosa o cuando hay cargas dinámicas o cíclicas se produce la acumulación de la presión de poros. Tal como mencionamos antes, es necesario revisar si esa acumulación de presión de poros afectará el comportamiento de la cimentación. A tal efecto, se debe hacer un chequeo de la capacidad portante con los parámetros ajustados a esa condición a fin de asegurarnos que las peores condiciones posibles en el suelo de cimentación no afectarán su funcionamiento.

Para el caso de arcillas, las mismas drenan muy lentamente aun para casos de construcción más lenta que la convencional. En ese caso hay que estudiar el equilibrio para la condición $\phi'=0$, la cual generalmente domina. En ese caso se utiliza la resistencia al corte no drenado, S_u y el parámetro, c de las ecuaciones de capacidad portante se transforma en S_u y como $\phi' = 0$ entonces la ecuación se reduce a $q_{ult} = S_u N_c$.

6. Capacidad de carga de losas para cimentaciones

La capacidad de carga total última de una losa de cimentación se determina con la misma ecuación (5.2) usada para cimentaciones superficiales

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (6.1)$$

Los factores de forma son los mismos que se definen en la sección anterior. El término B en la ecuación (5.2) es la dimensión más pequeña de la losa. La capacidad neta última es

$$q_{\text{neta}} = q_u - q$$

7. Definición de asentamiento

En una fundación, la aplicación de una carga vertical creciente V , da lugar a un asiento creciente, (figura 11). Las diversas formas que pueden adoptar las curvas presión-asiento dependen en general de la forma y tamaño de la zapata, de la naturaleza y resistencia del suelo y de la carga aplicada (tipo, velocidad de aplicación, frecuencia, etc.).

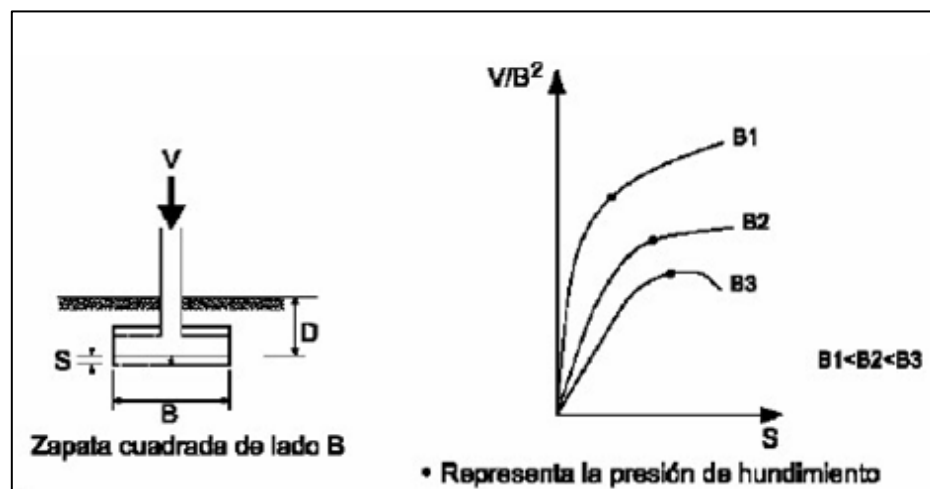


Figura 11. Concepto de asentamiento. Fuente: Muelas, 2012.

Mientras la carga V sea pequeña o moderada, el asiento crecerá de manera aproximadamente proporcional a la carga aplicada. Sin embargo, si la carga V sigue aumentando, la pendiente de la relación asiento-carga se acentuará, llegando finalmente a una situación en la que puede sobrepasarse la capacidad portante del terreno, agotando su resistencia al

corte y produciéndose movimientos inadmisibles, situación que se identifica con el hundimiento.

La carga V para la cual se alcanza el hundimiento es función de la resistencia al corte del terreno, de las dimensiones y forma de la cimentación, de la profundidad a la que está situada, del peso específico del terreno y de las condiciones del agua subálvea.

Los asentamientos de la fundación deben ser estimados con gran cuidado para edificios, puentes, torres, centrales eléctricas y estructuras similares de alto costo. Para estructuras tales como rellenos, presas de tierra, diques, chapas reforzadas y muros de contención, generalmente se puede tolerar un mayor margen de error en los asentamientos.

Excepto por coincidencias ocasionales, los cálculos de asentamiento del suelo son sólo los mejores estimados de la deformación a esperar cuando se aplica una carga. Durante el asentamiento, las transiciones del suelo desde el estado de estrés actual del cuerpo (o peso propio) a una nueva bajo la carga aplicada adicional. El cambio de tensión Δq de esta carga añadida produce una acumulación dependiente del tiempo de rodadura de partículas, deslizamiento, aplastamiento y distorsiones elásticas en una zona de influencia limitada bajo el área cargada. La acumulación estadística de movimientos en la dirección de interés es el asentamiento. En la dirección vertical el asentamiento se definirá como ΔH .

Los componentes principales de ΔH son el laminado y deslizamiento de partículas, que producen un cambio en la relación de vacíos, y el trituración de granos, que altera ligeramente el material. Sólo una pequeña fracción de ΔH se debe a la deformación elástica de los granos del suelo. Como consecuencia, si se elimina la tensión aplicada, se recupera muy poco del asentamiento ΔH . Aunque ΔH tiene sólo un componente elástico muy pequeño, es conveniente tratar el suelo como un material pseudo-elástico con parámetros "elásticos" E_s , G' , μ , y k_s para estimar asentamientos.

El criterio anterior parecería razonable porque un cambio de esfuerzo

causa el asentamiento y los cambios mayores de esfuerzos producen asentamientos más grandes. También la experiencia indica que esta metodología proporciona soluciones satisfactorias.

Existen dos problemas principales con los análisis de asentamiento del suelo:

a) Obtención de valores fiables de los parámetros "elásticos". Los problemas de recuperación de muestras de suelo "no perturbadas" significan que los valores de laboratorio son a menudo erróneos en un 50 por ciento o más. Existe ahora una mayor tendencia a utilizar ensayos en sitio, pero un inconveniente principal es que tienden a obtener valores horizontales.

La anisotropía es una ocurrencia común, haciendo que los valores elásticos verticales (usualmente necesarios) sean diferentes de los horizontales. A menudo la diferencia es sustancial. Debido a estos problemas, las correlaciones se utilizan comúnmente, particularmente para estudios de diseño preliminar. Debe obtenerse (o estimarse) más de un conjunto de parámetros elásticos si hay estratificación en la zona de influencia H.

b) Obtención de un perfil de esfuerzo fiable a partir de la carga aplicada. Tenemos el problema de calcular tanto los valores numéricos correctos como la profundidad efectiva H de la zona de influencia. Las ecuaciones de la teoría de la elasticidad se usan generalmente para los cálculos de la tensión, con la profundidad de influencia H debajo del área cargada tomado de $H = 0$ a $H \rightarrow \infty$ (pero más correctamente de 0 a 4B o 5B). Puesto que la teoría de la elasticidad suele asumir un suelo isotrópico y homogéneo, el acuerdo entre los cálculos y la realidad suele ser una feliz coincidencia.

Los asentamientos suelen clasificarse de la siguiente manera:

- Inmediato, o aquellos que tienen lugar cuando la carga se aplica o

dentro de un período de tiempo de aproximadamente 7 días.

- Consolidación, o aquellos que son dependientes del tiempo y llevan meses o años para desarrollarse. La Torre Inclinada de Pisa en Italia ha estado experimentando el establecimiento de la consolidación por más de 700 años. La inclinación es causada por el establecimiento de la consolidación que es mayor en un lado. Esto, sin embargo, es un caso extremo con los asentamientos principales para la mayoría de los proyectos que ocurren en 3 a 10 años.

Los análisis de asentamiento inmediato se utilizan para todos los suelos de grano fino, incluyendo limos y arcillas con un grado de saturación $S \leq 90$ por ciento y para todos los suelos de grano grueso con un gran coeficiente de permeabilidad (digamos, por encima de 10^{-3} m / s).

Los análisis de asentamiento de consolidación se usan para todos los suelos saturados, o casi saturados, de grano fino donde aplica la teoría de consolidación. Para estos suelos queremos estimaciones tanto del asentamiento ΔH como del tiempo que tardará la mayor parte del asentamiento en ocurrir.

8. *Calculo de Asentamientos en zapatas basados en la Teoría de la Elasticidad*

Se determina asentamiento al desplazamiento vertical del sistema Suelo-Fundación, que considera la deformación del suelo debido a las cargas transmitidas por la superestructura a la fundación. Según la teoría de la elasticidad, basados en la figura 12 y aplicando la ley de Hooke el asentamiento en zapatas se calcula como:

$$S_e = \int_0^H \epsilon_z \, d_z = \frac{1}{E_z} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_z \Delta p_y) \, d_z \quad (8.1)$$

Dónde:

Se: Asentamiento elástico

Es: Modulo de elasticidad del suelo

H: Espesor del estrato de suelo.

μ_s : Relación de Poisson del Suelo

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$: Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada en las direcciones x, y y z, respectivamente.

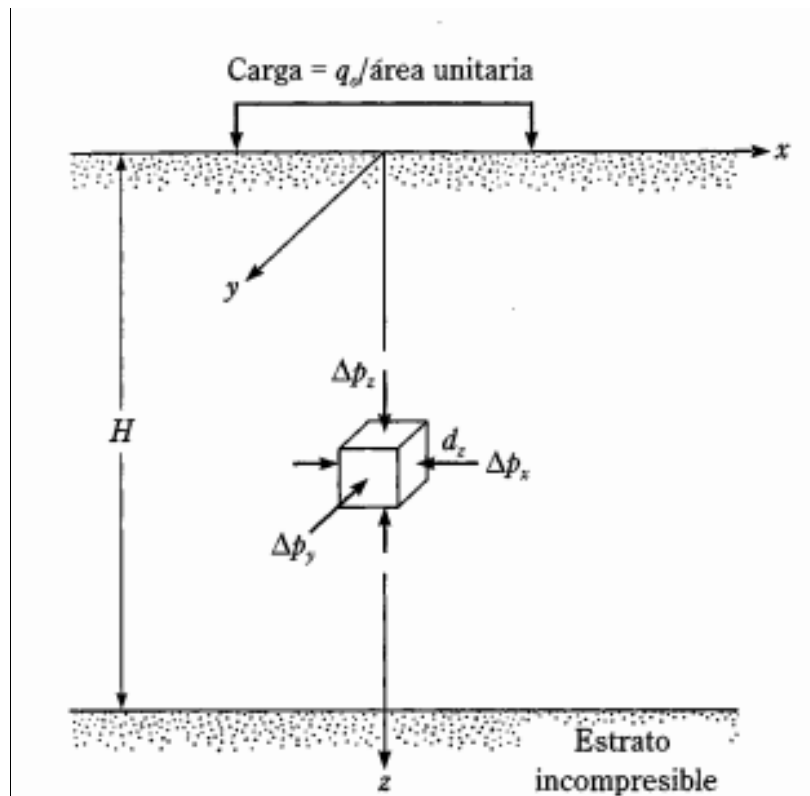


Figura 12. Asentamiento elástico de cimentación superficial. Fuente: Das, 1999.

El asentamiento elástico de la ecuación (8.1) en fundaciones superficiales sobre arcillas saturadas con $\mu_s=0.5$ puede determinarse como:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 * B}{E_s} \quad (8.2)$$

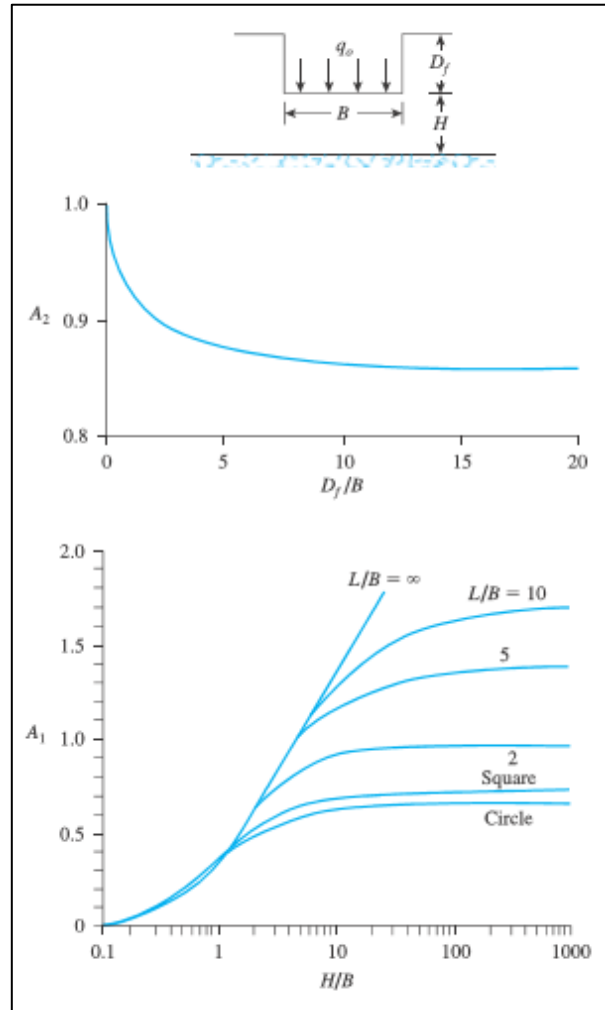


Figura 13. Valores de A_1 y A_2 para el calculo de asentamiento elastico en arcillas. Fuente: Das, 2016.

Dónde:

$$A_1 = f(H/B, L/B)$$

$$A_2 = f(D_f/B)$$

q_0 = presión neta aplicada sobre la fundación

B = dimensión de la cimentación.

L = longitud de la cimentación

D_f = profundidad de desplante de la fundación

E_s = Promedio del módulo de elasticidad debajo de la fundación.
 H = profundidad a la que se encuentra un estrato rígido

Según la ecuación (8.1), si la fundación es perfectamente flexible, de acuerdo a Bowles, citado en Das (1999), el asentamiento en suelos granulares se expresa como (figura 12).

$$S_e = \frac{q_0 \cdot \alpha \cdot B'}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_s I_f \quad (8.3)$$

Dónde:

q_0 = presión neta aplicada sobre la fundación

α = factor que depende de la ubicación en la cual se calcula el asentamiento
 $B' = B/2$ para el centro de la cimentación y B para una esquina de la cimentación.

E_s = Promedio del módulo de elasticidad debajo de la fundación.

L = longitud de la cimentación

I_s = Factor de forma (Steinbrenner, 1934)

I_f = Factor de profundidad (Fox, 1948) = $f(D_f/B, \mu_s, L/B)$

$m_1 = L/B$

$n' = H/(B/2)$ en el centro y H/B en una esquina.

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

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

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

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

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

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

$$E_s = \frac{\sum E_{Si} \Delta z}{\bar{z}} \quad (8.4)$$

El asentamiento elástico de fundaciones rígidas puede ser estimado como:

$$Se_{(rígido)} = Se_{(flexible\ centro)} \quad (8.5)$$

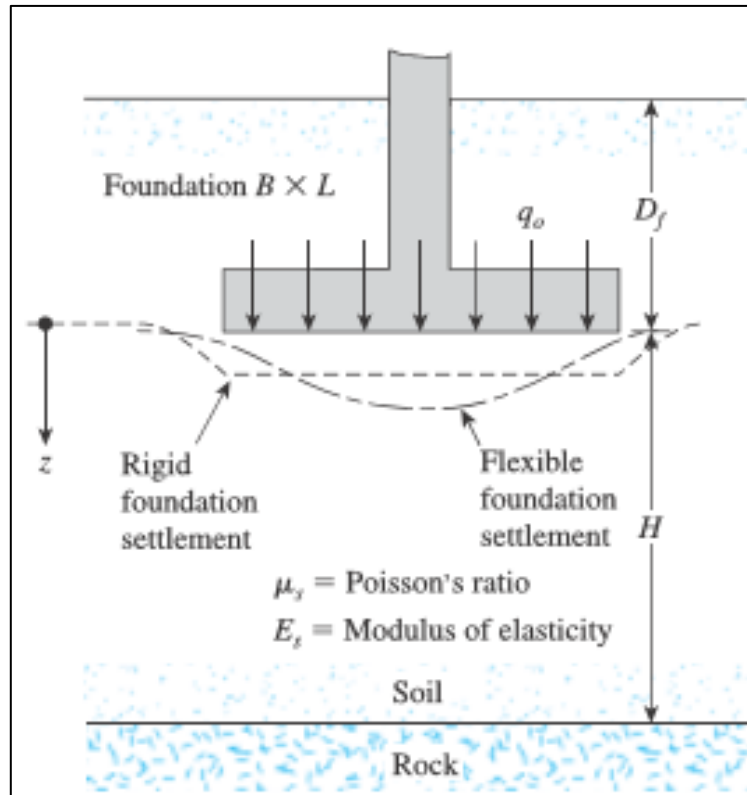


Figura 14. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas.

Fuente: Das, 2016.

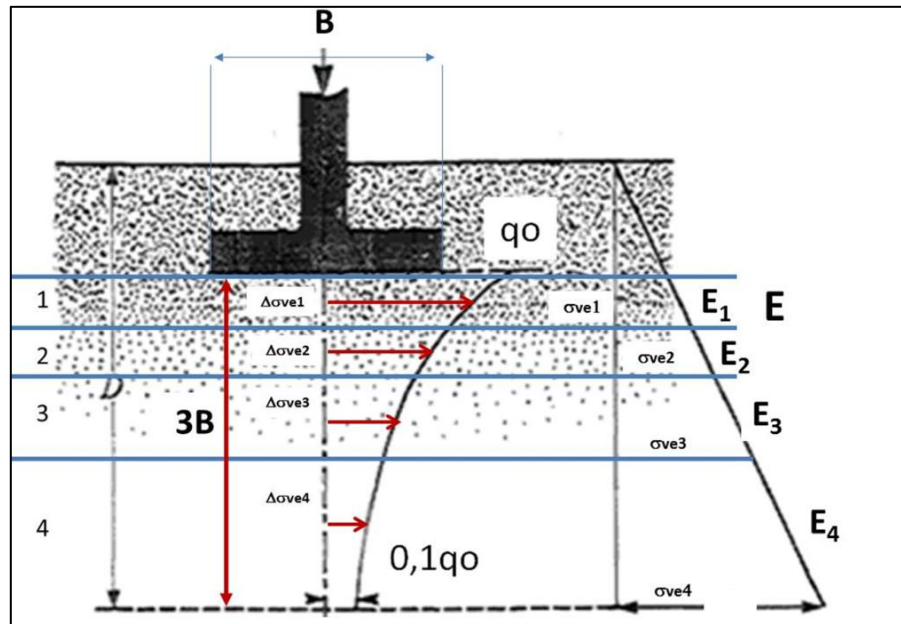


Figura 15. Distribución de cargas con profundidad en el centro de una cimentación. (DAS, 1999) A la derecha, distribución del módulo de Young de acuerdo con el confinamiento por profundidad. Fuente: Figura tomada de Das 1999 modificadapor Echezuria).

En la figura 14 se observa como disminuyen los esfuerzos con la profundidad, al mismo tiempo que aumenta el módulo de elasticidad debido al confinamiento del suelo.

9. Asentamientos en suelos arenosos

Para la determinación del asentamiento por el método de Schmertmann and Hartmann en arenas, es necesario establecer un factor de influencia de la deformación unitaria del suelo, siendo el asentamiento calculado como:

$$Se = C_1 \times C_2 \times (\bar{q} - q) \times \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \times \Delta_z \quad (9.1)$$

C_1 = Factor de Corrección de la Profundidad de empotramiento de la fundación

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[\frac{q}{\bar{q} - q} \right]$$

C_2 = Factor de Corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo

$$C_2 = 1 + 0.2 \text{ LOG} \left(\frac{\text{tiempo en años}}{0.1} \right)$$

$\bar{q}$ = Esfuerzo al nivel de la cimentación

$q = Y D_f$

I_z = Factor de influencia de la deformación unitaria

Para poder calcular el asentamiento requerido es necesario conocer todos los parámetros considerados en la formula, por lo tanto es necesario determinar, de acuerdo a los datos, lo siguiente:

- El módulo de elasticidad de cada estrato, E_s y el Factor de Influencia, I_z para conocer el valor de la sumatoria $\sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \times \Delta_z$.
- Esfuerzo al nivel de la Cimentación, $\bar{q}$.

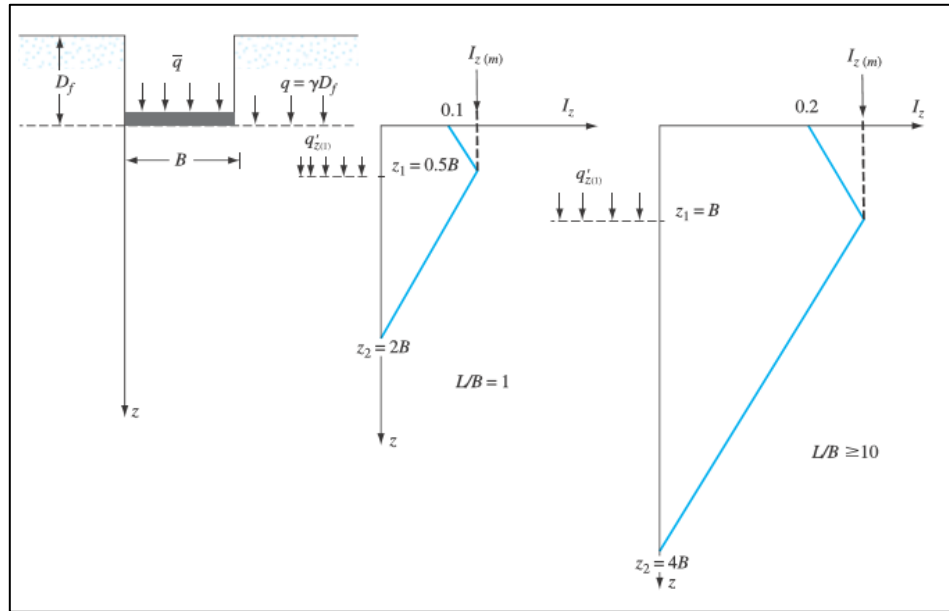


Figura 16. Variación del factor de influencia del esfuerzo con la profundidad y L/B. Fuente: Das, 2016.

10. Asentamientos diferenciales de losas para cimentaciones

El Comité 336 (1988) del American Concrete Institute sugirió el método siguiente para calcular el asentamiento diferencial de las losas de cimentación. En concordancia con el método, el factor de rigidez K_r se calcula como

$$K_r = \frac{E' I_b}{E_s B^3} \quad (10.1)$$

Donde E' = módulo de elasticidad del material usado en la estructura

E_s = módulo de elasticidad del suelo

B = ancho de la cimentación

I_b = momento de inercia de la estructura por unidad de longitud en Angulo recto con B .

El término $E' I_b$ se puede expresar como:

$$E' I_b = E' \left(I_F + \sum I_{b'} + \sum \frac{ah^3}{12} \right) \quad (10.2)$$

Donde $E' I_b$ = rigidez por flexión de la superestructura y cimentación por longitud unitaria en ángulo recto con B.

$\sum E' I_{b'}$ = rigidez por flexión de los miembros enmarcados en Angulo recto con B.

$\sum (E' a \frac{h^3}{12})$ = rigidez por flexión de los muros cortantes

a = espesor del muro cortante

h = altura del muro cortante

$E' I_F$ = flexibilidad de la cimentación

Con base en el valor de K_r , la razón (δ) del asentamiento diferencial al asentamiento total se estima de la siguiente manera:

- Si $K_r > 0.5$, esta puede tratarse como una losa rígida y $\delta=0$
- Si $K_r = 0.5$, entonces $\delta \approx 0.1$.
- Si $K_r = 0$, entonces $\delta=0.35$ para losas cuadradas ($B/L=1$) y $\delta=0.5$ para cimentaciones largas ($B/L=0$)

11.Rigidez relativa terreno-estructura. Esfuerzos sobre los elementos de cimentación.

La transmisión de las cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y terreno. Los principales factores a considerar en dicho proceso de interacción serán el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación.

Aparte de la rigidez de la cimentación, la propia rigidez de la estructura

a cimentar inducirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada del terreno. En el caso más general, cuando el terreno tienda a asentar por efecto de la presión aplicada, la estructura, en función de su rigidez, redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez las solicitaciones sobre los cimientos y el terreno. La situación de equilibrio final dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto terreno- cimiento-estructura.

Salvo en los casos en que tanto la estructura como la cimentación se consideren rígidas, los esfuerzos en zapatas corridas, emparrillados y losas de cimentación se evaluarán teniendo en cuenta los fenómenos de interacción terreno-estructura. En estos casos se podrán emplear los conceptos y métodos simplificados de los siguientes apartados.

11.1. Concepto de rigidez relativa terreno-estructura

Para ilustrar el fenómeno de la interacción, la figura 16.a muestra el caso sencillo de una zapata, infinitamente flexible, apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal, sobre la que se aplica una presión uniforme. Por efecto de ésta, el terreno y la zapata sufrirán un asiento, que resultará mayor en el centro que en los extremos y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados de ella hasta una cierta distancia. Por ser infinitamente flexible, la zapata no será capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reaccionará será idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.

Si por el contrario, la zapata fuera infinitamente rígida (véase figura 16.b), el asiento de la zapata sería uniforme. En casos intermedios de rigidez, el valor medio del asiento podrá ser similar al anterior, pero su distribución estará, evidentemente, condicionada por la rigidez del cimiento. Así, bajo los extremos de la zapata (zonas AB y CD), el asiento será mayor que el correspondiente a la zapata flexible; mientras que en el centro (zona

BC), el asiento será menor. En consecuencia, las presiones de respuesta del terreno en los extremos de la zapata rígida serán superiores a las correspondientes a la zapata flexible y, por el contrario, en su centro serán menores. Resulta así una distribución no uniforme de presiones, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro.

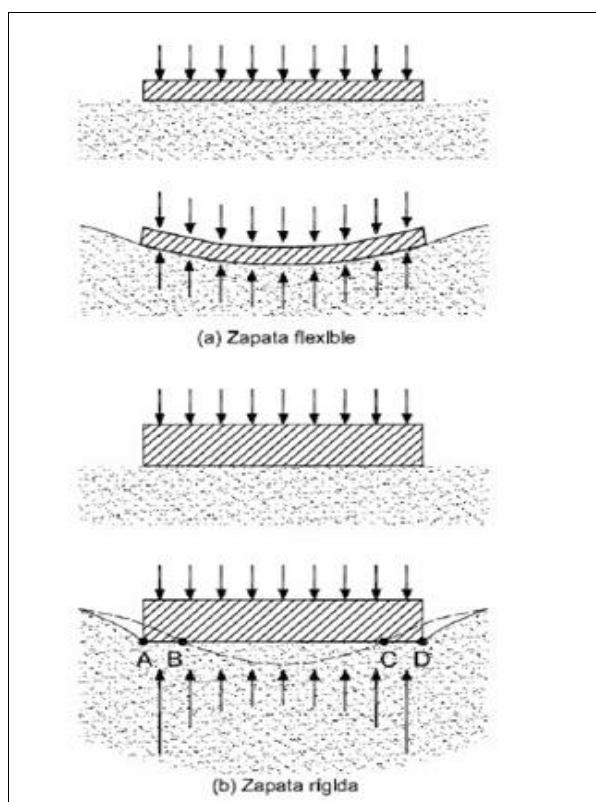


Figura 17. Distribución de presiones en fundaciones flexibles y rígidas.
Fuente: Muelas, 2012.

Si el terreno se considerara elástico y de resistencia indefinida, la presión bajo los bordes A y D de la zapata rígida sería infinita. Dado que la resistencia del terreno es limitada, dichas presiones podrán ser elevadas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas (véase Figura 17.a), la

distribución de presiones será en general muy semejante a la teórica del ejemplo anterior. Sin embargo, la resistencia limitada del terreno producirá en los extremos unas zonas de plastificación que atenuarán las presiones de borde y las redistribuirá hacia el centro de la zapata. En el caso de arenas, dado que la falta de confinamiento en el borde de la zapata, supuesta ésta en superficie, no permitiría el desarrollo depresiones elevadas, la distribución tomará en general la forma parabólica que se indica en la Figura 17.b.

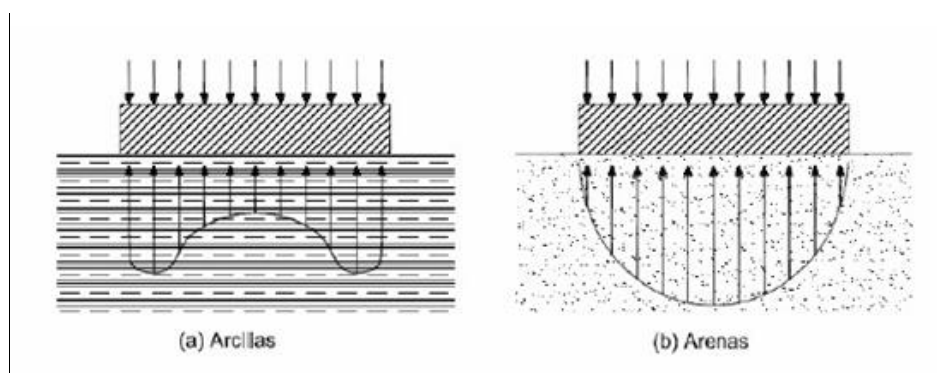


Figura 18. Distribución de presiones en zapatas rígidas sobre arcillas y arenas. Fuente: Muelas, 2012.

11.2. Influencia del tamaño de la cimentación

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación.

El lugar geométrico del espacio de suelo definido en el apartado anterior se denomina habitualmente bulbo de tensiones, cuya forma

cualitativa se muestra en la Figura 18. El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables, aunque en general debe comprobarse.

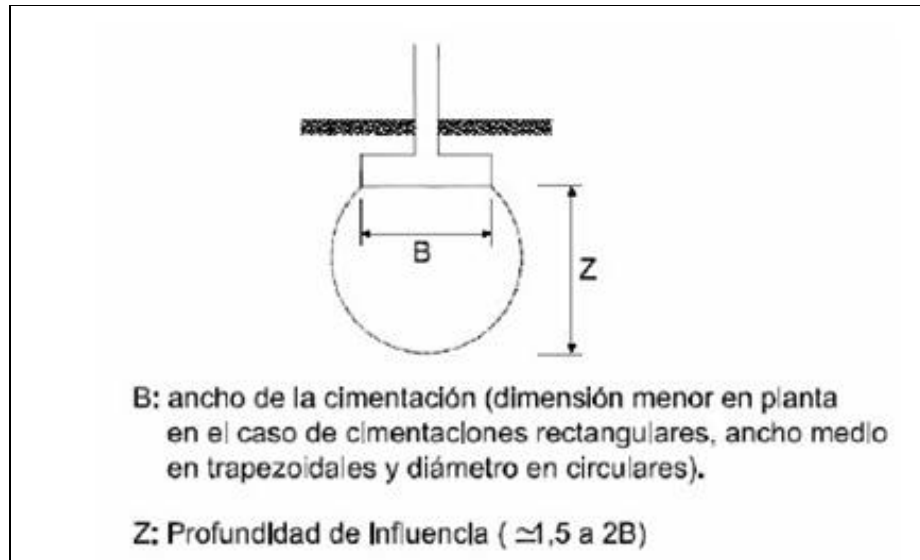


Figura 19. **Bulbo de esfuerzos.** Fuente: Muelas, 2012.

Las observaciones anteriores indican que, a igualdad del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada. Este efecto se muestra de forma cualitativa en la Figura 19, en donde se representan dos pilares que, recibiendo cargas distintas, transmiten presiones medias idénticas al terreno. Habida cuenta que la zapata de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de tensiones y mayor volumen de terreno sobre tensionado), su asiento será también mayor.

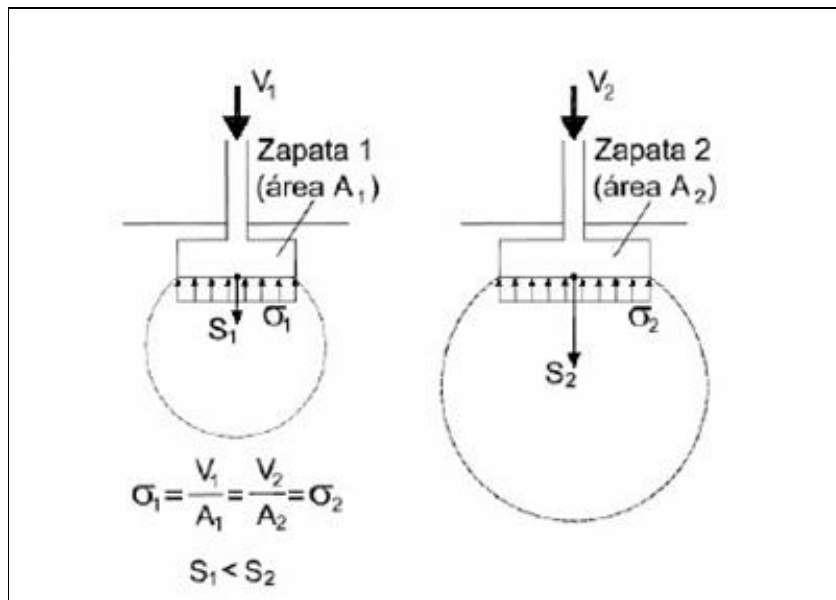


Figura 20. Influencia de las dimensiones del cimiento. Fuente: Muelas, 2012.

