



Universidad Católica de Salta
Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo Final de Grado

“Programa computacional para el dimensionamiento y cálculo de armaduras de zapatas aisladas, rígidas y centradas, en Visual Basic.Net ”

Estudiante: Jarruz, Gonzalo Rodrigo

Tutor: Ing. Bellagio, Carlos Alberto

Año 2018

Nombre del Título: Ingeniero Civil

Profesor guía: Ing. Bellagio, Carlos Alberto

Firma:

Miembros del Tribunal Evaluador:

Nombre:

Firma:

Nombre:

Firma:

Nombre:

Firma:

Fecha de Exposición del trabajo:

Dedicatorias y agradecimientos

Dedico este Trabajo Final de Grado a mis abuelos, Ismail y Eduardo por haber sido sostén, enseñarme con sus ejemplos las definiciones de amor, honestidad, rectitud y valores de vida, apoyarme en todo momento de forma incondicional. Ahora descansan con Dios.

Quiero agradecer a Dios por guiarme e iluminarme cada día de mi vida y por darme la mejor familia.

A mis padres, Ricardo y Amalia, por ayudarme siempre, por su amor y bondad, sin su apoyo incondicional nada podría ser posible, son mis ejemplos de vida, amor, honestidad y humildad.

A mi hermano, Nicolás, por ser mi sostén, ejemplo de persona y junto a Rita haberme dado a mis sobrinos Jazmín y Mateo, a los que amo.

A Karina, Tomás, Mirtha, Mario, Nicolás y Belén, gracias por su amor, ayuda, comprensión y tolerancia. Por darme fuerzas para continuar, ayudarme a mejorar día a día y abrirme las puertas de su corazón y familia.

A mis amigos, Rodolfo, Víctor, Matías, Pablo, Luciana y tantos otros que sería inalcanzable la lista, agradezco su apoyo y contención en los mejores y peores momentos de mi vida.

Al Ingeniero Rodolfo Barrientos, por apoyarme incondicionalmente desde el inicio de mi carrera, por dedicarme tiempo y tender una mano siempre que necesité.

A mi profesor guía, Ingeniero Carlos Bellagio, quien supo ayudarme y dedicarme su tiempo en los momentos de necesidad para concluir este proyecto.

A mi tía Nilda, abuelas Silvia y Clara por el apoyo, ayuda y cariño.

A los Ingenieros Fernando Albarracín y Guillermina Nievas, por disponer de su tiempo para resolver preguntas, dudas y apoyarme en este proyecto.

Índice

Abstrac	13
Introducción	14
Estado de la cuestión.....	14
Definición del problema	17
Objetivos	18
Objetivos generales	18
Objetivos específicos	18
Justificación	18
Metodología de trabajo	19
Alcances.....	19
Limitaciones.....	20
Capítulo 1. Generalidades.....	21
1.1. Clasificación de cimentaciones.....	21
1.1.1. Cimentaciones profundas	22
1.2.1 Fundaciones superficiales	22
1.2.2 Zapatas aisladas.....	24
1.2.2.1 Distribución de tensiones en el terreno.....	25
1.3 Capacidad de carga última en cimentaciones superficiales	26
1.3.1 Mecanismo de falla del suelo de cimentación.....	27
1.3.1.1 Teoría de capacidad de carga última	28
1.3.1.2 Ecuación general de la capacidad de carga. Teoría de Meyerhof.	30
1.3.1.3 Factores de capacidad de carga	31
1.3.1.4 Factores de forma, profundidad e inclinación	32
1.3.1.5 Modificación de la ecuación general de capacidad de carga por nivel freático.	33
1.3.1.6 Capacidad de carga admisible.	35
1.3.1.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente	36
1.3.1.8 Cimentaciones con excentricidad en un eje.....	36
1.3.1.9 Cimentaciones con excentricidad en dos direcciones.....	38
1.4 Intensidad de carga actuante	44
1.5 Estructuras en contacto con el suelo	45
Capítulo 2. Procesos de cálculos y verificaciones.....	46
2. Estados de cargas.....	47
2.1. Procesos o pasos para verificaciones y cálculos	49

Capítulo 3. Consideraciones, funcionamiento y criterios del Software NEIC v1.0	94
3.1. Desarrollo del Software NEIC v1.0	94
3.2. Consideraciones de desarrollo	94
3.3. Funcionamiento y criterios del Software NEIC v1.0.....	95
3.4. Datos de entrada.....	95
3.5. Cálculos y verificaciones para opción “Diseñar”	96
3.6. Cálculos y verificaciones para opción “Dimensionado automático”.....	97
3.7. Hipótesis para la determinación “Automática” de dimensiones.....	98
3.8. Pasos de cálculo para determinar dimensiones de las zapatas	99
3.9. Exportación gráfica.....	108
3.10. Cómputo de materiales.....	110
ANEXO A	1
Método Özmen (2011).....	1
Determinación de tensiones de base en zapatas rectangulares bajo flexión biaxial*	1
Resumen.....	1
Introducción	1
Zapata bajo flexión biaxial.....	2
Características de la sección transversal de la zona comprimida	6
Computación de esfuerzos	9
Procedimiento.	11
Aplicación Numérica	12
ANEXO B.....	1
Requisitos, instalación y Manual de usuario	1
1. Requisitos del sistema	1
2. Requisitos de Hardware.....	1
3. Pasos para la instalación de NEIC v1.0.....	1
4. Manual de usuario	2
ANEXO C.....	1
1. Validación del programa NEIC v1.0	1
1.1 Comprobación capacidad de carga.	1
1.2 Comprobación de tensiones en casos de flexión biaxial.....	5
1.3 Comprobación opción “Diseñar”	10
Ejemplo 1	11
Ejemplo 2	37

Índice de tablas y esquema

Tabla.1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.	30
Tabla.2. factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.	32
Tabla.3. Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)].	33
Esquema 1. Procesos de cálculos y verificaciones, opción Diseñar. Fuente: elaboración propia.	97
Tabla A.1. Condiciones para los tipos de presión. Fuente: elaboración propia	7
Tabla A.2. Condiciones para los tipos de presión. Fuente: elaboración propia	8
Tabla A.3. Sección característica de la zona de tensión. Fuente: elaboración propia	8
Tabla A.4. tensiones en esquina. Fuente: elaboración propia	12
Tabla A.5. Resultado de pasos sucesivos. Fuente: elaboración propia	13
Tabla A.6. Tensiones finales de esquinas. Fuente: elaboración propia	13

Índice de Figuras

Fig.1.tipos de cimentaciones superficiales, zapatas, vigas, muros, emparrillados y placas. Fuente: Calavera, 2000.	21
Fig.2. Zapata centrada, excéntrica y doblemente excéntrica, respectivamente. Fuente: elaboración propia.	23
Fig.4. Zapata corrida. Fuente: elaboración propia.	24
Fig.5. Zapata tronco cónica piramidal. Fuente: elaboración propia.	24
Fig.6. Zapata de espesor constante. Fuente: elaboración propia.	25
Fig.7. Distribución de tensiones. Fuente: Calavera (2000)	25
Fig.8. Bases rígidas. Fuente: elaboración propia.	26
Fig.9. Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo. Fuente: Das (2013)	28
Fig.10. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua. Fuente: Das (2013)	28
Fig.11. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 1. Fuente: elaboración propia.	34
Fig.12. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 2. Fuente: elaboración propia.	35
Fig.13. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 2. Fuente: elaboración propia.	35
Fig.14. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: elaboración propia.	36
Fig.15. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: elaboración propia.	38
Fig.16. Área efectiva para el caso $e_{yly} \geq 16$ y $e_{xly} \geq 16$ Fuente: Figura 3.20. (Das, 2001, p.497).....	40
Fig.17. zapata tipo 3 de método iterativo de Özmen (2011). Fuente: elaboración propia	41
Fig.19. Zapata tipo 4 de método iterativo de Özmen (2011). Fuente: elaboración propia	43
Fig. 20. Convención de signos, numeración de esquinas. Fuente: elaboración propia.	46
Fig.21. Dimensiones zapata de espesor constante y zapata tronco cónica piramidal, respectivamente. Fuente: elaboración propia.	47
Fig.22. Flexión uniaxial excentricidad dentro del núcleo central. Fuente: elaboración propia	51
Fig.23. Flexión uniaxial excentricidad fuera del núcleo central. Fuente: elaboración propia.	51
Fig.24. Alturas útiles. Fuente: elaboración propia.....	54
Fig.25. Talud en zapata tronco cónica piramidal. Fuente: elaboración propia.	55
Fig.26. Altura mínima. Fuente: elaboración propia.....	56

Fig.27. Esfuerzos considerados para verificación al vuelco. Fuente: elaboración propia.	56
Fig.28. Esfuerzos considerados para verificación al deslizamiento. Fuente: elaboración propia	58
Fig.29. Secciones críticas punzonado. Fuente: elaboración propia.	60
Fig.30. Secciones críticas corte en una dirección. Fuente: elaboración propia.	63
Fig.31. Sección con un ancho igual al ancho promedio entre el mínimo y el máximo que presenta la sección. Fuente: elaboración propia.	64
Fig. 32. Tensión en sección crítica para el corte en una dirección, zapata tipo 1. Fuente: elaboración propia.	65
Fig.33. Tensión en sección crítica para el corte en una dirección, zapata tipo 2, 3, 4, 5. Fuente: elaboración propia.	67
Fig.34. Esquema para determinar el área inferior por aplastamiento. Fuente: elaboración propia.	68
Fig. 35. Secciones críticas para calcular los momentos máximos mayorados. Fuente: elaboración propia.	69
Fig.36. Volumen de tensiones de reacción del suelo, zapata tipo 1. Fuente: elaboración propia.	70
Fig.37. Secciones críticas para flexión y adherencia. Fuente: elaboración propia.	70
Fig.38. Esquema de reacciones últimas en el suelo. Fuente: elaboración propia.	71
Fig.39. Esquema de distancias de sección crítica a fuerza. Fuente: elaboración propia.	71
Fig.40. Secciones críticas zapata tipo 1, 2, 3, 4. Fuente: elaboración propia.	76
Fig.41. Variación de \emptyset en función de la deformación del acero para $f_y:420\text{MPa}$. Fuente: ejemplo de flexión simple del INTI (2018)	78
Fig.42. Bloque de tensiones del hormigón y deformación. Fuente: elaboración propia basada en Donini y Orlor (2008)	78
Fig.43. Consideración viga equivalente, zapata de espesor constante. Fuente: elaboración propia.	80
Fig.44. Consideración viga equivalente, zapata tronco cónica piramidal. Fuente: elaboración propia.	80
Fig. 45. Diagrama de equilibrio para caso de armadura de compresión. Fuente: elaboración propia.	81
Figura 46. Distancia del eje neutro a la aplicación de la carga, tipo de zapata 2. Fuente: elaboración propia	83
Figura 47. Distancia del eje neutro a la aplicación de la carga, tipo de zapata 4. Fuente: elaboración propia	84
Fig.48. Distribución de armadura base en planta cuadrada y rectangular, respectivamente. Fuente: elaboración propia.	87
Fig.49. Distribución de armadura zapata de planta rectangular en 2 direcciones. Fuente: elaboración propia.	87

Fig.50. Distribución de armadura superior. Fuente: elaboración propia.	88
Fig.51. Longitud de anclaje de armaduras de flexión. Fuente: elaboración propia.....	90
Fig.52. Longitud de anclaje de las barras de zapata. Fuente: elaboración propia.	92
Fig.53. Longitud de anclaje de las barras de columna. Fuente: elaboración propia.....	93
Fig. 54. Captura de pantalla botones “Diseñar” y “Dimensionado automático” NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia con NEIC v1.0	95
Fig.55. Convención de signos. Fuente: elaboración propia.....	98
Figura A.1: Zapata bajo momento unidireccional M_y . Fuente: elaboración propia.....	1
Figura A.2: distribución de tensión para gran excentricidad. Fuente: elaboración propia.2	
Figura.A.3: carga en la base y distribución de esfuerzos. Fuente: elaboración propia	3
Figura. A.4. Regiones de la base según formas de la zona de compresión. Fuente: elaboración propia.....	4
Figura. A.5. Regiones del pie de la base según la zona de compresión. Fuente: elaboración propia.....	4
Figura A.6: Bases con zona de presión pentagonal. Fuente elaboración propia.	7
Figura A.7: Distancias de los centroides de las partes de la zona de tensión. Fuente elaboración propia.	9
Figura. A.8. Variables auxiliares para cálculo de esfuerzos. Fuente: elaboración propia.10	
Fig. B.1. Cantidad de Zapatas a ingresar. Fuente: elaboración propia	2
Fig. B.2. Ingreso de datos para opción Diseñar. Fuente: elaboración propia.....	3
Fig. B.3. Hipótesis de cálculo, opción Dimensionado automático. Fuente: elaboración propia.	3
Fig. B.4. Hipótesis de cargas, opción cargas gravitatorias. Fuente: elaboración propia. .	4
Fig. B.5. Hipótesis de cargas, opción Sismo. Fuente: elaboración propia.	4
Fig. B.6. Hipótesis de cargas, opción Viento. Fuente: elaboración propia.	5
Fig. B.7. Pestaña Materiales. Fuente: elaboración propia.	5
Fig. B.8. Pestaña Materiales. Fuente: elaboración propia.	6
Fig. B.9. Pestaña Forma de Zapatas. Fuente: elaboración propia.	6
Fig. B.10. Pestaña Ingreso de cargas. Fuente: elaboración propia.	7
Fig. B.11. Pestaña Cargar Hipótesis de cargas, menú desplegable inferior desplegado. Fuente: elaboración propia.	7
Fig. B.12. Formulario Tensión admisible. Fuente: elaboración propia.....	8
Fig. B.13. Formulario Capacidad de carga, caso III. Fuente: elaboración propia.....	9
Fig. B.15. Formulario Capacidad de carga, caso II. Fuente: elaboración propia.	9
Fig. B.16. Pestaña Tensiones. Fuente: elaboración propia.....	10
Fig. B.17. Pestaña Tensiones. Fuente: elaboración propia.....	10

Fig. B.18. Formulario Terreno. Fuente: elaboración propia.....	11
Fig. B.19. Grupo Coeficientes, elección del porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata mediante menú desplegable. Fuente: elaboración propia	11
Fig. B.20. Ejemplo validación de datos de ingreso. Fuente: elaboración propia	12
Fig. B.21. Ejemplo, zapata que no cumple condición de rigidez. Fuente: elaboración propia	13
Fig. B.22. Ejemplo, zapata en la que el talón adoptado es menor al requerido. Fuente: elaboración propia	13
Fig. B.23. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Tensión Admisible. Fuente: elaboración propia	14
Fig. B.24. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Área en compresión de zapata. Fuente: elaboración propia	14
Fig. B.25. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Área en compresión de zapata. Fuente: elaboración propia	14
Fig. B.26. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Altura mínima. Fuente: elaboración propia.....	14
Fig. B.27. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Punzonado. Fuente: elaboración propia.....	15
Fig. B.28. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Corte en una dirección. Fuente: elaboración propia	15
Fig. B.29. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Vuelco. Fuente: elaboración propia	15
Fig. B.30. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Estabilidad. Fuente: elaboración propia.....	16
Fig. B.31. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Deslizamiento. Fuente: elaboración propia.....	16
Fig. B.32. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Aplastamiento. Fuente: elaboración propia.....	16
Fig. B.33. Ejemplo, formulario Dimensionado, para zapata tronco cónica piramidal, en la que el talón adoptado es menor al requerido y aplica distribución de armadura en dirección X. Fuente: elaboración propia	17
Fig. B.34. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Armaduras superior. Fuente: elaboración propia.....	18
Fig. B.35. Ejemplo, grupo armaduras, en la que se ha presionado el botón Listo y los datos no fueron ingresados. Fuente: elaboración propia.....	18
Fig. B.36. Ejemplo, grupo armaduras, Armaduras calculadas menores a las requeridas. Fuente: elaboración propia.....	19
Fig. B.37. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Longitud de anclaje Zapatas para el caso de zapata que no aplica Armadura superior. Fuente: elaboración propia	19

Fig. B.38. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Barra en esperas. Fuente: elaboración propia	20
Fig. B.39. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Longitud de anclaje de barras en espera. Fuente: elaboración propia	20
Fig. B.40. Formulario consultas de armaduras más usadas Fuente: elaboración propia	21
Fig. B.41. Formulario Cálculos intermedios. Fuente: elaboración propia	21
Fig. B.42. Formulario Exportación Acad, opción Solo planta. Fuente: elaboración propia	22
Fig. B.43. Ejemplo zapata con armadura superior, opción Plantas. Fuente: elaboración propia	22
Fig. B.44. Formulario Exportación Acad, opción Plantas y Cortes. Fuente: elaboración propia	23
Fig. B.45. Ejemplo zapata con armadura superior, opción Plantas y Cortes. Fuente: elaboración propia	23
Fig. B.46. Ejemplo zapata con distribución de armadura central y lateral para la dirección Y, opción Plantas. Fuente: elaboración propia	24
Fig. B.47. Formulario Exportación Acad, opción Planta y corte longitudinal. Fuente: elaboración propia	24
Fig. B.48. Mensaje al realizar la exportación. Fuente: elaboración propia	25
Fig. B.49. Grupo cómputo de materiales. Fuente: elaboración propia	25
Fig. B.50. Formulario cómputo de materiales. Fuente: elaboración propia	25
Figura. C.1. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: Ejemplo 3.8 Das, 2013.p. 170	1
Figura. C.2. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: Ejemplo 3.8 Das, 2013.p. 172	2
Figura. C.3. Dimensiones, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia	3
Figura. C.4. Zapata de espesor constante, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.	3
Figura. C.5. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.	3
Figura. C.6. Zapata de espesor constante, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.	4
Figura. C.7. Factores calculados por NEIC v1.0, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.	4
Figura. C.8. Capacidad de carga última, calculada por NEIC v1.0, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.	4
Figura. C.9. Zapata de espesor constante NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	5
Figura. C.11. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	6

Figura. C.12. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	6
Figura. C.13. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	7
Figura. C.14. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	7
Figura. C.15. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	8
Figura. C.16. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	8
Figura. C.17. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	8
Figura. C.18. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	8
Figura. C.19. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	9
Figura. C.20. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	9
Figura. C.21. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	9
Figura. C.22. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.	10

Abstrac

El presente trabajo expone un software de dimensionamiento, verificación y cálculo de zapatas aisladas rígidas y centradas de hormigón armado, para columnas del mismo material. NEIC v1.0 respeta el “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, CIRSOC 201-2005, permite realizar la exportación gráfica al programa AutoCAD y realizar un compto de materiales, excavación y relleno. El lenguaje de programación es Visual Basic .Net mediante el entorno de desarrollo integrado Microsoft Visual Studio y solo puede ser ejecutado en sistemas operativos Windows. El programa NEIC v1.0 cuenta con dos opciones, Diseñar y Dimensionado automático. En la primera, NEIC v1.0 da la posibilidad de realizar el cálculo de capacidad de carga última, admisible y factor de seguridad, según los parámetros del suelo, o ingresar ésta en base de estudios del suelo realizados. Además, considera para el cálculo de tensiones en esquina, el despegue que puede ocurrir en una o más esquinas, según si la ubicación de la resultante está dentro o fuera del núcleo central. La segunda opción, “Dimensionado automático”, realiza el cálculo en forma automática de las dimensiones para que aquellas cumplan con las condiciones impuestas por el reglamento CIRSOC 201-2005; luego calcula las armaduras necesarias para cada dirección. Para ambas opciones NEIC v1.0 permite la exportación gráfica al programa AutoCAD de un croquis a escala y realizar un cómputo de materiales, excavación y relleno, para luego cargar precios unitarios y obtener totales.

Introducción

Debido a que la ingeniería civil está directamente ligada a la ciencia y a la tecnología, y motivado por el avance exponencial de ambas, surge el presente software cuyo nombre significa Nueva Era de Ingeniería Civil (NEIC) en su primera versión (v1.0). En la actualidad, la interacción que se da entre informática e ingeniería civil permiten desarrollar herramientas que facilitan el cálculo manual iterativo, monótono y en ciertos casos complejo.

Desde una mirada general, la ingeniería civil es una profesión que consiste en solucionar problemas pertinentes a su campo de acción, los cuales pueden tener una amplia gama de soluciones óptimas. Éstas deben ser buscadas partiendo de los pilares de la ingeniería “Seguridad y Economía”, palabras claves en el sustento de todo proyecto. De este modo, la herramienta que se presenta, tiene como fin la búsqueda de soluciones óptimas, evitando las iteraciones manuales que deberían realizarse en un cálculo convencional realizado con lápiz y papel.

La codificación del programa NEIC v1.0 es en lenguaje Visual Basic.Net buscando un entorno gráfico amigable e intuitivo en su interacción con el usuario. Seleccionar el tema teniendo en cuenta que el software se enfoca en zapatas aisladas concéntricas tiene su justificación en el aspecto práctico, debido a que éstas son unas de las fundaciones más empleadas.

Las zapatas, o también conocidas como bases aisladas, son un tipo de cimentaciones superficiales pertenecientes a la subestructura. Son las encargadas de transferir, de la manera más adecuada posible, las cargas de la superestructura al suelo.

Con lo expuesto hasta aquí, se considera pertinente citar al físico húngaro-estadounidense Theodore von Karman (11 de mayo de 1881 - 6 de mayo de 1963), quien reflejó de una manera más clara la finalidad de la Ingeniería, cuando enunció: *“Los científicos estudian el mundo tal como es; los ingenieros crean el mundo que nunca ha sido”*.

Estado de la cuestión

Con el fin de buscar antecedentes se recurrió a las bibliotecas de las principales universidades locales. Tanto en la Universidad Nacional de Salta como en la Universidad Católica de Salta

no se hallaron Tesis o Proyectos Finales de Grado similares al que aquí se presenta. Sin embargo, es posible enumerar una serie de autores que han aportado de uno u otro modo a este trabajo.

- I. Das (2013), en su libro “*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*”, expone la teoría de capacidad de carga general, la cual es adoptada para el cálculo en NEIC v1.0 y modificada para los casos de zapatas con flexión en uno o ambos ejes generando los tipos de zapata II, III, IV y V, según la excentricidad, aplicando el método Özmen (2011), ya que Das (2013) aplica el Método del área efectiva de Meyerhof (1954), utilizando ábacos para los distintos casos. Para verificar los resultados obtenidos en NEIC v1.0, en el Anexo C se comparan los resultados del ejemplo 3.8 del libro respecto a los obtenidos por NEIC v1.0.
- II. Calavera Ruiz (2000), en su libro “*Cálculo de estructuras de cimentación*” define los conceptos de cimentaciones superficiales, zapatas rígidas y guía en el dimensionamiento, cálculo y diseño estructural de éstas. Aborda el cálculo de zapatas aisladas sometidas a momentos flectores alrededor uno o dos ejes mediante ábacos para cada caso.
- III. Orlor y Donini (2008), con el libro “*Diseño básico de estructuras de hormigón estructural*”, en el capítulo 34 dedicado a las “*Fundaciones directas*” se enfoca en analizar los distintos tipos y definir los procesos de dimensionamiento y cálculos basándose en el reglamento CIRSOC 201-2005, mediante definiciones teóricas y aplicaciones a través de ejercicios. En el Anexo C se comparan los resultados del ejemplo 61 (p.454) respecto a los obtenidos con NEIC v1.0.
- IV. Iries & Iries (1994) en el paper “*Explicit Stresses Under Rectangular Footings*”, desarrollaron de manera explícita ecuaciones para esfuerzos que se aplican bajo una zapata de espesor constante con carga excéntrica. Si bien el trabajo presenta ecuaciones analíticas, no son consideradas para la determinación de tensiones en la superficie de contacto suelo-base, ya que desde la perspectiva de la programación las fórmulas empleadas se tornan engorrosas. Asimismo, se encontraron teorías más actuales.

- V. Özmen (2011), en “Determination of base stresses in rectangular footings under biaxial bending” propone un método de cálculo de las tensiones sobre el terreno independiente de las zonas de tensiones donde se ubique la resultante vertical, es decir, válido para zonas trapezoidales, triangulares y pentagonales. Dado que la posición del eje neutro no se conoce inicialmente, desarrolla un proceso de sucesión aproximada. Este método es aplicado para determinación de las tensiones, ubicación del eje neutro y área en compresión o área comprimida de la zapata para el presente trabajo final de grado.

- VI. Serrano Moreta (2017) desarrolló, por su parte, de una aplicación basada en MATLAB para el cálculo de cimentaciones superficiales aisladas. Para el cálculo de zapatas bajo flexión biaxial aplica los ábacos expuestos en Calavera (2000).

- VII. Rodríguez Alcalde (2015) realiza un análisis comparativo del diseño de zapatas aisladas y combinadas de espesor constante por flexión uniaxial y biaxial con un programa computacional elaborado y con Safe.

- VIII. Bocanegra Malca (2012), desarrolló un software para el diseño de zapatas de espesor constante por flexión biaxial. El lenguaje de programación del software es Visual Basic 6.0. El método de Irlles e Irlles (1994) aplica para la determinación de tensiones cuando la base está sometida a flexión biaxial. Sobre la base de los ejemplos propuestos por Bocanegra Malca en su software Diza 1.0 para para zapatas tipo 1, 3 y 4 sometidas a flexión biaxial, se compararon los resultados obtenidos con los de NEIC v1.0.

- IX. Barnert Tapia (2009) con su trabajo "Programa Computacional, Diseño Estructural Fundaciones Superficiales F&D1.0, Bajo Plataforma Mathcad", se centra en cómo obtener la distribución de tensiones para una zapata aislada bajo solicitaciones de tipo biaxial. Lo hace aplicando el método Kenneth Wilson (1997), el cual perfecciona el método de Irlles e Irlles (1994) para la determinación de tensiones en la superficie de contacto suelo-base. Además, propone diversos modelos de cimentaciones, partiendo de su dimensionado hasta el diseño estructural por resistencia y tensiones admisibles.

Otras fuentes de información que se emplearon como antecedentes provienen de los apuntes de las materias de la carrera Ingeniería Civil, Mecánica de suelos (Nioi, Rosas, Solá, 2012), Fundaciones (Nelson, 2013) y Hormigón Armado (Bellagio, 2013).

Definición del problema

El problema que se pretendió resolver con este trabajo es de crear un software confiable, práctico e intuitivo, capaz de verificar y/o dimensionar bases de hormigón armado, rígidas y centradas para columnas del mismo tipo, a las diferentes condiciones desarrolladas más adelante, permitiendo al usuario elegir la forma de la base, entre otros datos, pudiendo optar por tronco cónica piramidal o de espesor constante.

En la opción de verificación de zapatas, es decir, a partir de las dimensiones, cargas y demás datos de entrada ingresados por el usuario y, además de realizar todas las verificaciones pertinentes, el cálculo se enfoca en determinar las reacciones de esquina y el área comprimida de la base debido a la carga axial con o sin momentos flexores alrededor de uno o dos ejes más esfuerzos horizontales en una o dos direcciones.

Para resolver el problema de “grandes excentricidades” se aplicó el método iterativo de Günay ÖZMEN, el cual plantea soluciones analíticas generales para el cálculo de presiones o reacciones de la base sobre el suelo. En lo que respecta al reglamento aplicado, CIRSOC 201-2005, no expresa un porcentaje de área comprimida de la base, por lo que se posibilita al usuario al ingreso del mismo.

En la opción de dimensionamiento de las bases, el usuario ingresa datos de entrada, sin incluir dimensiones y éstas se calculan para que se verifiquen todas las condiciones definidas luego, como así también las áreas necesarias de acero, realizando un cálculo “automático” y ágil con ciertas limitaciones, pero confiable. A partir de las dimensiones calculadas, éstas pueden ser aumentadas bajo consideraciones del usuario, recalculando armaduras y realizando las correspondientes verificaciones. Determinadas las dimensiones, verificaciones y demás, para ambos casos, se realiza una exportación del diseño de la base a un archivo de extensión .DWG. Finalmente se realiza un cómputo de materiales, considerando volúmenes de hormigón, excavación y relleno, y kilogramos de armadura, de manera de aplicar precios unitarios y obtener un monto estimado.

Objetivos

Objetivos generales

- Desarrollar un software de verificación, dimensionamiento y cálculo de armaduras de zapatas aisladas, rígidas y centradas para columnas del mismo tipo, con las especificaciones del “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” CIRSOC 201-2005. En lenguaje Visual Basic.Net
- Optimizar dicho dimensionado y cálculo.
- Aplicar teoría de base con despegue (esquinas traccionadas).
- Exportar gráficamente con extensión .dwg (AutoCAD)
- Realizar un cómputo de Volumen de hormigón, kilogramos de acero, excavación y relleno.

Objetivos específicos

- Brindar un nuevo software específico de verificación, dimensionamiento y cálculo.
- Aplicar el programa como una herramienta para verificar, dimensionar y calcular zapatas aisladas, centradas y rígidas.
- Posibilitar el ingreso de dimensiones, esfuerzos y otros datos para verificar las zapatas y calcular las armaduras en cada dirección.
- Posibilitar un cálculo “automático” de dimensiones y áreas de armaduras en base a datos de entrada.
- Optimizar los tiempos de cálculo de estudiantes y profesionales del ámbito.

Justificación

Desde el advenimiento de las computadoras y su avance tecnológico continuo y acelerado, el cálculo en distintos ámbitos de la ingeniería civil ha comenzado a transitar una nueva era, automatizándose los procesos iterativos realizados manualmente y disminuyendo así el

margen de error, no conceptual, sino de tipo numérico, propio de la mayor o menor complejidad de los mismos. De esta manera el ahorro de tiempo es de gran consideración.

A partir de lo expuesto, surge NEIC v1.0, buscando optimizar los cálculos de uno de los tipos de cimentaciones más utilizadas en construcción debido a su confiabilidad, fácil y económico proceso constructivo.

Metodología de trabajo

El presente trabajo se desarrolla a través de la metodología deductivo-descriptiva, ya que parte de la observación y descripción de los hechos para arribar a conclusiones de un caso particular, tratando de unir la investigación con la práctica a través de la aplicación específica, a fin de orientar la toma de decisiones respecto del dimensionamiento, verificación y cálculo de zapatas aisladas, centradas y rígidas.

Alcances

El Software desarrollado contempla zapatas aisladas, rígidas y centradas para columnas del mismo tipo, con las especificaciones del reglamento CIRSOC 201-2005. Dentro de la opción “Diseñar” considera:

- Capacidad de carga admisible según estudio de suelo o cálculo de capacidad de carga última mediante la ecuación general de capacidad de carga Meyerhof (1963), modificación de capacidad de carga última por nivel freático, capacidad de carga última ante cargas excéntricas, capacidad de carga admisible tomada como fracción de la capacidad de carga última.
- El posible despegue que puede generarse en una, dos o tres esquinas de la zapata producto de los esfuerzos a los que esté solicitada.
- Verificaciones establecidas en el reglamento CIRSOC 201-2005.
- Cálculo y distribución de armadura, según el reglamento.
- Interacción y exportación gráfica de un croquis a escala de plantas y/o plantas y cortes de zapatas bajo estudio al programa AutoCAD.
- Cómputo de materiales (Vol. Hormigón, Kilogramos de Acero, Vol. de excavación, Vol. de relleno)

Dentro de la opción “Dimensionado automático” considera:

- Cálculo de dimensiones de manera “automática” para verificar todas las condiciones establecidas por el reglamento CIRSOC 201-2005.

- Capacidad de carga admisible según estudio de suelo, ingresada por usuario.
- Verificaciones establecidas en el reglamento.
- Cálculo y distribución de armadura, según el reglamento.
- Interacción y exportación gráfica de un croquis a escala de plantas y/o plantas y cortes de zapatas bajo estudio al programa AutoCAD.

Limitaciones

El software desarrollado tiene las siguientes restricciones:

- El programa es un prototipo y no permite resolver cualquier tipo de cimentación superficial.
- El programa solo considera zapatas aisladas centradas de planta cuadrada o rectangular, ya sea de forma tronco cónica piramidal o espesor constante.
- El programa no calcula asentamientos, bulbos de presiones, no considera diferentes estratos de suelo ni los efectos de compresibilidad del suelo
- El software diseñado solo funciona bajo Sistema Operativo Windows en versión 7 o superior, arquitectura 32 bits o 64 bits, no se garantiza el correcto funcionamiento en versiones anteriores o de arquitectura inferior.
- El software no es indicado para personas que no tengan sólidos conocimientos sobre zapatas aisladas y capacidad de carga.
- El prototipo para la exportación gráfica interactúa con el software AutoCAD desde la versión 2006 a 2019, por lo que todas las características y limitaciones de éste las tiene NEIC v1.0 para exportar.
- En el cómputo solo se considera Vol. Hormigón, Kilogramos de Acero, Vol. de excavación, Vol. de relleno.
- En algunos casos el software calcula Armaduras que tienden al infinito (“NeuN” dentro de la o las celdas de la respectiva tabla), por lo que el usuario debe tener el criterio suficiente para entender y corregir este error. Ya que, en esta instancia, el software no expone a que se debe el tipo de error, pudiendo este pertenecer a un mal ingreso de datos o por condiciones de cálculos en el que, por ejemplo, las solicitudes aplicadas son excesivas para las dimensiones de la base.

Capítulo 1. Generalidades

Se entiende a las cimentaciones o también llamadas fundaciones como elementos pertenecientes a la subestructura, encargada de transferir, de la manera más adecuada posible, las cargas de la superestructura al suelo.

Por lo tanto, el suelo de fundación también es un material de construcción. Según Calavera (1982) “El suelo, estrictamente hablando, es también un material de construcción, pero presenta con todos los demás una diferencia importante y es que no ha sido elegido por el técnico”. (pp.13-14)

1.1. Clasificación de cimentaciones

Las cimentaciones pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- Cimentaciones superficiales.
- Cimentaciones profundas.

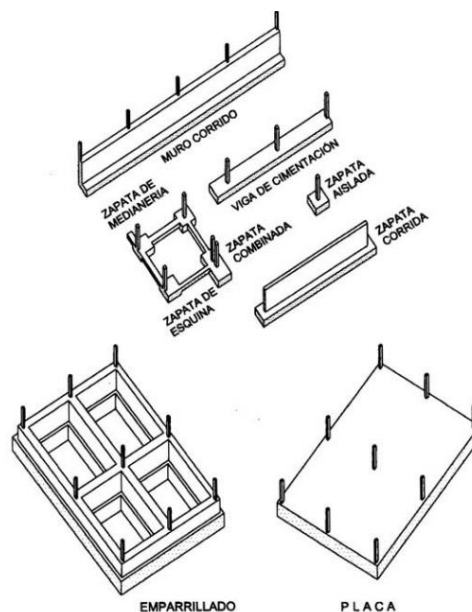


Fig.1. tipos de cimentaciones superficiales, zapatas, vigas, muros, emparrillados y placas. Fuente: Calavera, 2000.

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde el punto de vista técnico y económicos para cimentar sobre él,

la cimentación se denomina superficial o directa. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas, muros y placas o por combinación de estos elementos.

Si el nivel apto para fundar es muy por debajo de la zona inferior de la estructura, la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa será muy costosa y se recurre a una cimentación profunda, constituida por pilotes. A veces, el suelo de cimentación se encuentra a niveles intermedios entre los considerados y se recurre a cimentación por pozos. (Calavera, 2000).

En la figura 1 se observan diferentes tipos de cimentaciones superficiales

1.1.1. Cimentaciones profundas

A diferencia de las superficiales, las cimentaciones profundas presentan menor dimensión en planta y mayor en altura. Esto implica que su longitud es considerable respecto a la sección transversal, por lo que se tiene en cuenta el rozamiento lateral con el suelo. Generalmente absorben esfuerzos horizontales, en ciertos casos son elegidas debido a su rapidez de ejecución y menor volumen de material.

Suelen utilizarse cuando el extracto resistente del suelo se encuentra bajo grandes profundidades. Están comprimidas en su parte inferior, y pueden o no someterse a momentos y esfuerzos cortantes; se asimila su comportamiento estructural al de una columna. Estas cimentaciones pueden ser: pilotes, pilotines, pilas, cilindros de fundación, pozos romanos, entre otros.

1.2.1 Fundaciones superficiales

En las fundaciones superficiales las cargas se transmiten al suelo como presión de contacto, es decir se desprecia el rozamiento lateral. Las dimensiones en planta son considerables respecto de su altura.

Se recurre a estas fundaciones en suelos que tienen adecuadas características económicas y técnicas, tales como suelos relativamente homogéneos, de baja compresibilidad o tensiones admisibles considerables. Por lo general, se utilizan cuando la tensión admisible supera o se aproxima a 1 kg/cm^2 . Además de cumplir esta relación, el nivel freático se encuentra muy por debajo, de modo tal que los bulbos de presiones no afecten a estratos que pongan en riesgo la estructura.

Dentro de estas fundaciones es posible hallar, entre otras:

- a- Zapatas o bases aisladas: transfieren la carga de una columna; esto significa que son individuales. Pueden tener forma de tronco cónica piramidal o prismática (espesor constante). A su vez se las sub clasifica en:
 - a.1- Zapatas o base centrada: cuando la columna está centrada.
 - a.2- Zapatas o base excéntrica: columna sobre un eje medianero.
 - a.3- Zapatas o base doblemente excéntrica: columna ubicada en la esquina de dos ejes medianeros.
- b- Zapatas o base combinada: cuando la luz entre columna es pequeña o hay intersección entre los bulbos de dos bases suele utilizarse este tipo de zapata.
- c- Zapatas o base corrida: transmiten cargas de muros o tabiques.

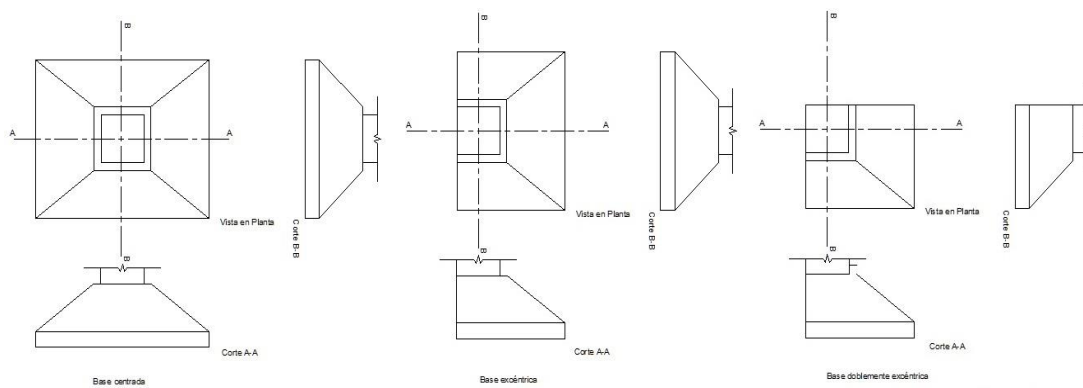


Fig.2. Zapata centrada, excéntrica y doblemente excéntrica, respectivamente. Fuente: elaboración propia.

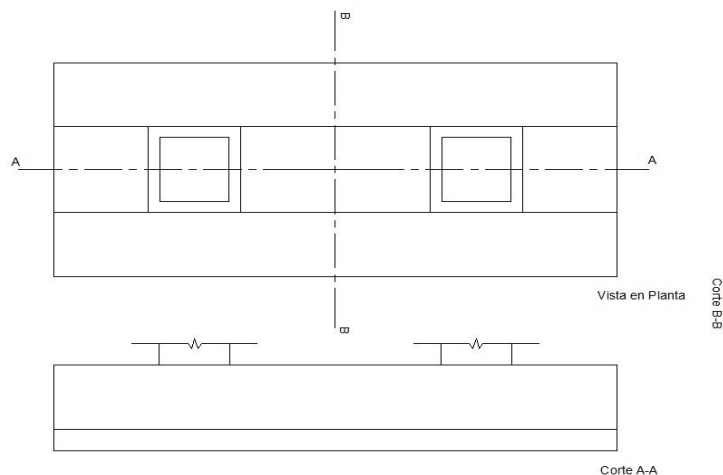


Fig.3. Zapata combinada. Fuente elaboración propia.

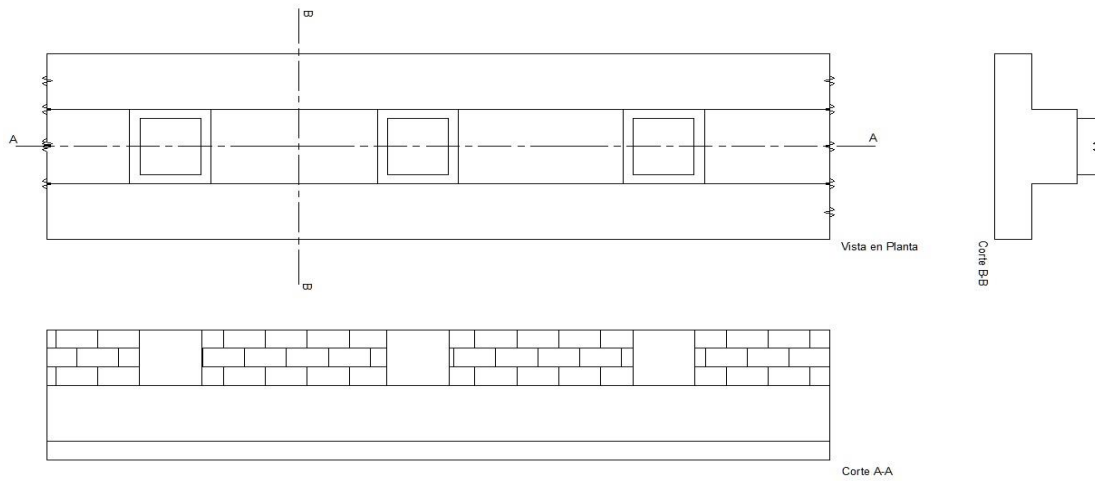


Fig.4. Zapata corrida. Fuente: elaboración propia.

1.2.2 Zapatas aisladas

En el presente trabajo final de grado se estudian zapatas o bases aisladas de dos formas:

- Tronco cónicas piramidales

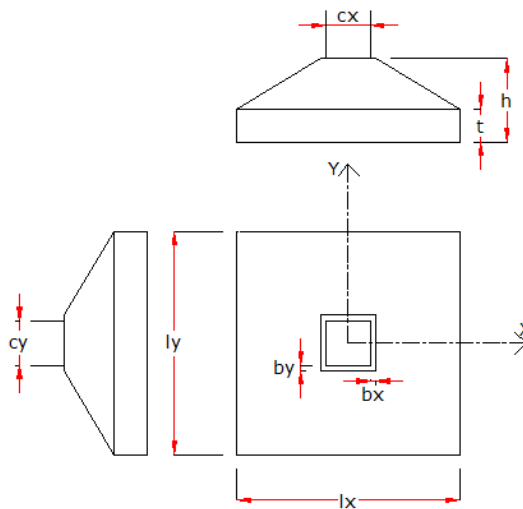


Fig.5. Zapata tronco cónica piramidal. Fuente: elaboración propia.

Donde:

l_x , l_y : dimensiones en planta en las direcciones X e Y, respectivamente

h : altura

t : talón

c_x, c_y : dimensiones de la columna en las direcciones X e Y, respectivamente

b_x, b_y : revanchas en las direcciones X e Y, respectivamente

- Espesor constante

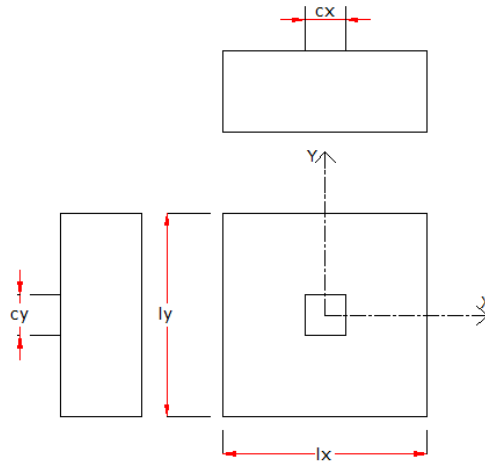


Fig.6. Zapata de espesor constante. Fuente: elaboración propia.

1.2.2.1 Distribución de tensiones en el terreno

“La distribución de tensiones en el terreno por debajo de la zapata es función del tipo de suelo, de la rigidez de la base y de la intensidad de la carga” (Orler y Donini, 2008, p.428).

Calavera (2000) ofrece un resumen simplificado de las tensiones, tal como se expone en la figura 7.

TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Fig.7. Distribución de tensiones. Fuente: Calavera (2000)

Según Orler y Donini (2008) para adoptar la hipótesis de tensiones o reacciones del suelo con variación lineal, la base debe poseer un mínimo de rigidez. Calavera (2000) indica que una

base se puede considera rígida cuando el vuelo no supera a dos veces la altura, como se observa en la figura 8.

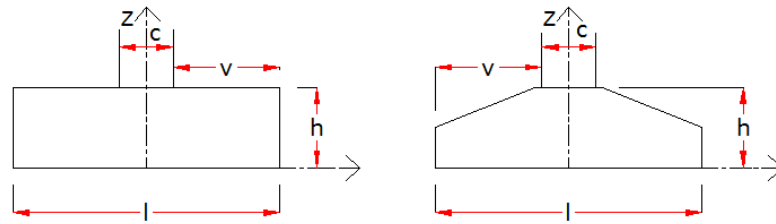


Fig.8. Bases rígidas. Fuente: elaboración propia.

Donde:

h: altura

v: vuelo

c: dimensión de columna en dirección analizada

Para considerar zapata rígida, entonces:

$$h \geq \frac{v}{2} = \frac{l - c}{4}$$

En el programa NEIC v1.0 se considera zapata rígida cuando cumple la condición anterior y, por lo tanto, aplica variación lineal de tensiones.

1.3 Capacidad de carga última en cimentaciones superficiales

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben presentar dos características principales, de acuerdo con Das (2013):

- Tiene que ser segura contra la falla general por corte del suelo que la soporta.
- No pueden experimentar un desplazamiento, o asentamiento excesivo. El término excesivo es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones.

En cimentaciones superficiales, la capacidad de carga última es aquella por unidad de superficie (q_u), que provocará una falla por corte al suelo que la soporta.

Si la capacidad de carga ultima es sobrepasada, se forman en el suelo superficies de deslizamientos y, a lo largo de estos se sobrepasa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y

finalmente se produce la falla por capacidad de carga provocando el colapso, por lo que se debe calcular las cimentaciones para estar “alejado” de este efecto.