Como efecto adicional con respecto al fenómeno de la interacción, si ambos pilares pertenecen al mismo edificio y se encuentran conectados por la estructura, la tendencia al mayor asiento del pilar 2 originará una redistribución de esfuerzos en la estructura, que tenderá a su vez a descargar dicho pilar y transmitir parte de su carga a los pilares adyacentes. Se debe por tanto prestar especial atención al diseño de las cimentaciones de estructuras con gran heterogeneidad de cargas ya que, incluso en la hipótesis de homogeneidad del terreno, el dimensionado realizado exclusivamente en función de una determinada presión admisible podría dar lugar a asientos diferenciales inadmisibles.

Asimismo, será de gran interés disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor éste que puede contribuir a atenuar los asientos diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas. Si el diseño de las cimentaciones da lugar a zapatas relativamente

próximas, los bulbos de tensiones de las zapatas individuales solaparán en profundidad, por lo que, a efectos de asiento, habrá que comprobar la cimentación como si tuviera el ancho total del conjunto de las zapatas (véase la figura 20).

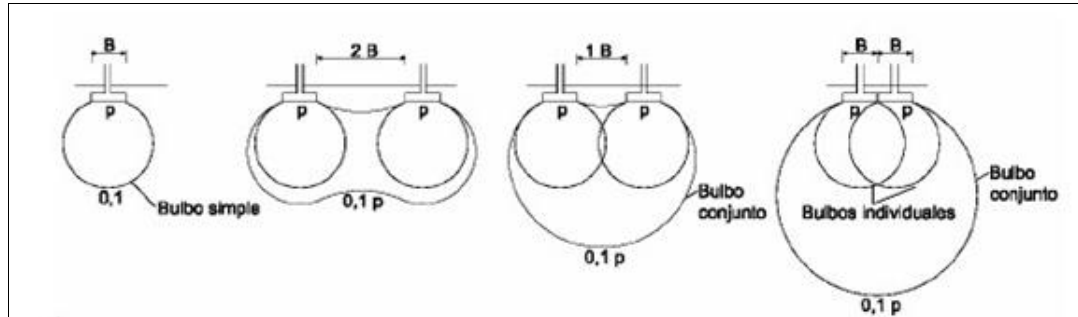


Figura 21. Influencia de las dimensiones de las zapatas. Fuente: Muelas, 2012.

12.Losa de Cimentación

Cuando el terreno presente baja capacidad de carga y elevada deformabilidad, o bien muestre heterogeneidades que hagan prever asientos totales elevados y, consiguientemente, importantes asientos diferenciales, se podrá cimentar por el sistema de emparrillados.

En este caso todos los pilares de la estructura quedarán recogidos en una única cimentación, consistente en zapatas corridas entrecruzadas en malla habitualmente ortogonal. Al quedar así reunidos todos los apoyos de la estructura en una sola cimentación se podrá conseguir una considerable rigidización con el fin de disminuir el problema de la heterogeneidad del terreno impidiendo grandes asientos diferenciales.

Se podrán emplear en los casos indicados en el apartado anterior o cuando el área cubierta por posibles cimentaciones aisladas o por

emparrillados cubra un porcentaje elevado de la superficie de ocupación en planta del edificio. Las losas de cimentación pueden ser de los siguientes tipos: continúa y uniforme, con refuerzos bajo pilares, con pedestales, con sección en cajón, nervada, aligerada. (Figura 21)

La losa recogerá los elementos estructurales del edificio y cubrirá el área disponible, dando así lugar a la mínima presión unitaria, pero a la máxima anchura de cimentación. Especialmente en el caso de suelos compresibles de gran espesor, estas consideraciones pueden dar lugar a asientos considerables a no ser que se planteen compensaciones de cargas.

Las losas de cimentación se utilizarán preferentemente para reducir los asientos diferenciales en terrenos heterogéneos, o cuando exista una variabilidad importante de cargas entre apoyos cercanos. El sistema de cimentación por losa tiende a integrar estas heterogeneidades, aunque a cambio de una distribución irregular de las presiones sobre el terreno.

También podrá ser conveniente una solución mediante losa cuando, aunque el terreno de apoyo sea homogéneo y resistente, el edificio contenga sótanos y su cota inferior se sitúe por debajo del nivel freático. En estos casos se debe tener en cuenta los posibles empujes ascensionales del agua subálvea (subpresión) y los requisitos de estanquidad necesarios.

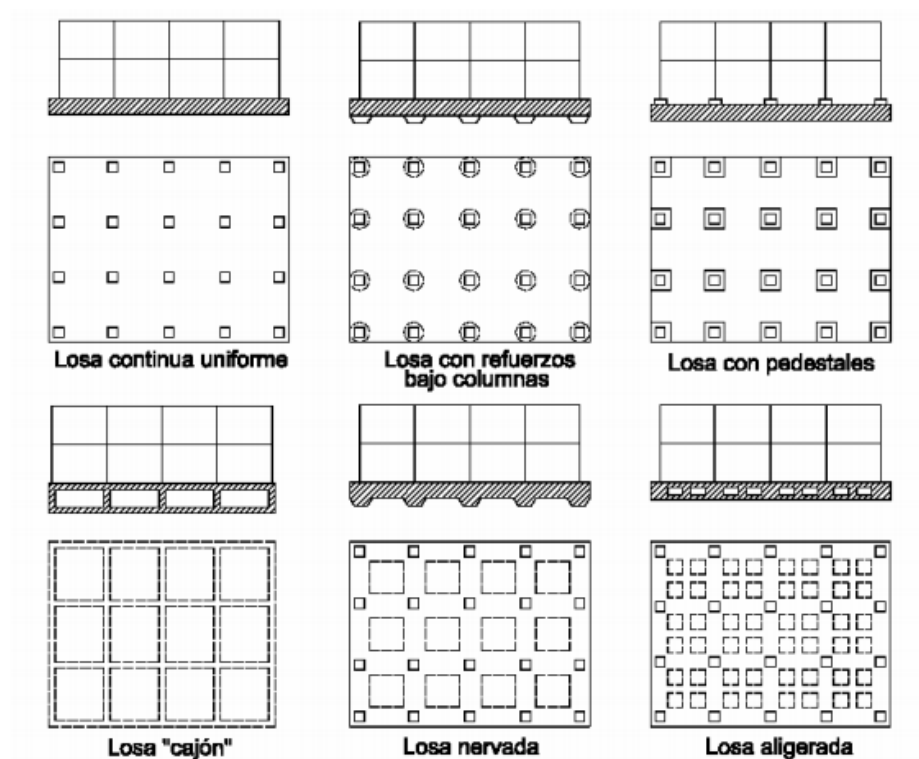


Figura 22. Tipos de losas de cimentación. Fuente: Muelas, 2012.

Cuando el edificio vaya a disponer de sótanos y se vaya a cimentar por medio de losa, es posible que el peso de las tierras excavadas sea semejante al peso total del edificio. En ese caso, la presión unitaria neta que transmitirá la losa al terreno será del mismo orden de magnitud que la presión efectiva preexistente, y los asientos serán probablemente de pequeña entidad. Esta situación particular se denomina cimentación compensada.

La cimentación compensada de edificios con zonas de diferente altura (y por tanto de peso) podrá requerir la disposición de un número variable de sótanos distribuidos de forma proporcional al número de plantas a construir por encima de la superficie del terreno. En estas circunstancias será preciso disponer juntas estructurales debidamente tratadas entre las diferentes zonas del edificio, e intentar que el centro de gravedad de las acciones de la

estructura en cada zona coincida con el centro de gravedad de las losas, de forma que se reduzca cualquier tendencia al giro. Asimismo será necesario analizar con detalle los asientos inducidos sobre las construcciones colindantes.

13.El Método del Coeficiente de Balasto para uso en Interacción suelo-estructura

La modelización del terreno puede realizarse por el método del Módulo de Balasto o modelo de Winkler, que nace de la hipótesis de que el asiento producido en un punto mantiene una relación lineal con la presión a la que está sometido el terreno, transmitida por la cimentación.

Analíticamente,

$$P = k_s \cdot y \quad (12.1)$$

Donde p representa la presión transmitida al terreno e y ó δ el asentamiento experimentado, siendo k_s el factor de proporción entre ambos con unidad de $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$. A nivel estructural, este coeficiente o módulo de balasto representa la oposición a la deformación del suelo, o rigidez del terreno.

Para los casos de carga lineal q repartida sobre un ancho b y para carga concentrada P actuando sobre una placa de área A , la formulación se completa como sigue:

$$q = k_s \cdot b \cdot y = k \cdot y \quad P = k_s \cdot A = K \cdot y$$

Donde las unidades de k y K son variables para permitir la homogeneidad de la fórmula.

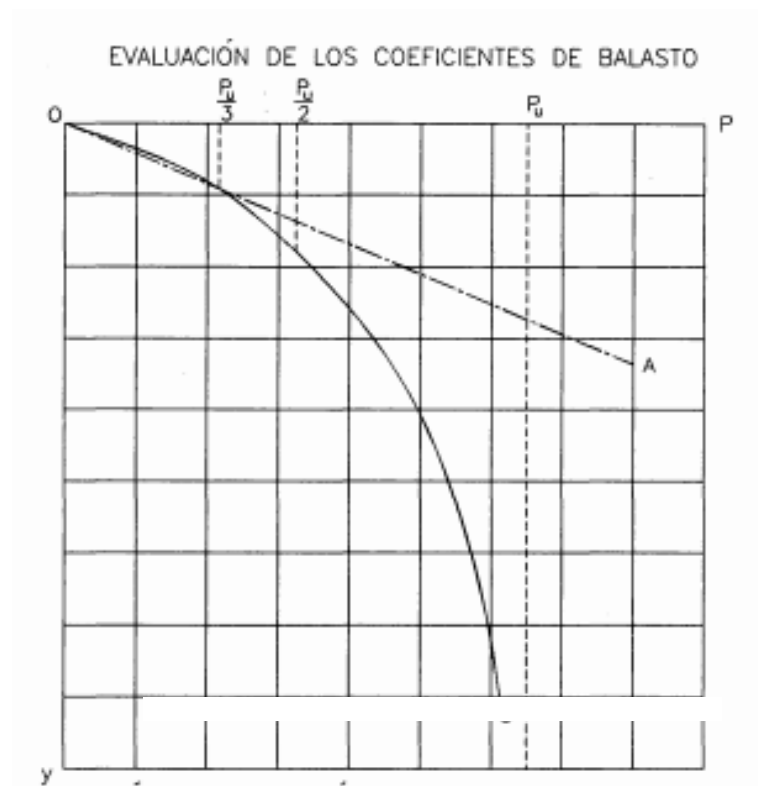


Figura 23. Relación entre la reacción del suelo. P , y el asentamiento y . Línea OA : relación supuesta. Curva cc : Relación real. Fuente: Terzaghi, 1955.

Terzaghi señala que la hipótesis de que el valor del módulo de balasto es, en cada punto, independiente de la presión de contacto, p , es, de acuerdo con las relaciones mostradas por el diagrama anexo (figura 22). Sin embargo esta afirmación es aproximadamente válida solamente para valores de P que no superen la mitad de la capacidad portante última P_u .

Según (Gibson citado en Tellado, 1999) "El Método de Winkler es un caso particular de un *Modelo de Suelo Elástico, Lineal, para un suelo Isótropo y Heterogéneo, con Módulo de Young Linealmente Variable en Profundidad*". El autor citado establece que las particularidades del modelo dentro de este grupo general se basan en que considera un valor nulo en superficie para el Módulo E , y se supone que el terreno es incompresible, $\mu=0.5$.

Según (Jiménez, 1980) se puede representar la variación lineal del módulo de Young en función de la profundidad z , como:

$$E(z) = E(0) + \lambda z$$

Donde $E(0)$ representa el valor del Módulo de Young en superficie y $\lambda.z$ el incremento debido a la profundidad. De acuerdo con lo dicho anteriormente, el método considera que el módulo de Young varía con la profundidad de acuerdo con la ley

$$E(z) = \lambda.z$$

Y el Módulo de Balasto correspondiente, de acuerdo con la expresión siguiente, responde a la relación

$$K = \lambda.A, \text{ que si } \mu = 0,5 \text{ se convierte en } K = 2/3.\lambda$$

De acuerdo a su relación con el módulo de Young:

Si consideramos un resorte de acero o cualquier otro material elástico lineal, tenemos que la fuerza generada dentro del resorte al estirarlo una cierta cantidad está dada por la siguiente expresión:

$$F = - \kappa \delta \quad (12.2)$$

Donde

κ = es una constante que depende de la longitud y la sección transversal del resorte y del tipo del material

δ = es la elongación del resorte

Nótese que la fuerza tiene signo negativo, es decir, se produce en sentido contrario al movimiento del resorte. Ahora bien, la expresión indicada en la ecuación (2) se puede escribir también de la siguiente manera:

$$F = - K d\delta /dx = - A E d\delta/dx \quad \text{o} \quad F/A = (E/dx) d\delta \quad (12.3)$$

Donde:

$K = AE$	es una constante que depende del área del resorte y del módulo de Young del material
$d\delta/dx$	es el diferencial de deformación
F/A	es la fuerza por unidad de área
$(E/dx) = kx$	es el coeficiente de balasto en la dirección de la carga y
$d\delta$	es el cambio en elongación en la dirección del desplazamiento o aplicación de la carga o tensiones

De acuerdo con la expresión de la ecuación (12.3) la fuerza por unidad de área es directamente proporcional al Módulo de Young del material. El módulo de Young correspondiente dividido por el desplazamiento diferencial en la dirección de la carga es lo que se denomina Coeficiente de Balasto, el cual tiene unidades de fuerza entre distancia al cubo. Para un material lineal elástico es una constante, pero para un material no lineal, el mismo cambia con la magnitud de la carga, tal como se aprecia en la figura 23 donde se define el coeficiente de balasto para una cimentación superficial. Es bueno destacar que para aplicar el concepto de coeficiente de balasto y obtener así las fuerzas es necesario estimar los desplazamientos en la dirección de la aplicación de la carga.

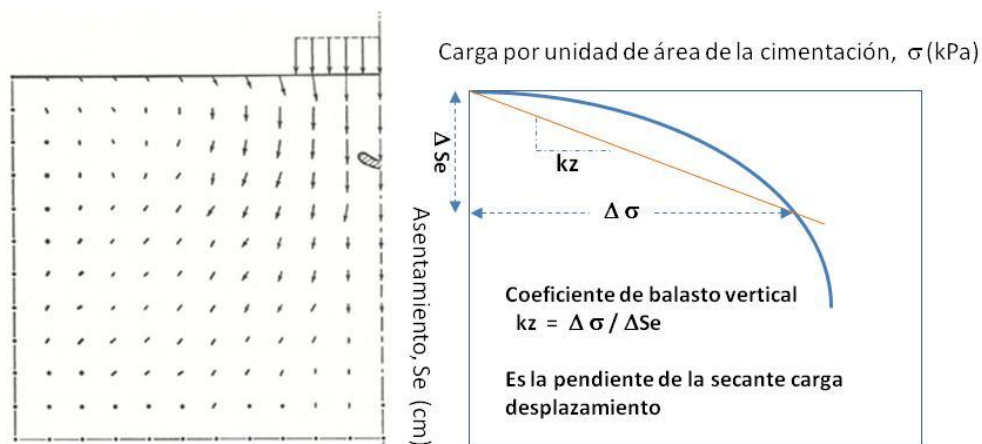


Figura 24. Izquierda, movilización del suelo bajo una cimentación cargada (imagen mostrando la mitad de la cimentación) y derecha, curva de carga asentamientos bajo en centro de la cimentación con definición del coeficiente de balasto vertical. Fuente: Echezuria, 2016.

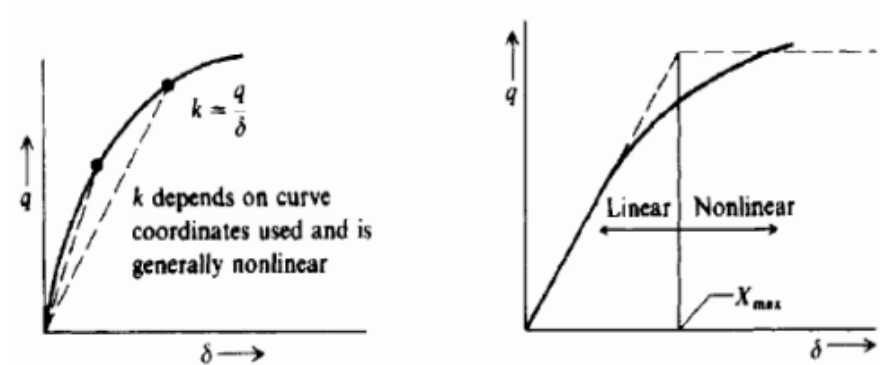


Figura 25. Determinación del coeficiente de balasto a partir de graficas Esfuerzo - Asentamiento. Fuente: Bowles, 1997.

Es evidente notar en la figura anterior que el valor de K depende de si este es tomado como un módulo tangente o secante a la curva de los gráficos y por lo tanto depende también de la ubicación en la curva del par ordenado (q, δ) donde se evalúe, por lo cual el criterio con el que será determinado se retomará con detalle más adelante.

La estimación del módulo de balasto podrá realizarse:

- a) A partir de ensayos de carga con placa. De acuerdo con la profundidad de influencia correspondiente al bulbo de presiones de una cimentación, y dado que las placas de ensayo son necesariamente de pequeño tamaño, se debe prestar especial atención a la conversión del módulo obtenido en el ensayo, k_{sp} , al módulo de cálculo representativo de la anchura, B , real del cimiento, k_{sB} . A este respecto se recomienda emplear placas de diámetro equivalente igual o superior a 60 cm.
- b) A partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de la cimentación, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico de asientos.

Para la cimentación de losas y emparrillados la fiabilidad de los módulos de balasto obtenidos a partir de ensayos de carga puede resultar insuficiente, dados los efectos de escala implicados. En estas circunstancias, se recomienda recurrir a la comprobación de dichos módulos a partir de la determinación de parámetros de deformabilidad bajo la zona de influencia de la cimentación, mediante ensayos in situ o de laboratorio o, alternativamente, recurrir al empleo de métodos y modelos del terreno más avanzados.

La observación anterior puede cobrar especial importancia en el caso de existir terrenos heterogéneos en la vertical (terrenos estratificados), cuando bajo un estrato rígido existe otro más deformable. En estas circunstancias (véase la Figura 19) el reducido bulbo de tensiones de la placa de ensayo puede quedar limitado a las zonas más competentes del terreno, y no reflejar la deformabilidad del conjunto terreno-cimentación.

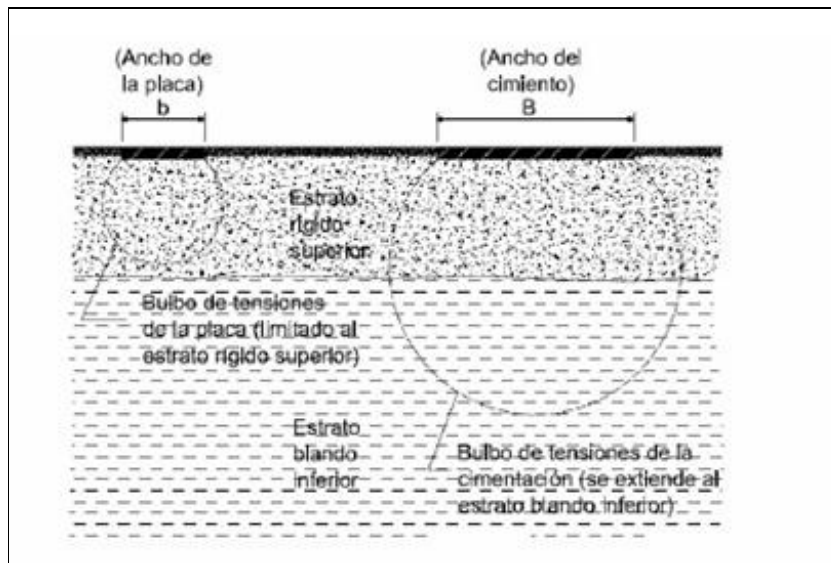


Figura 26. Limitaciones del ensayo de carga con placa en terrenos estratificados. Fuente: Soriano, 1989.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Acciones: Fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación. Las acciones se clasifican en permanentes, variables, accidentales y extraordinarias.

Acciones accidentales. Acciones que en la vida útil de la edificación tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia sólo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo, al viento, etc.

Arcilla: suelo finogranular, o la porción finogranular de un suelo que puede presentar un comportamiento plástico dentro de un intervalo de contenido de humedad más o menos amplio, y que tiene una considerable resistencia al corte cuando se seca al aire. Este término ha sido utilizado para designar el conjunto de partículas de un suelo menores de 2 μm (5 μm en algunos casos), pero existe suficiente evidencia que, desde el punto de vista de la ingeniería, las propiedades descritas en esta definición normalmente son más importantes que el solo tamaño de las partículas para la caracterización de los materiales arcillosos. Las propiedades de las arcillas dependen principalmente del tipo de minerales que las componen y de los cationes intercambiables que contienen.

Arcilla expansiva: la que puede presentar cambios considerables de volumen al variar su contenido de humedad. El potencial de expansión también puede manifestarse en el desarrollo de grandes presiones cuando la arcilla se encuentra confinada.

Arena: partículas de roca que pasan por el tamiz de 4.75 mm (#4), y son retenidas en el tamiz de 75 μm .

Análisis estructural: Determinación de las solicitaciones en los elementos de una estructura.

Balasto: Es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas.

Bulbo de presión: zona limitada por una isobara de esfuerzos, seleccionada arbitrariamente en una masa de suelo, o de roca sometida a una carga.

Campo libre: la parte de un medio donde los efectos de borde o frontera no afectan su respuesta; también se aplica a la parte de un medio que no está influida por estructuras construidas por el hombre.

Capacidad admisible de soporte, q_m : valor máximo del esfuerzo de contacto aplicable al diseño y construcción de una cimentación. La capacidad admisible de soporte es sólo una fracción de la capacidad última de soporte, y se calcula aplicando a esta última un factor de seguridad apropiado. Los valores de factor de seguridad más corrientes se encuentran en el intervalo de 3 a 5.

Capacidad de soporte, q : esfuerzo vertical al que puede ser sometida una masa de suelo, por efecto de la construcción de estructuras sobre ella, sin que presenten asentamientos que pongan en peligro la integridad o la funcionalidad de dichas estructuras.

Capacidad última de soporte, q_u : esfuerzo de contacto máximo que puede resistir una masa de suelo sin que se produzca un asentamiento catastrófico de la cimentación y de la estructura apoyada en ella, que corresponde al valor teórico de la capacidad máxima de soporte de un suelo. En el cálculo de la capacidad de soporte debe tenerse en cuenta la resistencia a la

cizalladura del suelo al nivel de la cimentación y los asentamientos probables por efecto de consolidación.

Estrato: cuerpo tabular, o capa, de roca sedimentaria que puede ser diferenciado visualmente de otras capas, independientemente de su litología o composición. El término es aplicado normalmente a capas cuyo espesor sea mayor de 1 cm. Estrictamente este término no debe ser aplicado a los horizontes del suelo.

Estructura del suelo: ordenamiento y estado de agregación de las partículas en una masa de suelo, llamada también microestructura del suelo. Forma particular de ordenamiento espacial de las partículas individuales de un suelo. La estructura de un suelo puede ser modificada por manipulación mecánica, en particular por la compactación o mediante un proceso de estabilización química.

Estudio geotécnico: conjunto de actividades de generación y análisis de información sobre las características de un terreno, orientadas a optimizar las condiciones de emplazamiento de una obra y el diseño de sus cimentaciones y estructuras de contención, o a la evaluación de las condiciones generales de estabilidad de taludes y laderas y al diseño de las obras de estabilización y conservación correspondientes.

Falla: 1. Condición en la que el movimiento producido por fuerzas de cortante en una masa de suelo o de roca, o en una estructura, es de suficiente magnitud para destruirla o dañarla. 2. Rotura de un cuerpo por la acción de un esfuerzo mayor que la resistencia del material que lo forma. Se aplica también a la deformación excesiva de un cuerpo por efecto de la aplicación de una carga. 3. Fractura o zona de fractura en la corteza terrestre a lo largo de la cual ha habido un desplazamiento relativo de los bloques

resultantes; este desplazamiento puede tener desde unos pocos centímetros hasta muchos kilómetros. Las fallas están asociadas a procesos geológicos de gran escala y no deben ser confundidas con fallas locales del terreno para los cuales se recomienda la expresión falla geotécnica o el término genérico movimientos de masa cuando sea aplicable.

Fuerzas de diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia incluyendo los efectos torsionales.

Geotecnia: aplicación de los métodos científicos y de los principios de ingeniería a la generación, interpretación y utilización del conocimiento de los materiales y procesos que ocurran en la corteza terrestre para la solución de problemas de ingeniería. Para su cabal desarrollo requiere la aplicación de diferentes campos del conocimiento, entre ellos, la mecánica de suelos, la mecánica de rocas, la geología, la geofísica, la hidrología, la hidrogeología y las ciencias relacionadas.

Isóbara: línea en un gráfico en un mapa que une puntos con igual presión.

Isotrópico: término aplicado a los medios o materiales cuyas propiedades en un punto dado son independientes de la dirección en la que sean medidas.

Módulo de balasto: es una magnitud asociada a la rigidez del terreno. Su interés práctico se encuentra sobre todo en ingeniería civil ya que permite conocer el asentamiento de una edificación en el terreno, así como la distribución de esfuerzos en ciertos elementos de cimentación. Se mide aplicando una carga vertical sobre una superficie y midiendo el hundimiento o desplazamiento a partir de la carga aplicada.

Solicitaciones: Conjunto de fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores y bimomentos que permiten el diseño de las secciones de los elementos y miembros estructurales.

Suelo: es el sustrato físico al cual se transmiten las cargas de la edificación, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas. Desde el punto de vista ingenieril se diferencia del término roca al considerarse específicamente bajo este término un sustrato formado por elementos que pueden ser separados sin un aporte significativamente alto de energía.

Movimientos de diseño: movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuesta.

Probabilidad de excedencia: probabilidad de que un nivel específico del movimiento del terreno, o un nivel de efectos económicos o sociales causados por el sismo, sea excedido en un lugar o una región durante un lapso de tiempo determinado.

Vida útil: número de años representativos del tiempo de servicio probable de una instalación.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

El marco metodológico de la presente investigación, pretende ampliar cada uno de los aspectos enunciados en el problema que requieren ser solucionados mediante un procedimiento, describiendo el tipo de investigación y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para el procesamiento de la información y obtención del resultado final.

La investigación se encuentra enfocada a establecer procedimientos de cálculo y aplicación de los coeficientes de balasto en fundaciones como zapatas y losas, cuando se realiza un análisis estático considerando la interacción suelo-estructura.

Tipo de la Investigación

La metodología constituye la medula del proyecto, ya que se refiere a la descripción de las unidades de análisis o de investigación. Según Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010) la investigación es aplicada del tipo Investigación y Desarrollo, ya que tiene como propósito indagar acerca de los requerimientos de una organización para buscar una solución que pueda aplicarse a ella.

De acuerdo a Hurtado de B., (1998) “se pueden ubicar como proyectivas, todas aquellas investigaciones que conducen a inventos, a

programas, a diseños o a creaciones dirigidas a cubrir una determinada necesidad, y basadas en conocimientos anteriores.” (p. 311). Finalmente, menciona “En función de esta información, el investigador debe diseñar o crear una propuesta capaz de producir los cambios deseados.” (p. 314).

Diseño de la Investigación

Según la naturaleza del estudio, se ubica dentro de la modalidad documental, ya que para el desarrollo de la misma se adoptó un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas o electrónicas.

Según Bernal (2006) explica: “La investigación documental consiste en un análisis de la información escrita sobre un determinado tema, con el propósito de establecer relaciones, diferencias, etapas, posturas o estado actual del conocimiento respecto del tema objeto de estudio.” (p. 110)

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

La principal técnica usada es la de observación, definida según Méndez, C. (1999) como “el proceso mediante el cual se perciben deliberadamente ciertos rasgos existentes en la realidad por medio de un esquema conceptual previo y con base en ciertos propósitos definidos generalmente por una conjetura que se quiere investigar” (p. 99). Siendo este factor el indicador de la problemática estudiada para la cual se requiere una solución.

Para la obtención de los datos la primera técnica utilizada es la observación catalogada como científica estructurada. Es científica porque busca observar y percibir activamente la realidad exterior con el propósito de

obtener los datos que previamente han sido definidos de interés para la investigación y estructurada porque el problema se ha definido claramente y permite un estudio preciso de los patrones de comportamiento que se quieren observar y medir. Impone limitantes con el fin de aumentar su precisión y objetividad, y así obtener información adecuada del fenómeno de interés.

Otras técnicas de análisis fueron el análisis documental y el análisis de contenido, ya que los mismos son útiles especialmente para establecer comparaciones y estudiar en profundidad diversos materiales, ya que gracias a la aplicación de estas técnicas se pueden hacer apreciaciones sistemáticas, encontrar coincidencias y discrepancias y en general obtener información ajustada del tema.

Los instrumentos de recolección de información se basan en fuentes bibliográficas impresas y electrónicas, como lo son libros, revistas técnicas, trabajos de ascenso, y la normativa vigente nacional e internacional. Además de la entrevista personal a un especialista en el área de estudio.

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006) “el enfoque cualitativo utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación” (p 8). Los datos recaudados se expresarán de manera numérica, generando una base de datos para su posterior análisis e interpretación. Los resultados del programa de cálculo empleado serán clasificados, tabulados y graficados para luego establecer los procedimientos que regulen la obtención del parámetro coeficiente de balasto, para cada tipo de fundación.

Fases de la Investigación

Según Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010) "...de la descripción del método en un proyecto de investigación aplicada, puede ser útil organizarlo con un sistema de etapas, fases, tareas e hitos". De acuerdo a lo expresado anteriormente se pueden definir 3 fases en la presente investigación, con el fin de describir la metodología propuesta:

Primera Fase:

Consiste en la definición del procedimiento para determinar el coeficiente de balasto a usar en zapatas y losas, para ello es indispensable establecer las propiedades geotécnicas y mecánicas del sistema de fundación para cada tipo de suelo, arcilla muy blanda, arcilla firme, arena suelta y arena densa.

1. Procedimiento para determinar el coeficiente de balasto en zapatas y losas de fundación.

Para poder determinar la reacción del suelo sobre una fundación, es necesario conocer su capacidad portante, la cual depende de las propiedades geotécnicas, la carga transmitida por la estructura y dimensiones de fundación (zapata y losa). Por lo tanto, esta primera fase se divide en sub fases, como sigue:

1.1. Propiedades geotécnicas de los suelos analizados.

Se seleccionó la humedad de cada suelo y el valor de la gravedad específica G_s .

Tabla 5. *Porcentaje de humedad y Gravedad específica de los suelos*

Tipo de suelo (saturado)	Humedad natural (ws)	Gravedad específica (Gs)
Arcilla blanda	40%	2,78
Arcilla Firme	21%	2,78
Arena Suelta	35%	2,65
Arena Densa	15%	2,65

Nota. *Elaboracion propia*

Para los suelos anteriores en estado de saturación, se determinó la relación de vacíos (e) y la porosidad (n) con las siguientes formulas:

$$G_s \cdot w = S \cdot e \quad (1)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2)$$

Tabla 6. *Relación de vacios y porosidad de los suelos*

Suelo	Humedad (w%)	Gravedad específica (Gs)	Relación de Vacíos (e)	Porosidad (n)
Arcilla Blanda	40%	2.78	1.112	0.527
Arcilla Firme	21%	2.78	0.584	0.369
Arena Suelta	35%	2.65	0.928	0.481
Arena Densa	15%	2.65	0.398	0.284

Nota. *Elaboracion propia*

Luego se determinó el peso unitario saturado para los cuatro tipos de suelos, y el peso unitario seco para las arenas, mediante el uso de las siguientes formulas:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \quad (3)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_w}{1+e} \quad (4)$$

Tabla 7. *Peso unitario saturado y seco de los suelos.*

Suelo	w%	Gs	e	n	Ysat kg/m ³	Yd kg/m ³
Arcilla Blanda	40%	2.78	1.112	0.527	1842.80	1316.29
Arcilla Firme	21%	2.78	0.584	0.369	2123.88	1755.27
Arena Suelta	35%	2.65	0.928	0.481	1919.22	1476.32
Arena Densa	15%	2.65	0.398	0.284	2158.71	1860.96

Nota. *Elaboracion propia*

Para las arenas se determinó la densidad relativa (D%) y el Angulo de fricción ϕ , usando los valores intermedios de cada parámetro de la siguiente tabla:

Tabla 8. *Relación entre la densidad relativa, resistencia a la penetracion, peso unitario seco y angulo de friccion de suelos sin cohesion.*

Descriptive Relative Density	Relative Density **	Standard Penetration Resistance N _i (see Note) *	Static Cone Resistance q _c	Angle of Internal Friction ϕ	Dry Unit Weight
	%	blows/foot	tsf or kgf/cm ²	degrees	KN/m ³
Very Loose	< 15	< 4	< 50	< 30	< 14
Loose	15 - 35	4 - 10	50 - 100	30 - 32	14 - 16
Medium Dense	35 - 65	10 - 30	100 - 150	32 - 35	16 - 18
Dense	65 - 85	30 - 50	150 - 200	35 - 38	18 - 20
Very Dense	85 - 100	> 50	> 200	> 38	> 20

Nota. *Datos tomados de despues de Duncan y Buchignani,1976.*

Para la arena suelta se tomó el valor intermedio de densidad relativa Dr= 25% y ángulo de fricción ϕ = 31, mientras que para la arena densa Dr= 75% y ϕ = 37.