1.3.1 Mecanismo de falla del suelo de cimentación

Das (2013) explica que se distinguen tres modos principales de falla:

- Falla por corte general: Considerando una cimentación de ancho B apoyada sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, al aplicar una carga gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u ocurrirá una falla repentina del suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla se extenderá hasta la superficie del terreno (figura 9 a)
 - Falla por corte local: Si la cimentación considerada de ancho B se asienta sobre un suelo arenoso o arcilloso de compactación media (figura 9 b) un incremento de carga también se acompañará por un incremento de asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera de la cimentación, mostrada en las líneas continuas de la figura 9 b). Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a q_u , el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Entonces se requiere un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (líneas discontinuas en la figura 9 b). Al superar este punto, es decir un aumento en la carga se acompañará de un gran incremento de asentamiento. A la carga por unidad de área de la cimentación q_u , se la refiere como “*primera carga de falla*” (Vesic, 1963). No se presenta un valor pico de “ q ” en este tipo de falla.
 - Falla por punzonamiento: si la cimentación esta soportada por un suelo muy suelto, como se observa en la figura 9 c). La superficie de falla no se extenderá en hasta la superficie del terreno. Mas allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal.
- (p.133)

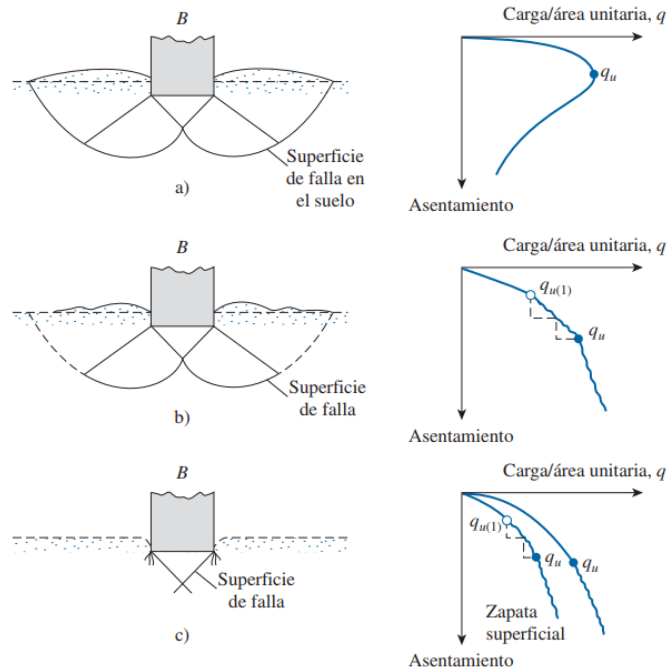


Fig.9. Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo. Fuente: Das (2013)

1.3.1.1 Teoría de capacidad de carga última

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar “una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales”. (Das, 2013, p.136). Sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la figura 10. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (figura 10)

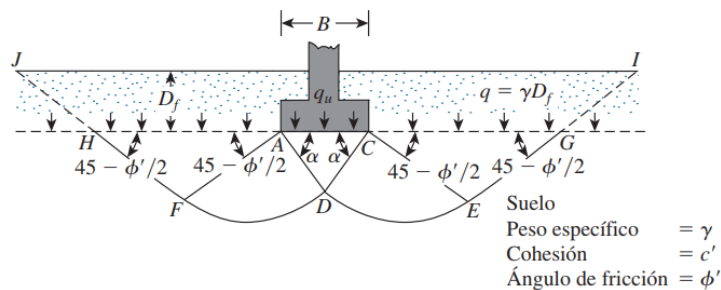


Fig.10. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua. Fuente: Das (2013)

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

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo φ' ($\alpha = \varphi'$). Al reemplazar del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi, citado en Das (2013), expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \text{ (cimentación continua o corrida) ec.1}$$

Donde:

c' : cohesión de suelo.

γ : peso específico del suelo.

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones solo del ángulo de fricción interna del suelo φ' .

$$N_c = \cot \varphi' (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tan \varphi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)}$$

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

Donde:

K_{py} : coeficiente de presión pasiva.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las últimas tres ecuaciones se muestran en la tabla 1:

Tabla.1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2013, p.139)

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación (ec.1) se puede modificar respectivamente a:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ (cimentación cuadrada) ec. 2}$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \text{ (cimentación circular) ec. 3}$$

Donde B, es el ancho de la base, siendo igual la menor de las dimensiones l_x o l_y .

1.3.1.2 Ecuación general de la capacidad de carga. Teoría de Meyerhof.

Las ecuaciones de la capacidad de carga última (ec.1), (ec.2) y (ec.3) son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; no abordan el caso de cimentaciones rectangulares ($0 < l_x/l_y < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (la

parte de la superficie de falla marcada como GI y HJ en la figura (fig. 10). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963), citado en Das (2013), sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma l_x N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}; \text{ con } l_x < l_y \quad (\text{ec. 4})$$

Donde:

c : cohesión.

q : esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

γ : peso propio del suelo.

l_x : dimensión menor en planta de la cimentación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: factores de inclinación de carga.

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga.

La ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos, basados en datos experimentales. (Das, 2013, p.143).

1.3.1.3 Factores de capacidad de carga

El ángulo α que se muestra en la figura 10 es más cercano a $45 + \frac{\varphi'}{2}$ que a φ' . Si se acepta este cambio, los valores de N_c , N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo dado también cambiarán respecto a los de la tabla 1, se puede demostrar que:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi'} \quad \text{ec. 5}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad \text{ec. 6}$$

La ecuación (ec.6) para N_c la dedujo originalmente Prandtl y la ecuación (ec.5) para N_q la presento Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) proporcionaron la relación para $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$

En la tabla 2 se expone la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla.2. factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2013, p.144)

1.3.1.4 Factores de forma, profundidad e inclinación

Estos factores son presentados en la tabla 3, la cual es una captura de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. (Das, 2013, p.145). En esta tabla es considerado B como el ancho o lado menor de la base y L como el lado mayor o longitud. Para el caso de que, $l_x < l_y$ se reemplaza $B = l_x$ y $L = l_y$, caso contrario resultara análogo el cambio.

Tabla.3. Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)].

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Profundidad	<p>si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>si; $\frac{D_f}{B} > 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^n}{90^n}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>$\beta =$ inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. (Das, 2013, p.145).

1.3.1.5 Modificación de la ecuación general de capacidad de carga por nivel freático.

La ecuación (ec.4) proporciona la capacidad de carga última, con base en la suposición de que el nivel freático se ubica muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático

está cerca de la cimentación, serán necesarias algunas modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga. (Das, 2013). Se hará la suposición que $l_x < l_y$ para el desarrollo de los casos.

Se presentan tres casos:

- Caso 1: nivel freático ubicado $0 \leq D_1 \leq D_f$

La sobrecarga efectiva en la ecuación de capacidad de carga será reemplazada por:

$$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} + \gamma_w)$$

Donde:

γ_{sat} : peso específico saturado del suelo.

γ_w : peso específico del agua.

Además, γ del último término de la ecuación se debe reemplazar por:

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

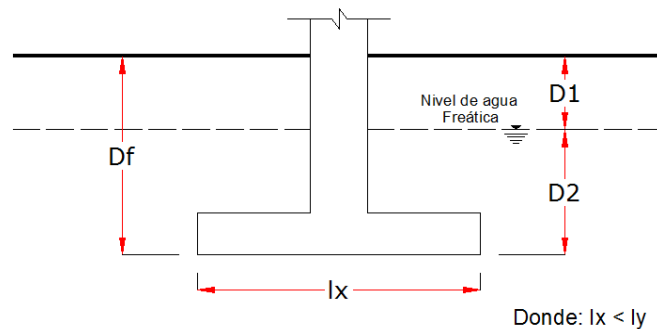


Fig.11. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 1. Fuente: elaboración propia.

- Caso 2: nivel freático ubicado $0 \leq d \leq l_x$

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ del último término de la ecuación se debe reemplazar por el factor:

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

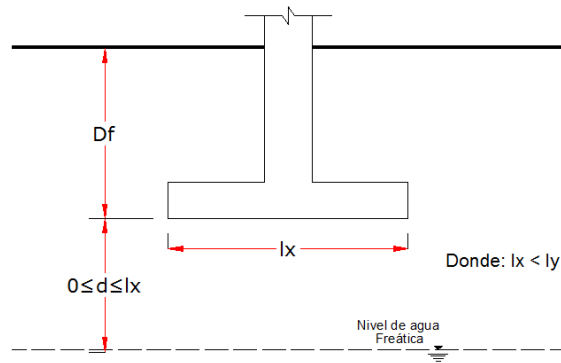


Fig.12. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 2. Fuente: elaboración propia.

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo

- Caso 3: nivel freático ubicado $d \geq lx$

El agua no tendrá efectos sobre la capacidad de carga última.

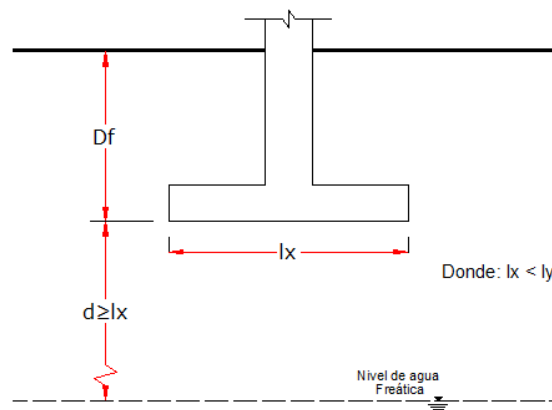


Fig.13. Modificación de la ecuación general de capacidad de carga, caso 2. Fuente: elaboración propia.

1.3.1.6 Capacidad de carga admisible.

Una vez determinada la capacidad última de carga, se aplica un coeficiente de seguridad (FS) contra la falla por capacidad de carga que puede ser al menos, FS= 3, recomendado por Das (2013). FS puede ser menor y depende de las combinaciones de cargas no mayoradas.

Queda así la capacidad de carga admisible o tensión admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

1.3.1.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Cuando la cimentación está sometida, además de cargas verticales y cargas horizontales, a momentos flectores transmitidos por la columna, la distribución de presiones en la superficie de contacto suelo-base no es uniforme.

1.3.1.8 Cimentaciones con excentricidad en un eje

En caso de haber excentricidad alrededor de un eje la distribución de la presión nominal es:

$$q_{max} = \frac{P}{lxly} + \frac{6M}{lx^2ly} \quad (ec. 7)$$

$$q_{min} = \frac{P}{lxly} - \frac{6M}{lx^2ly} \quad (ec. 8)$$

Donde:

q_{max} , q_{min} : tensión máxima y tensión mínima, respectivamente.

P : carga vertical total.

M : momento flector sobre la zapata.

lx , ly : dimensión mayor y menor de la base, respectivamente, es decir: $lx < ly$

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

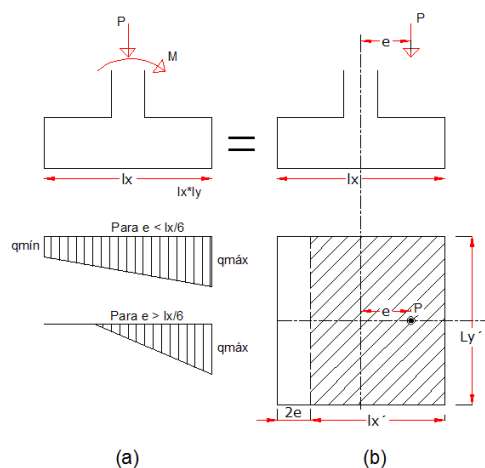


Fig.14. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: elaboración propia.

El factor de seguridad para este tipo de carga contra la falla por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), denominado método del área efectiva. (Das, 2013)

El procedimiento paso a paso para determinar la capacidad última del suelo es el siguiente:

- 1- La figura 14 (a) muestra un sistema de fuerzas equivalentes al mostrado en la figura 14 (b). La distancia “e” es la excentricidad, definida por:

$$e = \frac{M}{P} \quad \text{ec. 9}$$

Si la excentricidad es sustituida en las ecuaciones (ec.7) y (ec.8) se obtiene:

$$q_{max} = \frac{P}{lxly} \left(1 + \frac{6e}{lx}\right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{lxly} \left(1 - \frac{6e}{lx}\right)$$

A partir de estas ecuaciones se puede notar que:

- Si: $e = lx/6$, entonces $q_{min} = 0$
- Si: $e > lx/6$, entonces $q_{min} < 0$ lo que implica que habrá tracción. Como el suelo no puede tomar tracciones habrá un despegue entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La distribución de presiones será como muestra la figura 14 (a) y la tensión máxima:

$$q_{max} = \frac{4}{3ly} \left(\frac{P}{lx - 2e}\right)$$

- 2- Dimensiones efectivas de la cimentación:

$$lx' = lx - 2e \quad ; \quad ly' = ly$$

Donde:

lx' : ancho efectivo.

ly' : longitud efectiva.

Cabe mencionar que si la excentricidad vendría dada en la otra dirección, entonces:

$$ly' = ly - 2e \quad ; \quad lx' = lx$$

La menor de las dos dimensiones, es decir (lx' o ly') es el ancho efectivo de la cimentación.

- 3- Determinación de capacidad de carga ultima:

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma l_x N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} ; \text{ con } l_x < l_y$$

Para evaluar $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ aplican las fórmulas de la tabla 3 debiendo reemplazar con las dimensiones *longitud efectiva* y *ancho efectivo* en vez de l_y y l_x , respectivamente.

Para determinar $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ aplican las fórmulas de la tabla 3 (sin reemplazar l_x por l_x').

Una vez determinada la capacidad de carga última puede determinarse la tensión admisible, mediante:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S}$$

1.3.1.9 Cimentaciones con excentricidad en dos direcciones

Das (2013) explica que considerando una cimentación como muestra la figura 15 (a) y (b), sometida a una carga vertical P y un momento M , los componentes del momento flector respecto a los ejes X e Y serán M_x y M_y , respectivamente (figura 15 (c)). Esta condición es equivalente a una carga P colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_x$ y $y = e_y$ (figura 15 (d)).

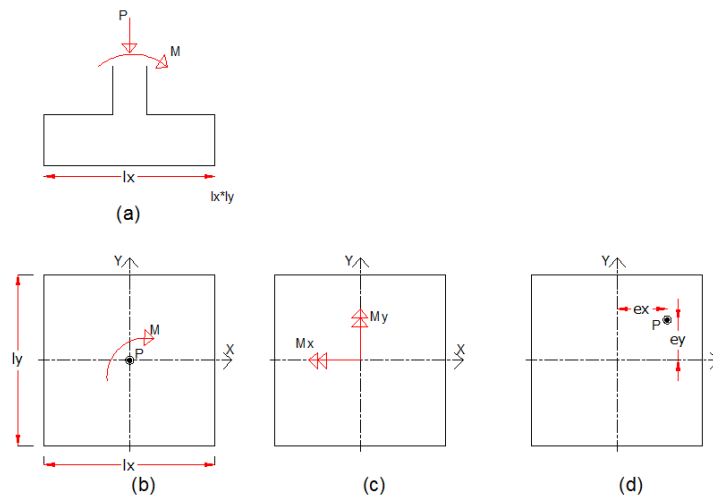


Fig.15. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: elaboración propia.

Donde las excentricidades vienen dadas por:

$$e_x = \frac{M_y + V_x \cdot h}{P} ; e_y = \frac{M_x + V_y \cdot h}{P}$$

Para determinar la tensión admisible del suelo, habrá que determinar previamente la capacidad de carga última y el área efectiva:

$$q'_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma l_x N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}; \text{ con } l_x < l_y$$

$$A' = l_x' l_y'$$

Al igual que antes, para evaluar $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ aplican las fórmulas de la tabla 3 debiendo reemplazar con las dimensiones *longitud efectiva* y *ancho efectivo* en vez de l_y y l_x , respectivamente y para determinar $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ aplican las fórmulas de la tabla 3 (sin reemplazar l_x por l_x').

Al determinar el área efectiva A' , el ancho efectivo l_x' y la longitud efectiva l_y' , se pueden originar cinco casos (Hightler y Anders, 1985, citados en Das, 2013) Debido a que los casos II, III y IV emplean gráficas para determinar el área efectiva A' , se aplicará una modificación: los valores precedentes de estas gráficas serán tomados del método iterativo de Özmen (2011) (ver anexo A).

Antes de establecer el caso correspondiente de la cimentación según los esfuerzos a los que esté sometida, se aplica la ecuación conocida de la estática:

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e_x}{l_y} \pm \frac{6 * e_y}{l_x} \right)$$

Si todas las tensiones, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ tienen signo positivo (+) significa que toda la cimentación estará en compresión (zapata “tipo 1” método iterativo Özmen (2011), y la capacidad de carga última se determinará mediante ec.4 (Ecuación general de capacidad de carga). Si alguna de las tensiones es negativa, aplicará uno de los siguientes casos, mostrados en la Figura 16:

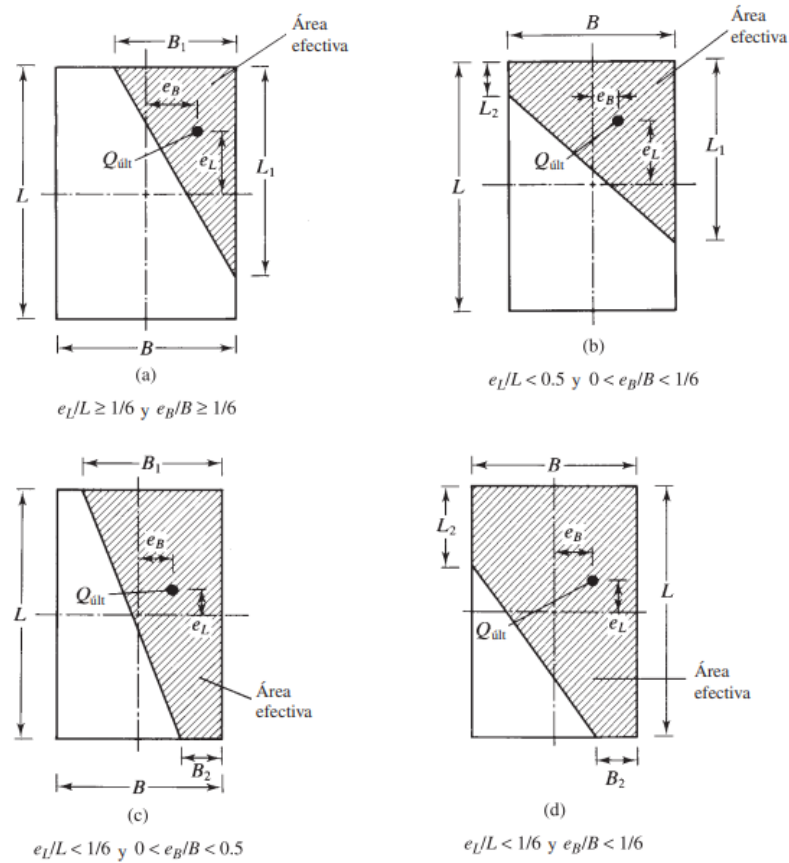


Fig. 16. Área efectiva para el caso $\frac{e_y}{l_y} \geq \frac{1}{6}$ y $\frac{e_x}{l_x} \geq \frac{1}{6}$ Fuente: Figura 3.20. (Das, 2001, p.497)

En la Fig. 16 “B” es considerado el ancho de la zapata y “L” la longitud, por lo que, si $l_x < l_y$ $B=l_x$ y $L=l_y$.

- Caso I:
$$\frac{e_y}{l_y} \geq \frac{1}{6} \text{ y } \frac{e_x}{l_x} \geq \frac{1}{6}$$

Das (2001) propone determinar el área efectiva, mostrada en la figura 16 (a), mediante:

$$A' = \frac{1}{2} l_{x1} l_{y1}$$

Donde:

$$l_{x1} = l_x \left(1.5 - \frac{3e_x}{l_x} \right)$$

y

$$l_{y1} = l_y \left(1.5 - \frac{3e_y}{l_y} \right)$$

La longitud efectiva ly' es la mayor de las dos dimensiones ly y ly_1 , por lo tanto, el ancho efectivo es:

$$lx' = \frac{A'}{ly'}$$

- Caso II: $\frac{e_y}{ly} < 0.5$ y $\frac{e_x}{lx} < \frac{1}{6}$

En la figura 16 (b) se muestra el área efectiva para este caso.

$$A' = \frac{1}{2}(ly_1 + ly)lx$$

La longitud efectiva es:

$$ly' = ly_1 \text{ o } ly_2 \text{ (la que sea mayor)}$$

Aplicando el método iterativo de Özmen (2011) (ver anexo A), para determinar ly_1 y ly_2 .

Este caso pertenece a la zapata “tipo 3” como muestra la figura 17

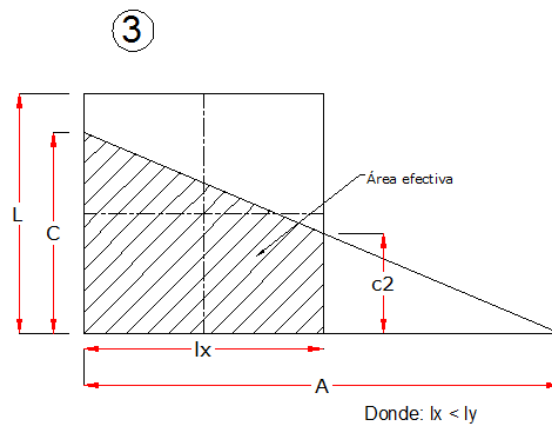


Fig.17. zapata tipo 3 de método iterativo de Özmen (2011). Fuente: elaboración propia

Por lo que:

$$ly_1 = C ; ly_2 = c_2$$

El ancho efectivo queda determinado por: $lx' = \frac{A'}{ly'}$

- Caso III: $\frac{e_y}{ly} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{e_x}{lx} < 0.5$

En la figura 16 (c) se muestra el área efectiva para este caso.

$$A' = \frac{1}{2}(lx_1 + lx_2)ly$$

El ancho efectivo es:

$$lx' = \frac{A'}{ly'}$$

La longitud efectiva es:

$$ly' = ly$$

Aplicando el método iterativo de Özmen (2011) (ver anexo A), para determinar lx y lx_2 . Este caso pertenece a la zapata “tipo 2”, tal como muestra la figura 18.

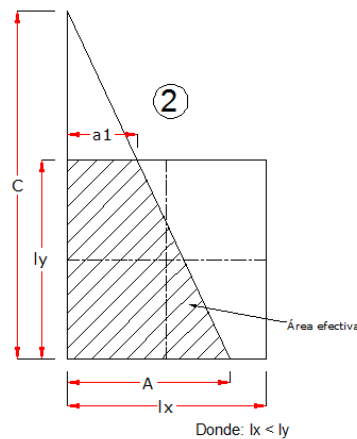


Fig.18. Zapata tipo 2 de método iterativo de Özmen (2011). Fuente: elaboración propia

Donde: $lx_1 = A$ y $lx_2 = a_1$

- Caso IV: $\frac{e_y}{ly} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_x}{lx} < \frac{1}{6}$ y ($\sigma_1 < 0$ o $\sigma_2 < 0$ o $\sigma_3 < 0$ o $\sigma_4 < 0$)

En este caso, respecto a lo definido en Das (2013, p.501), se incluyó la condición de que una de las tensiones, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$, sea de tracción, para poder considerar zapata “tipo 4” del método iterativo de Özmen (2011) (ver anexo A), ya que si solo se expusiera la condición $\frac{e_y}{ly} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_x}{lx} < \frac{1}{6}$ toda la superficie de contacto suelo-base de la cimentación podría estar en compresión denominándose “tipo 1” en el método iterativo.

Entonces, el área efectiva es:

$$A' = \frac{1}{2}(lx + lx_1)(ly - ly_2)$$

El ancho efectivo es:

$$lx' = \frac{A'}{ly}$$

La longitud efectiva es:

$$ly' = ly$$

Aplicando el método iterativo de Özmen (2011) (ver anexo A), para determinar lx y ly_2 . Este caso pertenece a la zapata “tipo 4” como muestra la figura 19.

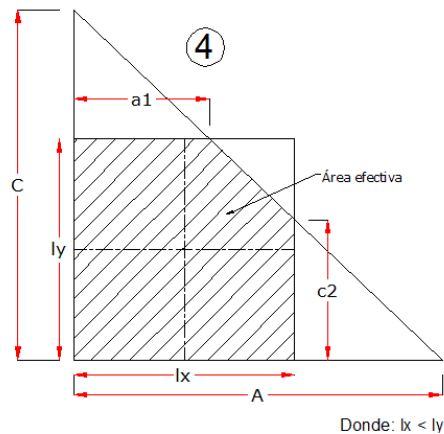


Fig.19. Zapata tipo 4 de método iterativo de Özmen (2011). Fuente: elaboración propia

Una vez determinada la capacidad de carga última puede establecerse la tensión admisible, mediante:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

La carga última que puede soportar la fundación, viene dada por:

$$Qu = q_u * A'$$

Para todos los casos, el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga se evalúa como:

$$F_{seguridad} = \frac{Q_u}{P_{exceso}} ; \text{ donde } P_{exceso} = P - \gamma_s D_f l_x l_y$$

En caso de obtenerse valores bajos de factor de seguridad la falla será por cortante. Usualmente suele considerarse para combinaciones que incluyen acciones de sismo y viento, factor de seguridad superior a 2.5, para combinaciones de cargas que no incluyan estas, el factor de seguridad suele adoptarse superior a 3. Es decir que el factor se puede admitir menor para cargas instantáneas.

1.4 Intensidad de carga actuante

“Respecto de la real ley de variación en el contacto base-suelo de fundación, debemos diferenciar el estado de cargas de servicio, para el cual verificamos no sobrepasar las tensiones admisibles del suelo, del estado o estados de combinación de cargas últimos, para los cuales dimensionamos la base a flexión y corte.” (Orler y Donini, 2008, p.429)

Para el estado de solicitaciones mayoradas, es de suponer un comportamiento no lineal, tanto para la base como para el suelo, por lo que, a fines prácticos, se idealizará la siguiente hipótesis:

- Variación lineal de tensiones en el suelo, donde se considera inactiva cualquier zona que arroje tensiones de tracción en la superficie de contacto suelo-base, es decir despegue en esquina o esquinas.

Pueden presentarse distintos estados de carga actuantes sobre la base, como se puede observar en el siguiente apartado.

1.5 Estructuras en contacto con el suelo

El reglamento CIRSOC 201-2005 en el capítulo 5 “HORMIGON FRESCO – PROPIEDADES, DOSIFICACIÓN Y PUESTA EN OBRA”, establece una serie de pautas para estructuras, como en este caso de zapatas, apoyadas en el suelo:

Art. 5.6.2. “Estructuras hormigonadas en contacto con el suelo.”

Art. 5.6.2.1 “Los elementos de fundación no se deben ejecutar directamente sobre el suelo. Este debe ser cuidadosamente limpiado, compactado y alisado, para luego recubrirlo con una capa de hormigón bien compactada y de un espesor igual o mayor que 50 mm, denominada capa de limpieza, de la misma calidad que el hormigón del elemento de fundación que apoyará sobre ella.”

Art. 5.6.2.2. “El espesor de esta capa de limpieza no se debe tener en cuenta a los efectos del dimensionamiento estructural, y deberá transcurrir un mínimo de 24 horas desde su moldeo antes de construir sobre ella el elemento de fundación.”

Art. 5.6.2.3 “No se debe colocar hormigón sobre terrenos o superficies de fundación congelados, o que estén cubiertos de hielo, nieve o materiales congelados. Las superficies congeladas se deben descongelar hasta una profundidad tal que, una vez colocado el hormigón, la superficie de contacto no se vuelva a congelar nuevamente durante el período establecido para protección del hormigón.”

Capítulo 2. Procesos de cálculos y verificaciones

En este capítulo se analizarán todas las verificaciones, los cálculos y la distribución de armaduras para zapatas de forma de espesor constante y tronco cónicas piramidal de manera conjunta y diferenciando el cálculo o verificación en el que difieran. En las figuras 20 y 21 se pueden observar las convenciones de signos aplicadas, además de las dimensiones de las bases:

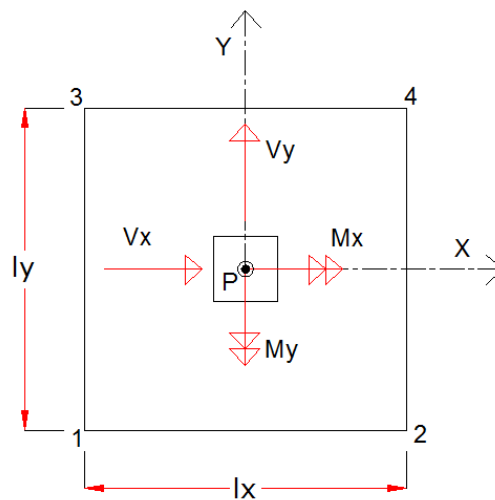


Fig. 20. Convención de signos, numeración de esquinas.

Fuente: elaboración propia.

Donde:

1, 2, 3, 4: número de esquinas

P , M_x , M_y , V_x , V_y : carga vertical, momentos flectores según direcciones X e Y , cargas horizontales según direcciones X e Y , respectivamente.

l_x , l_y : dimensiones en planta de la base en direcciones X e Y , respectivamente.

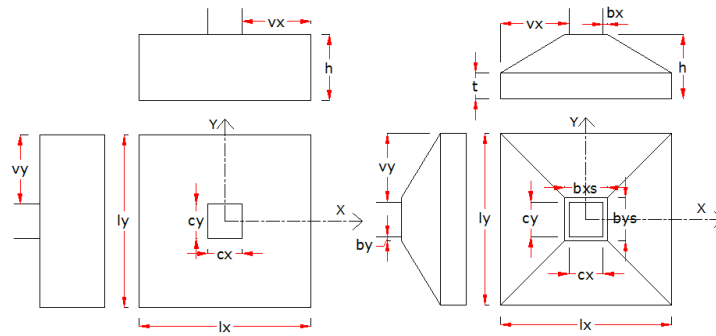


Fig.21. Dimensiones zapata de espesor constante y zapata tronco cónica piramidal, respectivamente. Fuente: elaboración propia.

Donde:

h: altura zapata.

t: talón

cx, cy: dimensiones de la columna según direcciones X e Y.

bx, by: revanchas según cada dirección.

vx, vy: vuelos según cada dirección.

bxs, bys: suma de dimensión de columna más dos veces la revancha para cada dirección.

$$bxs = cx + 2 \cdot bx \quad ; \quad bys = cy + 2 \cdot by$$

2. Estados de cargas

Se estudian dos estados o combinaciones de cargas, denominando:

D: cargas permanentes o carga muerta.

L: sobrecarga.

E: Acciones debidas al sismo.

W: Acciones debidas al viento.

- Combinaciones de servicio:

$$D_0: D + L$$

$$D_1: D + 0.5 L + Ex$$

$$D_2: D + 0.5 L + Ey$$

$$D_3: D + 0.5 L - Ex$$

$$D_4: D + 0.5 L - Ey$$

$$D_5: D + 0.5 L + Wx$$

$$D_6: D + 0.5 L + Wy$$

$$D_7: D + 0.5 L - Wx$$

$$D_8: D + 0.5 L - Wy$$

- Combinaciones mayoradas:

$$U_0: 1.4 D$$

$$U_1: 1.2 D + 1.6L$$

$$U_2: 1.2 D + 0.5L + Ex$$

$$U_3: 1.2 D + 0.5L + Ey$$

$$U_4: 0.9 D + Ex$$

$$U_5: 0.9 D + Ey$$

$$U_6: 0.9 D - Ex$$

$$U_7: 0.9 D - Ey$$

$$U_8: 1.2 D + 0.5L + 1.6 Wx$$

$$U_9: 1.2 D + 0.5L + 1.6 Wy$$

$$U_{10}: 0.9 D + 1.6 Wx$$

$$U_{11}: 0.9 D + 1.6 Wy$$

Tanto para las combinaciones de servicio como las combinaciones mayoradas no interviene el peso propio ni la tapada de suelo, ya que estas son consideradas dentro de los cálculos posteriores, en los casos que corresponda.

Cabe mencionar que, las combinaciones de servicio son aplicadas para verificar, la seguridad de la base respecto a la capacidad de carga, cálculo de excentricidades de servicio,

verificaciones al vuelco, estabilidad y deslizamiento. En cambio, las combinaciones mayoradas aplican para dimensionar la base a flexión y corte, entre otros.

- Esfuerzos bajo combinaciones de cargas de servicio, denominados:

$P_s, M_{xs}, M_{ys}, V_{xs}, V_{ys}$.

- Esfuerzos bajo combinaciones de cargas últimas, denominados:

$P_u, M_{xu}, M_{yu}, V_{xu}, V_{yu}$.

2.1. Procesos o pasos para verificaciones y cálculos

Cada verificación y cálculo será tomado como un paso:

1- Cálculo de vuelos:

$$v_x = \frac{l_x - c_x}{2} \quad ; \quad v_y = \frac{l_y - c_y}{2}$$

2- Verificación rigidez de zapata:

Por condición de rigidez, la altura de la base, debe ser mayor a la mitad del vuelo en ambas direcciones:

$$h \geq \frac{v_x}{2} \quad y \quad h \geq \frac{v_y}{2}$$

En caso de no verificar, el cálculo no prosigue por no ser base una rígida.

3- Cálculo del peso propio:

- Caso de zapata de espesor constante:

$$P_p = l_x l_y h \gamma h$$

- Caso de zapata tronco cónica piramidal:

$$P_p = \left[l_x l_y t + \frac{1}{3} (h - t) \left(l_x l_y + (b_{xs})(b_{ys}) + \sqrt{l_x l_y + (b_{xs})(b_{ys})} \right) \right] \gamma h$$

Con, $\gamma h = 25 \frac{kN}{m^3}$, según CIRSOC 101- Tabla 3.1

4- Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{ys} + h \cdot V_{xs}}{P_s + P_p} \quad ; \quad e_y = \frac{M_{xs} + h \cdot V_{ys}}{P_s + P_p} \rightarrow \text{Excentricidades de servicio}$$

$$e_{xu} = \frac{M_{yu} + h \cdot V_{xu}}{P_u} \quad ; \quad e_{yu} = \frac{M_{xu} + h \cdot V_{yu}}{P_u} \rightarrow \text{Excentricidades últimas}$$

5- Cálculo de tensiones en esquina, tensiones máximas y mínimas, tipo de zapata, área comprimida y porcentaje de área comprimida:

Para este inciso los esfuerzos vienen de estado de carga de servicio, es decir no mayorados.

Pueden presentarse los siguientes casos:

a) Carga vertical solamente:

$$P_s \neq 0 ; M_{xs} = 0 ; M_{ys} = 0$$

b) Carga vertical y momento alrededor de un eje (flexión uniaxial):

$$P_s \neq 0 ; M_{xs} \neq 0 ; M_{ys} = 0 \quad \text{ó} \quad P_s \neq 0 ; M_{xs} = 0 ; M_{ys} \neq 0$$

c) Carga vertical y momento alrededor de ambos ejes (flexión biaxial):

$$P_s \neq 0 ; M_{xs} \neq 0 ; M_{ys} \neq 0$$

- Para el caso a) las tensiones en las cuatro esquinas son iguales, la tensión máxima o de trabajo viene dada por:

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = q_{max} = \frac{P_s + P_p}{l_x \cdot l_y}$$

Tipo de zapata: 1

Área comprimida: $F = l_x \cdot l_y$

Porcentaje de área comprimida: %A= 100%

- Para el caso b) de flexión uniaxial se presentan diferentes casos, según si la excentricidad se encuentra dentro o fuera del núcleo central:

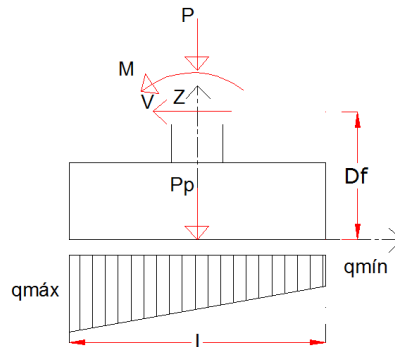


Fig.22. Flexión uniaxial excentricidad dentro del núcleo central.

Fuente: elaboración propia

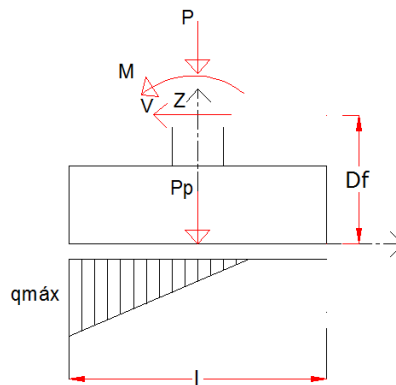


Fig.23. Flexión uniaxial excentricidad fuera del núcleo central. Fuente: elaboración propia.

Las figuras 22 y 23 aplican tanto para bases de espesor constante como para tronco cónico piramidal.

$$I) \quad P_s \neq 0 ; M_{xs} \neq 0 ; M_{ys} = 0$$

- Si $ey \leq \frac{ly}{6}$, dentro del núcleo central, figura 16:

$$q_{1,3} = \frac{P_s + P_p}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot ey}{l_y} \right)$$

Donde, la tensión máxima será la mayor de las anteriores y la mínima la menor:

$$q_{max} = \text{máxima de } (q_1; q_3) \quad ; \quad q_{min} = \text{mínima de } (q_1; q_3)$$

Tipo de zapata: 1

Área comprimida: $F = lx \cdot ly$

Porcentaje de área comprimida: $A\% = \frac{F}{lx \cdot ly} \cdot 100$

- Si $ey > \frac{ly}{6}$, fuera del núcleo central, figura 23:

Se produce un despegue o tracción en dos esquinas de la base, las que no son tenidas en cuenta, por lo que se obtiene una distribución triangular de tensiones donde la máxima viene dada por:

$$q_{max} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{Ps + Pp}{lx \cdot (ly - 2 \cdot ey)} \right)$$

Tipo de zapata: 3

Área comprimida: $F = lx \cdot (ly - 2 \cdot ey)$

Porcentaje de área comprimida: $A\% = \frac{F}{lx \cdot ly} \cdot 100$

II) $Ps \neq 0$; $Mxs = 0$; $Mys \neq 0$

- Si $ex \leq \frac{lx}{6}$, dentro del núcleo central, figura 16:

$$q_{1,2} = \frac{Ps + Pp}{lx \cdot ly} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot ex}{lx} \right)$$

Donde, la tensión máxima será la mayor de las anteriores y la mínima la menor:

$$q_{max} = \text{máxima de } (q_1; q_2) \quad ; \quad q_{min} = \text{mínima de } (q_1; q_2)$$

- Si $ex > \frac{lx}{6}$, fuera del núcleo central, figura 23:

Se produce un despegue o tracción en dos esquinas de la base que no son tenidas en cuenta, se obtiene una distribución triangular de tensiones donde la máxima viene dada por:

$$q_{max} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{Ps + Pp}{ly \cdot (lx - 2 \cdot ex)} \right)$$

Tipo de zapata: 2

Área comprimida: $F = l_y \cdot (l_x - 2 \cdot e_x)$

Porcentaje de área comprimida: $A\% = \frac{F}{l_x \cdot l_y} \cdot 100$

- Para el caso c) la base se encuentra sometida a flexión biaxial, por lo que pueden existir distintos casos a considerar, estos serán analizados en el método iterativo de ÖZMEN (2011) (Ver Anexo A) en donde se determinará la tensión máxima y mínima, área comprimida y porcentaje de área en compresión.

6- Tensión admisible y el porcentaje de área comprimida:

Se denomina “ σ_{adm} o q_{adm} ” a la tensión admisible del terreno provista por estudios de suelos o determinada mediante la ecuación de capacidad de carga última, reducida por el factor de seguridad (FS), tal como se explicó en capítulo, entre los incisos 1.2.2.1 y 1.2.2.11, “ $F_{seguridad}$ ” es la relación entre la carga última que puede soportar la base *versus* la sollicitación para la cual se encuentra sometida.

En los casos de excentricidades para los cuales se produce un levantamiento en una o más esquinas, la seguridad se establece en base a “ $F_{seguridad}$ ” y las tensiones calculadas en esquila son de referencia, ya que esta relación al ser superior a 1 indica cuantas veces es superior la carga última que puede soportar la base. El “ $F_{seguridad}$ ” usualmente adoptado para sollicitaciones cuyas combinaciones no incluyan E o W suele ser superior a 3, para combinaciones que incluyan éstas el factor puede ser reducido a 2.5

Si la base está en su totalidad en compresión la seguridad puede es establecida al no superar la tensión admisible adoptada.

El porcentaje de área en compresión, ($\%A_{req}$), puede ser empleado para determinar el aprovechamiento de la base, es decir si éste es bajo implicará un bajo aprovechamiento, sin embargo, cuando las sollicitaciones son elevadas es posible adoptar un porcentaje bajo siempre que se cumplan todas las verificaciones.

Recomendado, $\%A_{req} = 80\%$

Si bien el reglamento CIRSOC 201-2005 no aporta referencias para adoptar dicho valor, éste, para su recomendación, es considerado de la Norma Sísmica Chilena *NCh.433 Of.96*, la cual exige un 80% del área comprimida.

$\%A_{req} \leq A\% \rightarrow$ *sugerido por NCh. 433 Of. 96*

7- Cálculo de alturas útiles.

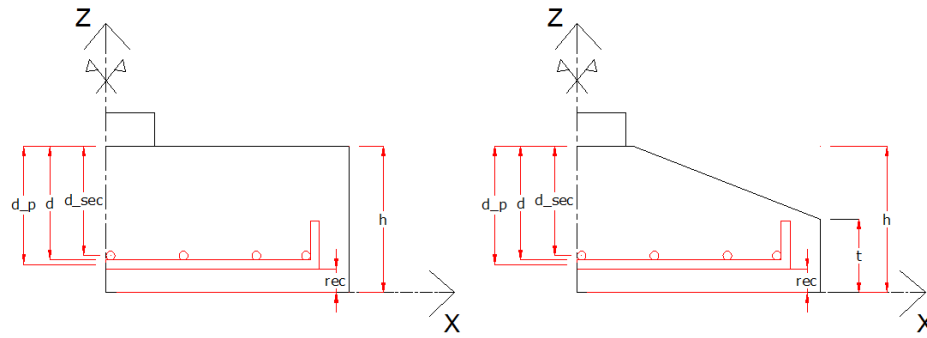


Fig.24. Alturas útiles. Fuente: elaboración propia.

Para zapatas de espesor constante y tronco cónicas piramidales:

$$d_p = h - rec - 0.01m$$

$$d_s = d_p - 0.005m$$

$$d = \frac{d_p + d_s}{2}$$

8- Cálculo del talón (t) y talud de la base.

Estos cálculos aplican solo para zapatas troncos cónicos piramidales.

Cálculo del talón:

El talón de la base debe tener una altura mayor o igual que la mayor de:

- $h - vx$
- $h - vy$
- $rec + \emptyset x + \emptyset y + 0.15m$

Donde:

h: altura de zapata.

vx, vy: vuelo en dirección X e Y, respectivamente.

rec: recubrimiento inferior.

$\emptyset x, \emptyset y$: Diámetros de armadura adoptados por hipótesis en dirección X e Y respectivamente.

Adoptados: $\phi_x = 0.01m$; $\phi_y = 0.01m$

El valor de 0.15 m. viene de la altura mínima considerada en el reglamento CIRSOC 201-2005 artículo 15.7.

Con el fin de determinar si la base lleva encofrado y en qué dirección se requiere el mismo se procede a calcular el talud en cada dirección. Si el ángulo que forma éste con el plano de la base es superior al ángulo natural del hormigón en estado fresco el mismo requiere encofrado para esa dirección.

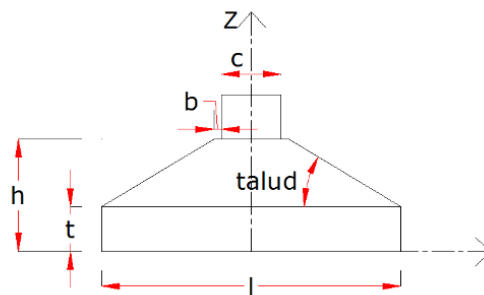


Fig.25. Talud en zapata tronco cónica piramidal.

Fuente: elaboración propia.

$$\beta_x = \arctg \left[\frac{2(h-t)}{l_x - (bxs)} \right]$$

$$\beta_y = \arctg \left[\frac{2(h-t)}{l_y - (bys)} \right]$$

Talud natural del hormigón en estado fresco (Montoya, Mseguer, Morán, 2001):

$$\beta_h = 30^\circ$$

Verificación:

$$\beta_h \geq \beta_x \text{ y } \beta_h \geq \beta_y$$

9- Verificación Altura mínima.

El reglamento CIRSOC 201-2005 en el artículo 15.7 establece una altura mínima sobre la armadura inferior de 150 mm para zapatas.

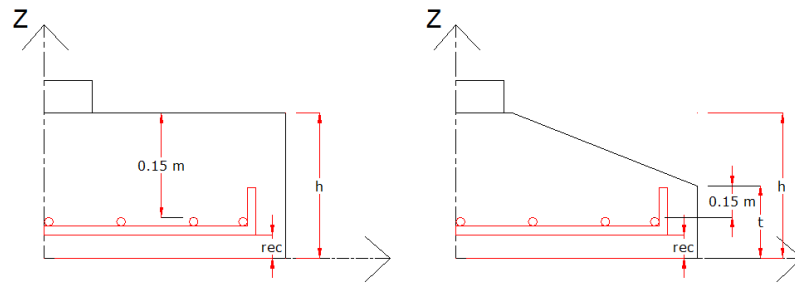


Fig.26. Altura mínima. Fuente: elaboración propia.

Donde:

rec: recubrimiento inferior.

Para zapata de espesor constante como para zapata tronco cónica piramidal, se adoptan como hipótesis barras de 10 mm en ambas direcciones, $\varnothing_x = 10\text{mm}$ y $\varnothing_y = 10\text{mm}$

Para bases de espesor constante, debe verificar:

$$h - \text{rec} - 0.02 \text{ m} \geq 0.15 \text{ m}$$

Para zapatas tronco cónico piramidal, debe verificar:

$$t - \text{rec} - 0.02 \text{ m} \geq 0.15 \text{ m}$$

10- Verificación al vuelco

Para zapatas sometidas a momentos flectores y/o cargas horizontales no mayoradas, se realiza esta verificación para asegurar la estabilidad de la misma.

“Se considera las acciones que tienden a evitar dicha situación, afectándose los momentos estabilizantes para cada dirección con un coeficiente de minoración $\delta = 0.9$ ”. (Orler y Donini, 2008).