Para determinar el Angulo de fricción de las arcillas se hace uso de la gráfica que se muestra a continuación:

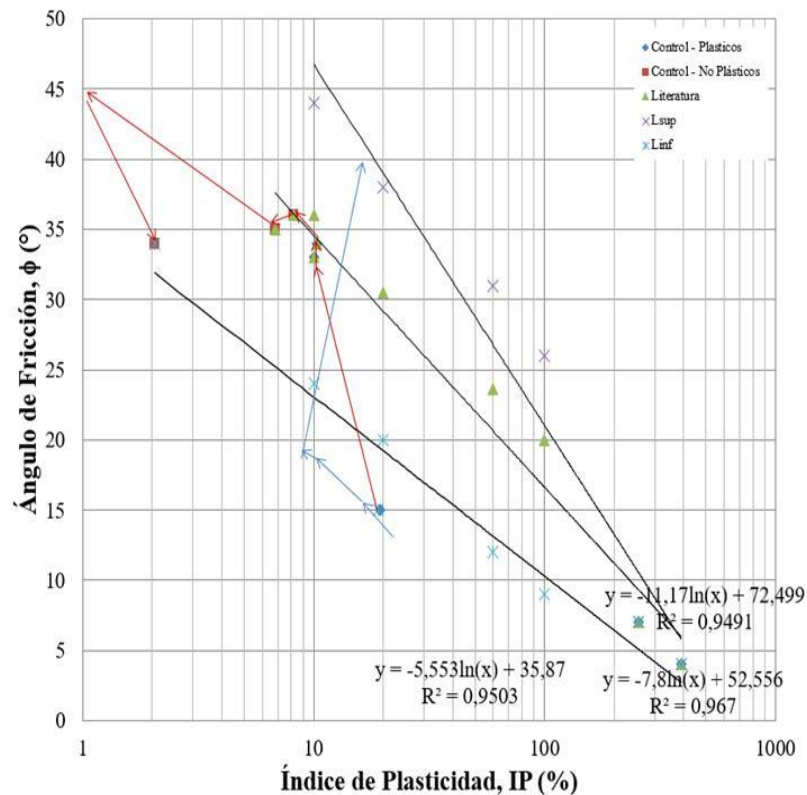


Figura 27. Correlación entre el ángulo de fricción Φ , con la fracción de material no plástico contenida en una matriz de material plástico.
Fuente: Echezuria, 2016.

Mediante el uso de la gráfica logarítmica anterior en los valores intermedios, se definió un índice de plasticidad de 100% para la arcilla blanda con lo que se obtuvo el ángulo de fricción $\phi = 16^\circ$, y para la arcilla firme un IP=30% correspondiéndole $\phi = 26^\circ$.

Conocido el ángulo de fricción de las arcillas y las arenas se determinó la relación entre la resistencia al corte máxima y el confinamiento de cada suelo, como el valor de Su_{max}/σ'_v igual al seno del ángulo de fricción.

Tabla 9. Densidad relativa, indice de plasticidad, angulo de friccion y Relación resistencia al corte-confinamiento de los suelos.

Suelo	Dr %	ϕ	IP	Su_{max}/σ'_v
Arcilla Blanda	40%	2.78	1.112	0.276
Arcilla Firme	21%	2.78	0.584	0.438
Arena Suelta	35%	2.65	0.928	0.515
Arena Densa	15%	2.65	0.398	0.602

Nota. Elaboracion propia

1.2. Propiedades mecánicas de los suelos analizados

Conocidos los parametros antes calculados, se procedio a sub dividir cada suelo en estratos de poco espesor para el estudio de asentamientos (50cm en zapatas y en 100 cm en losa de fundacion), con el fin de observar la variacion con la profundidad del esfuerzo de confinamiento y determinar la resistencia al corte maxima (Su_{max}) usando la relación

$$Su_{max}/\sigma'_v = \tan \phi \quad (1)$$

Conociendo la variacion con la profundidad del esfuerzo efectivo y la resistencia al corte maxima en el centro de cada subestrato, se obtuvieron los valores de modulo de elasticidad para las arenas y para las arcillas. En arcillas se uso la formula de E_s que considera el factor β de Duncan y Buchignany referente al indice de plasticidad, OCR, y resistencia al corte no drenada o Su_{max} .

Tabla 10. Rango de valores de β para arcillas saturadas

Plasticity Index	β				
	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3	OCR = 4	OCR = 5
<30	1500–600	1380–500	1200–580	950–380	730–300
30 to 50	600–300	550–270	580–220	380–180	300–150
>50	300–150	270–120	220–100	180–90	150–75

Nota. Datos tomados de Braja Das 2016.

$$E_s = \beta \cdot S_{Umax} \quad (1)$$

Mientras que en arenas el valor de E_s fue calculado de acuerdo a la proporcionalidad con el esfuerzo de confinamiento planteado por Janbu,

$$E_s = K \cdot p_a \left(\frac{\sigma}{p_a} \right)^n \quad (1)$$

Con valor de $K=500$, $n=0.5$ y presión atmosférica $p_a=1.03 \text{ kg/cm}^2$

A continuación se presentan los resultados de los parámetros antes mencionados para los cuatro suelos en estudio, tomando en cuenta hasta una profundidad de 10 m con espesores de sub estratos de 50cm.

Tabla 11. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arcilla muy blanda.

ESTRATO	Z1 (m)	H estrato (m)	Zi (m) medio	σ'_v (kg/cm ²)	S_u max (kg/cm ²)	$E_s = \beta \cdot S_u$ (kg/cm ²)
1	0.0	1.25	0.63	0.053	0.015	2.18
2	1.3	0.75	1.63	0.137	0.038	5.66
3	2.0	0.50	2.25	0.190	0.052	7.84
4	2.5	0.50	2.75	0.232	0.064	9.58
5	3.0	0.50	3.25	0.274	0.076	11.33
6	3.5	0.50	3.75	0.316	0.087	13.07
7	4.0	0.50	4.25	0.358	0.099	14.81
8	4.5	0.50	4.75	0.400	0.110	16.55

9	5.0	0.50	5.25	0.442	0.122	18.29
10	5.5	0.50	5.75	0.485	0.134	20.04
11	6.0	0.50	6.25	0.527	0.145	21.78
12	6.5	0.50	6.75	0.569	0.157	23.52
13	7.0	0.50	7.25	0.611	0.168	25.26
14	7.5	0.50	7.75	0.653	0.180	27.01
15	8.0	0.50	8.25	0.695	0.192	28.75
16	8.5	0.50	8.75	0.737	0.203	30.49
17	9.0	0.50	9.25	0.780	0.215	32.23
18	9.5	0.50	9.75	0.822	0.227	33.98
19	10.0	0.50	10.25	0.864	0.238	35.72
20	10.5	0.50	10.75	0.906	0.250	37.46

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 12. *Valores de σ'_v , S_u , E_s para arcilla firme.*

ESTRATO	Z1 (m)	H estrato (m)	Zi (m) medio	σ'_v (kg/cm ²)	S_u max (kg/cm ²)	$E_s= \beta.S_u$ (kg/cm ²)
1	0.00	1.250	0.625	0.070	0.031	4.619
2	1.25	0.750	1.625	0.183	0.080	12.009
3	2.00	0.500	2.250	0.253	0.111	62.299
4	2.50	0.500	2.750	0.309	0.135	76.143
5	3.00	0.500	3.250	0.365	0.160	89.987
6	3.50	0.500	3.750	0.421	0.185	103.832
7	4.00	0.500	4.250	0.478	0.209	117.676
8	4.50	0.500	4.750	0.534	0.234	131.520
9	5.00	0.500	5.250	0.590	0.259	145.364
10	5.50	0.500	5.750	0.646	0.283	159.208
11	6.00	0.500	6.250	0.702	0.308	173.053
12	6.50	0.500	6.750	0.759	0.333	186.897
13	7.00	0.500	7.250	0.815	0.357	200.741
14	7.50	0.500	7.750	0.871	0.382	214.585
15	8.00	0.500	8.250	0.927	0.406	228.429

16	8.50	0.500	8.750	0.983	0.431	242.274
17	9.00	0.500	9.250	1.040	0.456	256.118
18	9.50	0.500	9.750	1.096	0.480	269.962
19	10.00	0.500	10.250	1.152	0.505	283.806

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 13. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arena suelta.

ESTRATO	Z1 (m)	H estrato (m)	Zi (m) medio	σ'_v (kg/cm ²)	S_u max (kg/cm ²)	E_s = Janbu (kg/cm ²)
1	0	1.25	0.625	0.0535	0.0276	67.766
2	1.25	0.75	1.625	0.1391	0.0716	109.270
3	2.00	0.5	2.25	0.1926	0.0992	128.577
4	2.50	0.5	2.75	0.2354	0.1212	142.147
5	3.00	0.5	3.25	0.2782	0.1433	154.531
6	3.50	0.5	3.75	0.3210	0.1653	165.992
7	4.00	0.5	4.25	0.3638	0.1874	176.712
8	4.50	0.5	4.75	0.4066	0.2094	186.818
9	5.00	0.5	5.25	0.4494	0.2315	196.405
10	5.50	0.5	5.75	0.4922	0.2535	205.545
11	6.00	0.5	6.25	0.5350	0.2756	214.295
12	6.50	0.5	6.75	0.5778	0.2976	222.702
13	7.00	0.5	7.25	0.6206	0.3196	230.803
14	7.50	0.5	7.75	0.6634	0.3417	238.629
15	8.00	0.5	8.25	0.7062	0.3637	246.207
16	8.50	0.5	8.75	0.7490	0.3858	253.558
17	9.00	0.5	9.25	0.7918	0.4078	260.702
18	9.50	0.5	9.75	0.8346	0.4299	267.655
19	10.00	0.5	10.25	0.8774	0.4519	274.432

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 14. Valores de σ'_v , S_u , E_s para arena densa.

ESTRATO	Z1 (m)	H estrato (m)	Zi (m) medio	σ'_v (kg/cm ²)	S_u max (kg/cm ²)	$E_{s=}$ Janbu (kg/cm ²)
1	0.00	1.25	0.625	0.0738	0.0444	137.846
2	1.25	0.75	1.625	0.1919	0.1155	222.270
3	2.00	0.5	2.25	0.2657	0.1599	261.545
4	2.50	0.5	2.75	0.3247	0.1954	289.149
5	3.00	0.5	3.25	0.3837	0.2309	314.338
6	3.50	0.5	3.75	0.4428	0.2665	337.653
7	4.00	0.5	4.25	0.5018	0.3020	359.459
8	4.50	0.5	4.75	0.5608	0.3375	380.016
9	5.00	0.5	5.25	0.6199	0.3730	399.516
10	5.50	0.5	5.75	0.6789	0.4086	418.108
11	6.00	0.5	6.25	0.7379	0.4441	435.908
12	6.50	0.5	6.75	0.7970	0.4796	453.009
13	7.00	0.5	7.25	0.8560	0.5151	469.487
14	7.50	0.5	7.75	0.9150	0.5507	485.406
15	8.00	0.5	8.25	0.9741	0.5862	500.820
16	8.50	0.5	8.75	1.0331	0.6217	515.773
17	9.00	0.5	9.25	1.0921	0.6573	530.305
18	9.50	0.5	9.75	1.1512	0.6928	544.449
19	10.00	0.5	10.25	1.2102	0.7283	558.234

Nota. *Elaboracion propia*

1.3. Determinación de las cargas

Para la obtención de un valor de coeficiente de balasto, no basta con conocer las propiedades del suelo, como se ha mencionado anteriormente, ya que este responderá dependiendo del nivel de cargas que le sea transmitido. Con apoyo en el basamento anterior, se estableció el modelo de una edificación regular en concreto armado de 3 niveles con uso de oficinas

empotrada en la base. A continuación se presenta vista 3D y de planta, donde se evidencia las distancias entre columnas.

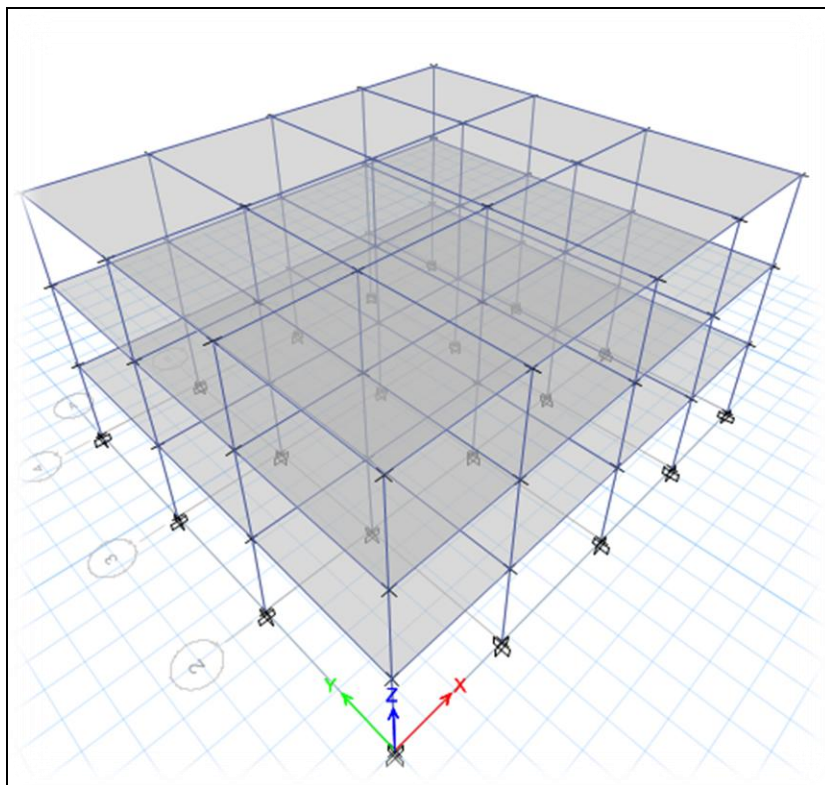


Figura 28. Vista en 3D de edificación de 3 niveles con base empotrada.
Fuente: Elaboracion propia.

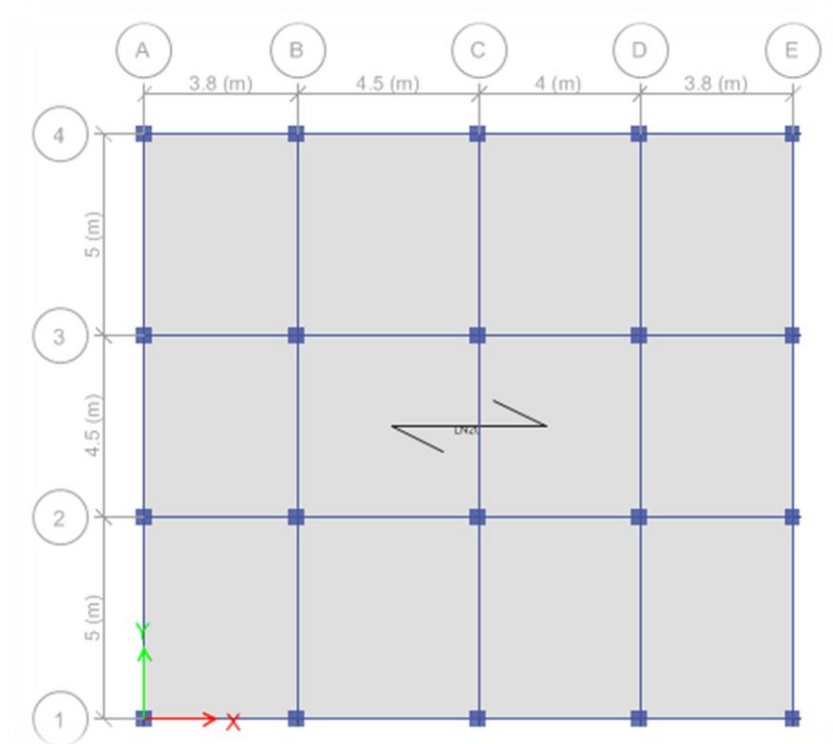


Figura 29. Vista de planta de edificación de 3 niveles con base empotrada. Fuente: elaboración propia.

Las cargas en entrepiso y techo corresponden a cargas estáticas gravitacionales, carga muerta y carga viva, las cuales fueron definidas de acuerdo a los requerimientos mínimos de la norma COVENIN 2002-88 y combinadas según la norma COVENIN 1753-2006. Como resultado del análisis de la edificación, se obtuvieron las reacciones en la base siguientes:

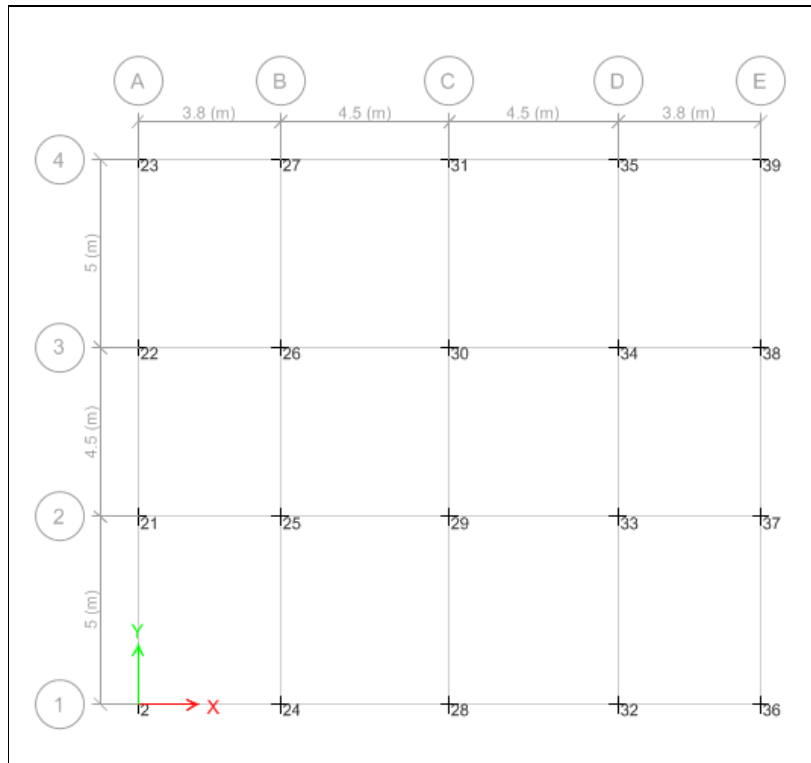


Figura 30. Vista de planta en nivel base. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 15. Reacciones en la base de la edificación.

Joint Label	Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
29	SERVICIO	-17.21	-280.40	46,126.75	271.50	-16.80	-0.03
30	SERVICIO	-17.21	280.40	46,126.75	-271.50	-16.80	0.03
25	SERVICIO	28.56	-272.76	45,122.19	263.84	27.83	0.00
26	SERVICIO	28.56	272.76	45,122.19	-263.84	27.83	0.00
33	SERVICIO	-12.32	-258.27	42,849.45	249.76	-12.09	0.03
34	SERVICIO	-12.32	258.27	42,849.45	-249.76	-12.09	-0.03
28	SERVICIO	-64.57	1,220.18	33,179.79	-1,195.36	-63.18	-0.05
31	SERVICIO	-64.57	-1,220.18	33,179.79	1,195.36	-63.18	0.05
24	SERVICIO	85.86	1,191.23	32,511.22	-1,167.26	84.34	0.04
27	SERVICIO	85.86	-1,191.23	32,511.22	1,167.26	84.34	-0.04
21	SERVICIO	63.16	-204.42	32,501.83	197.50	61.15	0.33
22	SERVICIO	63.16	204.42	32,501.83	-197.50	61.15	-0.33
37	SERVICIO	-62.11	-204.08	32,487.10	197.15	-60.20	-0.33

38	SERVICIO	-62.11	204.08	32,487.10	-197.15	-60.20	0.33
32	SERVICIO	-20.21	1,128.56	30,843.28	-1,106.10	-20.28	0.01
35	SERVICIO	-20.21	-1,128.56	30,843.28	1,106.10	-20.28	-0.01
36	SERVICIO	-229.89	910.74	23,933.78	-895.15	-225.30	0.20
39	SERVICIO	-229.89	-910.74	23,933.78	895.15	-225.30	-0.20
2	SERVICIO	228.73	911.77	23,933.78	-896.12	224.23	-0.16
23	SERVICIO	228.73	-911.77	23,933.78	896.12	224.23	0.16

Nota. *Elaboracion propia*

1.4. Cálculo de la capacidad portante del suelo

Conocidas las cargas, se procedió al cálculo del esfuerzo actuante y la capacidad portante de las arcillas y las arenas, variando las dimensiones de las zapatas para cada suelo, con el fin de que el esfuerzo real (q_{real}) fuera menor al esfuerzo último (q_{ult}) del suelo dividido por un factor de seguridad de tres ($FS=3$) que se denominó q_{FS} . En la losa de fundación se establecieron las dimensiones que se ajustaban a la geometría de la base de la edificación y se determinaron los esfuerzos correspondientes.

A partir de la formula general de Meyerhof (Braja Das 1999) citada en este trabajo (5.2) la capacidad o esfuerzo último fue determinada para las zapatas y para la losa de fundación con los factores correspondientes, sabiendo que para carga vertical centrada los factores por inclinación son iguales a la unidad. En la losa, la carga transmitida al suelo se estipuló mediante la sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas en condición de servicio, análogamente a la carga transmitida de una columna a una zapata.

1.4.1. Zapatas

De acuerdo a las reacciones en la base empotrada, se definieron tres tipos de zapatas a considerar, con la carga máxima, intermedia y mínima:

Tabla 16. Datos de cargas y numero de zapatas “tipo” a considerar.

ZAPATA	P (kg)
Z1	46,126.75
Z2	33,179.79
Z3	23,933.78

Nota. Elaboracion propia

Tabla 17. Dimensiones de zapatas (Z1) para la carga maxima en cada tipo de suelo.

TIPO	γ (kg/m ³)	$q=\sigma'v$ (kg/cm ²)	P (kg)	B (m)	L (m)	Df (m)	ϕ (°)	c' (kg/cm ²)
ARCILLA MUY BLANDA	842.803	0.169	46,126.75	4.00	4.00	2.00	0	0.099
ARCILLA FIRME	1123.879	0.225	46,126.75	3.00	3.00	2.00	0	0.209
ARENA SUELTA	856.031	0.171	46,126.75	3.20	3.20	2.00	31	0
ARENA DENSA	1180.680	0.236	46,126.75	1.00	1.00	2.00	37	0

Nota. Elaboracion propia

Tabla 18. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga maxima con el uso de zapatas (Z1).

TIPO	Factores de capacidad portante			Factores de forma			Factores de profundidad		
	N_q	N_c	N_γ	F_{es}	F_{qs}	$F_{\gamma s}$	F_{qd}	F_{cd}	$F_{\gamma d}$
ARCILLA MUY BLANDA	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.200	1
ARCILLA FIRME	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.267	1
ARENA SUELTA	20.631	32.671	25.994	1.631	1.601	0.6	1.177	1.191	1
ARENA DENSA	42.920	55.630	66.192	1.772	1.754	0.6	0.891	0.887	1

Nota. Elaboracion propia

Tabla 19. Valores de esfuerzo ultimo, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga maxima con el uso de zapatas (Z1).

TIPO	Capacidad Ultima	Capacidad con FS=3	Esfuerzo Real	VERIFICAR
	q_{ult} (kg/cm ²)	q_{FS} (kg/cm ²)	q_{REAL} (kg/cm ²)	$q_{real} < q_{FS}$
ARCILLA MUY BLANDA	0.896	0.299	0.288	Cumple
ARCILLA FIRME	1.853	0.618	0.513	Cumple
ARENA SUELTA	8.789	2.930	0.450	Cumple
ARENA DENSA	18.173	6.058	4.613	Cumple

Nota. Elaboracion propia

Tabla 20. Dimensiones de zapatas (Z2) para la carga intermedia en cada tipo de suelo.

TIPO	γ (kg/m ³)	$q=\sigma'v$ (kg/cm ²)	P (kg)	B (m)	L (m)	Df (m)	ϕ (°)	c' (kg/cm ²)
ARCILLA MUY BLANDA	842.803	0.169	33,179.79	3.40	3.40	2.00	0	0.105
ARCILLA FIRME	1123.879	0.225	33,179.79	2.60	2.60	2.00	0	0.197
ARENA SUELTA	856.031	0.171	33,179.79	2.70	2.70	2.00	31	0
ARENA DENSA	1180.680	0.236	33,179.79	1.00	1.00	2.00	37	0

Nota. Elaboracion propia

Tabla 21. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga intermedia con el uso de zapatas (Z2).

TIPO	Factores de capacidad portante			Factores de forma			Factores de profundidad		
	N_q	N_c	N_γ	F_{es}	F_{qs}	$F_{\gamma s}$	F_{qd}	F_{cd}	$F_{\gamma d}$
ARCILLA MUY BLANDA	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.235	1
ARCILLA FIRME	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.308	1
ARENA SUELTA	20.631	32.671	25.994	1.631	1.601	0.6	1.209	1.226	1
ARENA DENSA	42.920	55.630	66.192	1.772	1.754	0.6	0.891	0.887	1

Nota. Elaboracion propia

Tabla 22. Valores de esfuerzo ultimo, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga intermedia con el uso de zapatas (Z2).

TIPO	Capacidad Ultima	Capacidad con FS=3	Esfuerzo Real	VERIFICAR
	q_{ult} (kg/cm ²)	q_{FS} (kg/cm ²)	q_{REAL} (kg/cm ²)	$q_{real} < q_{FS}$
ARCILLA MUY BLANDA	0.961	0.320	0.287	Cumple
ARCILLA FIRME	1.807	0.602	0.491	Cumple
ARENA SUELTA	8.641	2.880	0.455	Cumple
ARENA DENSA	18.173	6.058	3.318	Cumple

Nota. Elaboracion propia

Tabla 23. Dimensiones de zapatas (Z3) para la carga minima en cada tipo de suelo.

TIPO	γ (kg/m ³)	$q=\sigma'v$ (kg/cm ²)	P (kg)	B (m)	L (m)	Df (m)	ϕ (°)	c' (kg/cm ²)
ARCILLA MUY BLANDA	842.803	0.169	23,933.78	3.10	3.10	2.00	0	0.105
ARCILLA FIRME	1123.879	0.225	23,933.78	2.30	2.30	2.00	0	0.197
ARENA SUELTA	856.031	0.171	23,933.78	2.40	2.40	2.00	31	0
ARENA DENSA	1180.680	0.236	23,933.78	1.00	1.00	2.00	37	0

Nota. Elaboracion propia

Tabla 24. Factores usados para determinar q_{ult} en cada suelo considerando la carga minima con el uso de zapatas (Z3).

TIPO	Factores de capacidad portante			Factores de forma			Factores de profundidad		
	N_q	N_c	N_γ	F_{es}	F_{qs}	$F_{\gamma s}$	F_{qd}	F_{cd}	$F_{\gamma d}$
ARCILLA MUY BLANDA	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.258	1
ARCILLA FIRME	1.000	5.140	0.000	1.195	1.000	0.6	1.000	1.348	1
ARENA SUELTA	20.631	32.671	25.994	1.631	1.601	0.6	1.236	1.255	1
ARENA DENSA	42.920	55.630	66.192	1.772	1.754	0.6	0.891	0.887	1

Nota. Elaboracion propia

Tabla 25. Valores de esfuerzo ultimo, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real considerando la carga minima con el uso de zapatas (Z3).

TIPO	Capacidad Ultima	Capacidad con FS=3	Esfuerzo Real	VERIFICAR
	q_{ult} (kg/cm ²)	q_{FS} (kg/cm ²)	q_{REAL} (kg/cm ²)	$q_{real} < q_{FS}$
ARCILLA MUY BLANDA	0.976	0.325	0.249	Cumple
ARCILLA FIRME	1.856	0.619	0.452	Cumple
ARENA SUELTA	8.588	2.863	0.416	Cumple
ARENA DENSA	18.173	6.058	2.393	Cumple

Nota. *Elaboracion propia*

1.4.2. Losa de fundación

En el estudio de la losa de fundación las dimensiones escogidas fueron las descritas en la tabla siguiente para los cuatro tipos de suelos, y la carga incluye la sumatoria de las cargas transmitidas por las columnas a la losa más el peso propio de la losa de fundación de 40 cm de espesor.

Tabla 26. Datos de cargas y dimensiones de Losa de fundacion en cada tipo de suelo.

TIPO	γ (kg/m ³)	$q=\sigma'v$ (kg/c m ²)	P (kg)	B (m)	L (m)	Df (m)	ϕ (°)	c' (kg/cm ²)
ARCILLA MUY BLANDA	842.803	0.000	1,038,255.82	16	18	0.00	0	0.208
ARCILLA FIRME	1123.879	0.000	1,038,255.82	16	18	0.00	0	0.452
ARENA SUELTA	856.031	0.000	1,038,255.82	16	18	0.00	31	0
ARENA DENSA	1180.680	0.000	1,038,255.82	16	18	0.00	37	0

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 27. Factores usados para determinar q_{ult} en el suelo considerando el uso de losa de fundación.

TIPO	Factores de capacidad portante			Factores de forma			Factores de profundidad		
	N_q	N_c	N_γ	F_{es}	F_{qs}	$F_{\gamma s}$	F_{qd}	F_{cd}	$F_{\gamma d}$
ARCILLA MUY BLANDA	1.000	5.140	0.000	1.173	1.000	0.6	1.000	1.000	1
ARCILLA FIRME	1.000	5.140	0.000	1.173	1.000	0.6	1.000	1.000	1
ARENA SUELTA	20.631	32.671	25.994	1.561	1.534	0.6	1.000	1.000	1
ARENA DENSA	42.920	55.630	66.192	1.686	1.670	0.6	1.000	1.000	1

Nota. Elaboración propia

Tabla 28. Valores de esfuerzo último, esfuerzo con factor de seguridad y esfuerzo real en losa de fundación.

TIPO	Capacidad Última	Capacidad con $FS=3$	Esfuerzo Real	VERIFICAR
	q_{ult} (kg/cm ²)	q_{FS} (kg/cm ²)	q_{REAL} (kg/cm ²)	$q_{real} < q_{FS}$
ARCILLA MUY BLANDA	1.251	0.417	0.361	Cumple
ARCILLA FIRME	2.724	0.908	0.361	Cumple
ARENA SUELTA	11.472	3.824	0.361	Cumple
ARENA DENSA	40.292	13.431	0.361	Cumple

Nota. Elaboración propia

1.5. Determinación de curva carga - asentamiento

1.5.1. Valores de Carga

Para el cálculo del asentamiento en función de la carga tanto en zapatas como en losas, se determinaron valores de esfuerzos de contacto como función del esfuerzo último calculado para cada dimensión de fundación propuesta. Por consiguiente, se evaluaron esfuerzos de contacto mayores al fijado como admisible (diseño) para la fundación, con el fin de evaluar los asentamientos resultantes.

En las tablas siguientes se presentan los valores de esfuerzos analizados en este trabajo, q_{real} , $0.20q_{ult}$, $0.45q_{ult}$, $0.60q_{ult}$, $0.80q_{ult}$ y q_{ult} , para cada fundación, Z1, Z2, Z3 y Losa de fundación en la arcilla muy blanda, arcilla firme, arena suelta y arena densa.

Tabla 29. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arcilla muy blanda, como razon del esfuerzo ultimo.

FUNDACION	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	0.2qult	qreal	0.45qult	0.6qult	0.8qult	qult
Z1	0.179	0.288	0.403	0.538	0.717	0.896
Z2	0.192	0.287	0.433	0.577	0.769	0.961
Z3	0.195	0.249	0.439	0.586	0.781	0.976
	qreal	0.2qult				
LOSA	0.236	0.250	0.563	0.751	1.001	1.251

Nota. Elaboracion propia

Tabla 30. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arcilla firme, como razon del esfuerzo ultimo.

FUNDACION	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	0.2qult	qreal	0.45qult	0.6qult	0.8qult	qult
Z1	0.371	0.513	0.834	1.112	1.483	1.853
Z2	0.361	0.491	0.813	1.084	1.446	1.807
Z3	0.371	0.452	0.835	1.113	1.485	1.856
	qreal	0.2qult				
LOSA	0.361	0.545	1.226	1.634	2.179	2.724

Nota. Elaboracion propia

Tabla 31. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arena suelta, como razon del esfuerzo ultimo.