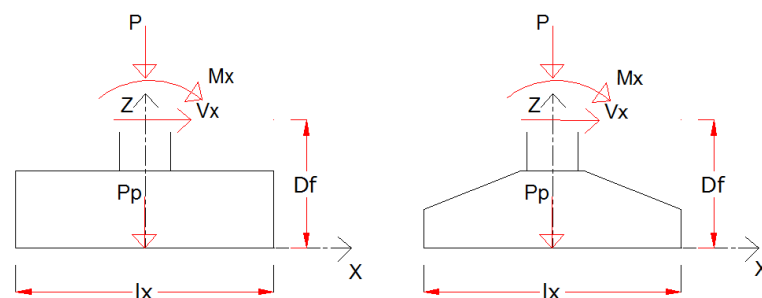


Fig.27. Esfuerzos considerados para verificación al vuelco. Fuente: elaboración propia.

Momentos estabilizantes.

Dirección X:

$$M_{ex} = \delta (P_s + P_p + \gamma_s (D_f - h) * l_y * v_x) \frac{l_x}{2} \rightarrow \text{Espesor ctte.}$$

$$M_{ex} = \delta \left(P_s + P_p + \gamma_s \left(D_f - \frac{h - t}{2} \right) * l_y * v_x \right) \frac{l_x}{2} \rightarrow \text{Tronco piramidal}$$

Dirección Y:

$$M_{ey} = \delta (P_s + P_p + \gamma_s (D_f - h) * l_x * v_y) \frac{l_y}{2} \rightarrow \text{Espesor ctte.}$$

$$M_{ey} = \delta \left(P_s + P_p + \gamma_s \left(D_f - \frac{h - t}{2} \right) * l_x * v_y \right) \frac{l_y}{2} \rightarrow \text{Tronco piramidal}$$

Momentos volcadores:

$$\text{Dirección X: } M_{vx} = |M_{xs} + D_f V_{xs}|$$

$$\text{Dirección Y: } M_{vy} = |M_{ys} + D_f V_{ys}|$$

Donde:

$P_s, M_{xs}, M_{ys}, V_{xs}, V_{ys}$: son esfuerzos no mayorados.

Cálculo de coeficientes calculados al vuelco según cada dirección:

$$C_{vx} = \frac{M_{ex}}{M_{vx}} ; C_{vy} = \frac{M_{ey}}{M_{vy}}$$

Coficiente de seguridad al vuelco recomendado $C_{sv} = 2$, para combinaciones que no incluyan E o W.

Para que verifique, se debe cumplir simultáneamente:

$$C_{vx} \geq C_{sv} ; C_{vy} \geq C_{sv}$$

En casos que la base no esté sometida a cargas horizontales y/o verticales ya sea en una dirección o en ambas, no aplica la verificación.

Si las condiciones anteriores no se cumplen, se deberá aumentar las dimensiones de la base.

11- Verificación estabilidad

“En zapatas rectangulares no es aconsejable sobrepasar la relación:” (Val, 2011, p.184)

$$\frac{l_{mayor}}{l_{menor}} \leq 2$$

Por lo que se adopta esta verificación de manera de recomendar o no las dimensiones adoptadas. El valor adoptado “2” aplica para bases solicitadas a flexión biaxial, en caso de flexión sobre un eje el valor adoptado es “1.5”¹

12- Verificación al deslizamiento.

Para bases sometidas a cargas horizontales no mayoradas, se debe verificar esta condición.

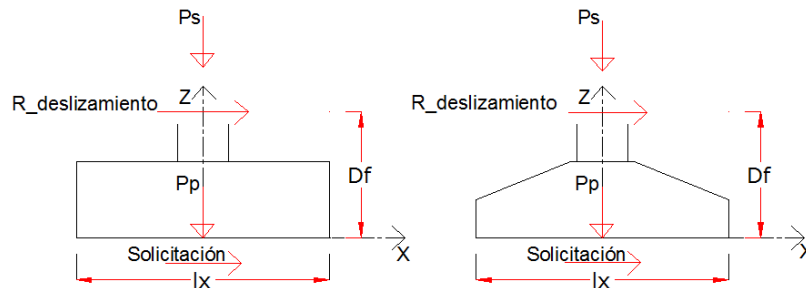


Fig.28. Esfuerzos considerados para verificación al deslizamiento. Fuente: elaboración propia

En la fuerza estabilizante se considera el rozamiento entre la zapata y el terreno, despreciándose el empuje pasivo sobre la superficie lateral de la misma y otras resistencias de fricción lateral. Calculándose la misma con la siguiente ecuación:

$$R_{deslizamiento} = (Ps + Pp) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \phi_s\right) + A\% \cdot 0.5 \cdot C_{cohesion}$$

Donde:

Ps: carga vertical no mayorada.

Pp: peso propio de la base.

ϕ_s : ángulo de fricción interna del suelo. El mismo es minorado para el cálculo, afectándolo por el coeficiente 2/3.

¹ Según criterio del Ing. Nelson, Profesor de la cátedra Fundaciones, de la Universidad Católica de Salta, para no comprometer la estabilidad de la base por tener distintas rigideces.

%A: porcentaje de área comprimida en caso de ser la base del tipo 1 se considera el 100%, caso contrario se toma el % de área comprimida, la cual queda definida al aplicar el método Özmen (2011)

$C_{cohesion}$: coeficiente de cohesión, minorado para el cálculo por el coeficiente 0.5.

La sollicitación actuante compuesta por las dos direcciones, dada mediante:

$$solicitud = \sqrt{Vxs^2 + Vys^2}$$

Donde:

Vxs, Vys: cargas de corte no mayoradas.

El coeficiente calculado al deslizamiento viene dado por la relación entre:

$$Cd = \frac{R_{deslizamiento}}{solicitud}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento recomendado:

$$Csd = 1.5$$

Este último puede ser modificado por a criterio del usuario del programa.

Para verificar al deslizamiento se debe cumplir:

$$Csd \leq Cd$$

En caso de no haber esfuerzo lateral en la base, no aplica la verificación.

13- Verificación al punzonado o corte en dos direcciones.

Según CIRSOC 201- 2005 en el artículo 11.12.1.2 establece un mínimo para el perímetro crítico (bo), pudiendo tomarse este a una distancia que no sea menor a “d/2” del perímetro de la columna. Resultando dicho perímetro:

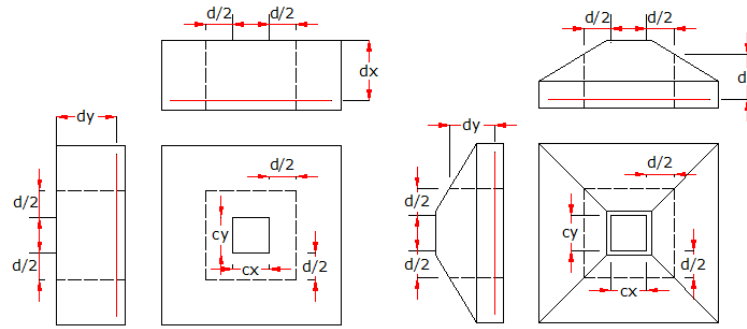


Fig.29. Secciones críticas punzonado. Fuente: elaboración propia.

El artículo 11.12.2.1 establece que, para losas y zapatas no pretensadas, la resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón “ V_c ” debe ser la menor de:

$$V_c \leq \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c} b_o d_m}{6} & \text{(I)} \\ \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c} b_o d_m}{12} & \text{(II)} \\ \frac{\sqrt{f_c} b_o d_m}{3} & \text{(III)} \end{cases}$$

Donde:

β_c : relación entre el lados menor y mayor de la columna

α_s : constante para determinar “ V_c ”, adoptándose por tratarse de columnas centrada $\alpha_s = 40$.

b_o : perímetro crítico

$$b_o = 2 * (c_x + d + c_y + d)$$

d_m : promedio de alturas la sección crítica.

f_c : resistencia característica a la compresión del hormigón.

Las ecuaciones (I) y (II) tienen validez cuando $\beta_c > 2$ mientras que la ecuación (III) se aplica cuando $\beta_c \leq 2$.

Para los cálculos se utiliza la altura “ d_m ”, dada por:

- Zapata de espesor constante, altura útil, es:

$$d_m = d$$

- Zapata tronco cónica piramidal, promedio de alturas entre la armadura y el punto de intersección con el talud para cada dirección, es decir:

$$dx = d - \left(\frac{h - t}{\left(\frac{lx - cx}{2} \right) - bx} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - bx \right)$$

$$dy = d - \left(\frac{h - t}{\left(\frac{ly - cy}{2} \right) - by} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - by \right)$$

$$dm = \frac{dx + dy}{2}$$

Para las zapatas solo se tendrá en cuenta la resistencia al corte por punzonado provista por el hormigón.

El cortante último viene dado por:

$$Vu = qu(A - Ac)$$

Donde, “qu” para zapata tipo 1 se adopta como el promedio entre las 2 tensiones de mayor valor de las ecuaciones:

$$qu1 = \frac{Pu}{A} \left(1 + \frac{6 exu}{ly} + \frac{6 eyu}{lx} \right)$$

$$qu2 = \frac{Pu}{A} \left(1 + \frac{6 exu}{ly} - \frac{6 eyu}{lx} \right)$$

$$qu3 = \frac{Pu}{A} \left(1 - \frac{6 exu}{ly} + \frac{6 eyu}{lx} \right)$$

$$qu4 = \frac{Pu}{A} \left(1 - \frac{6 exu}{ly} - \frac{6 eyu}{lx} \right)$$

Quedando:

$$qu = \frac{qu_{max1} + qu_{max2}}{2}$$

Por lo que se considera que el volumen de tensiones es uniforme en toda el área crítica.

Para zapatas tipo 2,3,4 y 5 se toma un promedio entre las tensiones de esquina, provenientes de las solicitaciones mayoradas obtenidas mediante el método de ÖZMEN (2011).

Donde:

qu: tensión promedio entre las máximas de estado de solicitaciones mayoradas.

A: Área de la sección. $A = l_x \cdot l_y$

Ac: Área de la sección crítica. $Ac = d_m \cdot b_o$

Se debe verificar:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde:

ϕ : factor de reducción por resistencia:

$\phi = 0.75$ Según art. 9.3.2.3 (Corte y torsión)

En caso de no verificar esta condición, se recomienda aumentar la altura.

14- Verificación al corte en una dirección.

El artículo 11.1.3.1 del reglamento CIRSOC 201-2005 indica que, para los elementos no pretensados, la sección crítica puede ubicarse a una distancia “d” de las caras de la columna. Se trata de un “comportamiento como viga”. En el artículo 11.12.1.1 determina estas secciones a estudiar, las cuales se extienden en un plano a través del ancho total de la base.

En la figura 30 se pueden observar las secciones críticas analizadas.

Llamando Sc1 y Sc2 a las secciones críticas analizadas en dirección X y dirección Y respectivamente:

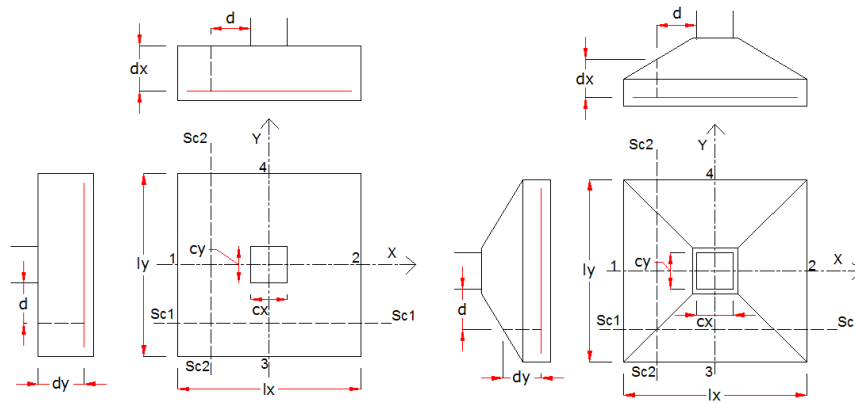


Fig.30. Secciones críticas corte en una dirección. Fuente: elaboración propia.

En zapatas tronco cónicas piramidales, para evitar hipótesis conservadoras se adopta el siguiente criterio tomado de los ejemplos de “Bases de Hormigón Armado – Construidas con hormigones H-30 y menores”, proporcionados en los ejemplos del Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI, 2018) para evaluar la resistencia al corte, cuyas hipótesis son:

- a) Suponer que la resistencia al corte de la zona comprimida de hormigón esta provista por un sector de ancho constante e igual al menor ancho de la sección.
- b) Suponer que el resto del corte está provisto por una sección con un ancho igual al ancho promedio entre el mínimo y máximo que presenta la sección (figura 31)

Es decir:

$$Vn = \frac{\left[0.25 b_{min} + 0.75 \frac{(b_{min} + b_{max})}{2}\right]}{6} d \sqrt{f_c} \rightarrow Vn = \frac{(5 b_{min} + 3 b_{max})}{48} d_{x,y} \sqrt{f_c}$$

Donde, “dx”, “dy” son alturas útiles, calculadas mediante:

$$dx = d - \left(\frac{h - t}{\left(\frac{lx - cx}{2}\right) - bx} \right) \cdot (d - bx)$$

$$dy = d - \left(\frac{h - t}{\left(\frac{ly - cy}{2}\right) - by} \right) \cdot (d - by)$$

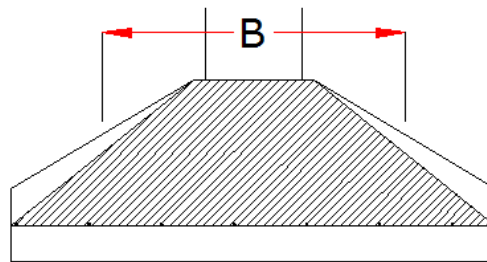


Fig.31. Sección con un ancho igual al ancho promedio entre el mínimo y el máximo que presenta la sección. Fuente: elaboración propia.

La expresión anterior:

- a) Subvalora ligeramente el aporte de la zona comprimida dado que ésta es de ancho variable y creciente con el aumento de la profundidad del eje neutro.
- b) Subestima el efecto de engranamiento de agregados pues es proporcional al área de la sección transversal y en la (figura 31) que no toda la sección interviene en la expresión.
- c) Subestima el efecto pasador dado que el mismo tiene alguna relación con el ancho de la zona donde se encuentra la armadura.
- d) No considera el efecto favorable de la inclinación de la resultante de compresión que se produce por la pendiente que presenta la cara de la zapata.

En dicha bibliografía indica que no existen indicaciones reglamentarias ni referencia bibliográfica más específica. Por lo que se supone este criterio simplificado para el cálculo de las secciones.

Para zapatas tanto de espesor constante como tronco cónicas piramidales se presentan dos casos para el cálculo, según el tipo de zapata, aplicando para ambos estados de cargas últimos.

- Caso 1: Tipo de zapata "tipo 1"
 - Caso 2: Tipo de zapata "tipo 2, 3, 4, 5"
- 1- En el caso 1, zapata "tipo 1", la carga se encuentra ubicada dentro del núcleo central de la base, debido a la variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, puede tomarse el promedio de los esfuerzos, los cuales son los esfuerzos sobre el eje centroidal, para ambas direcciones. En la figura 30 marcados con los números 1, 2, 3, 4.

$$qu1 = \frac{Pu}{lx ly} \left(1 - \frac{6 exu}{ly}\right)$$

$$qu2 = \frac{Pu}{lx ly} \left(1 + \frac{6 exu}{ly}\right)$$

$$qu3 = \frac{Pu}{lx ly} \left(1 - \frac{6 eyu}{lx}\right)$$

$$qu4 = \frac{Pu}{lx ly} \left(1 + \frac{6 eyu}{lx}\right)$$

Donde:

Las excentricidades últimas exu y eyu vienen dadas por:

$$exu = \frac{(Myu + Vxu \cdot Df)}{Pu} ; eyu = \frac{(Mxu + Vyu \cdot Df)}{Pu}$$

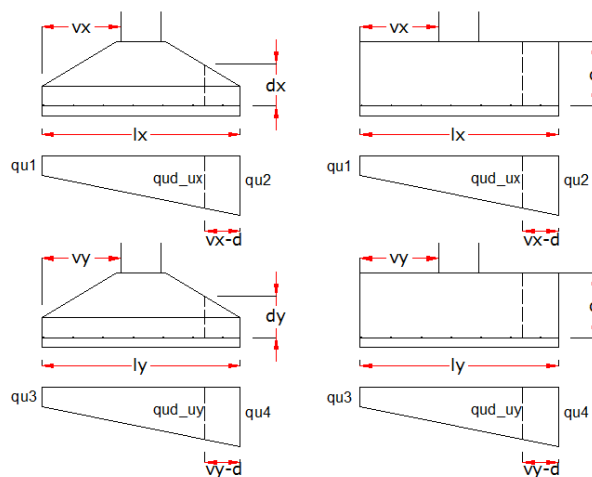


Fig. 32. Tensión en sección crítica para el corte en una dirección, zapata tipo 1.

Fuente: elaboración propia.

Dirección X:

$$qmax_{u1x} = \text{máximo entre } (qu1, qu2)$$

$$qmin_{u1x} = \text{mínimo entre } (qu1, qu2)$$

$$qud_{ux} = qmax_{u1x} - \left[\frac{qmax_{u1x} + qmin_{u1x}}{2} \right] (vx - d)$$

$$V_{uyc} = \left[\frac{qu_{ux} + q_{min_{u1x}}}{2} \right] l_y (v_x - d)$$

Dirección Y:

$$q_{max_{u1y}} = \text{máximo entre } (qu_3, qu_4)$$

$$q_{min_{u1y}} = \text{mínimo entre } (qu_3, qu_4)$$

$$qu_{uy} = q_{max_{u1y}} - \left[\frac{q_{max_{u1y}} + q_{min_{u1y}}}{2} \right] (v_y - d)$$

$$V_{uyc} = \left[\frac{qu_{uy} + q_{min_{u1y}}}{2} \right] l_x (v_y - d)$$

La resistencia al Hormigón viene dada por la expresión (11-3) del artículo 11.3.1.1 de reglamento CIRSOC 201-2005 con el factor de reducción por resistencia $\phi = 0.75$:

- Para zapatas tronco cónica piramidal:

Dirección X: $V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w y d_x$

Dirección Y: $V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w x d_y$

Donde:

$$b_w y = \frac{5(c_y + b_y) + 3 l_y}{8} ; b_w x = \frac{5(c_x + b_x) + 3 l_x}{8}$$

- Para zapatas de espesor constante:

Dirección X: $V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} l_y d$

Dirección Y: $V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} l_x d$

Para que las zapatas verifiquen al corte en una dirección se debe cumplir simultáneamente:

$$V_{uyc} \leq V_c ; V_{uyc} \leq V_c$$

Donde:

ϕ : factor de reducción por resistencia:

$\phi = 0.75$ Según art. 9.3.2.3 (Corte y torsión)

- 2- En el caso 2, zapata “tipo 2, 3, 4, 5”, se adopta un promedio entre las tensiones de esquinas y las tensiones de esquina en la sección bajo análisis, para cada dirección, con la fórmula (ver método Anexo A):

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(\frac{xv \operatorname{tg} \alpha + yv}{y_0} - 1 \right)$$

En la figura 33, se puede observar las tensiones en secciones críticas adoptadas para el corte y las alturas útiles respectivas.

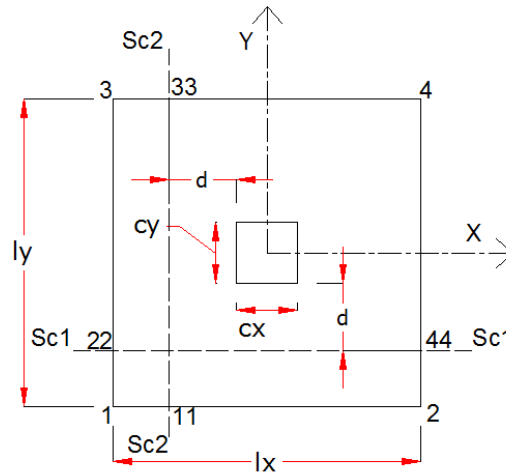


Fig.33. Tensiones en sección crítica para el corte en una dirección, zapata tipo 2, 3, 4, 5. Fuente: elaboración propia.

Se adopta el mismo criterio mencionado anteriormente para el cálculo de la resistencia del hormigón.

El cálculo del esfuerzo de corte último viene dado por:

Sección crítica 1 (Sc1):

$$q_{prom_{u1x}} = \frac{q1 + q22 + q44 + q2}{4}$$

$$V_{uxc} = q_{prom_{u1x}} l_y (v_x - d)$$

Sección crítica 2 (Sc2):

$$q_{prom_{u1y}} = \frac{q1 + q11 + q33 + q3}{4}$$

$$V_{uyc} = q_{prom_{u1y}} l_x (v_y - d)$$

Debe cumplir: $V_{uxc} \leq V_c$; $V_{uyc} \leq V_c$

En caso de no verificar es recomendable aumentar la altura.

En el supuesto caso que el vuelo sea inferior a la altura útil, la verificación no es necesaria.

15- Verificación al aplastamiento.

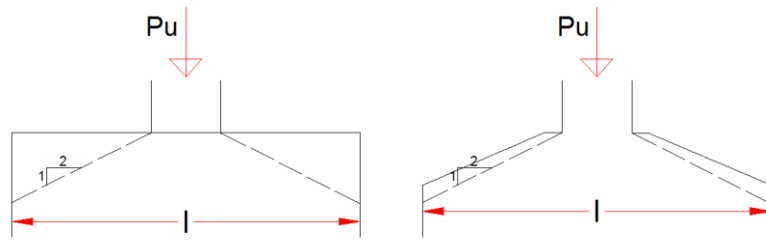


Fig.34. Esquema para determinar el área inferior por aplastamiento. Fuente: elaboración propia.

El artículo C 10.17.1 de los comentarios reglamento CIRSOC 201-2005 especifica que la resistencia al aplastamiento del hormigón cuando el área de apoyo es más ancha que el área cargada en todos lados:

$$\phi P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1$$

En la ecuación anterior, cuando $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$, se toma el último valor, es decir 2”

Donde:

A1: área de la columna cargada.

A2: área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical y 2 horizontal.

$\phi = 0.65$ (Apéndice C- reglamento CIRSOC 201-2005, artículo C 3.5)

La resistencia al aplastamiento debe cumplir:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde, “Pu” viene de estados de cargas últimos, siendo la carga vertical mayorada.

Esta verificación no resulta necesaria para el caso en que la columna es de hormigón, en cambio, puede tenerse en cuenta si hay un apoyo de columna metálica, por ejemplo. De todas formas, esta verificación es realizada en el programa NEIC v1.0

16- Diseño a flexión - cálculo de armaduras

El reglamento CIRSOC 201-2005 en sus artículos 15.4.1 y 15.4.2 define las secciones críticas para calcular los momentos mayorados máximos en zapatas que soporten una columna de hormigón, estas se encuentran en la cara de la columna, como se puede observar en la figura 35.

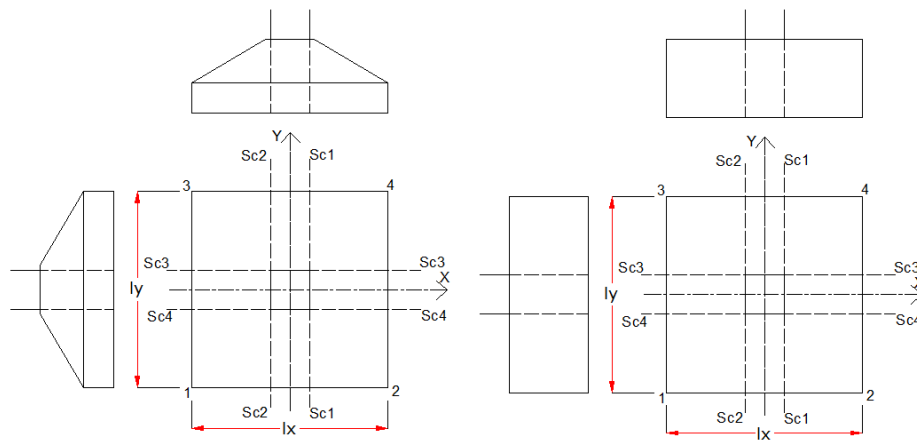


Fig. 35. Secciones críticas para calcular los momentos máximos mayorados. Fuente: elaboración propia.

En el cálculo de los momentos mencionados, se consideran los producidos en las secciones críticas debido a las presiones del suelo en la superficie que queda por fuera de las mismas.

Para determinar el momento máximo mayorado o momento último, se presentan dos casos, según el tipo de zapata:

- Caso 1: zapata “tipo 1”, es decir que la carga vertical está ubicada dentro del núcleo central, o
- Caso 2: zapata “tipo 2, 3, 4 o 5” donde la carga vertical está ubicada fuera del núcleo central.

Ambos casos tanto para zapatas de espesor constante como para tronco cónica piramidal.

Desarrollo caso 1:

Cuando la zapata es tipo 1 la base puede tener un volumen de reacciones uniformes en el suelo, en caso de no haber momentos flectores, o un volumen de reacciones del suelo trapezoidal en caso de haber momentos flectores, como muestra la figura 36.

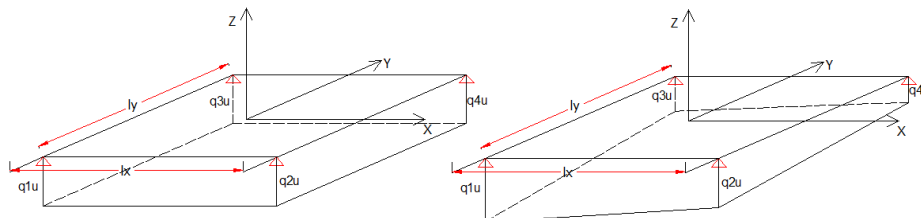


Fig.36. Volumen de tensiones de reacción del suelo, zapata tipo 1.

Fuente: elaboración propia.

Cuando el volumen de tensiones de reacción del suelo es trapezoidal, tanto para bases de espesor constante como tronco cónicas piramidal, el cálculo del momento último se realiza de la siguiente manera. Este procedimiento también aplica para volumen de tensiones uniformes ya que los cálculos intermedios como ser los aplicados para determinar tensiones promedio y distancias promedio no interfieren en el cálculo.

- 1- Mediante solicitaciones mayoradas, se determina las reacciones del suelo, en los puntos enumerados que muestra la figura 37.

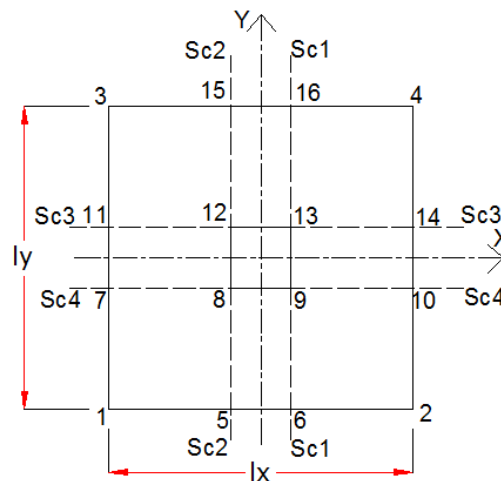


Fig.37. Secciones críticas para flexión y adherencia. Fuente: elaboración propia.

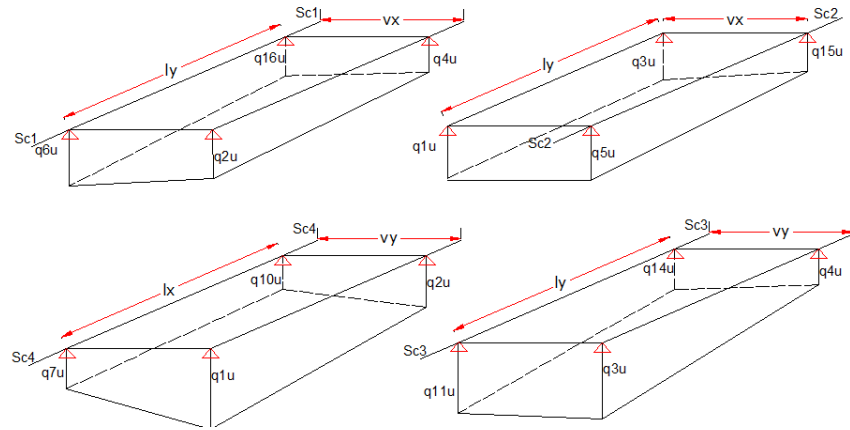


Fig.38. Esquema de reacciones últimas en el suelo. Fuente: elaboración propia.

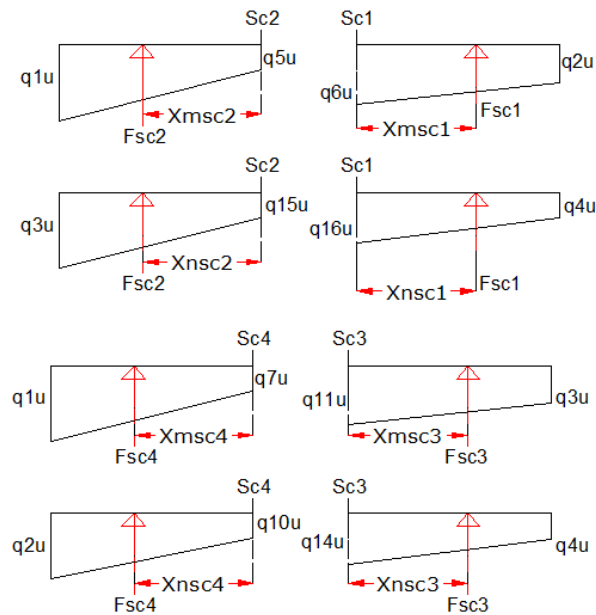


Fig.39. Esquema de distancias de sección crítica a fuerza. Fuente: elaboración propia.

Aplicando las ecuaciones de la estática:

$$q_{iu} = \frac{P_u}{l_x \cdot l_y} + 12 \cdot \frac{M_{yu}}{l_y \cdot l_x^3} \cdot (x_i) + 12 \cdot \frac{M_{xu}}{l_x \cdot l_y^3} \cdot (y_i)$$

Donde:

P_u , M_{xu} y M_{yu} : son los esfuerzos mayorados últimos

x_i , y_i : son las coordenadas al punto desde el centro X, Y.

$$q1u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-ly}{2}\right)$$

$$q2u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-ly}{2}\right)$$

$$q3u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{ly}{2}\right)$$

$$q4u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{ly}{2}\right)$$

$$q5u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-cx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-ly}{2}\right)$$

$$q6u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{cx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-ly}{2}\right)$$

$$q7u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-cy}{2}\right)$$

$$q10u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{-cy}{2}\right)$$

$$q11u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{cy}{2}\right)$$

$$q14u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{lx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{cy}{2}\right)$$

$$q15u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{-cx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{ly}{2}\right)$$

$$q16u = \frac{Pu}{lx.ly} + 12 \cdot \frac{Myu}{ly.lx^3} \cdot \left(\frac{cx}{2}\right) + 12 \cdot \frac{Mxu}{lx.ly^3} \cdot \left(\frac{ly}{2}\right)$$

2- Análisis dirección X sección crítica 1 de la figura 37

a) Promedio de tensiones

$$q_{prom_{sc1}} = \frac{q2u + q4u + q6u + q16u}{4}$$

b) Cálculo de la fuerza: $F_{sc1} = q_{prom_{sc1}} \cdot ly \cdot vx$

- c) Promedio de distancias de la sección crítica a la fuerza.

De figura 39, distancias desde sección crítica a la fuerza es:

$$X_{msc1} = \frac{vx (q6u + 2. q2u)}{3 (q6u + q2u)}$$

$$X_{nsc1} = \frac{vx (q16u + 2. q4u)}{3 (q16u + q4u)}$$

Donde el promedio de distancia viene dado por:

$$dist_{sc1} = \frac{(X_{msc1} + X_{nsc1})}{2}$$

- d) El momento último en la sección crítica 1 para la dirección X queda definido por:

$$Mux_{sc1} = F_{sc1} \cdot dist_{sc1}$$

3- Análisis dirección X sección crítica 2 de la figura 37

- a) Promedio de tensiones

$$q_{prom_{sc2}} = \frac{q1u + q3u + q5u + q15u}{4}$$

- b) Cálculo de la fuerza:

$$F_{sc2} = q_{prom_{sc2}} \cdot ly \cdot vx$$

- c) Promedio de distancias de la sección crítica a la fuerza.

De figura 39, la distancias desde sección crítica a la fuerza es:

$$X_{msc2} = \frac{vx (q5u + 2. q1u)}{3 (q5u + q1u)}$$

$$X_{nsc2} = \frac{vx (q15u + 2. q3u)}{3 (q15u + q3u)}$$

Donde el promedio de distancia viene dado por:

$$dist_{sc2} = \frac{(X_{msc2} + X_{nsc2})}{2}$$

d) El momento último en la sección crítica 2 para la dirección X queda definido por:

$$Mux_{sc2} = F_{sc2} \cdot dist_{sc2}$$

4- Una vez determinado el momento último para las secciones críticas 1 y 2, el momento último final para la dirección X queda definido por el mayor de ambos.

$$Mux = \text{máximo entre } (Mux_{sc1}; Mux_{sc2})$$

5- Análisis dirección Y, sección crítica 3 de la figura 37:

a) Promedio de tensiones

$$q_{prom_{sc3}} = \frac{q3u + q4u + q11u + q14u}{4}$$

b) Cálculo de la fuerza:

$$F_{sc3} = q_{prom_{sc3}} \cdot lx \cdot vy$$

c) Promedio de distancias de la sección crítica a la fuerza.

De figura 39, la distancias desde sección crítica a la fuerza es:

$$X_{msc3} = \frac{vy (q14u + 2 \cdot q4u)}{3 (q14u + q4u)}$$

$$X_{nsc3} = \frac{vy (q11u + 2 \cdot q3u)}{3 (q11u + q3u)}$$

Donde el promedio de distancia viene dado por:

$$dist_{sc3} = \frac{(X_{msc3} + X_{nsc3})}{2}$$

d) El momento último en la sección crítica 3 para la dirección Y queda definido por:

$$Muy_{sc3} = F_{sc3} \cdot dist_{sc3}$$

6- Análisis dirección Y sección crítica 4 de la figura 37

a) Promedio de tensiones

$$q_{prom_{sc4}} = \frac{q1u + q2u + q7u + q10u}{4}$$

b) Cálculo de la fuerza:

$$F_{sc4} = q_{prom_{sc4}} \cdot lx \cdot vy$$

c) Promedio de distancias de la sección crítica a la fuerza.

De figura 39, la distancias desde sección crítica a la fuerza es:

$$X_{msc2} = \frac{vx (q7u + 2 \cdot q1u)}{3 (q7u + q1u)}$$

$$X_{nsc2} = \frac{vx (q10u + 2 \cdot q2u)}{3 (q10u + q2u)}$$

Donde el promedio de distancia viene dado por:

$$dist_{sc4} = \frac{(X_{msc4} + X_{nsc4})}{2}$$

d) El momento último en la sección crítica 4 para la dirección Y queda definido por:

$$Muy_{sc4} = F_{sc4} \cdot dist_{sc4}$$

Una vez determinado el momento último para las secciones críticas 3 y 4, el momento último final para la dirección Y queda definido por el mayor de ambos.

$$Muy = \text{máximo entre } (Muy_{sc3}; Muy_{sc4})$$

Desarrollo tipo de zapata 2, 3, 4, 5:

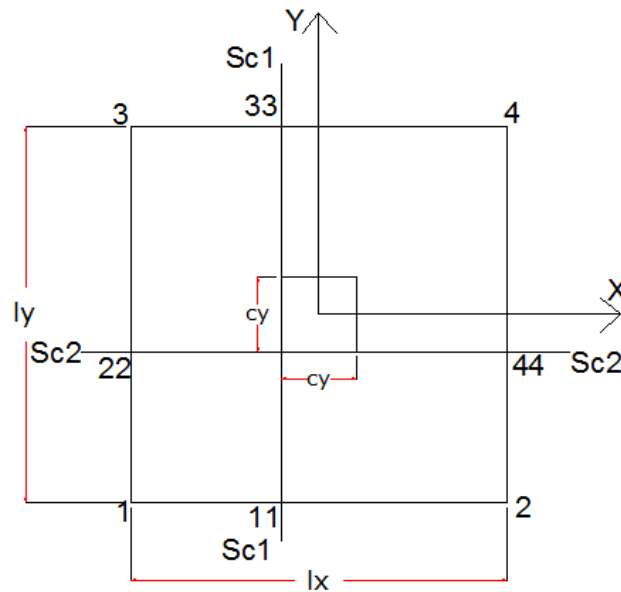


Fig.40. Secciones críticas zapata tipo 1, 2, 3, 4. Fuente: elaboración propia.

- 1- Mediante el método de ÖZMEN (2011) (Ver anexo A) a partir de las solicitaciones mayoradas, se calculan las tensiones de esquina.
- 2- Luego se realiza un promedio de tensiones de esquina para cada dirección de análisis, la tensión promedio obtenida es aplicada para calcular el momento flector.
- 3- Análisis dirección X sección crítica 1 (figura 40):

a) Cálculo de la fuerza:

$$F_{sc1} = \frac{q1 + q11 + q33 + q3}{4} \cdot ly \cdot vx$$

b) Distancia desde la sección crítica a la fuerza:

$$dist_{sc1} = \frac{vx}{2}$$

c) Momento último final en la sección crítica 1 para la dirección X queda definido por:

$$Mux = F_{sc1} \cdot dist_{sc1}$$

4- Análisis dirección Y sección crítica 2 (figura 40):

a) Cálculo de la fuerza:

$$F_{sc2} = \frac{q1 + q22 + q44 + q2}{4} \cdot lx \cdot vy$$

b) Distancia desde la sección crítica a la fuerza:

$$dist_{sc2} = \frac{vy}{2}$$

c) Momento último final en la sección crítica 1 para la dirección X queda definido por:

$$Muy = F_{sc2} \cdot dist_{sc2}$$

El cálculo prosigue en base a las siguientes hipótesis:

a) Determinados los momentos últimos para cada dirección en las secciones críticas indicadas, dichas secciones deben verificar a la condición de resistencia del artículo 9.1.1 del reglamento CIRSOC 201-2005 el cual establece:

$$Mu \leq \phi Mn$$

Donde:

Mu: resistencia requerida calculada para cargas mayoradas.

Mn: resistencia nominal (“real”) de la sección.

ϕ : factor de reducción por resistencia en función del tipo de rotura.

b) Del artículo 10.3.4. “sección controlada por tracción”, la deformación mínima para el acero de 0.005 y el hormigón comprimido con la deformación específica igual al valor último 0.003.

De acuerdo con el artículo mencionado anteriormente y el artículo 9.3.2.1 se adopta: $\phi=0.9$

Si bien el reglamento permite llegar a una deformación mínima del acero de 0.004, a su vez indica que se reduce el coeficiente “ ϕ ”, como se observa en la figura 35. De lo anterior se vuelve antieconómica esta solución.

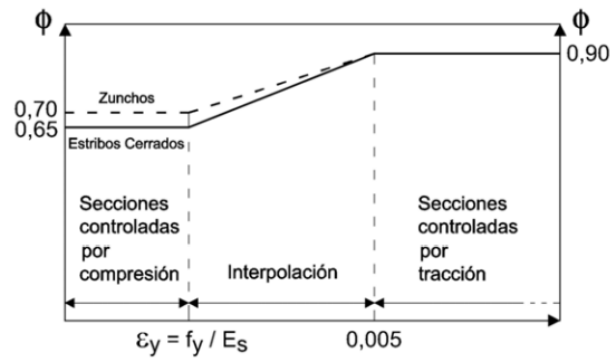


Fig.41. Variación de ϕ en función de la deformación del acero para $f_y:420\text{MPa}$.

Fuente: ejemplo de flexión simple del INTI (2018)

- c) Del artículo 10.2.2- las secciones inicialmente planas se mantienen planas luego de la deformación.
- d) Del artículo 10.2.5 “la resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar”
- e) Del artículo 10.2.7.1 “La tensión en el hormigón se adopta igual a $0,85 f'c$, y se supone uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal, y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$, a partir de la fibra comprimida con deformación máxima.” (ver figura 42)

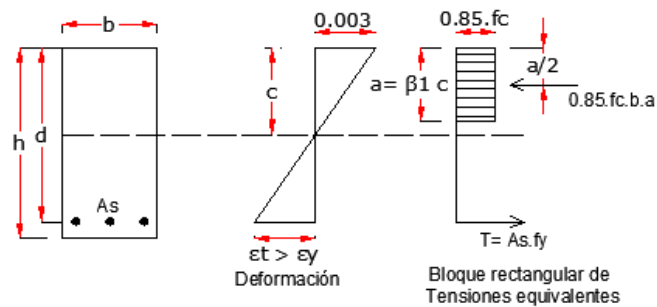


Fig.42. Bloque de tensiones del hormigón y deformación. Fuente: elaboración propia

basada en Donini y Orlor (2008)

- f) Del artículo anterior también, “el eje neutro de tensiones es paralelo al eje neutro de deformaciones y la profundidad a del bloque de tensiones en el hormigón está relacionada con la profundidad “ c ” del eje neutro de deformaciones mediante la expresión: $a=\beta.c$ donde:”. Orlor y Donini (2008)

Si $f_c \leq 30 \text{ MPa}$, entonces $\beta_1 = 0.85$

Si $f_c > 30 \text{ MPa}$, entonces $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f_c - 30 \text{ MPa}}{7} \geq 0.65$

- e) Del artículo 10.2.4 “La tensión en el acero se debe calcular como “Es” veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada “fy”. Para deformaciones mayores que la correspondiente a fy, la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a fy.” con $E_s = 200000 \text{ MPa}$.
- f) Del artículo 10.5.1. para garantizar una ductilidad mínima en las secciones, la armadura mínima viene dada por:

Para zapatas tronco cónicas piramidales, se aplica el criterio de los ejemplos del reglamento, donde, por tratarse de una situación similar, aplica el artículo 10.5.2 el cual contempla elementos estáticamente determinados con el ala traccionada.

- g) Cuantía máxima

“Una sección requerirá armadura de compresión cuando la sección de hormigón comprimido sea insuficiente para equilibrar el momento externo. El momento máximo que puede equilibrar el hormigón se da cuando se alcanza la máxima deformación de compresión en el hormigón (0.003) y la mínima deformación de tracción en el acero (0.005 para obtener rotura dúctil).” Orlor y Donini (2008).

Definidas las cuantías mínimas y máximas, con el cumplimiento de lo indicado en el artículo 10.5 del reglamento, se prosigue a obtener el momento nominal:

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{M_u}{0.9}$$

Donde el momento reducido nominal queda definido por:

$$mn = \frac{M_n}{f_c \cdot bw \cdot d^2}$$

Para ambas zapatas troco cónica piramidal o de espesor constante, el ancho “bw” viene de considerar una viga equivalente para cada dirección como se observa en las siguientes figuras (Figura 43 y 44), subrayada:

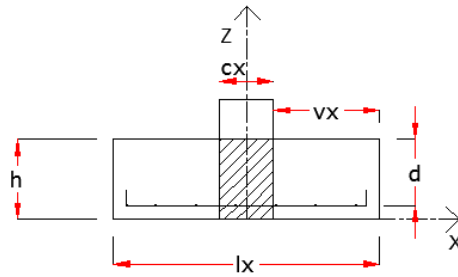


Fig.43. Consideración viga equivalente, zapata de espesor constante. Fuente: elaboración propia.

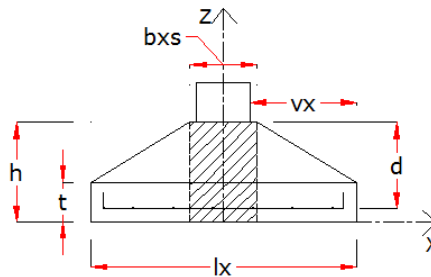


Fig.44. Consideración viga equivalente, zapata tronco cónica piramidal. Fuente: elaboración propia.

Donde, b_w queda definido como:

- Para Dirección X:

$$b_w = c_x \rightarrow \text{para zapata de espesor constante}$$

$$b_w = b_{ys} \rightarrow \text{para zapata de espesor constante}$$

- Para Dirección Y:

$$b_w = c_y \rightarrow \text{para zapata de espesor constante}$$

$$b_w = b_{xs} \rightarrow \text{para zapata de espesor constante}$$

Para calcular la armadura, en cualquiera de las direcciones analizadas, X o Y, se presentan 3 casos, según los momentos reducidos:

1- Caso 1: $mn \leq m_{nmin}$

Se adopta:

Zapata de espesor constante:

Se adopta, armadura mínima por contracción y temperatura, según tabla 7.12.2.1 del reglamento, cuantía mínima:

$$\rho_{min}: \frac{A_{smin}}{b * h} = 0.0018 \rightarrow As = A_{smin} = 0.0018 . b . h ; As' = 0$$

Zapata tronco cónica piramidal:

$$As = A_{smin} = \frac{1.4 MPa . bw . d}{fy} ; As' = 0$$

2- Caso 2: $m_{nmax} < mn < m_{nmin}$

Primero se calcula el brazo de palanca:

$$z = \frac{d}{2} . (1 + \sqrt{1 - 2 . mn})$$

Luego la armadura viene dada por:

$$As = \frac{Mn}{z . fy} ; As' = 0$$

3- Caso 3: $mn \geq m_{nmax}$

Se considera para este caso la existencia de armadura en compresión (ver figura 45).

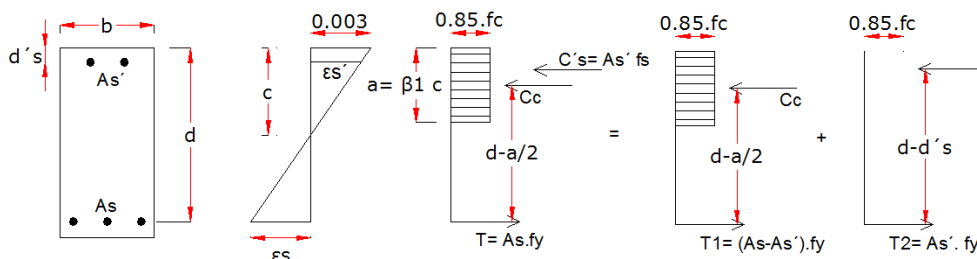


Fig. 45. Diagrama de equilibrio para caso de armadura de compresión. Fuente: elaboración propia.