FUNDACION	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	qreal	0.2qult	0.45qult	0.6qult	0.8qult	qult
Z1	0.450	1.758	3.955	5.274	7.032	8.789
Z2	0.455	1.728	3.888	5.184	6.913	8.641
Z3	0.416	1.718	3.865	5.153	6.871	8.588
LOSA	0.361	2.294	5.162	6.883	9.178	11.472

Nota. Elaboracion propia

Tabla 32. Esfuerzos de contacto analizados en la base de fundacion sobre arena densa, como razon del esfuerzo ultimo.

FUNDACION	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	0.2qult	qreal	0.45qult	0.6qult	0.8qult	qult
Z1	3.635	4.613	8.178	10.904	14.539	18.173
	qreal	0.2qult				
Z2	3.318	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
Z3	2.393	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
LOSA	0.361	8.058	18.131	24.175	32.233	40.292

Nota. Elaboracion propia

Se calculó la variación de los esfuerzos con la profundidad mediante el método 2:1 descrito en las bases teóricas de esta investigación hasta la profundidad en la que la relación entre el esfuerzo en el estrato respecto al esfuerzo actuante (q_o) fuera alrededor de 8%. $q_{\text{estrato}}/q_o = 0.08$.

1.5.2. Valores de asentamiento

Con base a los esfuerzos anteriores y asumiendo la condición ideal elastoplástica de los suelos (figura 24), se calculó para cada fundación (Z1, Z2, Z3, Losa flotante) un primer valor de asentamiento $Se(A)$ en arcillas y arenas usando la fórmula de la integral de la teoría elástica enunciada en la sección 8 de las bases teóricas. Se obtuvo un segundo valor de asentamiento $Se(B)$ en los cuatro tipos de suelos aplicando las formulas simplificados de asentamientos promedios (teoría elástica). En las arcillas se empleó la fórmula (8.2) y en las arenas la formula (8.3) detalladas en este trabajo. Para las arenas se determinó también el asentamiento mediante el método de factores de influencia de Schmertman, fórmula (9.1) representándolo por $Se(C)$.

A continuación se presentan las tablas resultantes del asentamiento en función de los esfuerzos en los sub estratos considerados para cada suelo de apoyo de la edificación, para los dos casos de fundación propuestos, zapatas y losa de fundación superficial:

➤ Zapatas en arcilla muy blanda

La constituyen las tablas con los valores representativos de los asentamientos en la edificación con el uso de zapatas, conociendo que son cuadradas de dimensiones 4 m x 4 m (Z1), 3.4 m x 3.4 m (Z2) y 3.10 m x 3.10 m (Z3). Dichos desplazamientos se calcularon con el método de la integral elástica de $S(A)$ y con la formula simplificada de la elástica donde el módulo de elasticidad es constante en la altura de suelo considerado, $Se(B)$. Cabe destacar que estas dimensiones no son factibles para el diseño debido al tipo de edificación y longitud de los tramos de pórticos, los asentamientos determinados son obtenidos con fines académicos de evaluación. Donde, Δq_{oi} (kg/cm^2) = Variación del esfuerzo q_{oi} con la profundidad z_{im}
 Se_i (cm) = Asentamiento para cada sub estrato de acuerdo a la carga q_{oi} .

E_s (kg/cm^2) = Modulo de elasticidad del suelo.

Z_{im} = profundidad evaluada en la mitad del estrato (considera el desplante de la fundación en metros).

H = espesor del estrato.

Tabla 33. Asentamiento Se (A) en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.

z_{im}	Est	H	Δq_{o1}	Δq_{o2}	Δq_{o3}	Δq_{o4}	Δq_{o5}	Δq_{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.159	0.255	0.357	0.476	0.635	0.794	7.840	1.01	1.63	2.28	3.04	4.05	5.06
2.75	4	50	0.127	0.204	0.286	0.381	0.508	0.635	9.583	0.66	1.07	1.49	1.99	2.65	3.32
3.25	5	50	0.104	0.167	0.234	0.312	0.416	0.520	11.325	0.46	0.74	1.03	1.38	1.84	2.30
3.75	6	50	0.087	0.140	0.195	0.260	0.347	0.434	13.067	0.33	0.53	0.75	1.00	1.33	1.66
4.25	7	50	0.073	0.118	0.165	0.220	0.294	0.367	14.810	0.25	0.40	0.56	0.74	0.99	1.24
4.75	8	50	0.063	0.101	0.142	0.189	0.252	0.315	16.552	0.19	0.31	0.43	0.57	0.76	0.95
5.25	9	50	0.055	0.088	0.123	0.164	0.218	0.273	18.294	0.15	0.24	0.34	0.45	0.60	0.75
5.75	10	50	0.048	0.077	0.107	0.143	0.191	0.239	20.037	0.12	0.19	0.27	0.36	0.48	0.60
6.25	11	50	0.042	0.068	0.095	0.126	0.169	0.211	21.779	0.10	0.16	0.22	0.29	0.39	0.48
6.75	12	50	0.037	0.060	0.084	0.112	0.150	0.187	23.521	0.08	0.13	0.18	0.24	0.32	0.40
7.25	13	50	0.034	0.054	0.075	0.101	0.134	0.168	25.263	0.07	0.11	0.15	0.20	0.27	0.33
7.75	14	50	0.030	0.049	0.068	0.090	0.121	0.151	27.006	0.06	0.09	0.13	0.17	0.22	0.28
8.25	15	50	0.027	0.044	0.061	0.082	0.109	0.136	28.748	0.05	0.08	0.11	0.14	0.19	0.24
8.75	16	50	0.025	0.040	0.056	0.074	0.099	0.124	30.490	0.04	0.07	0.09	0.12	0.16	0.20
9.25	17	50	0.023	0.036	0.051	0.068	0.091	0.113	32.233	0.04	0.06	0.08	0.11	0.14	0.18
9.75	18	50	0.021	0.033	0.047	0.062	0.083	0.104	33.975	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15
10.25	19	50	0.019	0.031	0.043	0.057	0.076	0.096	35.717	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.13
10.75	20	50	0.018	0.028	0.040	0.053	0.071	0.088	37.460	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.12
	HT	900							SeT	3.68	5.91	8.27	11.03	14.70	18.38

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 34. Asentamiento Se (A) en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.

z _m	Est	H	Δq_{o1}	Δq_{o2}	Δq_{o3}	Δq_{o4}	Δq_{o5}	Δq_{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.167	0.249	0.375	0.501	0.667	0.834	7.840	1.06	1.59	2.39	3.19	4.26	5.32
2.75	4	50	0.129	0.193	0.290	0.387	0.516	0.645	9.583	0.67	1.01	1.52	2.02	2.69	3.37
3.25	5	50	0.103	0.153	0.231	0.308	0.411	0.514	11.325	0.45	0.68	1.02	1.36	1.82	2.27
3.75	6	50	0.084	0.125	0.189	0.251	0.335	0.419	13.067	0.32	0.48	0.72	0.96	1.28	1.60
4.25	7	50	0.070	0.104	0.157	0.209	0.279	0.348	14.810	0.24	0.35	0.53	0.71	0.94	1.18
4.75	8	50	0.059	0.088	0.132	0.176	0.235	0.294	16.552	0.18	0.26	0.40	0.53	0.71	0.89
5.25	9	50	0.050	0.075	0.113	0.151	0.201	0.251	18.294	0.14	0.21	0.31	0.41	0.55	0.69
5.75	10	50	0.043	0.065	0.098	0.130	0.174	0.217	20.037	0.11	0.16	0.24	0.33	0.43	0.54
6.25	11	50	0.038	0.057	0.085	0.114	0.152	0.190	21.779	0.09	0.13	0.20	0.26	0.35	0.44
6.75	12	50	0.033	0.050	0.075	0.100	0.134	0.167	23.521	0.07	0.11	0.16	0.21	0.28	0.36
7.25	13	50	0.030	0.044	0.067	0.089	0.119	0.149	25.263	0.06	0.09	0.13	0.18	0.24	0.29
7.75	14	50	0.027	0.040	0.060	0.080	0.106	0.133	27.006	0.05	0.07	0.11	0.15	0.20	0.25
8.25	15	50	0.024	0.036	0.054	0.072	0.095	0.119	28.748	0.04	0.06	0.09	0.12	0.17	0.21
8.75	16	50	0.022	0.032	0.049	0.065	0.086	0.108	30.490	0.04	0.05	0.08	0.11	0.14	0.18
9.25	17	50	0.020	0.029	0.044	0.059	0.078	0.098	32.233	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15
9.75	18	50	0.018	0.027	0.040	0.054	0.072	0.089	33.975	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.13
10.25	19	50	0.016	0.024	0.037	0.049	0.066	0.082	35.717	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11
10.75	20	50	0.015	0.022	0.034	0.045	0.060	0.075	37.460	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08	0.10
HT	900								SeT	3.61	5.39	8.13	10.84	14.45	18.07

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 35. Asentamiento Se (A) en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.

z _m	Est	H	Δq_{o1}	Δq_{o2}	Δq_{o3}	Δq_{o4}	Δq_{o5}	Δq_{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.167	0.213	0.376	0.501	0.669	0.836	7.840	1.07	1.36	2.40	3.20	4.26	5.33
2.75	4	50	0.127	0.161	0.285	0.380	0.506	0.633	9.583	0.66	0.84	1.49	1.98	2.64	3.30
3.25	5	50	0.099	0.126	0.223	0.297	0.397	0.496	11.325	0.44	0.56	0.98	1.31	1.75	2.19
3.75	6	50	0.080	0.102	0.179	0.239	0.319	0.399	13.067	0.31	0.39	0.69	0.92	1.22	1.53
4.25	7	50	0.066	0.084	0.147	0.197	0.262	0.328	14.810	0.22	0.28	0.50	0.66	0.89	1.11
4.75	8	50	0.055	0.070	0.123	0.164	0.219	0.274	16.552	0.17	0.21	0.37	0.50	0.66	0.83
5.25	9	50	0.047	0.059	0.105	0.140	0.186	0.233	18.294	0.13	0.16	0.29	0.38	0.51	0.64
5.75	10	50	0.040	0.051	0.090	0.120	0.160	0.200	20.037	0.10	0.13	0.22	0.30	0.40	0.50
6.25	11	50	0.035	0.044	0.078	0.104	0.139	0.174	21.779	0.08	0.10	0.18	0.24	0.32	0.40
6.75	12	50	0.030	0.039	0.068	0.091	0.122	0.152	23.521	0.06	0.08	0.15	0.19	0.26	0.32
7.25	13	50	0.027	0.034	0.061	0.081	0.108	0.135	25.263	0.05	0.07	0.12	0.16	0.21	0.27
7.75	14	50	0.024	0.031	0.054	0.072	0.096	0.120	27.006	0.04	0.06	0.10	0.13	0.18	0.22
8.25	15	50	0.021	0.027	0.048	0.064	0.086	0.107	28.748	0.04	0.05	0.08	0.11	0.15	0.19
8.75	16	50	0.019	0.025	0.044	0.058	0.077	0.097	30.490	0.03	0.04	0.07	0.10	0.13	0.16
9.25	17	50	0.018	0.022	0.039	0.053	0.070	0.088	32.233	0.03	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14
9.75	18	50	0.016	0.020	0.036	0.048	0.064	0.080	33.975	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12
10.25	19	50	0.015	0.019	0.033	0.044	0.058	0.073	35.717	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08	0.10
10.75	20	50	0.013	0.017	0.030	0.040	0.053	0.067	37.460	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09
	HT	900							SeT	3.48	4.44	7.84	10.45	13.93	17.42

Nota. *Elaboracion propia*

➤ **Losa de fundación en arcilla muy blanda**

Como se menciono anteriormente el caso de losa flotante es evaluado a mayor profundidad ya que por sus dimensiones (16 m x 18 m), los esfuerzos predominan hasta aproximadamente $3B$. A continuacion se pueden observar los resultados de los asentamientos en la edificación con el uso de losa de fundación, los cuales fueron calculados con el método de la integral elástica $Se(A)$, y con la formula simplificada de la elástica donde el módulo de elasticidad es constante en la altura de suelo considerado, $Se(B)$.

Donde, Δq_{oi} (kg/cm^2) = Variación del esfuerzo q_{oi} con la profundidad z_{im}

Se_i (cm) = Asentamiento para cada sub estrato de acuerdo a la carga q_{oi} .

E_s (kg/cm^2) = Modulo de elasticidad del suelo.

Z_{im} = profundidad evaluada en la mitad del estrato (considera el desplante de la fundación en metros).

H = espesor del estrato.

Tabla 36. Asentamiento $Se(A)$ en Losa de fundacion sobre arcilla muy blanda.

zim	Est	H	$\Delta qo1$	$\Delta qo2$	$\Delta qo3$	$\Delta qo4$	$\Delta qo5$	$\Delta qo6$	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
0.63	1	125	0.219	0.233	0.524	0.698	0.931	1.164	2.045	13.39	14.23	$\frac{32.0}{1}$	42.68	56.90	71.13
1.63	2	75	0.196	0.208	0.469	0.625	0.833	1.042	5.317	2.77	2.94	6.61	8.82	11.75	14.69
2.50	3	100	0.179	0.190	0.428	0.570	0.760	0.950	8.180	2.19	2.32	5.23	6.97	9.29	11.61
3.50	4	100	0.162	0.172	0.387	0.516	0.688	0.859	11.452	1.41	1.50	3.38	4.50	6.00	7.50
4.50	5	100	0.147	0.156	0.352	0.469	0.625	0.781	14.724	1.00	1.06	2.39	3.18	4.24	5.31
5.50	6	100	0.134	0.143	0.321	0.428	0.571	0.713	17.996	0.75	0.79	1.78	2.38	3.17	3.96
6.50	7	100	0.123	0.131	0.294	0.392	0.523	0.654	21.268	0.58	0.61	1.38	1.84	2.46	3.07
7.50	8	100	0.113	0.120	0.271	0.361	0.481	0.601	24.540	0.46	0.49	1.10	1.47	1.96	2.45
8.50	9	100	0.104	0.111	0.250	0.333	0.444	0.555	27.812	0.38	0.40	0.90	1.20	1.60	2.00
9.50	10	100	0.097	0.103	0.231	0.308	0.411	0.514	31.084	0.31	0.33	0.74	0.99	1.32	1.65
10.50	11	100	0.090	0.095	0.215	0.286	0.382	0.477	34.356	0.26	0.28	0.62	0.83	1.11	1.39
11.50	12	100	0.084	0.089	0.200	0.266	0.355	0.444	37.628	0.22	0.24	0.53	0.71	0.94	1.18
12.50	13	100	0.078	0.083	0.187	0.249	0.332	0.415	40.900	0.19	0.20	0.46	0.61	0.81	1.01
13.50	14	100	0.073	0.078	0.174	0.233	0.310	0.388	44.172	0.17	0.18	0.40	0.53	0.70	0.88
14.50	15	100	0.068	0.073	0.164	0.218	0.291	0.363	47.444	0.14	0.15	0.34	0.46	0.61	0.77
15.50	16	100	0.064	0.068	0.154	0.205	0.273	0.341	50.716	0.13	0.13	0.30	0.40	0.54	0.67
16.50	17	100	0.060	0.064	0.145	0.193	0.257	0.321	53.988	0.11	0.12	0.27	0.36	0.48	0.60
17.50	18	100	0.057	0.061	0.136	0.182	0.242	0.303	57.260	0.10	0.11	0.24	0.32	0.42	0.53

18.50	19	100	0.054	0.057	0.129	0.172	0.229	0.286	60.532	0.09	0.09	0.21	0.28	0.38	0.47
19.50	20	100	0.051	0.054	0.122	0.162	0.217	0.271	63.804	0.08	0.08	0.19	0.25	0.34	0.42
20.50	21	100	0.048	0.051	0.115	0.154	0.205	0.256	67.076	0.07	0.08	0.17	0.23	0.31	0.38
21.50	22	100	0.046	0.049	0.109	0.146	0.195	0.243	70.348	0.07	0.07	0.16	0.21	0.28	0.35
22.50	23	100	0.043	0.046	0.104	0.139	0.185	0.231	73.620	0.06	0.06	0.14	0.19	0.25	0.31
23.50	24	100	0.041	0.044	0.099	0.132	0.176	0.220	76.892	0.05	0.06	0.13	0.17	0.23	0.29
24.50	25	100	0.039	0.042	0.094	0.126	0.167	0.209	80.164	0.05	0.05	0.12	0.16	0.21	0.26
25.50	26	100	0.038	0.040	0.090	0.120	0.160	0.200	83.436	0.05	0.05	0.11	0.14	0.19	0.24
26.50	27	100	0.036	0.038	0.086	0.114	0.152	0.191	86.708	0.04	0.04	0.10	0.13	0.18	0.22
27.50	28	100	0.034	0.036	0.082	0.109	0.146	0.182	89.980	0.04	0.04	0.09	0.12	0.16	0.20
28.50	29	100	0.033	0.035	0.078	0.104	0.139	0.174	93.252	0.04	0.04	0.08	0.11	0.15	0.19
29.50	30	100	0.031	0.033	0.075	0.100	0.133	0.167	96.524	0.03	0.03	0.08	0.10	0.14	0.17
30.50	31	100	0.030	0.032	0.072	0.096	0.128	0.160	99.796	0.03	0.03	0.07	0.10	0.13	0.16
31.50	32	100	0.029	0.031	0.069	0.092	0.123	0.153	103.068	0.03	0.03	0.07	0.09	0.12	0.15
32.50	33	100	0.028	0.029	0.066	0.088	0.118	0.147	106.340	0.03	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14
33.50	34	100	0.027	0.028	0.064	0.085	0.113	0.141	109.612	0.02	0.03	0.06	0.08	0.10	0.13
34.50	35	100	0.026	0.027	0.061	0.082	0.109	0.136	112.884	0.02	0.02	0.05	0.07	0.10	0.12
35.50	36	100	0.025	0.026	0.059	0.078	0.105	0.131	116.156	0.02	0.02	0.05	0.07	0.09	0.11
36.50	37	100	0.024	0.025	0.057	0.076	0.101	0.126	119.428	0.02	0.02	0.05	0.06	0.08	0.11
37.50	38	100	0.023	0.024	0.055	0.073	0.097	0.121	122.700	0.02	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
38.50	39	100	0.022	0.023	0.053	0.070	0.094	0.117	125.972	0.02	0.02	0.04	0.06	0.07	0.09
39.50	40	100	0.021	0.023	0.051	0.068	0.090	0.113	129.244	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09

40.50	41	100	0.021	0.022	0.049	0.065	0.087	0.109	132.516	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.08
41.50	42	100	0.020	0.021	0.047	0.063	0.084	0.105	135.788	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08
42.50	43	100	0.019	0.020	0.046	0.061	0.081	0.102	139.060	0.01	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07
43.50	44	100	0.019	0.020	0.044	0.059	0.079	0.098	142.332	0.01	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07
44.50	45	100	0.018	0.019	0.043	0.057	0.076	0.095	145.604	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.07
45.50	46	100	0.017	0.018	0.042	0.055	0.074	0.092	148.876	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.06
46.50	47	100	0.017	0.018	0.040	0.054	0.072	0.089	152.148	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.06
47.50	48	100	0.016	0.017	0.039	0.052	0.069	0.087	155.420	0.01	0.01	0.03	0.03	0.04	0.06
48.50	49	100	0.016	0.017	0.038	0.050	0.067	0.084	158.692	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
	H_T	4,9								SeT	25.54	27.14	61.0	81.42	108.5
	(m)	00											7	6	0

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 37. Asentamiento Se (B) en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	0.179	0.288	0.403	0.538	0.717	0.896
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
22.650	2.153	3.464	4.845	6.460	8.613	10.766

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 38. Asentamiento Se (B) en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.**

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	0.192	0.287	0.433	0.577	0.769	0.961
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
22.650	1.964	2.932	4.419	5.892	7.856	9.820

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 39. Asentamiento Se (B) en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.**

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	0.195	0.249	0.439	0.586	0.781	0.976
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
22.650	1.818	2.319	4.090	5.454	7.272	9.089

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 40. Asentamiento Se (B) en Losa sobre arcilla muy blanda.**

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	0.236	0.250	0.563	0.751	1.001	1.251
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
19.020	3.525	3.745	8.426	11.234	14.979	18.724

Nota. *Elaboracion propia*

➤ Zapatas en arcilla firme

Se presentan las tablas con los resultados de los asentamientos en la edificación con el uso de zapatas, conociendo que son cuadradas de dimensiones 3 m x 3 m (Z1), 2.6 m x 2.6 m (Z2) y 2.30 m x 2.30 m (Z3). Dichos asentamientos fueron calculados con el método de la integral elástica $Se(A)$, y con la formula simplificada de la elástica donde el módulo de elasticidad es constante en la altura de suelo considerado, $Se(B)$.

En las tablas siguientes se mencionaran,

Δq_{oi} (kg/cm^2) = Variación del esfuerzo q_{oi} con la profundidad z_{im}

Se_i (cm) = Asentamiento para cada sub estrato de acuerdo a la carga q_{oi} .

E_s (kg/cm^2) = Modulo de elasticidad del suelo.

Z_{im} = profundidad evaluada en la mitad del estrato (considera el desplante de la fundación en metros).

H = espesor del estrato.

Tabla 41. Asentamiento en zapata Z1 sobre arcilla firme.

z _m	Est	H	Δq _{o1}	Δq _{o2}	Δq _{o3}	Δq _{o4}	Δq _{o5}	Δq _{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.316	0.437	0.711	0.947	1.263	1.579	62.299	0.25	0.35	0.57	0.76	1.01	1.27
2.75	4	50	0.237	0.328	0.534	0.712	0.949	1.186	76.143	0.16	0.22	0.35	0.47	0.62	0.78
3.25	5	50	0.185	0.255	0.416	0.554	0.739	0.923	89.987	0.10	0.14	0.23	0.31	0.41	0.51
3.75	6	50	0.148	0.204	0.333	0.444	0.591	0.739	103.832	0.07	0.10	0.16	0.21	0.28	0.36
4.25	7	50	0.121	0.167	0.272	0.363	0.484	0.605	117.676	0.05	0.07	0.12	0.15	0.21	0.26
4.75	8	50	0.101	0.140	0.227	0.303	0.404	0.504	131.520	0.04	0.05	0.09	0.12	0.15	0.19
5.25	9	50	0.085	0.118	0.192	0.256	0.342	0.427	145.364	0.03	0.04	0.07	0.09	0.12	0.15
5.75	10	50	0.073	0.101	0.165	0.220	0.293	0.366	159.208	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11
6.25	11	50	0.063	0.088	0.143	0.190	0.254	0.317	173.053	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.09
6.75	12	50	0.056	0.077	0.125	0.167	0.222	0.278	186.897	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07
7.25	13	50	0.049	0.068	0.110	0.147	0.196	0.245	200.741	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
7.75	14	50	0.044	0.060	0.098	0.131	0.174	0.218	214.585	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
8.25	15	50	0.039	0.054	0.088	0.117	0.156	0.195	228.429	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04
8.75	16	50	0.035	0.049	0.079	0.105	0.140	0.175	242.274	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
9.25	17	50	0.032	0.044	0.071	0.095	0.127	0.159	256.118	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
	HT	750							SeT	0.80	1.11	1.81	2.41	3.21	4.01

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 42. Asentamiento en zapata Z2 sobre arcilla firme.

z _m	Est	H	Δq _{o1}	Δq _{o2}	Δq _{o3}	Δq _{o4}	Δq _{o5}	Δq _{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.301	0.408	0.677	0.902	1.203	1.504	62.299	0.24	0.33	0.54	0.72	0.97	1.21
2.75	4	50	0.218	0.296	0.490	0.653	0.871	1.089	76.143	0.14	0.19	0.32	0.43	0.57	0.71
3.25	5	50	0.165	0.224	0.371	0.494	0.659	0.824	89.987	0.09	0.12	0.21	0.27	0.37	0.46
3.75	6	50	0.129	0.175	0.291	0.387	0.516	0.646	103.832	0.06	0.08	0.14	0.19	0.25	0.31
4.25	7	50	0.104	0.141	0.234	0.312	0.415	0.519	117.676	0.04	0.06	0.10	0.13	0.18	0.22
4.75	8	50	0.085	0.116	0.192	0.256	0.341	0.427	131.520	0.03	0.04	0.07	0.10	0.13	0.16
5.25	9	50	0.071	0.097	0.161	0.214	0.286	0.357	145.364	0.02	0.03	0.06	0.07	0.10	0.12
5.75	10	50	0.061	0.082	0.136	0.182	0.242	0.303	159.208	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.10
6.25	11	50	0.052	0.071	0.117	0.156	0.208	0.260	173.053	0.02	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08
6.75	12	50	0.045	0.061	0.102	0.136	0.181	0.226	186.897	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
7.25	13	50	0.040	0.054	0.089	0.119	0.159	0.198	200.741	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
7.75	14	50	0.035	0.048	0.079	0.105	0.140	0.175	214.585	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
8.25	15	50	0.031	0.042	0.070	0.094	0.125	0.156	228.429	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03
8.75	16	50	0.028	0.038	0.063	0.084	0.112	0.140	242.274	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
9.25	17	50	0.025	0.034	0.057	0.076	0.101	0.126	256.118	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
	HT	750							SeT (cm)	0.72	0.98	1.62	2.16	2.88	3.60

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 43. Asentamiento en zapata Z3 sobre arcilla firme.

z _m	Est	H	Δq _{o1}	Δq _{o2}	Δq _{o3}	Δq _{o4}	Δq _{o5}	Δq _{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.302	0.368	0.679	0.906	1.208	1.510	62.299	0.24	0.30	0.55	0.73	0.97	1.21
2.75	4	50	0.211	0.257	0.475	0.633	0.844	1.055	76.143	0.14	0.17	0.31	0.42	0.55	0.69
3.25	5	50	0.156	0.190	0.351	0.467	0.623	0.779	89.987	0.09	0.11	0.19	0.26	0.35	0.43
3.75	6	50	0.120	0.146	0.269	0.359	0.479	0.598	103.832	0.06	0.07	0.13	0.17	0.23	0.29
4.25	7	50	0.095	0.116	0.213	0.285	0.379	0.474	117.676	0.04	0.05	0.09	0.12	0.16	0.20
4.75	8	50	0.077	0.094	0.173	0.231	0.308	0.385	131.520	0.03	0.04	0.07	0.09	0.12	0.15
5.25	9	50	0.064	0.078	0.143	0.191	0.255	0.319	145.364	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11
5.75	10	50	0.054	0.065	0.121	0.161	0.215	0.268	159.208	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.08
6.25	11	50	0.046	0.056	0.103	0.137	0.183	0.229	173.053	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07
6.75	12	50	0.040	0.048	0.089	0.119	0.158	0.198	186.897	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
7.25	13	50	0.034	0.042	0.077	0.103	0.138	0.172	200.741	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04
7.75	14	50	0.030	0.037	0.068	0.091	0.121	0.151	214.585	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
8.25	15	50	0.027	0.033	0.060	0.081	0.107	0.134	228.429	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
8.75	16	50	0.024	0.029	0.054	0.072	0.096	0.120	242.274	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
9.25	17	50	0.022	0.026	0.048	0.065	0.086	0.108	256.118	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
	HT	750							SeT (cm)	0.69	0.84	1.55	2.06	2.75	3.44

Nota. *Elaboracion propia*

➤ **Losa de fundación en arcilla firme**

Tabla 44. *Asentamiento Se (A) en Losa de fundacion sobre arcilla firme.*

zim	Est	H	Δq_1	Δq_2	Δq_3	Δq_4	Δq_5	Δq_6	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
0.63	1	125	0.335	0.507	1.140	1.520	2.027	2.534	4.453	9.41	14.23	32.01	42.68	56.90	71.13
1.63	2	75	0.300	0.454	1.021	1.361	1.815	2.268	93.427	0.24	0.36	0.82	1.09	1.46	1.82
2.50	3	100	0.274	0.414	0.931	1.241	1.655	2.069	120.120	0.23	0.34	0.77	1.03	1.38	1.72
3.50	4	100	0.248	0.374	0.842	1.123	1.497	1.871	146.814	0.17	0.25	0.57	0.76	1.02	1.27
4.50	5	100	0.225	0.340	0.765	1.021	1.361	1.701	173.507	0.13	0.20	0.44	0.59	0.78	0.98
5.50	6	100	0.205	0.311	0.699	0.932	1.242	1.553	200.201	0.10	0.16	0.35	0.47	0.62	0.78
6.50	7	100	0.188	0.285	0.640	0.854	1.139	1.423	226.894	0.08	0.13	0.28	0.38	0.50	0.63
7.50	8	100	0.173	0.262	0.589	0.786	1.047	1.309	253.588	0.07	0.10	0.23	0.31	0.41	0.52
8.50	9	100	0.160	0.242	0.544	0.725	0.967	1.208	280.281	0.06	0.09	0.19	0.26	0.34	0.43
9.50	10	100	0.148	0.224	0.503	0.671	0.895	1.119	306.974	0.05	0.07	0.16	0.22	0.29	0.36
10.50	11	100	0.137	0.208	0.467	0.623	0.831	1.039	333.668	0.04	0.06	0.14	0.19	0.25	0.31
11.50	12	100	0.128	0.193	0.435	0.580	0.774	0.967	360.361	0.04	0.05	0.12	0.16	0.21	0.27
12.50	13	100	0.119	0.181	0.406	0.542	0.722	0.903	387.055	0.03	0.05	0.10	0.14	0.19	0.23
13.50	14	100	0.112	0.169	0.380	0.507	0.675	0.844	413.748	0.03	0.04	0.09	0.12	0.16	0.20
14.50	15	100	0.105	0.158	0.356	0.475	0.633	0.791	440.441	0.02	0.04	0.08	0.11	0.14	0.18
15.50	16	100	0.098	0.149	0.335	0.446	0.595	0.743	467.135	0.02	0.03	0.07	0.10	0.13	0.16
16.50	17	100	0.093	0.140	0.315	0.420	0.560	0.700	493.828	0.02	0.03	0.06	0.09	0.11	0.14

17.50	18	100	0.087	0.132	0.297	0.396	0.528	0.660	520.522	0.02	0.03	0.06	0.08	0.10	0.13
18.50	19	100	0.082	0.125	0.280	0.374	0.498	0.623	547.215	0.02	0.02	0.05	0.07	0.09	0.11
19.50	20	100	0.078	0.118	0.265	0.354	0.471	0.589	573.909	0.01	0.02	0.05	0.06	0.08	0.10
20.50	21	100	0.074	0.112	0.251	0.335	0.447	0.558	600.602	0.01	0.02	0.04	0.06	0.07	0.09
21.50	22	100	0.070	0.106	0.238	0.318	0.424	0.530	627.295	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.08
22.50	23	100	0.067	0.101	0.226	0.302	0.403	0.503	653.989	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.08
23.50	24	100	0.063	0.096	0.215	0.287	0.383	0.479	680.682	0.01	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07
24.50	25	100	0.060	0.091	0.205	0.273	0.365	0.456	707.376	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.06
25.50	26	100	0.058	0.087	0.196	0.261	0.348	0.435	734.069	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.06
26.50	27	100	0.055	0.083	0.187	0.249	0.332	0.415	760.763	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
27.50	28	100	0.052	0.079	0.178	0.238	0.317	0.396	787.456	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
28.50	29	100	0.050	0.076	0.171	0.227	0.303	0.379	814.149	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
29.50	30	100	0.048	0.073	0.163	0.218	0.290	0.363	840.843	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04
30.50	31	100	0.046	0.070	0.157	0.209	0.278	0.348	867.536	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
31.50	32	100	0.044	0.067	0.150	0.200	0.267	0.334	894.230	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
32.50	33	100	0.042	0.064	0.144	0.192	0.256	0.320	920.923	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03
33.50	34	100	0.041	0.062	0.138	0.185	0.246	0.308	947.616	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03
34.50	35	100	0.039	0.059	0.133	0.178	0.237	0.296	974.310	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
35.50	36	100	0.038	0.057	0.128	0.171	0.228	0.285	1001.00 3	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
36.50	37	100	0.036	0.055	0.123	0.165	0.219	0.274	1027.69 7	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
37.50	38	100	0.035	0.053	0.119	0.159	0.211	0.264	1054.39 0	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
38.50	39	100	0.034	0.051	0.115	0.153	0.204	0.255	1081.08 4	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02

39.50	40	100	0.033	0.049	0.111	0.148	0.197	0.246	1107.77 7	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
40.50	41	100	0.031	0.047	0.107	0.142	0.190	0.237	1134.47 0	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
41.50	42	100	0.030	0.046	0.103	0.138	0.183	0.229	1161.16 4	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
42.50	43	100	0.029	0.044	0.100	0.133	0.177	0.222	1187.85 7	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
43.50	44	100	0.028	0.043	0.096	0.129	0.172	0.214	1214.55 1	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
44.50	45	100	0.027	0.041	0.093	0.124	0.166	0.207	1241.24 4	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
45.50	46	100	0.027	0.040	0.090	0.121	0.161	0.201	1267.93 8	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
46.50	47	100	0.026	0.039	0.088	0.117	0.156	0.195	1294.63 1	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
47.50	48	100	0.025	0.038	0.085	0.113	0.151	0.189	1321.32 4	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
48.50	49	100	0.024	0.037	0.082	0.110	0.146	0.183	1348.01 8	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
HT 700									SeT	10.92	16.51	37.15	49.53	66.04	82.55

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 45. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.371	0.513	0.834	1.112	1.483	1.853
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
159.208	0.475	0.657	1.069	1.426	1.901	2.376

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 46. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla firme.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.361	0.491	0.813	1.084	1.446	1.807
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
159.208	0.402	0.545	0.904	1.205	1.606	2.008

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 47. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla firme.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.371	0.452	0.835	1.113	1.485	1.856
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
159.208	0.365	0.445	0.821	1.094	1.459	1.824

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 48. Asentamiento $Se(B)$ en Losa sobre arcilla firme.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.361	0.545	1.226	1.634	2.179	2.724
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
706.105	0.556	0.840	1.890	2.520	3.360	4.200

Nota. *Elaboracion propia*

➤ **Zapatas en arena suelta**

Se presentan los valores provenientes del cálculo de asentamientos en la edificación con el uso de zapatas en arena suelta, conociendo que las fundaciones son cuadradas de dimensiones 3.2 m x 3.2 m (Z1), 2.7 m x 2.7 m (Z2) y 2.40 m x 2.40 m (Z3). Los resultados de los asentamientos varían de acuerdo al método empleado, Se(A) corresponde al valor determinado por la integral de la elástica, Se(B) a la formula simplificada de la elástica con E constante y Se(C) al obtenido aplicando el método de Schmertman.