El momento máximo que podrá tomar la sección comprimida es:

$$M_c = f_c \cdot b_w \cdot d^2 \cdot m_{nmax}$$

Si $M_n > M_c$, el momento remanente deberá ser tomado por armadura de compresión (A_s').

$$\Delta M_n = M_n - M_c = A_s' \cdot f_s \cdot (d - d's)$$

$$A_s' = \frac{\Delta M_n}{f_s \cdot (d - d's)}$$

Donde, f_s se obtiene de:

$$\epsilon_s' = 0.003 \cdot \frac{(c - d's)}{c}$$

Fijando la posición del eje neutro en:

$$c = k_c \cdot d = 0.375 \cdot d$$

- Si $\epsilon_s' < \epsilon_y$, entonces:

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s'$$

- Si $\epsilon_s' > \epsilon_y$, entonces:

$$f_s = f_y$$

Los casos “caso 1” y “caso 3” no se recomiendan para el tipo de cimentación en estudio debido a que conduce a una solución poco económica, ya que el primer caso implica que la armadura de cálculo es menor a la mínima que define el reglamento para controlar la fisuración por lo que el hormigón estará en “Estado I”, es decir que el hormigón también absorbe tracción.

Si la base se encuentra apoyada parcialmente, es decir que zapata tipo 2, 3, 4 o 5, en las zonas que las tensiones se anulan, aparecerá flexión con tracción superior debidas al peso propio y tapada del suelo. En ese caso, adoptando el criterio del profesor guía, se colocará armadura superior calculada de la misma manera que la armadura inferior. Si la sollicitación es moderada, es decir el cálculo de armadura requiere armadura mínima, la misma será

determinada como $1.3A_s$ de la armadura de cálculo como establece el artículo 10.5.3 del reglamento CIRSOC 201-2005.

Para determinar el momento flector actuante en la sección crítica, previamente habrá que definir el tipo de zapata (tipo 2, 3, 4 o 5), y obtener la distancia desde la sección crítica hasta la fuerza.

Para las secciones críticas de las zapatas tipo 2 y 3 se adoptará la diferencia entre un bloque de tensiones equivalentes ($1-2e$) y la longitud para esa dirección, quedando la distancia del punto a la sección crítica " d_s ", ver figura 46, como:

$$d_s = ex \rightarrow \text{Tipo 2}$$

$$d_s = ey \rightarrow \text{Tipo 3}$$

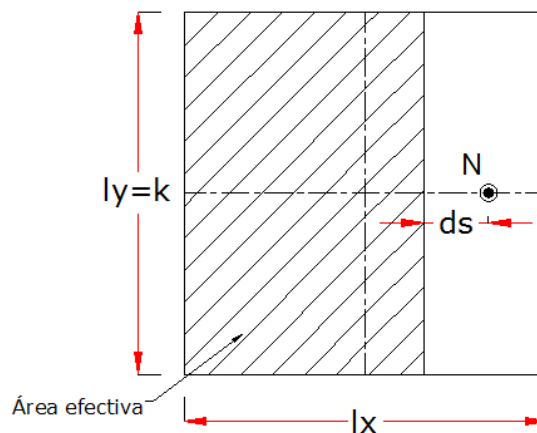


Figura 46. Distancia del eje neutro a la aplicación de la carga, tipo de zapata 2.

Fuente: elaboración propia

Para el tipo de zapata 3, será análogo a la Figura 46.

En la zapata tipo 4 y 5 habrá que determinar primero la ecuación de la recta del eje neutro, ahora con respecto al origen de coordenadas ($u ; v$), en la esquina inferior izquierda de la base para luego calcular la distancia " d_{sc} ". En la Figura 47 se observan los ejes de coordenadas, el punto de aplicación de la carga y la distancia d_{sc} , los valores A , C , a_1 , a_2 , c_2 y c_3 son los obtenidos en el método Özmen (ver Anexo A):

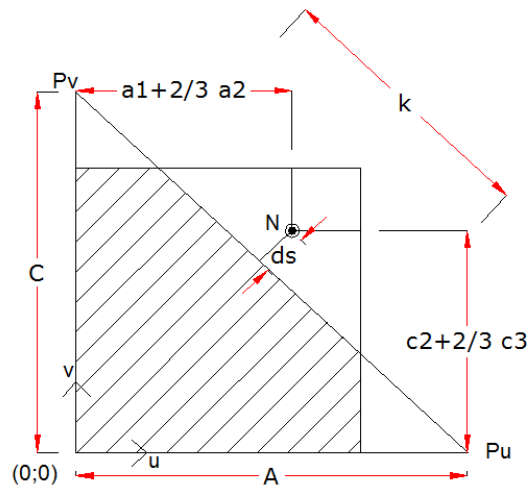


Figura 47. Distancia del eje neutro a la aplicación de la carga, tipo de zapata 4.

Fuente: elaboración propia

La ecuación de la recta que define al eje neutro para las coordenadas (u ; v) queda definida por:

$$r: v(u) = -\frac{C}{A} u + C$$

El punto de aplicación de la carga, ahora denominada “N” queda definido como:

$$N \left(a1 + \frac{2}{3} a2 ; c2 + \frac{2}{3} c3 \right)$$

La distancia mínima del punto de aplicación de N a la recta viene dada por:

$$d_s = \frac{\left| -\frac{C}{A} u - v + C \right|}{\sqrt{\left(-\frac{C}{A} \right)^2 + (-1)^2}}$$

Por lo que reemplazando las coordenadas de N en d_{sc} se obtiene la distancia mínima del punto a la recta.

Una vez determinada la distancia, se procede a establecer la carga aplicada, esto es el peso propio de la zapata más el peso de la tapada queda definido por:

- Para zapatas tronco cónicas piramidales:

$$N = Pp + A_d \left(d_f - \frac{(h - t)}{2} \right) \gamma_s$$

Donde “ A_d ” es el área en tracción de la base.

- Para zapatas de espesor constante:

$$N = Pp + A_d (d_f - h) \gamma_s$$

Como el momento flector es la carga aplicada por la distancia, para las zapatas tipo 2, 3, 4 quedará determinado, mediante:

$$M_{pf} = N d_s$$

Una vez determinado el momento flector, se prosigue a calcular el momento nominal de la sección “ M_n ”, establecido en la ecuación (22-2) de reglamento CIRSOC 201-2005 en el artículo 22.5.1, el cual aplica para hormigones de densidad normal, considerando para este caso que el hormigón resistirá tracciones como hormigón simple.

$$M_n = \frac{5}{12} \sqrt{f_c} S_m \rightarrow \text{Secciones controladas por tracción}$$

Donde, “ S_m ” es el módulo resistente elástico de la sección en flexión, definido como:

- Zapata tronco cónica piramidal: se considera un rectángulo de ancho igual a la diagonal de la intersección entre el eje neutro y los lados (l_x, l_y), “ k ” Figura 46, altura igual al talón de la base:

$$S_m = \frac{I}{\left(\frac{t}{2}\right)}$$

Donde, “ I ” inercia de la sección:

$$I = \frac{k t^3}{12}$$

- Zapata de espesor constante: se considera un rectángulo de ancho igual a la diagonal de la intersección entre el eje neutro y los lados, “k” Figura 47, altura igual a la altura de la zapata, sin descontar los 5 cm establece el artículo 22.4.8 del reglamento CIRSOC 201-2005, debido a que bajo la zapata se debe realizar una capa de hormigón de limpieza.

$$S_m = \frac{I}{\left(\frac{h}{2}\right)}$$

Donde, “I” inercia de la sección:

$$I = \frac{k (h)^3}{12}$$

Se debe verificar la condición:

$$\phi Mn \geq Mpf ; \phi = 0.55 \text{ de Art. 9.3.5}$$

En caso de no cumplir con la condición, habrá que determinar la armadura. Para el cálculo de la armadura superior, aplica el mismo criterio para determinar la armadura inferior, es decir:

$$As_1' = \frac{Mpf}{0.55 \cdot z \cdot fy}$$

Si, al realizarse el cálculo de armadura inferior, el momento reducido es tal que se da el caso 3, es decir, $mn \geq m_{nmax}$, la armadura total, para la dirección que corresponda, será:

$$As_t' = As' + As_1'$$

17- Distribución de armadura inferior.

El reglamento CIRSOC 201-2005 Artículo 15.4.3 establece que para zapatas de planta cuadrada o rectangular que trabajen en una dirección, la distribución de armadura será uniforme en el ancho de la base, esta distribución también aplica para bases en dos direcciones de planta cuadrada, como se puede observar en la figura 48:

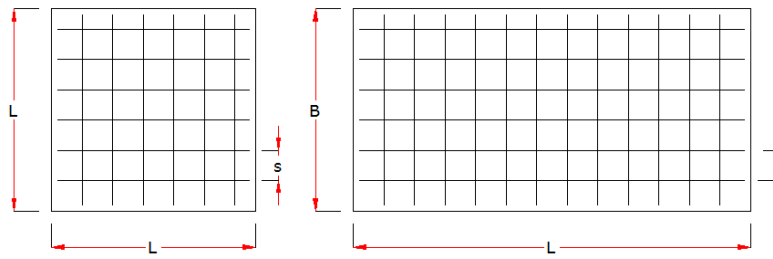


Fig.48. Distribución de armadura base en planta cuadrada y rectangular, respectivamente. Fuente: elaboración propia.

En los artículos 15.4.4, 15.4.4.1 y 15.4.4.2 se establece una distribución de armadura para el lado menor de la base cuando ésta es rectangular en planta y en dos direcciones, disponiéndola de la siguiente manera (ver figura 49):

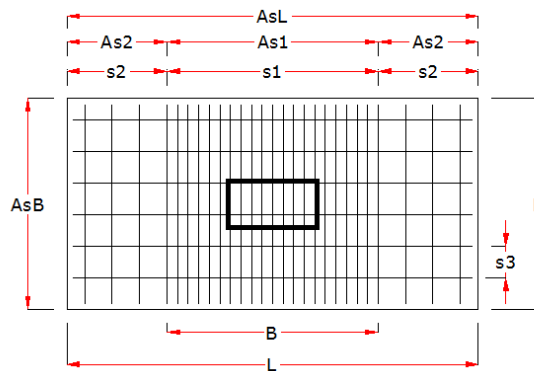


Fig.49. Distribución de armadura zapata de planta rectangular en 2 direcciones. Fuente: elaboración propia.

Donde, para ambas figuras, figura 48 y 49:

L: lado mayor.

B: lado menor:

s: separación de armadura.

Para la figura 49 la distribución de armadura viene dada por:

$$As1 = \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \cdot AsL ; \beta = \frac{L}{B}$$

$$As2 = \frac{(AsL - As1)}{2}$$

NEIC v1.0 adopta esta última distribución de armadura mencionada cuando, la diferencia entre los lados es mayor a 50 cm, ya que, si esta diferencia es menor, desde el punto de vista práctico es mejor y más conveniente distribuir la armadura uniforme, es decir:

- Si $L - B \geq 50 \text{ cm}$ → Aplica la distribución de armadura del art. 15.4
- Si $L - B \leq 50 \text{ cm}$ → Aplica la distribución de armadura del art. 15.3

18- Distribución de armadura superior:

La distribución de armadura superior se realiza uniformemente en el ancho de la base en la dirección que sea requerida, como se ve en la figura 50:

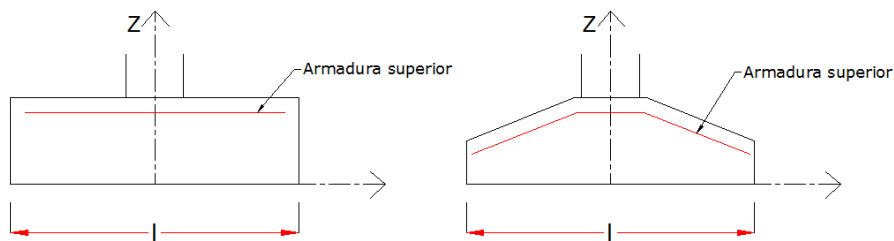


Fig.50. Distribución de armadura superior. Fuente: elaboración propia.

19- Separación de armadura:

- Separación mínima “ s_{min} ”:

El artículo 7.6.1 del reglamento CIRSOC 201-2005 establece que la separación mínima, para barras ubicadas en una capa de armadura entre elementos solicitados a flexión, debe ser mayor a:

- \emptyset
- 25 mm
- 1.33 tamaño máximo del agregado grueso

Donde:

\emptyset : diámetro de armadura

- Separación máxima “s”:

El artículo 7.6.5 del reglamento CIRSOC 201-2005 indica que la separación libre máxima de la armadura por flexión, debe ser menor a:

- 2.5 veces el espesor de la zapata (h)
- $25 \phi_{min}$
- 300 mm

Donde, ϕ_{min} es el diámetro de la menor armadura

Además, la separación libre máxima debe ser menor a la separación mínima por fisuración, establecida en el Artículo 10.6.4 de CIRSOC 201-2005 el establece que la separación adoptada de barras debe ser menor a la menor de:

- $380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \text{ rec}$
- $300 \frac{280}{f_s}$

Donde, para el caso de zapatas aisladas:

rec: recubrimiento inferior.

fs: tensión de la armadura en estado II bajo cargas de servicio, en correspondencia con la fisura (MPa).

El valor de “fs”, sugerido por reglamento y adoptado para el caso de zapatas aisladas, es de $2/3 f_y$, es decir:

$$f_s = \frac{2}{3} 420 \text{ MPa} = 280 \text{ MPa}$$

20- Longitud de anclaje para zapatas.

- Longitud de anclaje para armadura inferior (barras en tracción)

El artículo 15.6.2, indica que el esfuerzo de tracción o de compresión en la armadura, puede ser anclado mediante ganchos, por lo que aplica también para armadura superior.

Para zapatas es común mantener el 100% de la armadura y utilizar ganchos por lo que se adopta este criterio con ganchos normales a 90° más una prolongación mínima de 12 veces el diámetro de la barra.

El artículo 15.6.3 establece que la sección crítica en la que se debe verificar el anclaje de armadura es la adoptada para flexión (ver figura 40), es decir a filo de columna.

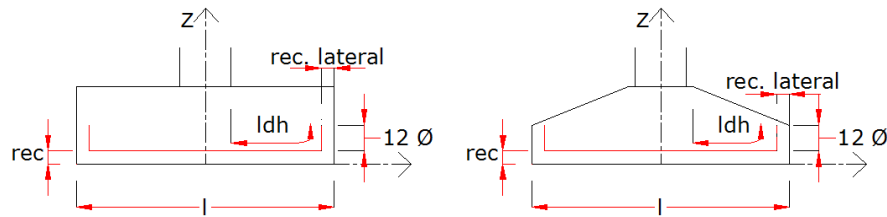


Fig.51. Longitud de anclaje de armaduras de flexión. Fuente: elaboración propia.

Donde:

\emptyset : diámetro de la armadura, también denominado d_b .

El artículo 12.5.2 del reglamento CIRSOC 201-2005 define una expresión para calcular la longitud de anclaje “ldh”:

$$l_{dhreq} = \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \lambda \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

Donde:

$$\psi_e = 1$$

$\lambda = 1$ para hormigón de densidad normal

El artículo 12.5.1 establece que el valor de “ldh” debe ser siempre mayor a:

- $8 d_b$
- 150 mm

El artículo 12.2.5 del reglamento CIRSOC 201-2005 indica que “La longitud de anclaje, ldh , se puede reducir afectándola por un factor $\left(\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}} \right)$, cuando la armadura que se dispone en un elemento solicitado a flexión, exceda el valor de la armadura requerida, determinada por cálculo”.

Dirección X:

- Longitud de desarrollo disponible “ldh”, denominada para la dirección X “ldhx”:

$$l_{dhx} = vx - rec$$

Dirección Y:

- Longitud de desarrollo disponible “ldh”, denominada para la dirección Y “ldhy”:

$$l_{dhy} = vy - rec.$$

Debe verificar:

$$l_{dhx} \geq l_{dhreq} \quad ; \quad l_{dhy} \geq l_{dhreq}$$

- Longitud de anclaje para armadura superior:

El artículo 12.3.1 define que la longitud de anclaje requerida (compresión) “ldc” debe ser siempre mayor o igual a:

$$l_{dc} \geq 200mm$$

El artículo 12.3.2 del reglamento CIRSOC 201-2005 establece que la longitud de anclaje “ldc” se debe considerar como el mayor valor entre:

$$\left(0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc}} \right) d_B$$

$$(0.04 fy) d_b$$

Al igual que para la longitud de anclaje para barras a flexión, aplica la reducción del artículo 12.2.5 del reglamento CIRSOC 201-2005, cuando la armadura que se dispone en un elemento solicitado a flexión exceda el valor de la armadura requerida, determinada por cálculo.

Esta longitud de anclaje aplica para barras en compresión, en caso de barras en tracción aplicará “ldh”.

Las longitudes de desarrollo disponibles, son idénticas a las calculadas para armadura inferior para ambas direcciones, es decir:

$$l_{dcx} = l_{dhx} \quad ; \quad l_{dcy} = l_{dhy}$$

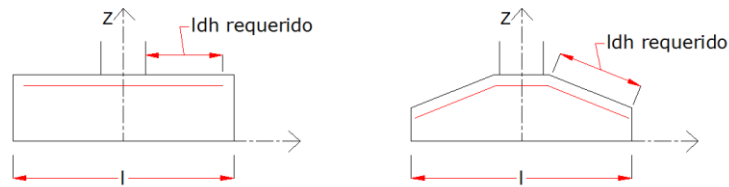


Fig.52. Longitud de anclaje de las barras de zapata. Fuente: elaboración propia.

Debe verificar:

$$l_{dcx} \geq l_{dcreq} \quad ; \quad l_{dcy} \geq l_{dcreq}$$

21- Armadura en espera.

El artículo 15.8.2.1 del reglamento CIRSOC 201-2005 define “*Para columnas y pedestales hormigonados en obra, la sección de armadura que atraviesa la superficie de contacto debe ser $\geq 0,005 A_g$, siendo A_g el área total de la sección transversal del elemento apoyado.*” En base a este artículo se adopta el área mínima de las barras:

$$A_s = 0.005 \cdot A_g$$

El comentario del reglamento CIRSOC 201-2005 C 15.8.2.1. y C 15.8.2.2. enuncia:

“Entre los elementos apoyados y los elementos de apoyo se exige una cantidad mínima de armadura pasante con el fin de asegurar un comportamiento dúctil. En este Reglamento no se exige que todas las barras de una columna se prolonguen y se anclen en la zapata o cabezal, sino que una cantidad de armadura con un área 0,005 veces el área de la columna, o un área igual de barras en espera adecuadamente empalmadas, se debe prolongar dentro de la zapata o cabezal con un anclaje apropiado. Esta armadura se exige para proporcionar cierto grado de integridad estructural tanto durante la etapa de construcción como durante la vida útil de la estructura.”

Cuando se empalman barras de distintos diámetros, la longitud de empalme será la mayor de los cálculos independientes desarrollados para la columna y zapata. Para definir la longitud de empalme requerida de la armadura de espera de la base, deberá analizarse la combinación más desfavorable P_u y M_u . (Orler y Donini, 2008, p.447)

22- Longitud de anclaje barras de espera.

El cálculo de la longitud de anclaje para barras de espera se aplica mediante la expresión para ganchos a 90°, del artículo 12.5.2 del reglamento CIRSOC 201-2005.

$$l_{dhreq} = \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \lambda \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

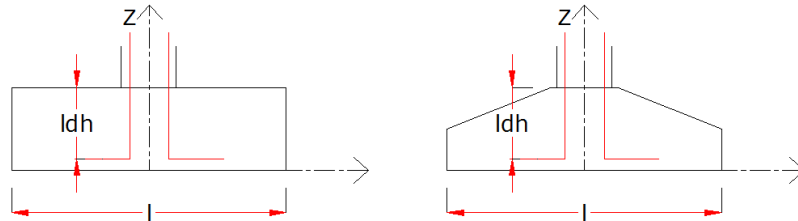


Fig.53. Longitud de anclaje de las barras de columna. Fuente: elaboración propia.

Se requiere verificar que la longitud de anclaje de las barras sea menor a la altura total de zapatas menos el recubrimiento y la suma de las armaduras adoptadas en cada dirección, de manera que la armadura de espera quede sobre ésta, es decir:

$$l_{dh} \leq h - rec - (\phi_x + \phi_y)$$

Capítulo 3. Consideraciones, funcionamiento y criterios del Software NEIC v1.0

3.1.Desarrollo del Software NEIC v1.0

El programa se desarrolla en lenguaje Visual Basic.Net bajo el entorno de desarrollo integrado (IDE) Microsoft Visual Studio con plataforma .NET Netframework. Visual Basic.Net es un lenguaje de programación orientado a objetos y eventos de alto nivel, cuya plataforma .NET Netframework es un marco común de librerías. NEIC v1.0 solo puede ser instalado y ejecutado bajo el sistema operativo Windows (ver Anexo B para consultar requisitos de sistema, hardware, instalación y manual de usuario).

3.2. Consideraciones de desarrollo

NEIC v1.0 verifica, dimensiona y calcula la cantidad de zapatas que el usuario desee ingresar. Está basado en Windows forms, que son formularios; se trata de una superficie visual donde se manipula información, obteniendo o ingresando datos, a su vez, a nivel del lenguaje, manejado por eventos y funciones o rutinas.

Desde la perspectiva de la codificación, al ingresarse una cantidad determinada de zapatas, el algoritmo se basa en vectores para cargar los datos y variables que se precisan para este fin. Por lo que se emplean ciclos e iteraciones y los resultados son expuestos en los formularios correspondientes, que contienen tablas para facilitar la lectura de los datos. A su vez, se utilizan diferentes colores para marcar las “casillas” o celdas que, por ejemplo, verifican o no las condiciones del cálculo, entre otros.

Por último, al terminar el dimensionamiento NEIC v1.0 interactúa con el software AutoCAD creado por la empresa Autodesk. Uno de los más utilizados ya que es un programa asistido por computadora para diseños en 2D y modelados 3D.

La interacción consiste en exportar las dimensiones y detallados de armaduras de las bases analizadas previamente, a un formato .DWG, que es reconocido por AutoCAD, obteniendo así un croquis a escala, que puede ser editado posteriormente por el usuario. Por lo que, para realizar la exportación, el usuario deberá tener instalado AutoCAD (ver Anexo B)

3.3. Funcionamiento y criterios del Software NEIC v1.0

El programa da la posibilidad de:

- 1- Diseñar, esto es analizar las dimensiones ingresadas por el usuario y otros datos de entrada posteriormente tratados, así como exportar las dimensiones y detallados de armaduras de cada base a formato .DWG.
- 2- Dimensionado automático, partiendo de los datos de entrada calcular las dimensiones de zapatas y exportar las dimensiones y detallados de armaduras de cada base a formato .DWG.

Al abrir el programa se debe optar entre los botones “Diseñar” o “Dimensionado automático”, tal como muestra la figura 54 (Ver Anexo B con Manual de usuario)



Fig. 54. Captura de pantalla botones “Diseñar” y “Dimensionado automático” NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia con NEIC v1.0

3.4. Datos de entrada

A continuación, se expondrán los datos de entrada para las opciones “Diseñar” y “Dimensionado automático”. Puede consultarse el manual del usuario en el Anexo B para obtener más detalles del ingreso de datos dentro de NEIC v1.0.