En las tablas siguientes se mencionaran,

Δq_{oi} (kg/cm²) = Variación del esfuerzo q_{oi} con la profundidad z_{im}

S_{ei} (cm) = Asentamiento para cada sub estrato de acuerdo a la carga q_{oi} .

E_s (kg/cm²) = Modulo de elasticidad del suelo.

z_{im} = profundidad evaluada en la mitad del estrato (considera el desplante de la fundación en metros).

H = espesor del estrato.

Tabla 49. Asentamiento en zapata Z1 sobre arena suelta.

z _m	Est	H	Δq _{o1}	Δq _{o2}	Δq _{o3}	Δq _{o4}	Δq _{o5}	Δq _{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.388	1.512	3.403	4.537	6.049	7.562	128.577	0.15	0.59	1.32	1.76	2.35	2.94
2.75	4	50	0.296	1.154	2.596	3.461	4.615	5.769	142.147	0.10	0.41	0.91	1.22	1.62	2.03
3.25	5	50	0.233	0.909	2.045	2.727	3.636	4.545	154.531	0.08	0.29	0.66	0.88	1.18	1.47
3.75	6	50	0.188	0.735	1.653	2.204	2.939	3.673	165.992	0.06	0.22	0.50	0.66	0.89	1.11
4.25	7	50	0.155	0.606	1.364	1.818	2.424	3.030	176.712	0.04	0.17	0.39	0.51	0.69	0.86
4.75	8	50	0.130	0.508	1.144	1.525	2.034	2.542	186.818	0.03	0.14	0.31	0.41	0.54	0.68
5.25	9	50	0.111	0.433	0.974	1.298	1.731	2.163	196.405	0.03	0.11	0.25	0.33	0.44	0.55
5.75	10	50	0.095	0.373	0.839	1.118	1.491	1.863	205.545	0.02	0.09	0.20	0.27	0.36	0.45
6.25	11	50	0.083	0.324	0.730	0.973	1.297	1.622	214.295	0.02	0.08	0.17	0.23	0.30	0.38
6.75	12	50	0.073	0.285	0.641	0.854	1.139	1.424	222.702	0.02	0.06	0.14	0.19	0.26	0.32
7.25	13	50	0.065	0.252	0.567	0.756	1.008	1.261	230.803	0.01	0.05	0.12	0.16	0.22	0.27
7.75	14	50	0.058	0.225	0.506	0.674	0.899	1.124	238.629	0.01	0.05	0.11	0.14	0.19	0.24
8.25	15	50	0.052	0.202	0.454	0.605	0.806	1.008	246.207	0.01	0.04	0.09	0.12	0.16	0.20
8.75	16	50	0.047	0.182	0.409	0.545	0.727	0.909	253.558	0.01	0.04	0.08	0.11	0.14	0.18
9.25	17	50	0.042	0.165	0.371	0.495	0.659	0.824	260.702	0.01	0.03	0.07	0.09	0.13	0.16
9.75	18	50	0.038	0.150	0.338	0.450	0.601	0.751	267.655	0.01	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14
	HT	800							SeT (cm)	0.61	2.40	5.39	7.19	9.58	11.98

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 50. *Asentamiento en zapata Z2 sobre arena suelta.*

z _m	Est	H	Δq _{o1}	Δq _{o2}	Δq _{o3}	Δq _{o4}	Δq _{o5}	Δq _{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)	
2.25	3	50	0.381	1.448	3.257	4.343	5.791	7.238	128.577	0.15	0.56	1.27	1.69	2.25	2.81	
2.75	4	50	0.279	1.058	2.381	3.175	4.234	5.292	142.147	0.10	0.37	0.84	1.12	1.49	1.86	
3.25	5	50	0.213	0.807	1.817	2.422	3.230	4.037	154.531	0.07	0.26	0.59	0.78	1.05	1.31	
3.75	6	50	0.168	0.636	1.431	1.909	2.545	3.181	165.992	0.05	0.19	0.43	0.57	0.77	0.96	
4.25	7	50	0.135	0.514	1.157	1.542	2.057	2.571	176.712	0.04	0.15	0.33	0.44	0.58	0.73	
4.75	8	50	0.112	0.424	0.954	1.272	1.697	2.121	186.818	0.03	0.11	0.26	0.34	0.45	0.57	
5.25	9	50	0.094	0.356	0.801	1.068	1.423	1.779	196.405	0.02	0.09	0.20	0.27	0.36	0.45	
5.75	10	50	0.080	0.303	0.681	0.908	1.211	1.514	205.545	0.02	0.07	0.17	0.22	0.29	0.37	
6.25	11	50	0.069	0.261	0.587	0.782	1.043	1.304	214.295	0.02	0.06	0.14	0.18	0.24	0.30	
6.75	12	50	0.060	0.227	0.511	0.681	0.908	1.135	222.702	0.01	0.05	0.11	0.15	0.20	0.25	
7.25	13	50	0.052	0.199	0.448	0.598	0.797	0.997	230.803	0.01	0.04	0.10	0.13	0.17	0.22	
7.75	14	50	0.046	0.176	0.397	0.529	0.706	0.882	238.629	0.01	0.04	0.08	0.11	0.15	0.18	
8.25	15	50	0.041	0.157	0.354	0.472	0.629	0.786	246.207	0.01	0.03	0.07	0.10	0.13	0.16	
8.75	16	50	0.037	0.141	0.317	0.423	0.564	0.705	253.558	0.01	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14	
9.25	17	50	0.034	0.127	0.286	0.382	0.509	0.636	260.702	0.01	0.02	0.05	0.07	0.10	0.12	
9.75	18	50	0.030	0.115	0.260	0.346	0.461	0.577	267.655	0.01	0.02	0.05	0.06	0.09	0.11	
	HT	800								SeT	0.56	2.11	4.75	6.33	8.44	10.55

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 51. *Asentamiento en zapata Z3 sobre arena suelta.*

zi _m	Est	H	Δq_{o1}	Δq_{o2}	Δq_{o3}	Δq_{o4}	Δq_{o5}	Δq_{o6}	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	0.341	1.409	3.170	4.227	5.635	7.044	128.577	0.13	0.55	1.23	1.64	2.19	2.74
2.75	4	50	0.241	0.997	2.243	2.991	3.988	4.986	142.147	0.08	0.35	0.79	1.05	1.40	1.75
3.25	5	50	0.180	0.743	1.671	2.228	2.971	3.713	154.531	0.06	0.24	0.54	0.72	0.96	1.20
3.75	6	50	0.139	0.574	1.293	1.723	2.298	2.872	165.992	0.04	0.17	0.39	0.52	0.69	0.87
4.25	7	50	0.111	0.458	1.030	1.373	1.830	2.288	176.712	0.03	0.13	0.29	0.39	0.52	0.65
4.75	8	50	0.090	0.373	0.839	1.119	1.492	1.865	186.818	0.02	0.10	0.22	0.30	0.40	0.50
5.25	9	50	0.075	0.310	0.697	0.930	1.240	1.550	196.405	0.02	0.08	0.18	0.24	0.32	0.39
5.75	10	50	0.063	0.262	0.589	0.785	1.046	1.308	205.545	0.02	0.06	0.14	0.19	0.25	0.32
6.25	11	50	0.054	0.224	0.503	0.671	0.895	1.119	214.295	0.01	0.05	0.12	0.16	0.21	0.26
6.75	12	50	0.047	0.194	0.435	0.581	0.774	0.968	222.702	0.01	0.04	0.10	0.13	0.17	0.22
7.25	13	50	0.041	0.169	0.380	0.507	0.676	0.845	230.803	0.01	0.04	0.08	0.11	0.15	0.18
7.75	14	50	0.036	0.149	0.335	0.447	0.596	0.745	238.629	0.01	0.03	0.07	0.09	0.12	0.16
8.25	15	50	0.032	0.132	0.298	0.397	0.529	0.661	246.207	0.01	0.03	0.06	0.08	0.11	0.13
8.75	16	50	0.029	0.118	0.266	0.355	0.473	0.591	253.558	0.01	0.02	0.05	0.07	0.09	0.12
9.25	17	50	0.026	0.106	0.239	0.319	0.425	0.531	260.702	0.00	0.02	0.05	0.06	0.08	0.10
9.75	18	50	0.023	0.096	0.216	0.288	0.384	0.480	267.655	0.00	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09
HT	800								SeT	0.47	1.94	4.36	5.81	7.74	9.68

Nota. *Elaboracion propia*

Losa de fundación en arena suelta

Tabla 52. Asentamiento *Se* (A) en Losa de fundacion sobre arena suelta.

zim	Est	H	Δq_01	Δq_02	Δq_03	Δq_04	Δq_05	Δq_06	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
0.63	1	125	0.335	2.134	4.802	6.402	8.536	10.670	67.766	0.62	3.94	8.86	11.81	15.75	19.68
1.63	2	75	0.300	1.910	4.298	5.731	7.642	9.552	109.270	0.21	1.31	2.95	3.93	5.25	6.56
2.50	3	100	0.274	1.742	3.920	5.227	6.969	8.712	135.532	0.20	1.29	2.89	3.86	5.14	6.43
3.50	4	100	0.248	1.576	3.546	4.728	6.305	7.881	160.364	0.15	0.98	2.21	2.95	3.93	4.91
4.50	5	100	0.225	1.433	3.223	4.298	5.730	7.163	181.836	0.12	0.79	1.77	2.36	3.15	3.94
5.50	6	100	0.205	1.308	2.943	3.924	5.231	6.539	201.027	0.10	0.65	1.46	1.95	2.60	3.25
6.50	7	100	0.188	1.199	2.697	3.596	4.795	5.994	218.539	0.09	0.55	1.23	1.65	2.19	2.74
7.50	8	100	0.173	1.103	2.481	3.308	4.411	5.514	234.749	0.07	0.47	1.06	1.41	1.88	2.35
8.50	9	100	0.160	1.018	2.290	3.053	4.071	5.089	249.909	0.06	0.41	0.92	1.22	1.63	2.04
9.50	10	100	0.148	0.942	2.120	2.827	3.769	4.712	264.201	0.06	0.36	0.80	1.07	1.43	1.78
10.50	11	100	0.137	0.875	1.969	2.625	3.500	4.375	277.759	0.05	0.31	0.71	0.94	1.26	1.57
11.50	12	100	0.128	0.815	1.833	2.444	3.258	4.073	290.684	0.04	0.28	0.63	0.84	1.12	1.40
12.50	13	100	0.119	0.760	1.710	2.281	3.041	3.801	303.059	0.04	0.25	0.56	0.75	1.00	1.25
13.50	14	100	0.114	0.723	1.627	2.169	2.892	3.615	314.949	0.04	0.23	0.52	0.69	0.92	1.15
14.50	15	100	0.108	0.688	1.549	2.065	2.753	3.442	326.405	0.03	0.21	0.47	0.63	0.84	1.05
15.50	16	100	0.101	0.646	1.453	1.938	2.584	3.230	337.473	0.03	0.19	0.43	0.57	0.77	0.96
16.50	17	100	0.095	0.607	1.367	1.822	2.429	3.037	348.189	0.03	0.17	0.39	0.52	0.70	0.87

17.50	18	100	0.090	0.572	1.287	1.716	2.288	2.861	358.585	0.03	0.16	0.36	0.48	0.64	0.80
18.50	19	100	0.085	0.540	1.215	1.620	2.159	2.699	368.688	0.02	0.15	0.33	0.44	0.59	0.73
19.50	20	100	0.080	0.510	1.148	1.531	2.041	2.551	378.521	0.02	0.13	0.30	0.40	0.54	0.67
20.50	21	100	0.077	0.490	1.102	1.469	1.959	2.448	388.105	0.02	0.13	0.28	0.38	0.50	0.63
21.50	22	100	0.074	0.470	1.058	1.411	1.881	2.351	397.459	0.02	0.12	0.27	0.35	0.47	0.59
22.50	23	100	0.070	0.446	1.004	1.338	1.784	2.231	406.597	0.02	0.11	0.25	0.33	0.44	0.55
23.50	24	100	0.067	0.424	0.954	1.271	1.695	2.119	415.534	0.02	0.10	0.23	0.31	0.41	0.51
24.50	25	100	0.063	0.403	0.907	1.209	1.612	2.016	424.283	0.01	0.10	0.21	0.29	0.38	0.48
25.50	26	100	0.060	0.384	0.864	1.152	1.536	1.920	432.855	0.01	0.09	0.20	0.27	0.35	0.44
26.50	27	100	0.058	0.366	0.824	1.098	1.464	1.830	441.261	0.01	0.08	0.19	0.25	0.33	0.41
27.50	28	100	0.055	0.349	0.786	1.048	1.398	1.747	449.510	0.01	0.08	0.17	0.23	0.31	0.39
28.50	29	100	0.052	0.334	0.751	1.002	1.335	1.669	457.610	0.01	0.07	0.16	0.22	0.29	0.36
29.50	30	100	0.050	0.319	0.719	0.958	1.277	1.597	465.569	0.01	0.07	0.15	0.21	0.27	0.34
30.50	31	100	0.048	0.306	0.688	0.917	1.223	1.529	473.394	0.01	0.06	0.15	0.19	0.26	0.32
31.50	32	100	0.046	0.293	0.659	0.879	1.172	1.465	481.092	0.01	0.06	0.14	0.18	0.24	0.30
32.50	33	100	0.044	0.281	0.632	0.843	1.124	1.405	488.669	0.01	0.06	0.13	0.17	0.23	0.29
33.50	34	100	0.042	0.270	0.607	0.809	1.079	1.349	496.130	0.01	0.05	0.12	0.16	0.22	0.27
34.50	35	100	0.041	0.259	0.583	0.778	1.037	1.296	503.480	0.01	0.05	0.12	0.15	0.21	0.26
35.50	36	100	0.039	0.249	0.561	0.748	0.997	1.246	510.725	0.01	0.05	0.11	0.15	0.20	0.24
36.50	37	100	0.038	0.240	0.540	0.719	0.959	1.199	517.868	0.01	0.05	0.10	0.14	0.19	0.23
37.50	38	100	0.036	0.231	0.520	0.693	0.924	1.155	524.914	0.01	0.04	0.10	0.13	0.18	0.22
38.50	39	100	0.035	0.223	0.501	0.668	0.890	1.113	531.867	0.01	0.04	0.09	0.13	0.17	0.21
39.50	40	100	0.034	0.215	0.483	0.644	0.858	1.073	538.730	0.01	0.04	0.09	0.12	0.16	0.20

40.50	41	100	0.033	0.207	0.466	0.621	0.828	1.035	545.507	0.01	0.04	0.09	0.11	0.15	0.19
41.50	42	100	0.031	0.200	0.450	0.600	0.800	1.000	552.201	0.01	0.04	0.08	0.11	0.14	0.18
42.50	43	100	0.030	0.193	0.435	0.579	0.773	0.966	558.814	0.01	0.03	0.08	0.10	0.14	0.17
43.50	44	100	0.029	0.187	0.420	0.560	0.747	0.934	565.350	0.01	0.03	0.07	0.10	0.13	0.17
44.50	45	100	0.028	0.181	0.406	0.542	0.722	0.903	571.811	0.00	0.03	0.07	0.09	0.13	0.16
45.50	46	100	0.027	0.175	0.393	0.524	0.699	0.874	578.201	0.00	0.03	0.07	0.09	0.12	0.15
46.50	47	100	0.027	0.169	0.381	0.508	0.677	0.846	584.520	0.00	0.03	0.07	0.09	0.12	0.14
47.50	48	100	0.026	0.164	0.369	0.492	0.656	0.820	590.772	0.00	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14
48.50	49	100	0.025	0.159	0.357	0.477	0.635	0.794	596.958	0.00	0.03	0.06	0.08	0.11	0.13
	HT	700							SeT	2.29	14.57	32.78	43.71	58.27	72.84

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 53. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.450	1.758	3.955	5.274	7.032	8.789
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
205.70	0.377	1.470	3.308	4.410	5.880	7.350

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 54. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arena suelta.**

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.455	1.728	3.888	5.184	6.913	8.641
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
205.70	0.335	1.271	2.860	3.814	5.085	6.356

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 55. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.**

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.416	1.718	3.865	5.153	6.871	8.588
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
205.70	0.278	1.151	2.590	3.453	4.605	5.756

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 56. Asentamiento $Se(B)$ en Losa sobre arena suelta.**

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.361	2.294	5.162	6.883	9.178	11.472
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
400.35	0.20	1.30	2.93	3.91	5.22	6.52

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 57. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z1 sobre arena suelta.

B (m)	3.20		Df(m)	2.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	ES1 (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/Es1) Δz (cm ² /kg)
3	50	128.577	2.25	0.163	0.063
4	50	142.147	2.75	0.288	0.101
5	50	154.531	3.25	0.413	0.133
6	50	165.992	3.75	0.484	0.146
7	50	176.712	4.25	0.432	0.122
8	50	186.818	4.75	0.380	0.102
9	50	196.405	5.25	0.328	0.084
10	50	205.545	5.75	0.276	0.067
11	50	214.295	6.25	0.224	0.052
12	50	222.702	6.75	0.172	0.039
13	50	230.803	7.25	0.120	0.026
14	50	238.629	7.75	0.068	0.014
15	50	246.207	8.25	0.016	0.003
16	50	253.558	8.40	0.000	0.000
Z2=2B=					0.953

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 58. Asentamiento $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.

$\sigma'v = q$	0.1926	C_2	1.2000			
	qo1 (kg/cm2)	qo2 (kg/cm2)	qo3 (kg/cm2)	qo4 (kg/cm2)	qo5 (kg/cm2)	qo6 (kg/cm2)
	0.450	1.758	3.955	5.274	7.032	8.789
C₁	0.627	0.938	0.974	0.981	0.986	0.989
Sei (cm)	0.185	1.679	4.191	5.698	7.708	9.717

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 59. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z2 sobre arena suelta.

B (m)	2.70		Df(m)	2.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	ES1 (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/Es1) Δz (cm ² /kg)
3	50	128.577	2.25	0.174	0.068
4	50	142.147	2.75	0.322	0.113
5	50	154.531	3.25	0.470	0.152
6	50	165.992	3.75	0.451	0.136
7	50	176.712	4.25	0.389	0.110
8	50	186.818	4.75	0.327	0.088
9	50	196.405	5.25	0.265	0.068
10	50	205.545	5.75	0.204	0.050
11	50	214.295	6.25	0.142	0.033
12	50	222.702	6.75	0.080	0.018
13	50	230.803	7.25	0.019	0.004
14	50	238.629	7.4	0.000	0.000
Z2=2B=					0.839

Nota. Elaboracion propia

Tabla 60. Asentamiento Se(C) en zapata Z2 sobre arena suelta.

	$\sigma'v = q$	0.1926	C ₂	1.2000		
	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	0.455	1.728	3.888	5.184	6.913	8.641
C₁	0.633	0.937	0.974	0.981	0.986	0.989
Sei (cm)	0.167	1.449	3.623	4.928	6.667	8.407

Nota. Elaboracion propia

Tabla 61. Factor de influencia de Schmertman $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.

B (m)	2.40		Df(m)	2.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	ES1 (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/Es1) Δz (cm ² /kg)
3	50	128.577	2.25	0.183	0.071
4	50	142.147	2.75	0.350	0.123
5	50	154.531	3.25	0.493	0.160
6	50	165.992	3.75	0.424	0.128
7	50	176.712	4.25	0.354	0.100
8	50	186.818	4.75	0.285	0.076
9	50	196.405	5.25	0.215	0.055
10	50	205.545	5.75	0.146	0.035
11	50	214.295	6.25	0.076	0.018
12	50	222.702	6.75	0.007	0.002
13	50	230.803	6.8	0.000	0.000
Z2=2B=					0.768

Nota. Elaboracion propia

Tabla 62. Asentamiento $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.

	$\sigma'v = q$	0.1926	C_2	1.2000		
	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	0.416	1.718	3.865	5.153	6.871	8.588
C₁	0.568	0.937	0.974	0.981	0.986	0.989
Sei (cm)	0.117	1.316	3.294	4.480	6.063	7.645

Nota. Elaboracion propia

Tabla 63. Factor de influencia de Schmertman en Losa sobre arena suelta.

B (m)	16.00		Df(m)	0.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	E_{s1} (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/E _{s1}) Δz (cm ² /kg)
1	125	67.766	0.625	0.131	0.242
2	75	109.270	1.625	0.181	0.124
3	100	135.532	2.5	0.225	0.166
4	100	160.364	3.5	0.275	0.171
5	100	181.836	4.5	0.325	0.179
6	100	201.027	5.5	0.375	0.187
7	100	218.539	6.5	0.425	0.194
8	100	234.749	7.5	0.475	0.202
9	100	249.909	8.5	0.490	0.196
10	100	264.201	9.5	0.469	0.177
11	100	277.759	10.5	0.448	0.161
12	100	290.684	11.5	0.427	0.147
13	100	303.059	12.5	0.406	0.134
14	100	314.949	13.5	0.385	0.122
15	100	326.405	14.5	0.365	0.112
16	100	337.473	15.5	0.344	0.102
17	100	348.189	16.5	0.323	0.093
18	100	358.585	17.5	0.302	0.084
19	100	368.688	18.5	0.281	0.076
20	100	378.521	19.5	0.260	0.069
21	100	388.105	20.5	0.240	0.062
22	100	397.459	21.5	0.219	0.055
23	100	406.597	22.5	0.198	0.049
24	100	415.534	23.5	0.177	0.043
25	100	424.283	24.5	0.156	0.037
26	100	432.855	25.5	0.135	0.031
27	100	441.261	26.5	0.115	0.026
28	100	449.510	27.5	0.094	0.021
29	100	457.610	28.5	0.073	0.016

30	100	465.569	29.5	0.052	0.011
31	100	473.394	30.5	0.031	0.007
32	100	481.092	31.5	0.010	0.002
33	100	488.669	32	0.000	0.000
					3.299

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 64. Asentamiento $Se(C)$ en Losa sobre arena suelta.

	$\sigma'v = q$	0.0535	C2	1.2000		
	qo1 (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	2.294	0.361	5.162	6.883	9.178	11.472
C₁	0.988	0.913	0.995	0.996	0.997	0.998
Sei (cm)	1.109	8.764	20.117	26.928	36.010	45.092

Nota. *Elaboracion propia*

Zapatas en arena densa

Los resultados del cálculo de asentamientos en la edificación con el uso de zapatas en arena densa, conociendo que las fundaciones son cuadradas de dimensiones 1 m x 1 m para Z1, Z2 y Z3, fueron obtenidos mediante la aplicación de tres métodos, $Se(A)$ corresponde al valor determinado por la integral de la elástica, $Se(B)$ a la formula simplificada de la elástica con E constante y $Se(C)$ según el método de Schmertman. Se describe,

Δq_{oi} (kg/cm²) = Variación del esfuerzo q_{oi} con la profundidad z_{im}

Se_i (cm) = Asentamiento para cada sub estrato de acuerdo a la carga q_{oi} .

E_s (kg/cm²) = Modulo de elasticidad del suelo.

Z_{im} = profundidad evaluada en la mitad del estrato (considera el desplante de la fundación en metros).

H = espesor del estrato.

Tabla 65. Asentamiento Se (A) en zapata Z1 sobre arena densa.

z _m	Est	H	Δqo ₁	Δqo ₂	Δqo ₃	Δqo ₄	Δqo ₅	Δqo ₆	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)	
2.25	3	50	2.326	2.952	5.234	6.979	9.305	11.631	261.545	0.44	0.56	1.00	1.33	1.78	2.22	
2.75	4	50	1.187	1.506	2.670	3.560	4.747	5.934	289.149	0.21	0.26	0.46	0.62	0.82	1.03	
3.25	5	50	0.718	0.911	1.615	2.154	2.872	3.590	314.338	0.11	0.14	0.26	0.34	0.46	0.57	
3.75	6	50	0.481	0.610	1.081	1.442	1.922	2.403	337.653	0.07	0.09	0.16	0.21	0.28	0.36	
4.25	7	50	0.344	0.437	0.774	1.032	1.376	1.721	359.459	0.05	0.06	0.11	0.14	0.19	0.24	
4.75	8	50	0.258	0.328	0.582	0.775	1.034	1.292	380.016	0.03	0.04	0.08	0.10	0.14	0.17	
5.25	9	50	0.201	0.255	0.453	0.604	0.805	1.006	399.516	0.03	0.03	0.06	0.08	0.10	0.13	
HT		350								SeT	0.94	1.20	2.12	2.83	3.77	4.71

Nota. Elaboracion propia

Tabla 66. Asentamiento Se (A) en zapata Z2 sobre arena densa.

z _m	Est	H	Δqo ₁	Δqo ₂	Δqo ₃	Δqo ₄	Δqo ₅	Δqo ₆	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)	
2.25	3	50	2.124	2.326	5.234	6.979	9.305	$\frac{11.63}{1}$	261.545	0.41	0.44	1.00	1.33	1.78	2.22	
2.75	4	50	1.083	1.187	2.670	3.560	4.747	5.934	289.149	0.19	0.21	0.46	0.62	0.82	1.03	
3.25	5	50	0.655	0.718	1.615	2.154	2.872	3.590	314.338	0.10	0.11	0.26	0.34	0.46	0.57	
3.75	6	50	0.439	0.481	1.081	1.442	1.922	2.403	337.653	0.06	0.07	0.16	0.21	0.28	0.36	
4.25	7	50	0.314	0.344	0.774	1.032	1.376	1.721	359.459	0.04	0.05	0.11	0.14	0.19	0.24	
4.75	8	50	0.236	0.258	0.582	0.775	1.034	1.292	380.016	0.03	0.03	0.08	0.10	0.14	0.17	
5.25	9	50	0.184	0.201	0.453	0.604	0.805	1.006	399.516	0.02	0.03	0.06	0.08	0.10	0.13	
HT		350								SeT	0.86	0.94	2.12	2.83	3.77	4.71

Nota. Elaboracion propia

Tabla 67. Asentamiento Se (A) en zapata Z3 sobre arena densa.

z _m	Est	H	Δqo ₁	Δqo ₂	Δqo ₃	Δqo ₄	Δqo ₅	Δqo ₆	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
2.25	3	50	1.532	2.326	5.234	6.979	9.305	11.631	261.545	0.29	0.44	1.00	1.33	1.78	2.22
2.75	4	50	0.782	1.187	2.670	3.560	4.747	5.934	289.149	0.14	0.21	0.46	0.62	0.82	1.03
3.25	5	50	0.473	0.718	1.615	2.154	2.872	3.590	314.338	0.08	0.11	0.26	0.34	0.46	0.57
3.75	6	50	0.316	0.481	1.081	1.442	1.922	2.403	337.653	0.05	0.07	0.16	0.21	0.28	0.36
4.25	7	50	0.227	0.344	0.774	1.032	1.376	1.721	359.459	0.03	0.05	0.11	0.14	0.19	0.24
4.75	8	50	0.170	0.258	0.582	0.775	1.034	1.292	380.016	0.02	0.03	0.08	0.10	0.14	0.17
5.25	9	50	0.133	0.201	0.453	0.604	0.805	1.006	399.516	0.02	0.03	0.06	0.08	0.10	0.13
	HT	350							SeT	0.62	0.94	2.12	2.83	3.77	4.71

Nota. *Elaboracion propia*

Losa de fundación en arena densa

Tabla 68. Asentamiento Se (A) en Losa de fundacion sobre arena densa.

zim	Est	H	$\Delta qo1$	$\Delta qo2$	$\Delta qo3$	$\Delta qo4$	$\Delta qo5$	$\Delta qo6$	Es	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
0.63	1	100	0.335	7.495	16.864	22.485	29.981	37.476	137.846	0.24	5.44	12.23	16.31	21.75	27.19
1.63	2	100	0.300	6.710	15.097	20.129	26.839	33.548	222.270	0.14	3.02	6.79	9.06	12.07	15.09
2.50	3	100	0.274	6.119	13.769	18.358	24.478	30.597	275.692	0.10	2.22	4.99	6.66	8.88	11.10
3.50	4	100	0.248	5.536	12.455	16.607	22.142	27.678	326.204	0.08	1.70	3.82	5.09	6.79	8.48
4.50	5	100	0.225	5.032	11.321	15.095	20.126	25.158	369.880	0.06	1.36	3.06	4.08	5.44	6.80
5.50	6	100	0.205	4.593	10.335	13.780	18.374	22.967	408.918	0.05	1.12	2.53	3.37	4.49	5.62
6.50	7	100	0.188	4.210	9.473	12.630	16.840	21.050	444.541	0.04	0.95	2.13	2.84	3.79	4.74
7.50	8	100	0.173	3.873	8.714	11.619	15.491	19.364	477.513	0.04	0.81	1.82	2.43	3.24	4.06
8.50	9	100	0.160	3.575	8.043	10.724	14.298	17.873	508.352	0.03	0.70	1.58	2.11	2.81	3.52
9.50	10	100	0.148	3.310	7.446	9.929	13.238	16.548	537.423	0.03	0.62	1.39	1.85	2.46	3.08
10.50	11	100	0.137	3.073	6.914	9.219	12.292	15.364	565.001	0.02	0.54	1.22	1.63	2.18	2.72
11.50	12	100	0.128	2.861	6.437	8.582	11.443	14.304	591.294	0.02	0.48	1.09	1.45	1.94	2.42
12.50	13	100	0.119	2.670	6.007	8.010	10.680	13.349	616.467	0.02	0.43	0.97	1.30	1.73	2.17
13.50	14	100	0.112	2.498	5.619	7.493	9.990	12.488	640.651	0.02	0.39	0.88	1.17	1.56	1.95
14.50	15	100	0.105	2.341	5.268	7.024	9.365	11.706	663.955	0.02	0.35	0.79	1.06	1.41	1.76
15.50	16	100	0.098	2.199	4.948	6.598	8.797	10.996	686.468	0.01	0.32	0.72	0.96	1.28	1.60
16.50	17	100	0.093	2.070	4.657	6.210	8.279	10.349	708.266	0.01	0.29	0.66	0.88	1.17	1.46

17.50	18	100	0.087	1.951	4.391	5.854	7.806	9.757	729.413	0.01	0.27	0.60	0.80	1.07	1.34
18.50	19	100	0.082	1.843	4.147	5.529	7.372	9.215	749.964	0.01	0.25	0.55	0.74	0.98	1.23
19.50	20	100	0.078	1.743	3.922	5.230	6.973	8.717	769.967	0.01	0.23	0.51	0.68	0.91	1.13
20.50	21	100	0.074	1.652	3.716	4.955	6.606	8.258	789.463	0.01	0.21	0.47	0.63	0.84	1.05
21.50	22	100	0.070	1.567	3.525	4.700	6.267	7.834	808.489	0.01	0.19	0.44	0.58	0.78	0.97
22.50	23	100	0.067	1.488	3.349	4.465	5.954	7.442	827.077	0.01	0.18	0.40	0.54	0.72	0.90
23.50	24	100	0.063	1.416	3.185	4.247	5.663	7.079	845.257	0.01	0.17	0.38	0.50	0.67	0.84
24.50	25	100	0.060	1.348	3.034	4.045	5.393	6.742	863.054	0.01	0.16	0.35	0.47	0.62	0.78
25.50	26	100	0.058	1.286	2.893	3.857	5.142	6.428	880.491	0.01	0.15	0.33	0.44	0.58	0.73
26.50	27	100	0.055	1.227	2.761	3.681	4.909	6.136	897.589	0.01	0.14	0.31	0.41	0.55	0.68
27.50	28	100	0.052	1.173	2.638	3.518	4.690	5.863	914.368	0.01	0.13	0.29	0.38	0.51	0.64
28.50	29	100	0.050	1.122	2.524	3.365	4.486	5.608	930.844	0.01	0.12	0.27	0.36	0.48	0.60
29.50	30	100	0.048	1.074	2.416	3.221	4.295	5.369	947.034	0.01	0.11	0.26	0.34	0.45	0.57
30.50	31	100	0.046	1.029	2.315	3.087	4.116	5.145	962.952	0.00	0.11	0.24	0.32	0.43	0.53
31.50	32	100	0.044	0.987	2.221	2.961	3.948	4.935	978.611	0.00	0.10	0.23	0.30	0.40	0.50
32.50	33	100	0.042	0.948	2.132	2.843	3.790	4.738	994.023	0.00	0.10	0.21	0.29	0.38	0.48
33.50	34	100	0.041	0.910	2.048	2.731	3.642	4.552	1009.20 0	0.00	0.09	0.20	0.27	0.36	0.45
34.50	35	100	0.039	0.875	1.970	2.626	3.501	4.377	1024.15 2	0.00	0.09	0.19	0.26	0.34	0.43
35.50	36	100	0.038	0.842	1.895	2.527	3.369	4.212	1038.88 8	0.00	0.08	0.18	0.24	0.32	0.41
36.50	37	100	0.036	0.811	1.825	2.433	3.244	4.056	1053.41 9	0.00	0.08	0.17	0.23	0.31	0.38
37.50	38	100	0.035	0.782	1.759	2.345	3.126	3.908	1067.75 2	0.00	0.07	0.16	0.22	0.29	0.37

38.50	39	100	0.034	0.754	1.696	2.261	3.015	3.768	1081.89 5	0.00	0.07	0.16	0.21	0.28	0.35
39.50	40	100	0.033	0.727	1.636	2.182	2.909	3.636	1095.85 5	0.00	0.07	0.15	0.20	0.27	0.33
40.50	41	100	0.031	0.702	1.580	2.106	2.809	3.511	1109.64 0	0.00	0.06	0.14	0.19	0.25	0.32
41.50	42	100	0.030	0.678	1.526	2.035	2.713	3.392	1123.25 6	0.00	0.06	0.14	0.18	0.24	0.30
	HT	700							SeT	1.07	24.01	54.02	72.03	96.04	120.0 5

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 69. Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arena densa.

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	3.635	4.613	8.178	10.904	14.539	18.173
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
334.52	0.63	0.80	1.42	1.89	2.52	3.15

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 70.** Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arena densa.

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	3.318	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
334.52	0.58	0.63	1.42	1.89	2.52	3.15

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 71.** Asentamiento $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arena densa.

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	2.393	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
334.52	0.41	0.63	1.42	1.89	2.52	3.15

Nota. *Elaboracion propia***Tabla 72.** Asentamiento $Se(B)$ en Losa sobre arena densa.

	q_{01} (kg/cm ²)	q_{02} (kg/cm ²)	q_{03} (kg/cm ²)	q_{04} (kg/cm ²)	q_{05} (kg/cm ²)	q_{06} (kg/cm ²)
	0.361	8.058	18.131	24.175	32.233	40.292
E_s pond	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
754.13	0.109	2.432	5.471	7.295	9.727	12.158

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 73. Factor de influencia de Schmertman en zapata Z1, Z2 y Z3 sobre arena densa.

B (m)	1.00		Df(m)	2.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	ES1 (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/Es1) Δz (cm ² /kg)
3	50	261.545	2.25	0.300	0.057
4	50	289.149	2.75	0.417	0.072
5	50	314.338	3.25	0.250	0.040
6	50	337.653	3.75	0.083	0.012
7	50	359.459	4	0.000	0.000
					0.182

Nota. Elaboracion propia

Tabla 74. Asentamiento Se(C) en Z1 sobre arena densa.

$\sigma'v = q$	0.2657	C2	1.2000			
qo1 real (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)	
3.635	4.613	8.178	10.904	14.539	18.173	
C1	0.961	0.969	0.983	0.988	0.991	0.993
Sei (cm)	0.705	0.918	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. Elaboracion propia

Tabla 75. Asentamiento Se(C) en zapata Z2 sobre arena densa.

$\sigma'v = q$	0.2657	C2	1.2000			
qo1 real (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)	
3.318	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173	
C1	0.956	0.961	0.983	0.988	0.991	0.993
Sei (cm)	0.636	0.705	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. Elaboracion propia

Tabla 76. Asentamiento $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.

	$\sigma'v = q$	0.2657	C2	1.2000		
	qo1 real (kg/cm ²)	qo2 (kg/cm ²)	qo3 (kg/cm ²)	qo4 (kg/cm ²)	qo5 (kg/cm ²)	qo6 (kg/cm ²)
	2.393	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
C1	0.938	0.961	0.983	0.988	0.991	0.993
Sei (cm)	0.435	0.705	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. Elaboracion propia

Tabla 77. Factor de influencia de Schmertman en Losa sobre arena densa.

B (m)	16.00		Df(m)	0.00	= Z
Estrato	Δz (cm)	ES1 (kg/cm ²)	Zi (m) medio	Iz al centro del estrato	(Iz/Es1) Δz (cm ² /kg)
1	100	137.846	0.625	0.131	0.095
2	100	222.270	1.625	0.181	0.082
3	100	275.692	2.5	0.225	0.082
4	100	326.204	3.5	0.275	0.084
5	100	369.880	4.5	0.325	0.088
6	100	408.918	5.5	0.375	0.092
7	100	444.541	6.5	0.425	0.096
8	100	477.513	7.5	0.475	0.099
9	100	508.352	8.5	0.490	0.096
10	100	537.423	9.5	0.469	0.087
11	100	565.001	10.5	0.448	0.079
12	100	591.294	11.5	0.427	0.072
13	100	616.467	12.5	0.406	0.066
14	100	640.651	13.5	0.385	0.060
15	100	663.955	14.5	0.365	0.055
16	100	686.468	15.5	0.344	0.050
17	100	708.266	16.5	0.323	0.046
18	100	729.413	17.5	0.302	0.041

19	100	749.964	18.5	0.281	0.038
20	100	769.967	19.5	0.260	0.034
21	100	789.463	20.5	0.240	0.030
22	100	808.489	21.5	0.219	0.027
23	100	827.077	22.5	0.198	0.024
24	100	845.257	23.5	0.177	0.021
25	100	863.054	24.5	0.156	0.018
26	100	880.491	25.5	0.135	0.015
27	100	897.589	26.5	0.115	0.013
28	100	914.368	27.5	0.094	0.010
29	100	930.844	28.5	0.073	0.008
30	100	947.034	29.5	0.052	0.005
31	100	962.952	30.5	0.031	0.003
32	100	978.611	31.5	0.010	0.001
Z2=2B=					1.618

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 78. *Asentamiento Se(C) en Losa sobre arena densa.*

	$\sigma'v = q$	0.0738	C2	1.2000		
	qo2 (kg/cm2)	qo1 real (kg/cm2)	qo3 (kg/cm2)	qo4 (kg/cm2)	qo5 (kg/cm2)	qo6 (kg/cm2)
	0.361	8.058	18.131	24.175	32.233	40.292
C1	0.871	0.995	0.998	0.998	0.999	0.999
Sei (cm)	0.485	15.433	34.992	46.728	62.376	78.024

Nota. *Elaboracion propia*

1.6. Coeficientes de balasto

Conocidos los valores de esfuerzo (carga) y asentamiento, se determinaron los coeficientes de balasto en cada fundación de acuerdo a la relación $q_0 = K \cdot Se$, obteniendo valores distintos de acuerdo a los asentamientos resultantes en las arcillas y arenas.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de coeficientes de balasto en las zapatas y losa de fundación para los suelos estudiados.

1.6.1. Zapatas en arcilla muy blanda

Tabla 79. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.179	0.049	0.083
0.288	0.049	0.083
0.403	0.049	0.083
0.538	0.049	0.083
0.717	0.049	0.083
0.896	0.049	0.083

Nota. Elaboración propia

Tabla 80. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.192	0.053	0.098
0.287	0.053	0.098
0.433	0.053	0.098
0.577	0.053	0.098
0.769	0.053	0.098
0.961	0.053	0.098

Nota. Elaboración propia

Tabla 81. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.195	0.056	0.107
0.249	0.056	0.107
0.439	0.056	0.107
0.586	0.056	0.107
0.781	0.056	0.107
0.976	0.056	0.107

Nota. Elaboracion propia

1.6.2. Losa de fundación en arcilla muy blanda

Tabla 82. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en losa sobre arcilla muy blanda.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.236	0.009	0.067
0.250	0.009	0.067
0.563	0.009	0.067
0.751	0.009	0.067
1.001	0.009	0.067
1.251	0.009	0.067

Nota. Elaboracion propia

1.6.3. Zapatas en arcilla firme

Tabla 83. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.371	0.462	0.780
0.513	0.462	0.780
0.834	0.462	0.780
1.112	0.462	0.780
1.483	0.462	0.780
1.853	0.462	0.780

Nota. Elaboracion propia

Tabla 84. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla firme.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.361	0.501	0.900
0.491	0.501	0.900
0.813	0.501	0.900
1.084	0.501	0.900
1.446	0.501	0.900
1.807	0.501	0.900

Nota. Elaboracion propia

Tabla 85. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla firme.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.371	0.540	1.017
0.452	0.540	1.017
0.835	0.540	1.017
1.113	0.540	1.017
1.485	0.540	1.017
1.856	0.540	1.017

Nota. Elaboracion propia

1.6.4. Losa de fundación en arcilla firme

Tabla 86. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$ y $Se(B)$ en losa sobre arcilla firme.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)
0	0	0
0.361	0.033	0.649
0.545	0.033	0.649
1.226	0.033	0.649
1.634	0.033	0.649
2.179	0.033	0.649
2.724	0.033	0.649

Nota. Elaboracion propia

1.6.5. Zapatas en arena suelta

Tabla 87. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
0.450	0.734	1.196	2.439
1.758	0.734	1.196	1.047
3.955	0.734	1.196	0.944
5.274	0.734	1.196	0.926
7.032	0.734	1.196	0.912
8.789	0.734	1.196	0.905

Nota. Elaboracion propia

Tabla 88. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena suelta.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
0.455	0.819	1.359	2.720
1.728	0.819	1.359	1.193
3.888	0.819	1.359	1.073
5.184	0.819	1.359	1.052
6.913	0.819	1.359	1.037
8.641	0.819	1.359	1.028

Nota. Elaboracion propia

Tabla 89. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
0.416	0.887	1.492	3.563
1.718	0.887	1.492	1.305
3.865	0.887	1.492	1.173
5.153	0.887	1.492	1.150
6.871	0.887	1.492	1.133
8.588	0.887	1.492	1.123

Nota. Elaboracion propia

1.6.6. Losa de fundación en arena suelta

Tabla 90. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en losa sobre arena suelta.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
0.361	0.157	1.759	0.325
2.294	0.157	1.759	0.262
5.162	0.157	1.759	0.257
6.883	0.157	1.759	0.256
9.178	0.157	1.759	0.255
11.472	0.157	1.759	0.254

Nota. Elaboración propia

1.6.7. Zapatas en arena densa

Tabla 91. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena densa.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
3.635	3.857	5.770	5.156
4.613	3.857	5.770	5.025
8.178	3.857	5.770	4.826
10.904	3.857	5.770	4.765
14.539	3.857	5.770	4.721
18.173	3.857	5.770	4.694

Nota. Elaboración propia

Tabla 92. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena densa.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
3.318	3.857	5.770	5.218
3.635	3.857	5.770	5.156
8.178	3.857	5.770	4.826
10.904	3.857	5.770	4.765
14.539	3.857	5.770	4.721
18.173	3.857	5.770	4.694

Nota. Elaboración propia

Tabla 93. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
2.393	3.857	5.770	5.508
3.635	3.857	5.770	5.156
8.178	3.857	5.770	4.826
10.904	3.857	5.770	4.765
14.539	3.857	5.770	4.721
18.173	3.857	5.770	4.694

Nota. Elaboración propia

1.6.8. Losa de fundación en arena densa

Tabla 94. Coeficientes de balasto para los asentamientos $Se(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.

q (kg/cm ²)	$K(A)$ (kg/cm ³)	$K(B)$ (kg/cm ³)	$K(C)$ (kg/cm ³)
0	0	0	0
0.361	0.336	3.314	0.743
8.058	0.336	3.314	0.522
18.131	0.336	3.314	0.518
24.175	0.336	3.314	0.517
32.233	0.336	3.314	0.517
40.292	0.336	3.314	0.516

Nota. Elaboración propia

Segunda Fase:

Esta fase trata de guiar al calculista en la utilización de este coeficiente en los programas de cálculo de última generación, explicando la manera de modelar el suelo, a través de la representación del módulo de balasto como un mecanismo que permite transformar la teoría antigua de rigidez infinita del suelo, en rigidez variable, de acuerdo al tipo de fundación.

Para demostrar la aplicación del coeficiente de balasto se modeló la edificación en el programa Etabs 2016, incluyendo el sistema de fundación, usando el caso de apoyo en arcilla firme mediante el uso de zapatas y losa de fundación. Las zapatas fueron definidas como losas de espesor 40 cm y 30 cm de un material

sin masa (concreto FC 250), ya que existe compensación entre el peso del pedestal y zapata y el suelo existente en el sitio, por lo cual no se considera para evaluar los esfuerzos transmitidos; a diferencia de la losa de fundación sobre el terreno, donde si se considera el peso de la misma, sumando esta carga a la proveniente de la edificación transmitiendo así mayores esfuerzos al suelo.

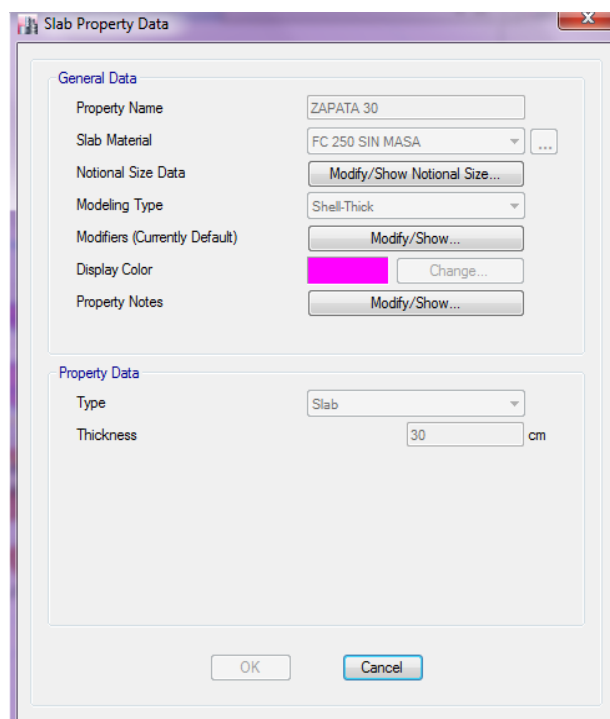


Figura 31. Definición de losa (shell-thick) de espesor 30cm.
Fuente: elaboración propia.

En el modelo se estableció el nivel de apoyo de la fundación, considerando la profundidad de desplante de la misma, siendo 2m para las zapatas y 0 m para la losa. En el caso de zapatas la geometría de la losa o Shell thick que corresponde a cada zapata fue dibujada como elementos de área en planta.

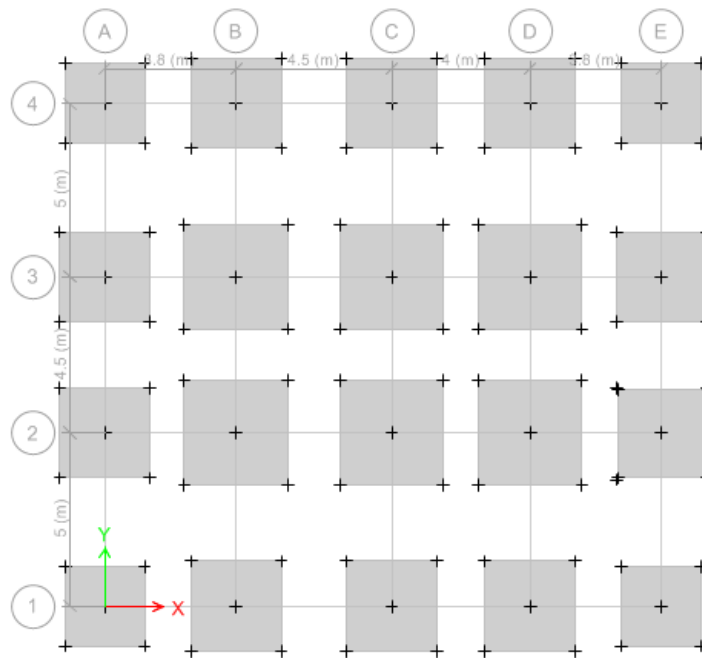


Figura 32. Zapatas Z1, Z2 y Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

Para garantizar que no haya desplazabilidad horizontal se restringen las áreas de zapatas y losa de fundación en x e y. Para asignar el coeficiente de balasto del suelo se usa el artificio del resorte sobre un elemento de área, a continuación se muestra ejemplo de la asignación en una zapata.

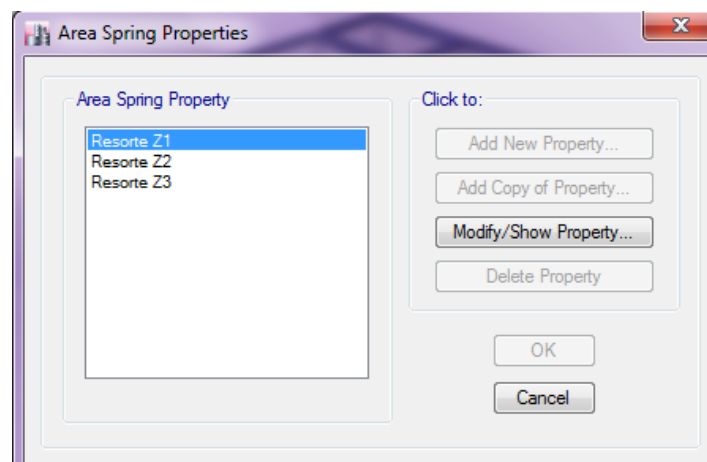


Figura 33. Ventana para definir las propiedades del resorte sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

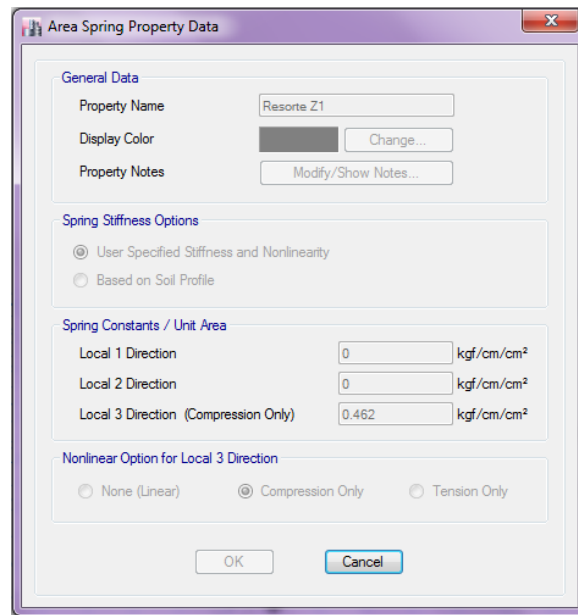


Figura 34. Valor de coeficiente de balasto en Z1 sobre arcilla firme. *Fuente: elaboracion propia.*

Los valores de los resortes Z1, Z2 y Z3 corresponden al coeficiente de balasto determinado para el asentamiento de la integral elástica $Se(A)$.

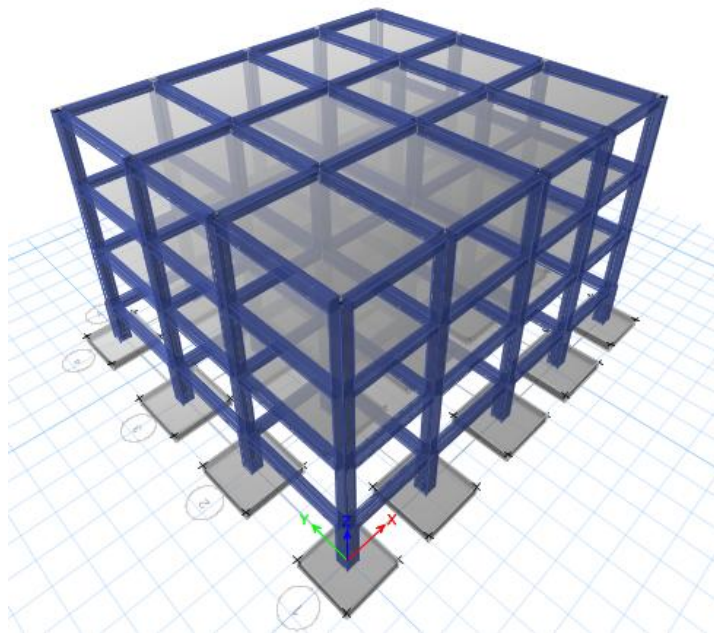


Figura 35. Modelo de la edificación en 3D con zapatas sobre arcilla firme. *Fuente: elaboracion propia.*

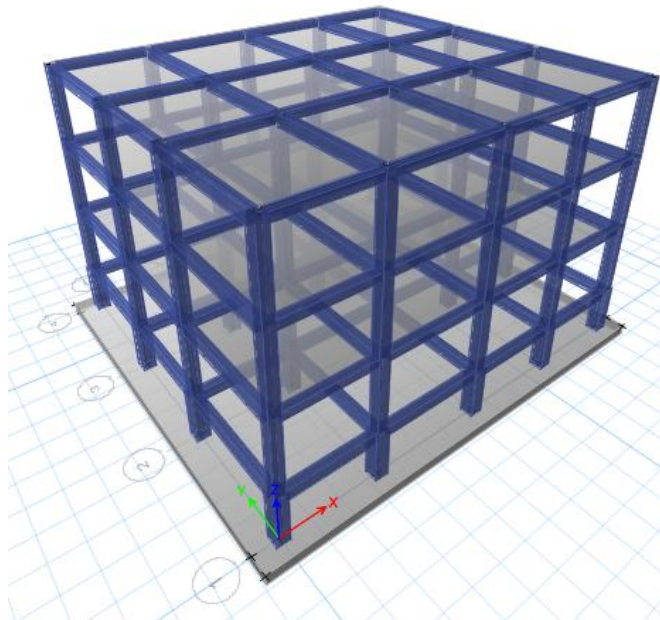


Figura 36. Modelo de la edificación en 3D con losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

Tercera Fase:

Consiste en la comprobación de los asentamientos y esfuerzos provenientes del programa, considerando el análisis de interacción estática suelo-estructura al aplicar los valores de coeficiente de balasto calculados, y los valores de asentamientos y esfuerzos determinados en este estudio. Se realizó una evaluación del error porcentual entre estos valores, definiendo su aceptación con un margen de error del 10%.

Para obtener los resultados del programa se requirieron los valores de desplazamientos en las zapatas por carga de servicio y la presión en el suelo debido a la misma carga.

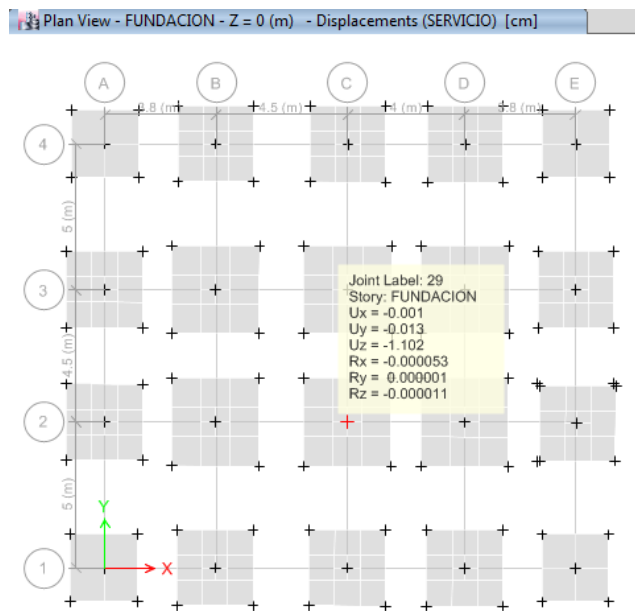


Figura 37. Asentamiento de 1.102 cm en Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

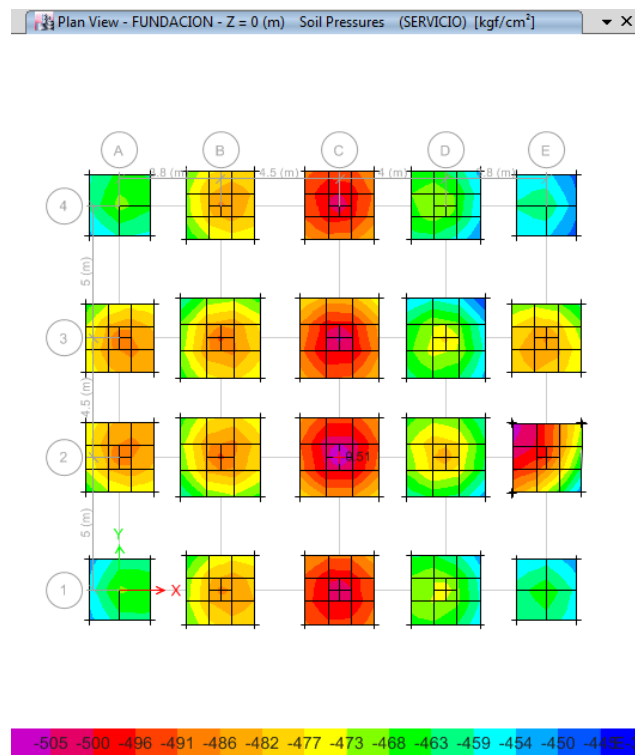


Figura 38. Esfuerzo de 0.51 kg/cm² en Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

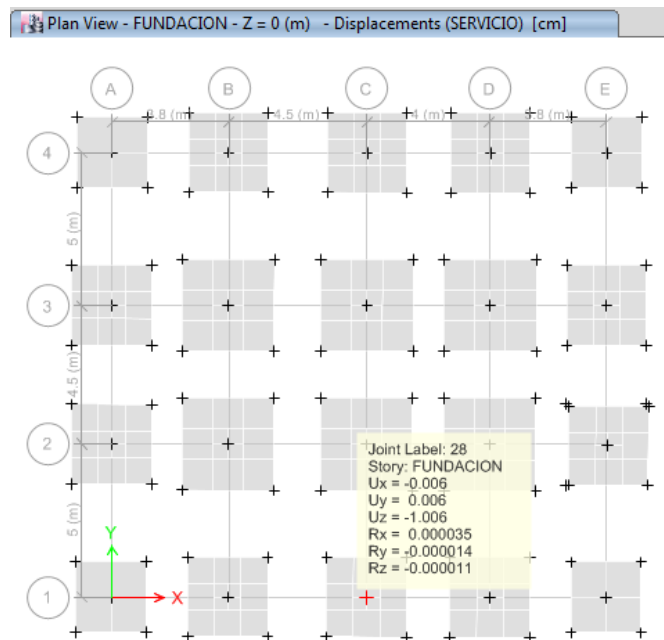


Figura 39. Asentamiento de 1.006 cm en Z2 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

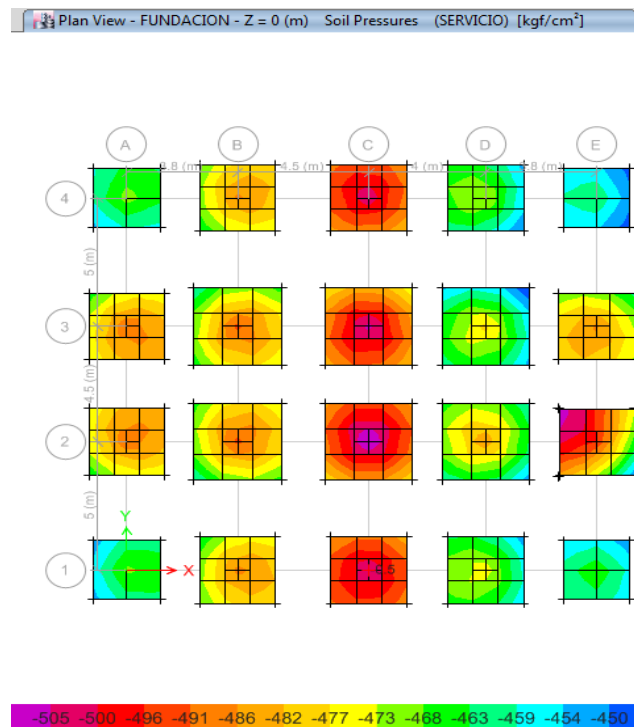


Figura 40. Esfuerzo de 0.50 kg/cm² en Z2 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

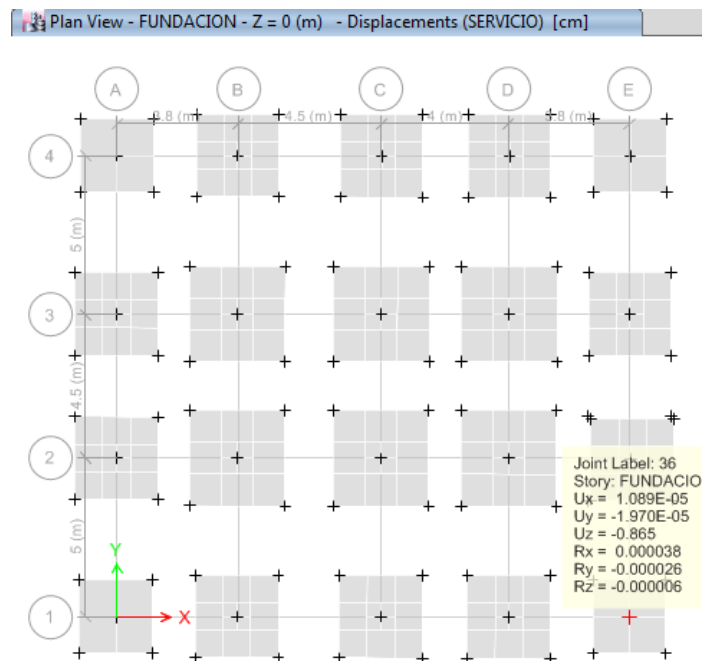


Figura 41. Asentamiento de 0.865 cm en Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

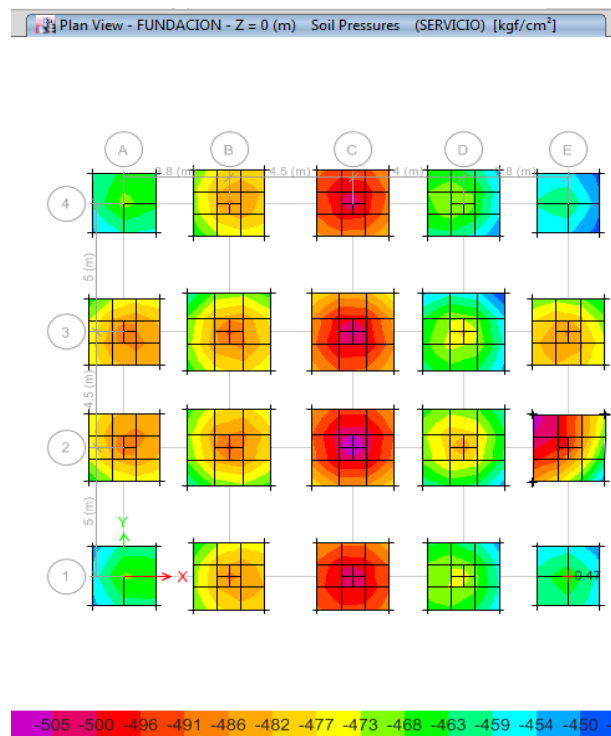


Figura 42. Esfuerzo de 0.41 kg/cm² en Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

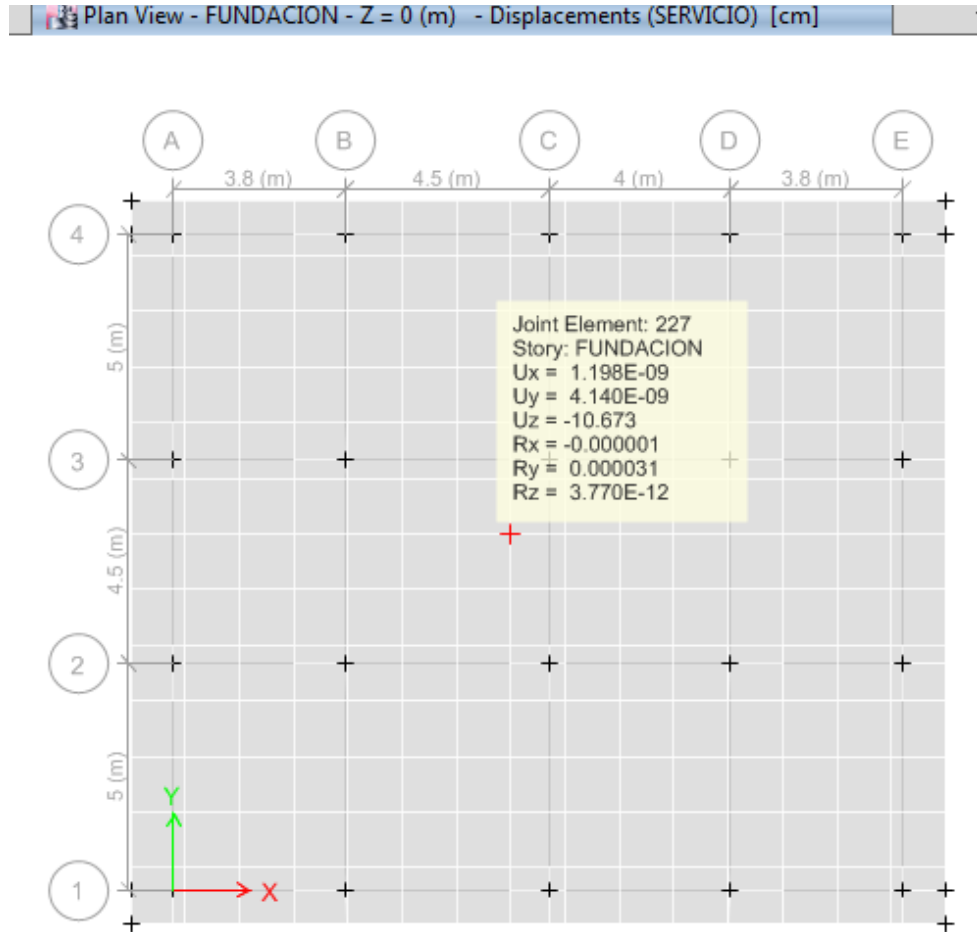


Figura 43. Asentamiento de 10.673 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

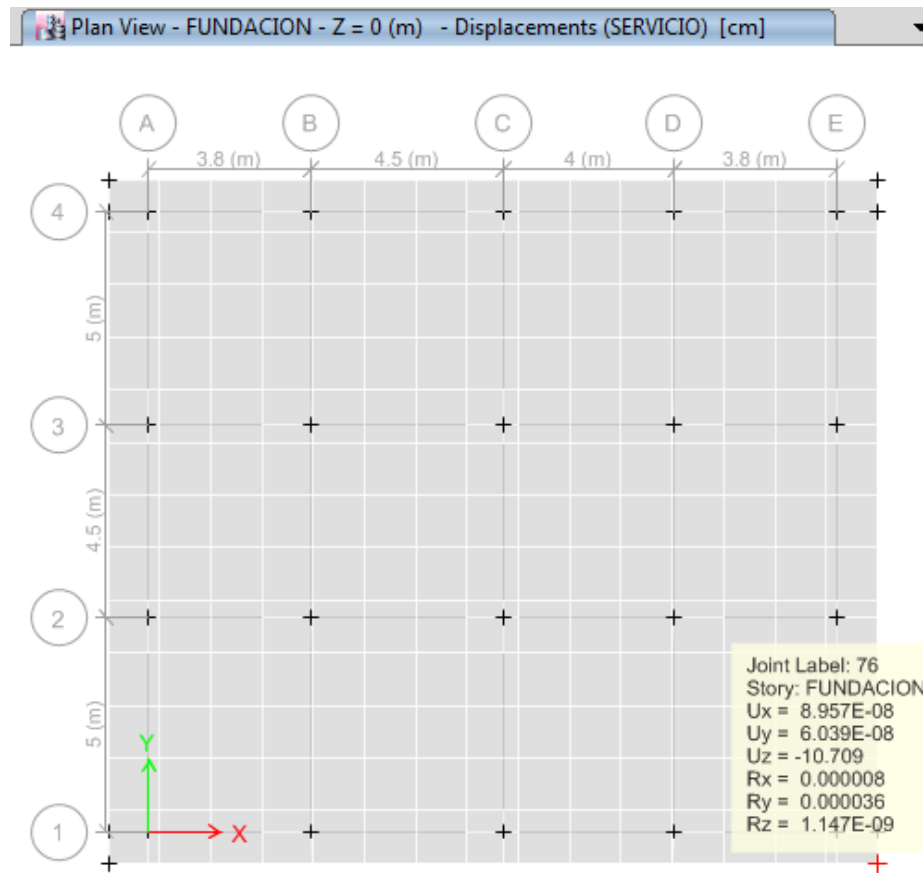


Figura 44. Asentamiento de 10.709 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

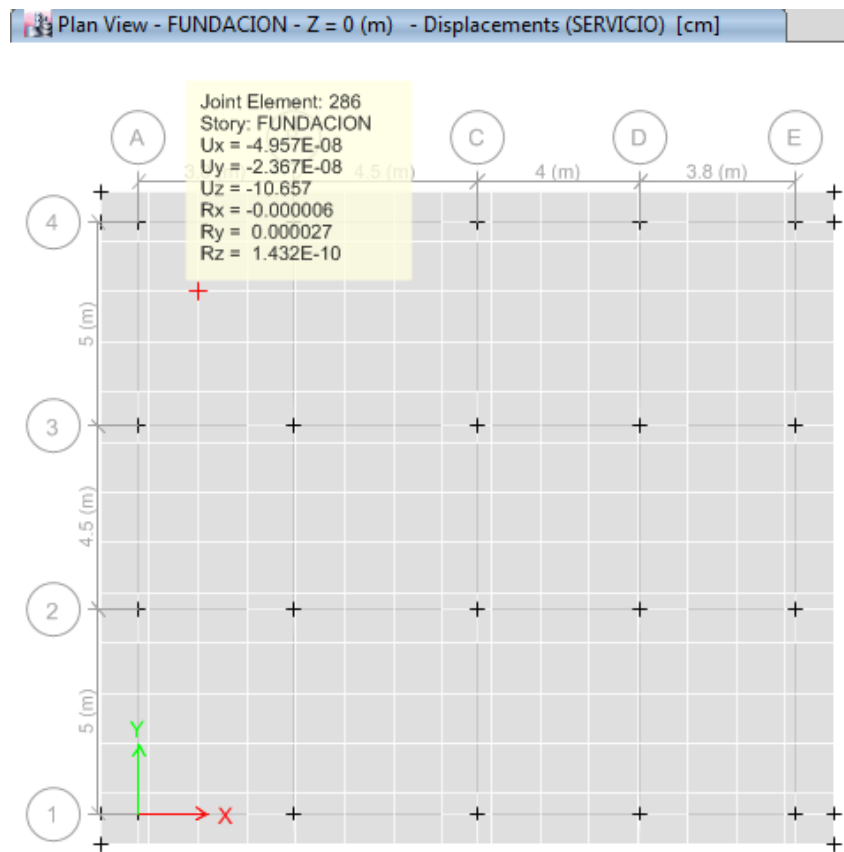


Figura 45. Asentamiento de 10.657 cm en Losa de fundacion sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

A continuación se presenta la verificación de los valores obtenidos del programa con los valores calculados, considerando en este caso los asentamientos S(A).

Tabla 95. Verificacion en zapata Z1 sobre arcilla firme.

	q (kg/cm ²)	Se (cm)	K (kg/cm ³)
Este método	0.513	1.110	0.462
Programa	0.510	1.102	0.463
verificando	si cumple	si cumple	

Nota. Elaboracion propia

Tabla 96. Verificacion en zapata Z2 sobre arcilla firme.

	q (kg/cm ²)	Se (cm)	K (kg/cm ³)
Este método	0.491	0.979	0.501
Programa	0.510	1.006	0.507
verificando	si cumple	si cumple	

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 97. Verificacion en zapata Z3 sobre arcilla firme.

	q (kg/cm ²)	Se (cm)	K (kg/cm ³)
Este método	0.452	0.839	0.540
Programa	0.470	0.865	0.543
verificando	si cumple	si cumple	

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 98. Verificacion en losa de fundacion sobre arcilla firme.

	q (kg/cm ²)	Se (cm)	K (kg/cm ³)
Este método	0.361	10.924	0.033
Programa	0.350	10.657	0.033
verificando	si cumple	si cumple	

Nota. *Elaboracion propia*

CAPITULO IV

ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presenta el resumen de los resultados obtenidos de asentamientos y coeficiente de balasto, los cuales se compararon con el valor de coeficientes de balastos de la prueba del plato, determinado para arcillas y para arenas, de acuerdo a la dimensión de la fundación y con basamento en los valores K30 propuestos por Terzagui. A continuación se presentan los resultados y el análisis para cada suelo.

Arcilla Muy blanda

Tabla 99. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.179	0.288	0.403	0.538	0.717	0.896
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	3.68	5.91	8.27	11.03	14.70	18.38
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	2.15	3.46	4.84	6.46	8.61	10.77

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 100. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en zapata Z1 sobre arcilla muy blanda.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.060	0.120
K (A)	K (B)
0.049	0.083

Nota. *Elaboracion propia*

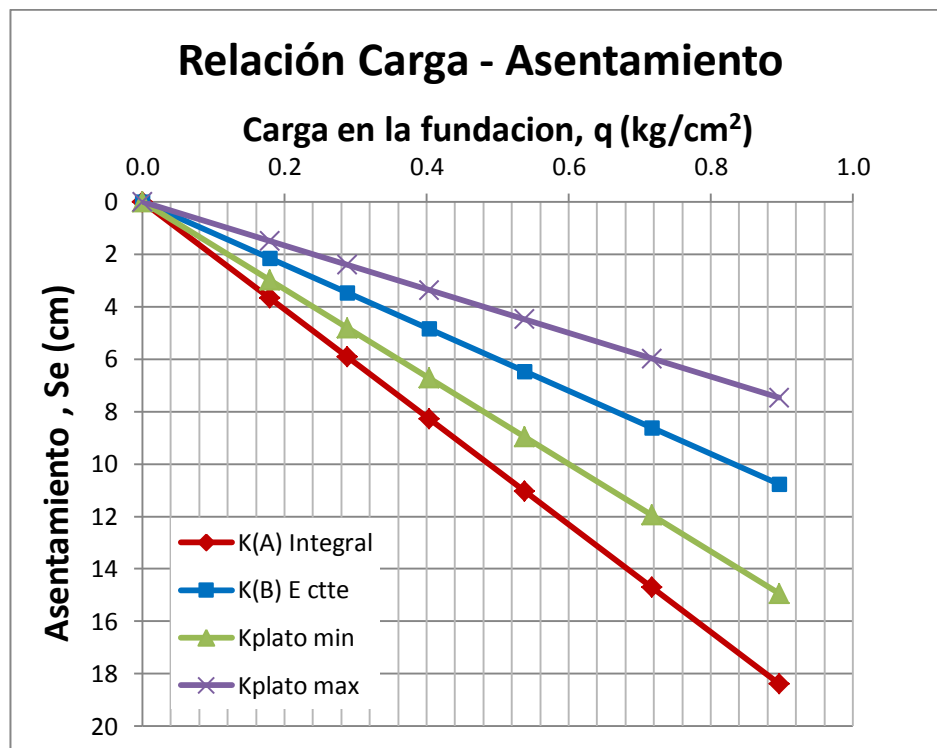


Figura 46. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z1 sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 101. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.192	0.287	0.433	0.577	0.769	0.961
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	3.61	5.39	8.13	10.84	14.45	18.07
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	1.96	2.93	4.42	5.89	7.86	9.82

Nota. Elaboracion propia

Tabla 102. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en zapata Z2 sobre arcilla muy blanda.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.071	0.141
K (A)	K (B)
0.053	0.098

Nota. *Elaboracion propia*

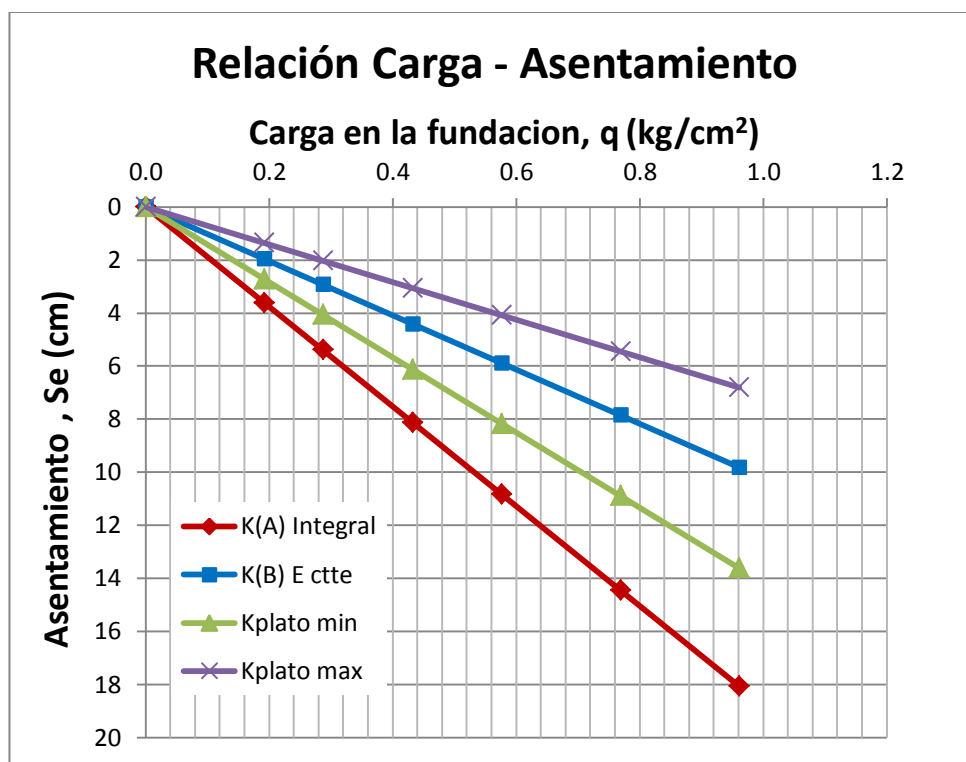


Figura 47. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z2 sobre arcilla muy blanda. Fuente: *elaboracion propia*.

Tabla 103. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.195	0.249	0.439	0.586	0.781	0.976
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	3.48	4.44	7.84	10.45	13.93	17.42
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	1.82	2.32	4.09	5.45	7.27	9.09

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 104. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z3 sobre arcilla muy blanda.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.077	0.155
K (A)	K (B)
0.056	0.107

Nota. *Elaboracion propia*

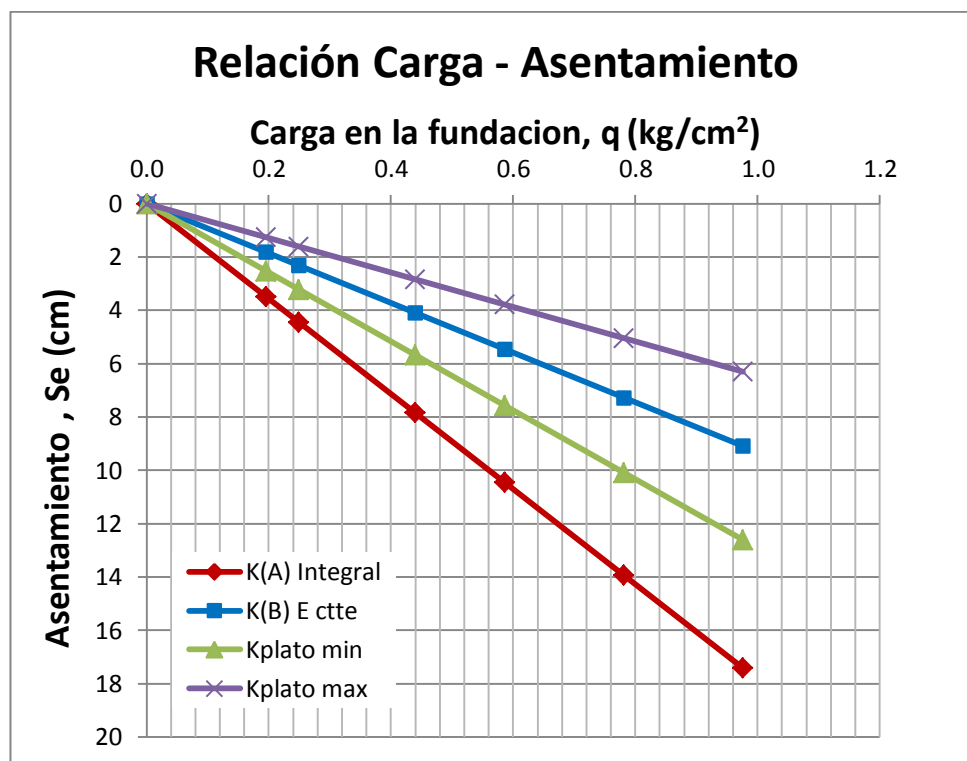


Figura 48. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en Z3 sobre arcilla muy blanda. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 105. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en Losa sobre arcilla muy blanda.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.236	0.250	0.563	0.751	1.001	1.251
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	25.545	27.140	61.065	81.420	108.561	135.701
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	3.525	3.745	8.426	11.234	14.979	18.724

Nota. Elaboracion propia

Tabla 106. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en losa sobre arcilla muy blanda.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.009	0.067
K (A)	K (B)
0.015	0.030

Nota. *Elaboracion propia*

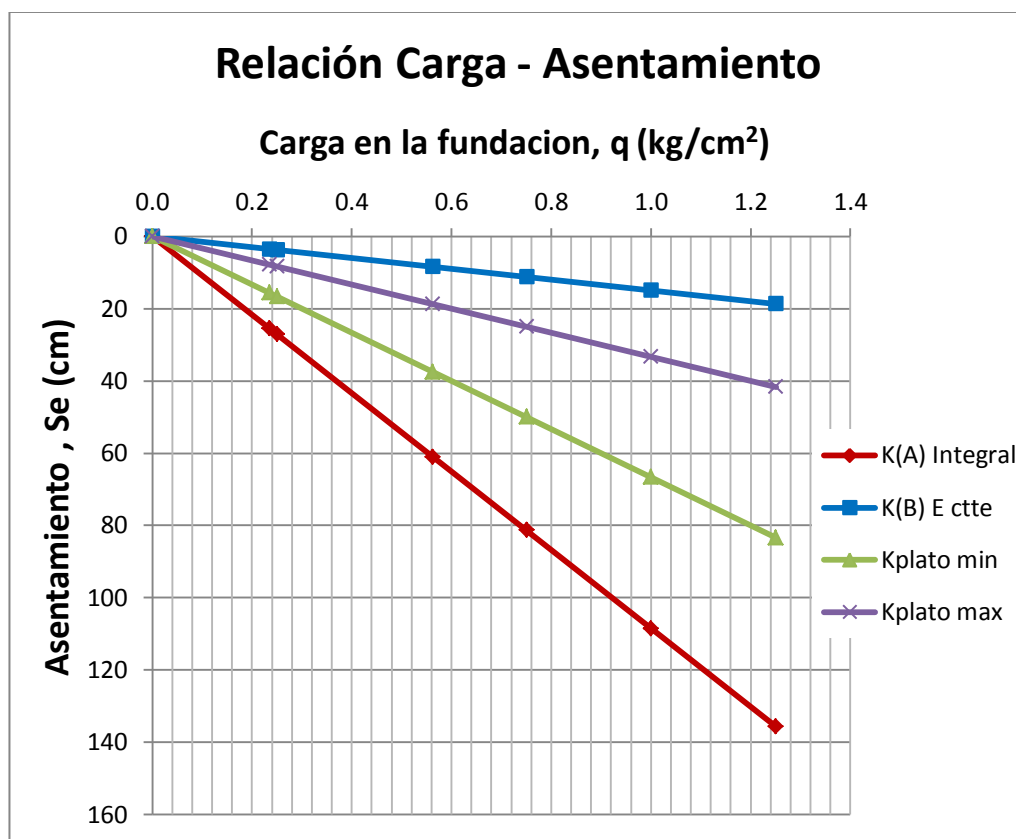


Figura 49. Curvas de relación carga – asentamiento de los métodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa de fundación sobre arcilla muy blanda. *Fuente: elaboración propia.*

En las tablas y gráficas anteriores puede observarse que las curvas que describen la relación carga asentamiento viene dada por una línea recta, tanto para los asentamientos determinados según la integral de la elástica, como para el calculado con el módulo de elasticidad constante y prueba del plato.

También es notorio que los valores de asentamiento $Se(A)$ son mayores al valor de los asentamientos $Se(B)$ en la arcilla muy blanda, mostrándose en las tablas 99, 101, 103 y 105; y como consecuencia el valor $K(B)$ es mayor que $K(A)$, resultando entonces que si se considera el asentamiento determinado con la integral, el suelo sería menos rígido que si se toma en cuenta el resultado de aplicar la fórmula con E constante.

Adicional a ello, se graficaron las curvas resultantes de aplicar los coeficientes de balasto de acuerdo a la prueba del plato K_{min} y K_{max} , observándose en las gráficas para Z1, Z2 y Z3 que la recta cuya pendiente es $K(B)$ se encuentra entre $K_{plato\ min}$ y $K_{plato\ max}$, a diferencia de lo observado en la gráfica en la losa de fundación donde $K(B)$ es la mayor pendiente de las curvas. Es decir, las dos curvas resultantes del estudio en este trabajo, Integral de la elástica y Fórmula con E constante, son menores a los definidos al valor de K_{min} y K_{max} del plato respectivamente.

La relación entre los asentamientos **$Se(A):Se(B)$** es de **1.71:1** para la zapata **Z1**, de **1.84:1** para la zapata **Z2**, de **1.91:1** para la zapata **Z3** y de **7.25:1** para la **losa de fundación** en arcilla muy blanda.

Arcilla Firme

Tabla 107. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.371	0.513	0.834	1.112	1.483	1.853
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.803	1.110	1.806	2.408	3.211	4.014
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.475	0.657	1.069	1.426	1.901	2.376

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 108. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z1 sobre arcilla firme.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.160	0.320
K (A)	K (B)
0.462	0.780

Nota. *Elaboracion propia*

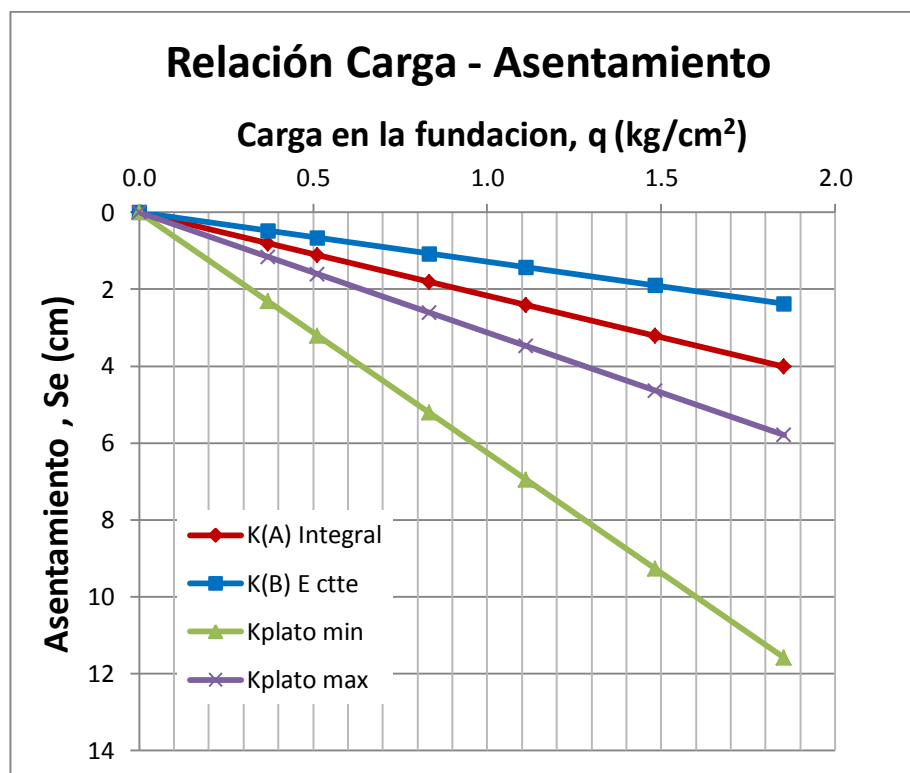


Figura 50. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 109. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en en zapata Z2 sobre arcilla firme.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.361	0.491	0.813	1.084	1.446	1.807
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.721	0.979	1.622	2.163	2.884	3.605
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.402	0.545	0.904	1.205	1.606	2.008

Nota. Elaboracion propia

Tabla 110. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en zapata Z2 sobre arcilla firme.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.185	0.369
K (A)	K (B)
0.501	0.900

Nota. *Elaboracion propia*

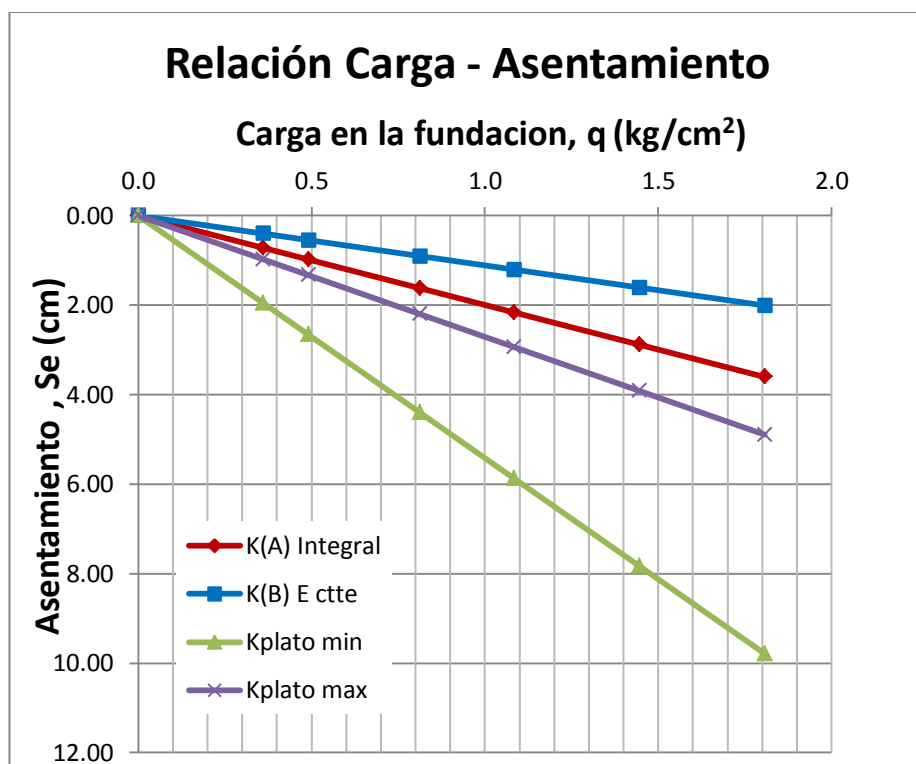


Figura 51. Curvas de relación carga – asentamiento de los métodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arcilla firme. Fuente: *elaboracion propia*.

Tabla 111. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en en zapata Z3 sobre arcilla firme.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.371	0.452	0.835	1.113	1.485	1.856
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.688	0.839	1.548	2.064	2.752	3.439
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.365	0.445	0.821	1.094	1.459	1.824

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 112. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y $Kplato$ en zapata Z3 sobre arcilla firme.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.209	0.417
K (A)	K (B)
0.540	1.017

Nota. *Elaboracion propia*

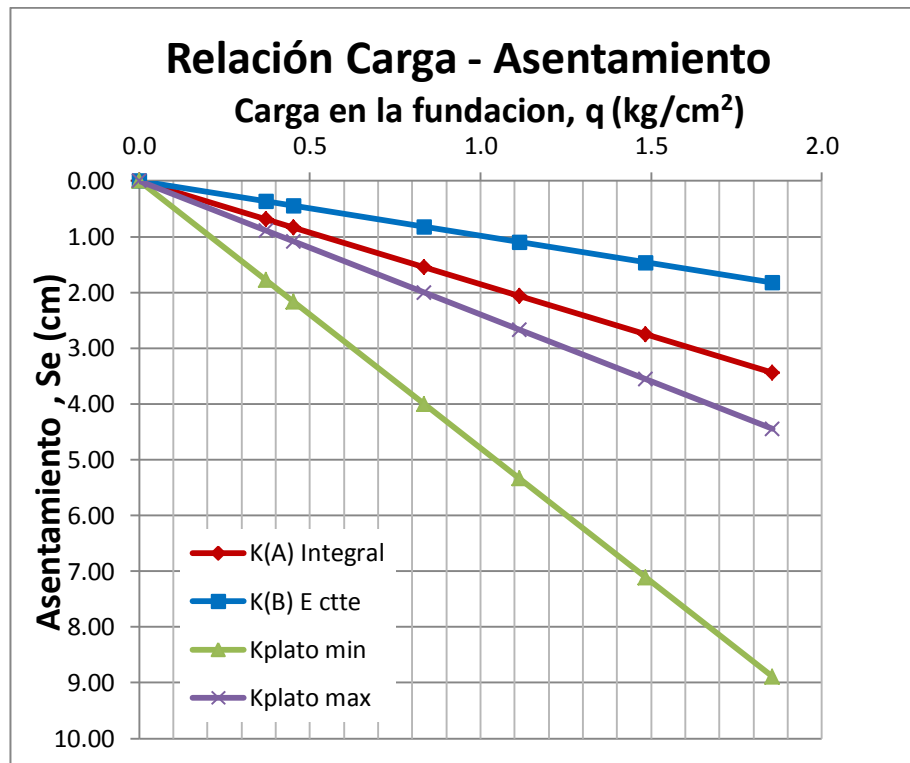


Figura 52. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arcilla firme. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 113. Asentamientos $S(A)$ y $Se(B)$ en Losa sobre arcilla firme.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.361	0.545	1.226	1.634	2.179	2.724
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	10.924	16.510	37.147	49.529	66.039	82.549
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.556	0.840	1.890	2.520	3.360	4.200

Nota. Elaboracion propia

Tabla 114. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$ y K_{plato} en losa sobre arcilla firme.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
0.030	0.060
K (A)	K (B)
0.033	0.649

Nota. *Elaboracion propia*

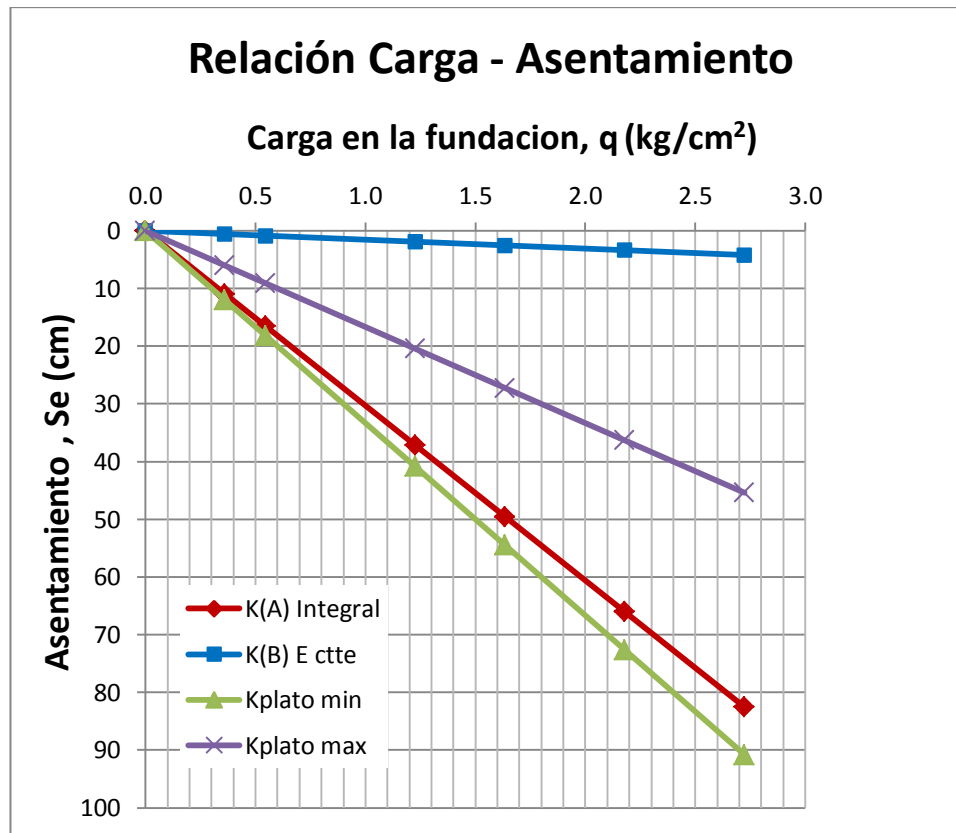


Figura 53. Curvas de relación carga – asentamiento de los métodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa de fundación sobre arcilla firme. *Fuente: elaboración propia.*

En las tablas y gráficas anteriores puede observarse también que las curvas que describen la relación carga asentamiento vienen expresadas por una línea recta, tanto para los asentamientos determinados según la integral de la elástica, como para el calculado con el módulo de elasticidad constante y prueba del plato.

En las zapatas sobre arcilla firme ambos asentamientos disminuyen notablemente y se sigue manteniendo que los asentamientos $Se(A)$ son mayores al valor de los asentamientos $Se(B)$, mostrándose en las tablas 107, 109 y 111; sin embargo, se puede observar en la figura 53 y tabla 113 que los asentamientos en la losa de fundación de acuerdo a la elástica son considerablemente mayores al calculado con E_{cte} , y en el mismo orden del K_{min} plato. Así el valor $K(B)$ es mayor que $K(A)$ en todas las fundaciones, resultando entonces que si se considera el asentamiento determinado con la fórmula con E constante, el suelo sería más rígido que si se toma en cuenta el resultado de aplicar la fórmula de la integral.

También es de destacar que los valores de asentamientos que se obtienen usando $K_{plato\ min}$ y $K_{plato\ max}$ son incluso mayores al determinado por la integral de la elástica, mientras que este método y el de la fórmula simplificada (E_{cte}) siguen manteniendo la misma relación entre ellos descrita en la arcilla muy blanda. La relación entre los asentamientos **$Se(A):Se(B)$** es de **1.69:1** para la zapata **Z1**, de **1.79:1** para la zapata **Z2**, de **1.88:1** para la zapata **Z3** y de **19.65:1** para la **losa de fundación** en arcilla firme.

Arena suelta

Tabla 115. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena suelta.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.450	1.758	3.955	5.274	7.032	8.789
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.614	2.395	5.390	7.186	9.582	11.977
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.377	1.470	3.308	4.410	5.880	7.350
SCHMERTMAN (SeC)	0.185	1.679	4.191	5.698	7.708	9.717

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 116. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en zapata Z1 sobre arena suelta.

KPLATO MIN	KPLATO MAX	
0.431	1.292	
K (A)	K (B)	K (C)
0.734	1.196	0.926

Nota. *Elaboracion propia*

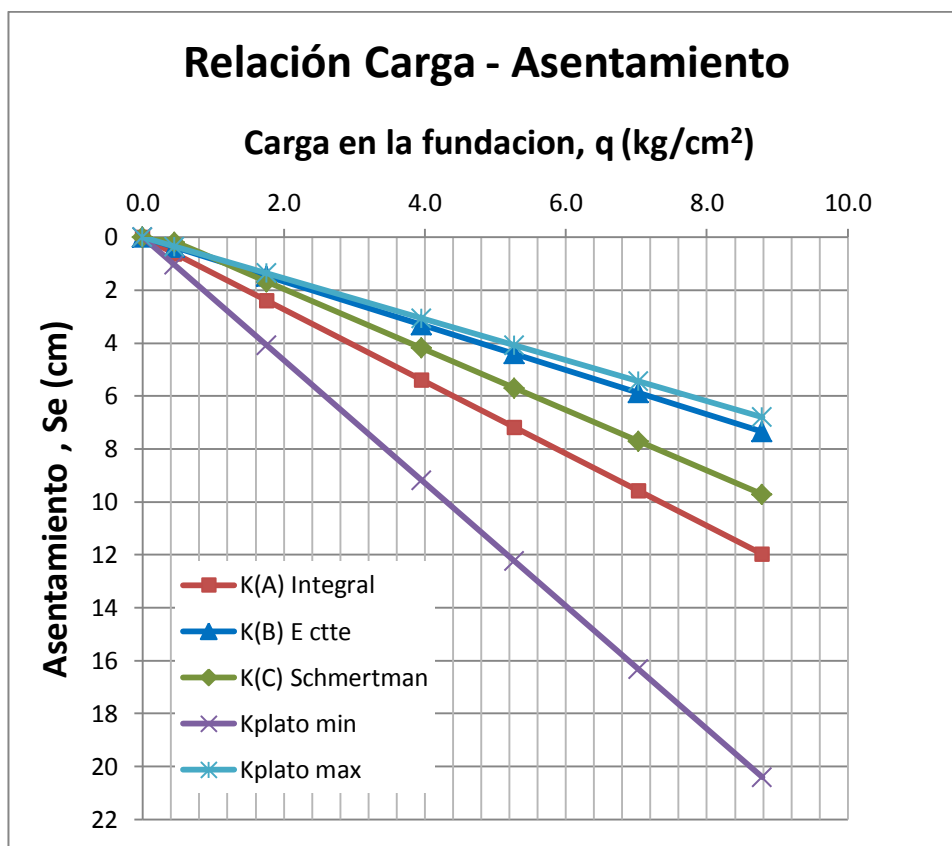


Figura 54. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 117. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena suelta.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.455	1.728	3.888	5.184	6.913	8.641
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.555	2.109	4.745	6.327	8.436	10.545
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.335	1.271	2.860	3.814	5.085	6.356
SCHMERTMAN (SeC)	0.167	1.449	3.623	4.928	6.667	8.407

Nota. Elaboracion propia

Tabla 118. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en zapata Z2 sobre arena suelta.

KPLATO MIN		KPLATO MAX	
0.490		1.471	
K (A)	K (B)	K (C)	
0.819	1.359	1.052	

Nota. *Elaboracion propia*

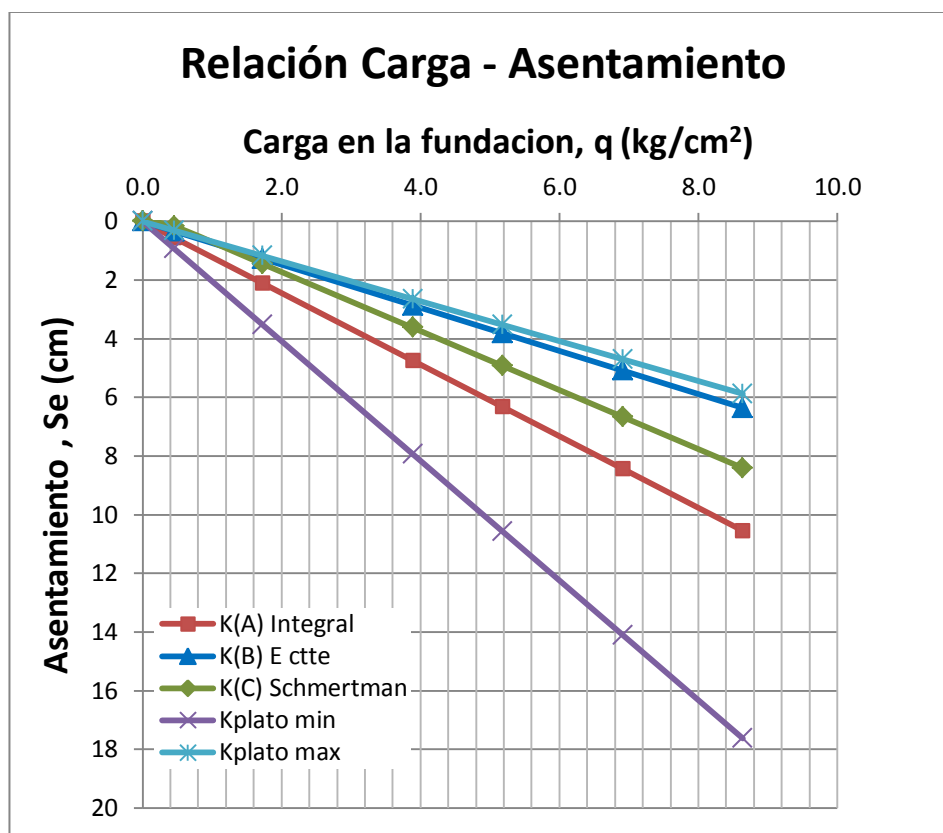


Figura 55. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arena suelta. *Fuente: elaboracion propia.*

Tabla 119. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena suelta.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.416	1.718	3.865	5.153	6.871	8.588
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.468	1.936	4.355	5.807	7.743	9.679
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.278	1.151	2.590	3.453	4.605	5.756
SCHMERTMAN (SeC)	0.117	1.316	3.294	4.480	6.063	7.645

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 120. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en zapata Z3 sobre arena suelta.

KPLATO MIN	KPLATO MAX	
0.540	1.620	
K (A)	K (B)	K (C)
0.887	1.492	1.150

Nota. *Elaboracion propia*

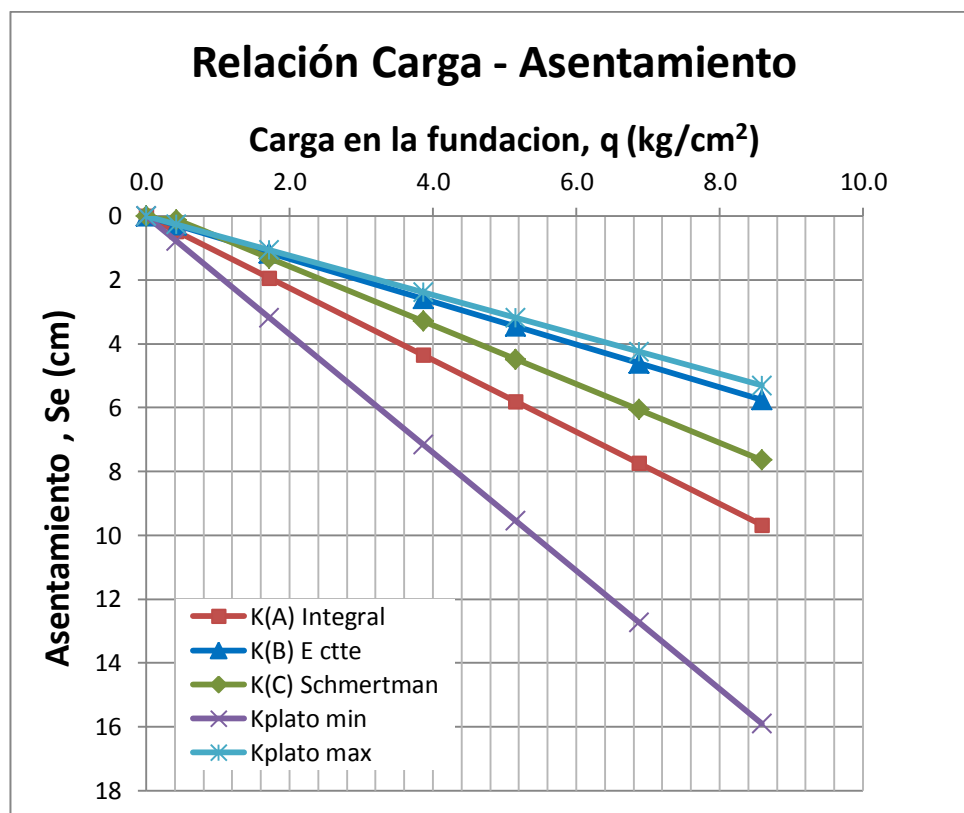


Figura 56. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arena suelta. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 121. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en losa sobre arena suelta.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	0.361	2.294	5.162	6.883	9.178	11.472
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	2.289	14.568	32.779	43.705	58.274	72.842
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.205	1.304	2.934	3.913	5.217	6.521
SCHMERTMAN (SeC)	1.109	8.764	20.117	26.928	36.010	45.092

Nota. Elaboracion propia

Tabla 122. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en losa sobre arena suelta.

KPLATO MIN		KPLATO MAX	
0.166		0.498	
K (A)		K (B)	K (C)
0.157		1.759	0.256

Nota. *Elaboracion propia*

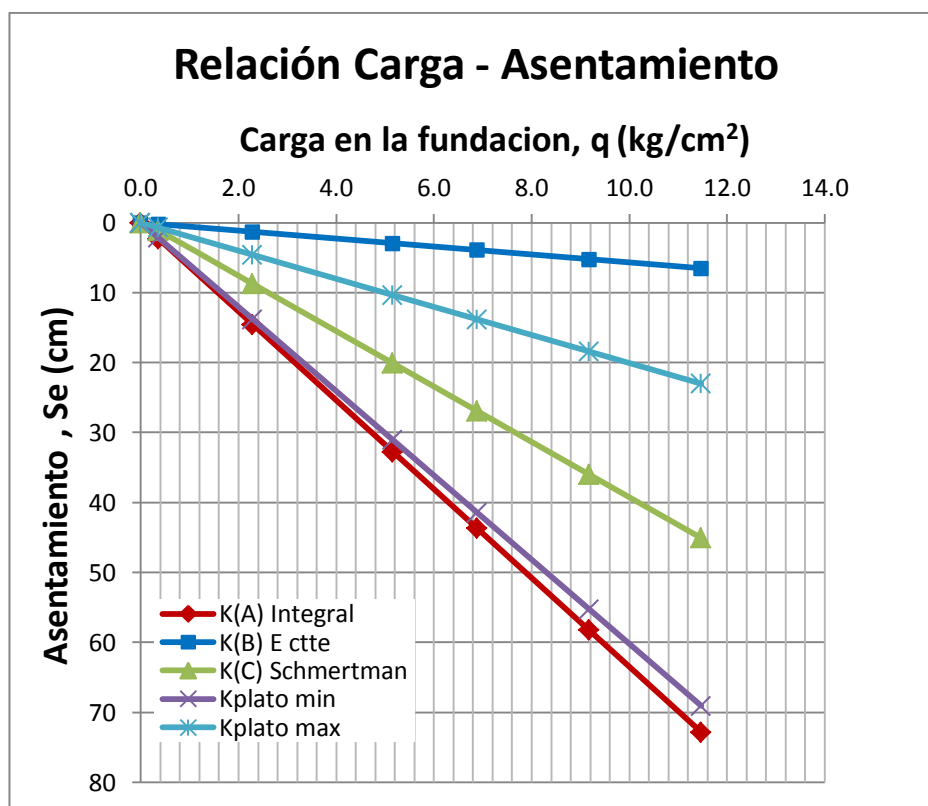


Figura 57. Curvas de relación carga – asentamiento de los métodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa sobre arena suelta.
Fuente: *elaboracion propia*.

Tanto en las zapatas como en la losa de fundacion los valores de K mostrados decrecen de acuerdo al metodo como $K_{\text{plato max}} - K(B) - K(C) - K(A) - K_{\text{plato min}}$, lo que demuestra al igual que los valores determinados segun Schmertman son intermedios a los calculados mediante la integral $K(A)$ y formula con E constante $K(B)$, ademas de observar que los resultados aplicando la metodologia del lato estan fuera del rango considerado entre $K(A)$ y $K(B)$.

El método de Schmertman no mantiene un mismo valor de coeficiente de balasto en la profundidad implicada ($2B$), ya que varía de mayor a menor como se muestra en la tablas 87 a 90, sin embargo el cambio ocurre del primer al segundo valor de esfuerzo chequeado, lo que ocasiona que la relación entre carga y asentamiento sub siguiente sea prácticamente lineal, como se describe en la gráfica.

De la figura 54 correspondiente a las curvas evaluadas en $Z1$, se observa una consistencia entre las rectas que describen los asentamientos según la fórmula de la elástica simplificada para arenas y las obtenidas mediante la aplicación del método de Schmertman y el valor de K_{plato} máximo. El valor de K_{plato} mínimo arroja los mayores valores de asentamientos, y se sigue manteniendo la correlación de mayores asentamientos en $K(A)$ respecto a $K(B)$. La relación entre los asentamientos **$Se(A):Se(B)$** es fija de **$1.63:1$** para la zapata **$Z1$** , para la zapata **$Z2$** **$Se(A):Se(B)$** es fija de **$1.66:1$** y en la zapata **$Z3$** **$Se(A):Se(B)$** es fija de **$1.68:1$** . Mientras que la razón **$S(C):S(B)$** en $Z1$, $Z2$ y $Z3$ es variable con una diferencia máxima de **$1.32:1$** . Finalmente en la **losa de fundación** **$Se(A):Se(B)$** es fija de **$11.17:1$** y **$S(C):S(B) = 6.91:1$** como valor máximo.

Arena densa

Tabla 123. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z1 sobre arena densa.

	q_{o1} (kg/cm ²)	q_{o2} (kg/cm ²)	q_{o3} (kg/cm ²)	q_{o4} (kg/cm ²)	q_{o5} (kg/cm ²)	q_{o6} (kg/cm ²)
	3.635	4.613	8.178	10.904	14.539	18.173
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.942	1.196	2.120	2.827	3.769	4.712
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.630	0.799	1.417	1.890	2.520	3.150
SCHMERTMAN (SeC)	0.705	0.918	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. *Elaboracion propia*

Tabla 124. Coeficientes de balasto $K(A)$, $K(B)$, $K(C)$ y K_{plato} en zapata Z1, Z2 y Z3 sobre arena densa.

KPLATO MIN	KPLATO MAX
4.056	20.280
K (A)	K (B)
3.857	5.770
	4.765

Nota. *Elaboracion propia*

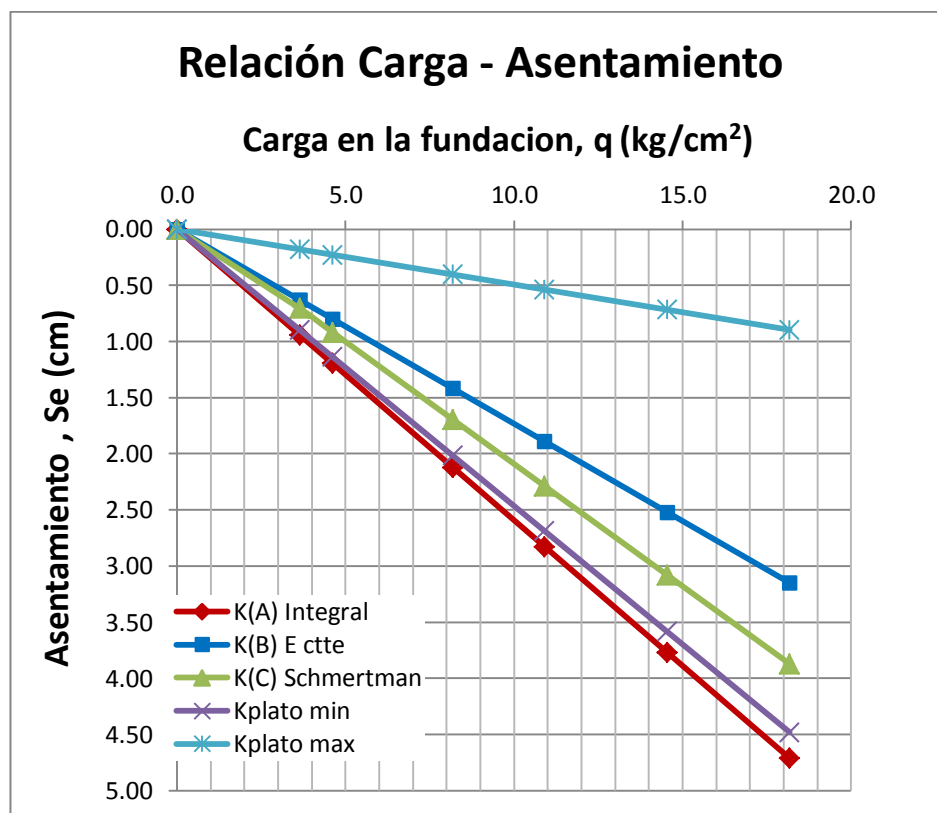


Figura 58. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z1 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 125. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z2 sobre arena densa.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	3.318	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.860	0.942	2.120	2.827	3.769	4.712
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.575	0.630	1.417	1.890	2.520	3.150
SCHMERTMAN (SeC)	0.636	0.705	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. Elaboracion propia

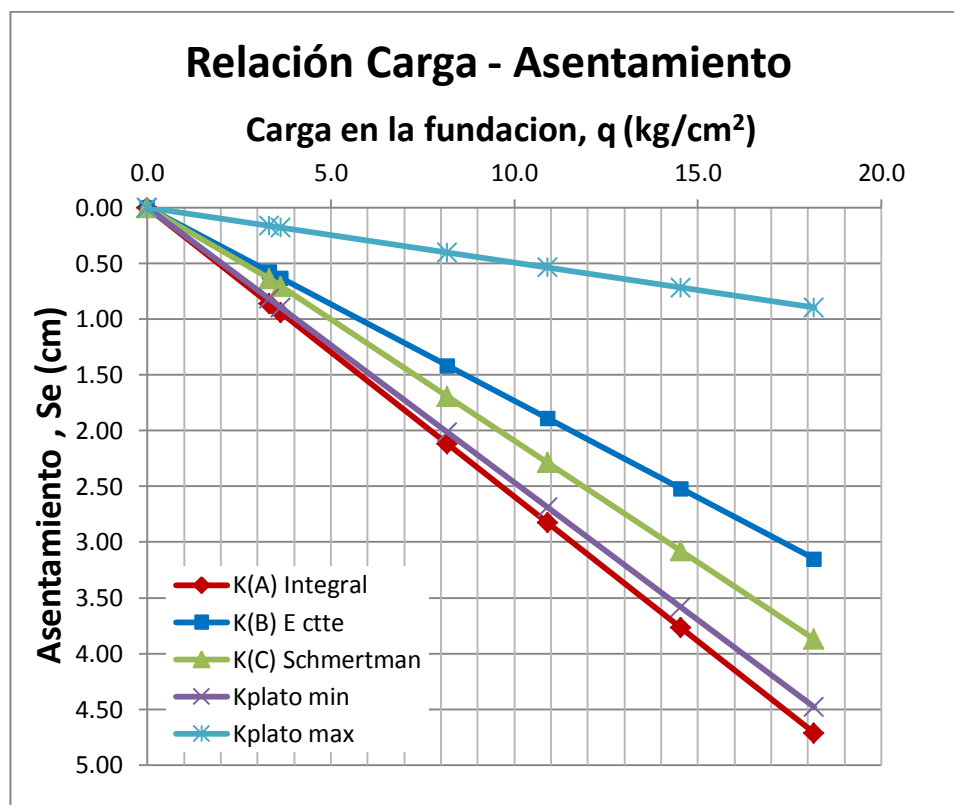


Figura 59. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z2 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 126. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en zapata Z3 sobre arena densa.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	2.393	3.635	8.178	10.904	14.539	18.173
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.621	0.942	2.120	2.827	3.769	4.712
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.415	0.630	1.417	1.890	2.520	3.150
SCHMERTMAN (SeC)	0.435	0.705	1.694	2.288	3.080	3.872

Nota. Elaboracion propia

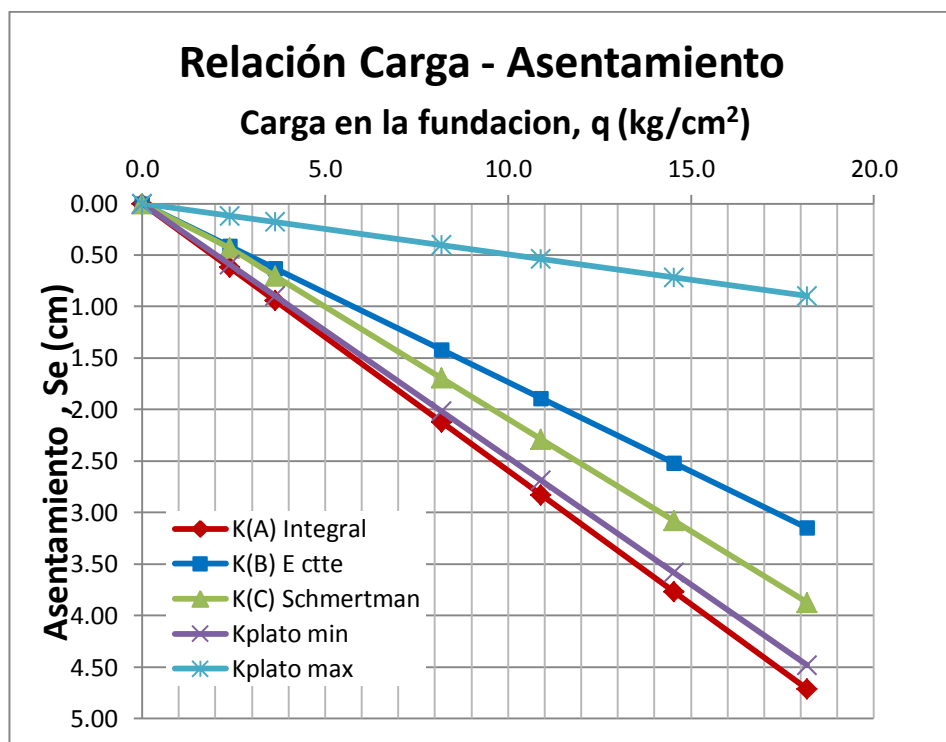


Figura 60. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en zapata Z3 sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.

Tabla 127. Asentamientos $S(A)$, $Se(B)$ y $Se(C)$ en losa sobre arena densa.

	qo_1 (kg/cm ²)	qo_2 (kg/cm ²)	qo_3 (kg/cm ²)	qo_4 (kg/cm ²)	qo_5 (kg/cm ²)	qo_6 (kg/cm ²)
	0.361	8.058	18.131	24.175	32.233	40.292
	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se4 (cm)	Se5 (cm)	Se6 (cm)
TEORIA ELASTICA (INTEGRAL) (SeA)	0.822	18.374	41.342	55.123	73.498	91.872
TEORIA ELASTICA (Ectte ponderado) (SeB)	0.103	2.292	5.158	6.877	9.169	11.461
SCHMERTMAN (SeC)	0.485	15.433	34.992	46.728	62.376	78.024

Nota. Elaboracion propia

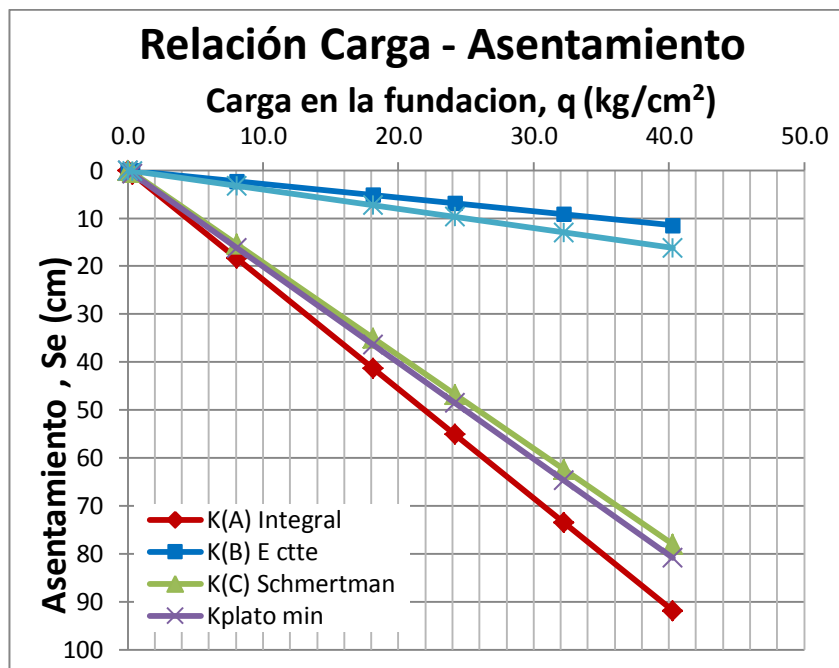


Figura 61. Curvas de relacion carga – asentamiento de los metodos evaluados comparados con la prueba del plato en losa sobre arena densa. Fuente: elaboracion propia.

En las zapatas sobre arena densa se observa que las curvas están muy cercanas entre sí, manteniéndose que los valores obtenidos por el método de Schmertman son intermedios a los calculados mediante la fórmula simplificada y la integral de la elástica. La curva que describe el valor de la Kplato min sigue estando ajustada a los asentamientos establecidos por la integral de la elástica, mientras que el Kplato máximo posee un valor tan grande que los asentamientos son menores respecto a todos los demás métodos.

En la losa de fundación la curva K(B) es la mayor, incluso respecto al Kplato max, lo que quiere decir que los menores asentamientos son obtenidos mediante este método, y los mayores valores de acuerdo a Schmertman y aun mayor según la integral de la elástica en la altura de estrato considerada. La relación **Se(A):Se(B)** en las tres zapatas es fija de **1.50:1**, mientras que **S(C):S(B)** es variable con una diferencia máxima de **1.23:1**. En la losa de fundación **Se(A):Se(B)** es fija de **8.01:1** y **S(C):S(B) = 6.8:1** como valor máximo.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos en el desarrollo de la presente investigación, se pueden mencionar algunas conclusiones:

La relación carga-asentamiento evaluada en las zapatas y en la losa de fundación para la arcilla muy blanda, arcilla firme, arena suelta y arena densa que considera las cargas hasta q_{ult} , tiene como función resultante en todos los casos una línea recta, es decir, poseen relación lineal.

Existe diferencia entre los valores de asentamientos $S_e(A)$ y $S_e(B)$ usando el mismo principio de teoría elástica. Sin embargo esta diferencia se debe, como se puede evidenciar en las tablas que hacen referencia a la determinación de los asentamientos mediante la integral de la elástica, a que los valores de módulo de rigidez E son menores en los sub estratos superiores donde existe también mayores valores de incremento de esfuerzos de acuerdo a la carga aplicada.

En la formula simplificada considera un módulo E ponderado de todos los sub estratos, desde el más superficial al más profundo, donde los esfuerzos son mínimos y los valores de rigidez del suelo son grandes, por ende al hacer este promedio, se considera que el suelo tiene en toda su altura un valor de E mayor al que tiene en la superficie de contacto de la zapata y por lo tanto los asentamientos obtenidos son mucho menores.

En líneas generales en las zapatas apoyadas sobre los cuatro tipos de suelos se evidencia menor diferencia entre los asentamientos $S(A)$ y $S(B)$ que en la losa de fundación, de 1.50 a 1.91 es la razón entre los asentamientos en zapatas, y desde 7.25 a 19.65 es la relación de estos últimos en la losa de fundación.

Con base a lo mencionado anteriormente y el análisis entre los cuatro suelos, se puede afirmar que a medida que el suelo es más rígido, es decir, posee un mayor módulo de elasticidad en los estratos superiores, los asentamientos en zapatas son menores y son más parecidos los resultados obtenidos de asentamiento calculado mediante la integral y mediante la fórmula simplificada de la elástica.

La variación que se observa en las curvas representadas para la losa de fundación y para las zapatas, se fundamenta básicamente en que la profundidad de estudio de la losa es mucho mayor que para las zapatas, por lo que el valor de E constante ponderado se hace muy grande y los asentamientos calculados con ese valor, muy pequeños en comparación a los determinados por otros métodos.

De los resultados obtenidos en las arenas suelta y densa, se observa una tendencia intermedia fija de los asentamientos según Schmertman (que incluye la variación de E hasta $2B$) entre el valor determinado con E constante y el resultante de la evaluación de la integral hasta $3.25B$ aproximadamente.

Cuya diferencia aporta una conclusión relevante en el estudio, y es que al trabajar con el módulo de elasticidad variable con el confinamiento, los asentamientos serán mayores a medida que se considere una mayor profundidad de estudio. Por ende la diferencia entre los asentamientos según Schmertman y según la integral de la elástica se radica en que el primero considera una profundidad de estudio menor que el segundo método.

Debido a lo anteriormente expuesto se recomienda el uso del método de la integral elástica para el cálculo del asentamiento con el módulo de rigidez E variable, tomando espesores de sub estratos igual o menores a 50cm, para el cálculo de los asentamientos inmediatos por cargas gravitacionales en la estructura, requisito indispensable para la determinación más aproximada del coeficiente de balasto.

Se recomienda también establecer un método para determinar el módulo de rigidez, aparte de variable según el confinamiento, variable de acuerdo al nivel de carga que actúa sobre el mismo.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- ACI 336.2R-88: "Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats", Estados Unidos. Reaprobada en 2002.
- ASCE/SEI 7 (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures* (2010 edition). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bernal, C. (2006). *Metodología de la investigación: para administración y economía* (2da Ed.). Bogotá: Pearson.
- Boussinesq, V.J. (1885): "Application des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, Imprimeur-Libraire.
- Bowles, J. (1997), *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Co., New York. (5ta edición)
- Calavera, J. (1982). *Calculo de Estructuras de Cimentación* (4ta Ed.). España: INTEMAC.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-1. *Edificaciones sismorresistentes. Articulado* (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-2. *Edificaciones sismorresistentes. Comentarios* (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- Das, M. (1999). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (traducción de 4ta edición). México: International Thomson Editores S.A.
- Das, M. (2016). *Principles of foundation Engineering* (8va edición). Boston: CENGAGE learning.
- Garza, V. *Diseño de Estructuras de Cimentación* (1ra edición). Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Jiménez, S. (1980) *Geotecnia y Cimientos* (2 Edición). Madrid: Editorial Rueda.
- FEMA P-750. *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (2009 Edition). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, FEMA.
- Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2006). *Metodología de la Investigación* (4ta Ed.). México: Mc Graw-Hill.

Muelas, A. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. España: UNED.

NIST GCR 12-917-21/ 2012: "Soil-structure Interaction for Building Structures", Estados Unidos.

Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010). *Metodología de la investigación: paso a paso* (reimpresión 2011). México: Trillas.

Revistas:

Fernandez, S. (2013, mayo). Influencia de la Interacción dinámica Suelo-Estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. *Revista Construcción y Tecnología en Concreto*. pp. 20-23.

Freire, M. (1999). Precisiones para el empleo del módulo de balasto en edificación. *Informes de la Construcción*, Vol. 51 n° 463, septiembre/octubre 1999. pp. 23-35.

Freire, M. (2000). Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (1era parte). *Informes de la Construcción*, Vol. 52 n° 471, enero/febrero 2001. pp. 45-58.

Freire, M. (2000). Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (2da parte). *Informes de la Construcción*, Vol. 52 n° 472, marzo/abril 2001. pp. 29-44.

Terzaghi, Karl. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Geotechnique*, Vol. 5, n1 4, pp. 297-326.

Verdeyen, J. (1965). L'application à la pratique des coefficients de raideur du sol. Bulletin technique de la Suisse romande. N°1 Año 91. Persistenter Link: <http://doi.org/10.5169/seals-67648>

Winkler, E. (1867) *Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit* (Sobre Elasticidad y Resistencia). Praga, pp. 182.