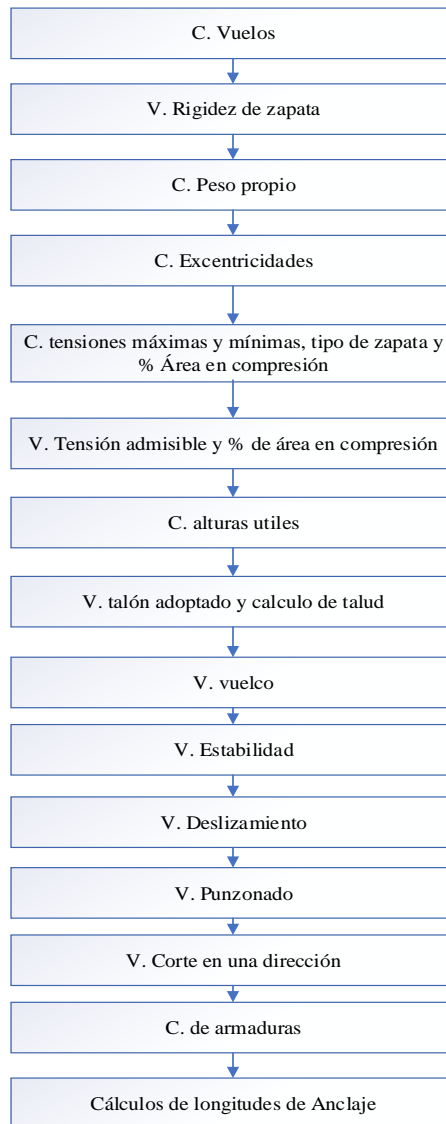
- 1- Cantidad de zapatas a analizar.
- 2- Coordenadas de cada zapata.
- 3- Dimensiones de cada zapata (Solo para opción Diseñar)
 - Lados de zapata: lx, ly
 - Altura de zapata: h
- 4- Hipótesis de cargas. (Definición de estados de servicio a utilizar para calcular o verificar el área de zapata). Definidas en el capítulo 2. Estados de cargas
- 5- Materiales, sección de columna y recubrimiento:
 - fc: resistencia especificada a la compresión del hormigón para zapatas. (H-25, H-30, H-35, H40, H45.)

- f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal para zapatas. Se adopta: $f_y = 420$ MPa para todas las bases.
 - F_c' : resistencia especificada a la compresión del hormigón de columnas, en MPa.
 - Sección de la columna (c_x, c_y)
 - Tamaño máximo nominal del agregado grueso.
 - Recubrimiento inferior.
- 6- Forma de zapata:
- Tronco cónico piramidal
 - Solo para opción Diseñar: adopción de talón (t)
 - Para ambas opciones: adopción de revanchas (b_x, b_y).
 - De espesor constante
- 7- Cargas:
- Esfuerzos no mayorados.
 - Esfuerzos mayorados.
- 8- Tensión admisible del terreno:
- Solo para opción Diseñar: tensión admisible según estudios de suelos o determinada a partir de Formula de capacidad de carga
 - Solo para opción Dimensionado automático: tensión admisible según estudios de suelo
- 9- Parámetros del suelo y coeficientes de seguridad:
- Profundidad de fundación (D_f)
 - Peso propio del suelo (γ_s).
 - Ángulo de rozamiento interno del suelo (ϕ_s).
 - Coeficiente de cohesión del suelo ($C_{cohesion}$).
 - Coeficiente de seguridad al vuelco.
 - Coeficiente de seguridad al deslizamiento.
 - Porcentaje de área en compresión “% Area en compresión”.
 - Porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata: Solo aplica para opción Dimensionado automático.

3.5. Cálculos y verificaciones para opción “Diseñar”

Los cálculos y verificaciones de zapatas dentro de la opción “Diseñar” siguen los pasos desarrollados en el capítulo 2. Para el cálculo de capacidad de carga última y admisible

definido en el capítulo 1, sección 1.3.1.1 “Teoría de capacidad de carga última”. En esta sección se expone el Esquema 1 el cual describe los pasos de cálculos y verificaciones.



Esquema 1. Procesos de cálculos y verificaciones, opción Diseñar. Fuente: elaboración propia.

En el esquema, C y V corresponden a las abreviaturas, cálculo y verificaciones, respectivamente

3.6. Cálculos y verificaciones para opción “Dimensionado automático”

En este apartado se expondrán los cálculos adoptados y verificaciones aplicadas para la determinación de las dimensiones en planta y en altura de manera “automática” en función de los datos de entrada definidos en la sección 3.4 del presente capítulo y adoptando pasos de

cálculos definidos en el capítulo 2, previamente definiendo las hipótesis en las que se basa el cálculo “automático”.

3.7. Hipótesis para la determinación “Automática” de dimensiones

El cálculo de dimensiones de zapatas, tanto tronco cónicas piramidales como de espesor constante, se basa en las siguientes premisas:

Convención de signos aplicada, es la mostrada en la figura 55.

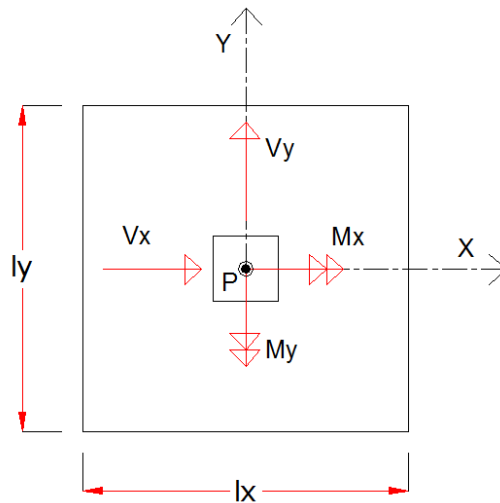


Fig.55. Convención de signos. Fuente: elaboración propia

Donde los esfuerzos adoptarán la siguiente denominación según el estado de carga aplicado, definido en el capítulo 2, sección 2.1 (Estados de cargas):

P_s , M_{xs} , M_{ys} , V_{xs} , V_{ys} : Esfuerzos de solicitaciones no mayoradas.

P_u , M_{xu} , M_{yu} , V_{xu} , V_{yu} : Esfuerzos de solicitaciones mayoradas.

- a- Tensión admisible proveniente de estudios de suelo.
- b- Dimensiones en planta (l_x , l_y) determinadas de modo tal que:
 - La resultante se encuentre ubicada dentro del núcleo central, por lo que toda la zapata estará en compresión.
 - Dimensiones para verificar longitud de anclaje de barras traccionadas de la armadura inferior, tomando como hipótesis previa, solo para este caso, barras de diámetro 12 mm y H-25.

- Dimensiones determinadas para verificar al vuelco.
- Dimensiones determinadas para verificar estabilidad.

De manera que las dimensiones l_x , l_y queden determinadas por la que resulte mayor de las condiciones expuestas.

- c- Altura de zapata (h) determinada de manera tal que:
 - Verifique condición de rigidez.
 - Verifique altura mínima.
 - Verifique longitud de anclaje de barras en esperas dentro de la zapata, tomando como hipótesis previa cuatro barras en esquina de diámetro 16 mm y H-25.
 - Verifique condiciones de punzonamiento y corte.
 - Altura necesaria para no requerir Armadura superior.

La altura quedará determinada como la mayor para satisfacer los casos expuestos.

- d- Para el caso de zapatas tronco cónicas piramidales, determinar el talón de manera de cumplir con la condición de altura mínima. Como hipótesis se adopta diámetro de 10 mm. para ambas direcciones de la armadura inferior.

3.8. Pasos de cálculo para determinar dimensiones de las zapatas

En este apartado se desarrollarán los pasos para determinar las dimensiones de las zapatas, cálculos de armaduras y longitudes de anclaje. En caso de requerir realizar nuevamente un proceso de cálculo o verificación, solo será mencionado con el número de sección e inciso correspondiente desarrollado con anterioridad.

Luego de determinar las armaduras, los cálculos y verificaciones que son idénticas a las definidas en el capítulo 2 sección 2.1, solo se hará alusión al respectivo inciso.

Pasos:

- 1- Cálculo de excentricidades de servicio:

$$e_x = \frac{M_{ys} + h \cdot V_{xs}}{P_s + P_p} ; \quad e_y = \frac{M_{xs} + h \cdot V_{ys}}{P_s + P_p}$$

- 2- Adopción de dimensiones en planta (l_x , l_y):

Se realizará previamente según el caso de excentricidad:

- Caso 1: $ex = 0$ y $ey = 0$

Se adopta zapata cuadrada ($lx = ly$). Para obtener una de las dimensiones:

$$q_{adm} = q_t = \frac{Ps}{lx ly} \rightarrow lx = ly = \sqrt{\frac{Ps}{q_{adm}}}$$

Donde:

q_{adm} : tensión admisible del terreno.

q_t : tensión de trabajo. (Tensión máxima)

Ps : carga o esfuerzo vertical no mayorado.

De lo que resultará:

$$q_{adm} \geq q_t$$

Verificando la hipótesis de resultante ubicada dentro del núcleo central. Ya que la tensión mínima “ q_{min} ” será igual a la tensión de trabajo

- Caso 2: $ex \neq 0$ y $ey = 0$

Representa el caso de momento flector alrededor de un eje (Eje Y) es decir:

$$M_{ys} \neq 0 \text{ y } M_{xs} = 0$$

Se adopta lx_1 , lx_2 como dimensiones previas para luego adoptar la mayor de ambas para la dirección X.

Para que la resultante se encuentre ubicada dentro del núcleo central debe cumplir:

$$ex \leq \frac{lx}{6}$$

“ lx_1 ” será:

$$lx_1 = 6 ex$$

Y l_{x2} adoptado partiendo de una zapata cuadrada, es decir:

$$l_{x2} = \sqrt{\frac{Ps}{q_{adm}}}$$

Por lo que la dimensión “ l_x ” será la mayor de l_{x1} y l_{x2} .

Para la dimensión en la otra dirección (l_y) se adopta como:

$$l_y = \frac{l_x}{1.5}$$

Una vez adoptadas las dimensiones, l_x , l_y , se procede a verificar que la tensión q_1 y q_2 sean menores o iguales a la tensión admisible y mayores a 0 (cero), es decir:

$$0 < q_1 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 - \frac{6 e_x}{l_y} \right) \leq q_{adm}$$

$$0 < q_2 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 + \frac{6 e_x}{l_y} \right) \leq q_{adm}$$

En caso de no verificar, se incrementa l_x 1 cm., $\Delta l_x = 0.01$ m, hasta verificar la condición y la tensión máxima sea igual a la tensión admisible. En caso de realizar el aumento, por cada incremento, $l_y = l_x/1.5$; el valor 1.5 es tomado para cumplir con la verificación de estabilidad

- Caso 3: $e_x = 0$ y $e_y \neq 0$

Análogo al Caso 2

- Caso 4: $e_x \neq 0$ y $e_y \neq 0$

Para esta situación, los momentos flectores alrededor de los ejes X e Y son distintos de 0 (cero), es decir:

$$M_{ys} \neq 0 \text{ y } M_{xs} \neq 0$$

Se adopta l_{x1} , l_{y1} , como dimensiones previas para luego adoptar la mayor de ambas cada dirección.

En primera instancia, se adoptan las dimensiones, l_x , l_y , sin considerar los momentos flectores como zapata cuadrada, es decir:

$$q_{adm} = q_t = \frac{Ps}{l_x l_y} \rightarrow l_x l_y = \sqrt{\frac{Ps}{q_{adm}}}$$

Para que la resultante se encuentre ubicada dentro del núcleo central debe cumplir:

$$0 < q_1 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 - \frac{6 e_x}{l_y} - \frac{6 e_y}{l_x} \right) \leq q_{adm}$$

$$0 < q_2 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 + \frac{6 e_x}{l_y} - \frac{6 e_y}{l_x} \right) \leq q_{adm}$$

$$0 < q_3 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 - \frac{6 e_x}{l_y} + \frac{6 e_y}{l_x} \right) \leq q_{adm}$$

$$0 < q_4 = \frac{Ps}{l_x l_y} \left(1 + \frac{6 e_x}{l_y} + \frac{6 e_y}{l_x} \right) \leq q_{adm}$$

En caso de no verificar estas condiciones, se realizan los incrementos $\Delta l_x = 0.01 \text{ m}$ y $\Delta l_y = 0.01 \text{ m}$, hasta verificar la condición y que la tensión máxima sea igual o menor a la tensión admisible.

Una vez determinadas las dimensiones para cumplir la condición $q_t \leq q_{adm}$ y $q_{min} > 0$

se prosigue a determinar las dimensiones menores para verificar la longitud de anclaje de barras traccionadas de la armadura inferior. Previamente NEIC v1.0 calcula el vuelo para cada dirección con las dimensiones l_x , l_y calculadas.

$$v_x = \frac{l_x - c_x}{2} ; v_y = \frac{l_y - c_y}{2}$$

Definida la expresión de longitud requerida como:

$$l_{dhreq} = \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \lambda \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

Con:

$$\psi_e = 1$$

$\lambda=1$ para hormigón de densidad normal

$$d_b = \emptyset = 12 \text{ mm (diámetro de armadura inferior, de hipótesis.)}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Quedando:

$$l_{dhreq} = 241.92 \text{ mm} \approx 0.24 \text{ m}$$

Siendo mayor a: 0.15 m y a $8 d_b = 0.096 \text{ m}$

Por lo que el vuelo para ambas dimensiones menos el recubrimiento adoptado deberá ser mayor o igual a la longitud de anclaje calculada:

$$v - rec = 0.24 \text{ m} \rightarrow v = 0.24 \text{ m} + rec$$

Y las dimensiones para cada dirección vienen dadas por:

Dirección X:

$$v_x = \frac{l_x - c_x}{2} \rightarrow l_x = 2 v_x + c_x = 2 (0.24 \text{ m} + rec) + c_x$$

Dirección Y:

$$v_y = \frac{l_y - c_y}{2} \rightarrow l_y = 2 v_y + c_y = 2(0.24 \text{ m} + rec) + c_y$$

La verificación del vuelco está en función de la tapada y peso propio de la zapata, éste último depende de la altura para bases de espesor constante y para zapata tronco cónica piramidal, además de la altura el talón de la base. Debido a esto, se analizará esta condición una vez determinada la altura y talón en caso de ser necesario, incrementando las dimensiones si no verifica.

Se adoptan las dimensiones l_x , l_y , mayores calculadas, anteriormente.

Luego, se recalculan los vuelos para cada dirección con las dimensiones mayores adoptadas:

$$v_x = \frac{l_x - c_x}{2} ; v_y = \frac{l_y - c_y}{2}$$

3- Adopción de altura de zapatas:

Como premisas se estableció que “h” debe ser tal que verifique a la condición de rigidez, por lo que se adopta la mayor entre:

$$h \geq \frac{vx}{2} \text{ y } h \geq \frac{vy}{2}$$

Debe verificar altura mínima para zapata de espesor constante, adoptando como hipótesis barras de 10 mm. en ambas direcciones, para obtener una altura estimada.

por lo que:

$$h - rec - 0.02 \text{ m} \geq 0.15 \text{ m} \rightarrow h = 0.15 \text{ m} + rec + 0.02 \text{ m}$$

Verificar longitud de anclaje de barras en espera dentro de la zapata, tomando como hipótesis previa cuatro barras en esquina de diámetro 16 mm, a modo de pre dimensionado.

Definida la expresión de longitud requerida como:

$$l_{dhreq} = \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \lambda \cdot \frac{fy}{\sqrt{fc}} \right) \cdot d_b \geq 0.15 \text{ m} \geq 8 d_b$$

Con:

$$\psi_e = 1$$

$\lambda = 1$ para hormigón de densidad normal

$d_b = \emptyset = 16 \text{ mm}$ (diámetro de armadura inferior, de hipótesis.)

$fy = 420 \text{ MPa}$

Quedando:

$$l_{dhreq} = 322.56 \text{ mm} \approx 0.32 \text{ m}$$

Siendo mayor a: 0.15 m y a $8 d_b = 0.096 \text{ m}$

Por lo que la altura para poder apoyar las barras de espera sobre la parrilla de la armadura inferior, será:

$$ldh \leq h - rec - (\phi x + \phi y)$$

Adoptando como hipótesis los diámetros de armadura, $\phi x = 10 \text{ mm}$ $\phi y = 10 \text{ mm}$

$$h \geq 0.32 \text{ m} + rec + (0.02 \text{ m})$$

La altura adoptada será la mayor de las calculadas.

La altura para verificar condiciones de corte y punzonamiento y para no requerir armadura superior será determinada posteriormente, en los pasos necesarios.

4- Cálculo de talón de la base.

Solo aplica para zapatas tronco cónicas piramidales. Aplicando el criterio de los ejemplos del reglamento.

El talón viene dado por el mayor de:

- $h - vx$
- $h - vy$
- $rec + 0.02 \text{ m} + 0.015 \text{ m}$

5- Cálculo de talud

Este cálculo aplica solo para zapatas tronco cónicas piramidales con el fin de determinar si la base lleva encofrado y en qué dirección se requiere; se procede a calcular el talud en cada dirección. Si el ángulo que forma éste con el plano de la base es superior al ángulo natural del hormigón en estado fresco, entonces requiere encofrado para esa dirección.

$$\beta x = \arctg \left[\frac{2(h - t)}{lx - (cx + bx)} \right]$$

$$\beta y = \arctg \left[\frac{2(h - t)}{ly - (cy + by)} \right]$$

Talud natural del hormigón en estado fresco:

$$\beta h = 30^\circ$$

Verificación:

$$\beta h \geq \beta x \text{ y } \beta h \geq \beta y$$

En caso de no verificar se establece en el formulario “Dimensionado” en la tabla “dimensiones” el mensaje “Lleva encofrado”; en caso de aplicar para ambas direcciones, si solo aplica una dirección, por ejemplo, en X se mostrará “Lleva encofrado en X”

6- Cálculo del peso propio. Ídem capítulo 2, sección 2.1, inciso 3.

7- Verificación al vuelco.

La verificación procede como ya fue explicada en el capítulo 2, sección 2.1, inciso 10.

Debiendo cumplir:

$$Cvx = \frac{Mex}{Mvx} ; Cvy = \frac{Mey}{Mvy}$$

En caso de no verificar, para la dirección que no cumpla se realiza el incremento de dimensión, ya sea:

$$\Delta lx = 0.01 \text{ m } \text{ ó } \Delta ly = 0.01 \text{ m}$$

O para ambas direcciones en caso de no cumplir, hasta que verifique.

En caso de aplicar el incremento, NEIC v1.0 recalcula:

- Tensiones en esquinas, verificando las condiciones, ahora considerando el peso propio de cada zapata:

$$0 < q_1 = \frac{Ps + Pp}{lx ly} \left(1 - \frac{6 ex}{ly} - \frac{6 ey}{lx} \right) \leq qadm$$

$$0 < q_2 = \frac{Ps + Pp}{lx ly} \left(1 + \frac{6 ex}{ly} - \frac{6 ey}{lx} \right) \leq qadm$$

$$0 < q_3 = \frac{Ps + Pp}{lx ly} \left(1 - \frac{6 ex}{ly} + \frac{6 ey}{lx} \right) \leq qadm$$

$$0 < q_4 = \frac{Ps + Pp}{lx ly} \left(1 + \frac{6 ex}{ly} + \frac{6 ey}{lx} \right) \leq qadm$$

- Altura para verificar condición de rigidez:

$$h \geq \frac{vx}{2} \text{ y } h \geq \frac{vy}{2}$$

8- Verificación Estabilidad. Ídem capítulo 2, sección 2.1, inciso 11.

9- Verificación al deslizamiento. Ídem capítulo 2, sección 2.1, inciso 12. Para esta verificación no aplican incrementos en caso de no verificar, se establece “No” en la columna “Verifica” de la tabla “deslizamiento” en el formulario “Verificaciones”

10- Verificación al punzonado o corte en dos direcciones.

La verificación procede como ya fue explicada en el capítulo 2, sección 2.1, inciso 13.

Debiendo cumplir:

$$Vu \leq \phi Vc$$

En caso de no cumplir con la condición, NEIC v1.0 incrementa la altura de la zapata, $\Delta h = 0.01 m$, hasta verificarla, y los pasos 6, 7, 8, 9 son recalculados para zapatas de espesor constante y, para zapatas tronco cónicas piramidales, los pasos 4, 5, 6, 7, 8, 9 son recalculados.

11- Verificación al corte en una dirección

La verificación procede como ya fue explicada en el capítulo 2, sección 2.1, inciso 14

Debiendo cumplir:

$$Vuxc \leq Vc ; Vuyc \leq Vc$$

En caso de no cumplir con la condición, NEIC v1.0 incrementa la altura de la zapata, $\Delta h = 0.01 m$, hasta verificarla y los pasos 6, 7, 8, 9,10 son recalculados para zapatas de espesor constante y, para zapatas tronco cónicas piramidales, los pasos 4, 5, 6, 7, 8, 9,10 son recalculados.

12- Verificación al aplastamiento

La verificación procede como ya fue explicada en el capítulo 2, sección 2.1, inciso 15

Debiendo cumplir:

$$\phi Pn \geq Pu$$

En caso de no cumplir con la condición, se establece “No” en la columna “Verifica” de la tabla “Aplastamiento” en el formulario “Verificaciones”, no aplicándose incrementos.

13- Diseño a flexión - cálculo de armaduras

El cálculo procede como ya fue explicado en el capítulo 2, sección 2.1, inciso 16. Con la diferencia que: si para la base $mn \geq m_{nmax}$ en cualquiera de las direcciones, ya sea X, Y o en ambas direcciones, implicará que ésta requiera armadura superior, se realiza un incremento de altura, $\Delta h = 0.01 m$, hasta verificar que:

$$mn \leq m_{nmin}$$

O bien:

$$m_{nmax} < mn < m_{nmin}$$

Si aplica el incremento, los pasos 6, 7, 8, 9,10,11 son recalculados para zapatas de espesor constante y para zapatas tronco cónicas piramidales los pasos 4, 5, 6, 7, 8, 9,10,11 son recalculados.

Los cálculos y verificaciones a continuación enumerados, son idénticos a los del capítulo 2, sección 2.1, incisos 17, 18, 19, 20, 21, 22 respectivamente, por lo que solo son mencionados.

Para el inciso 17 “Longitud de anclaje para zapatas” solo aplica para la longitud de anclaje de la armadura inferior ya que al dimensionar la zapata por hipótesis no se admite armadura superior.

3.9. Exportación gráfica

Una vez adoptadas y/o calculadas todas las dimensiones y armaduras de la o las zapatas analizadas, podrá realizarse la exportación a AutoCAD, que consiste en captar los resultados de los cálculos y reflejarlos en un croquis a escala en el “Espacio Modelo” de AutoCAD.

Para realizar los dibujos de cada zapata dentro del “Espacio Modelo” de AutoCAD, NEIC v1.0 se adoptan los siguientes pasos:

- 1- Crea estilo de texto “NEIC”
- Tipo de fuente: romans
- Color: verde

- Altura: 0.05 m

- 2- Crea Capa (Layers) “NEIC”
- 3- Carga tipo de línea “Continua” a la capa creada “NEIC”
- 4- Define alturas de texto para:
 - Títulos: 0.075 m
 - Sub títulos: 0.05 m

- 5- Dibuja rectángulo externo de la zapata en planta
- 6- Inserta texto Lx, Ly
- 7- Dibuja rectángulo de columna dentro de la planta
- 8- Dibuja rectángulo de columna más revancha dentro de la planta (Solo para zapatas tronco cónicas piramidales)
- 9- Dibuja armadura inferior dentro de la planta para las direcciones X e Y.
- 10- Inserta texto cantidad de barras, símbolo “ \emptyset ”, diámetro, separación, para las direcciones X e Y, y en caso de haber armadura central también para esta.
- 11- Dibuja líneas a modo de cotas, en caso de haber distribución de armadura central y lateral para la dirección requerida
- 12- Inserta texto, Ll, Lc, Ll al centro de la línea de cotas dibujadas en el paso anterior.
- 13- Dibuja corte en dirección X, a 0.35 m superior al dibujo en planta.
- 14- Dibuja armadura superior para el corte del paso 11
- 15- Dibuja líneas para señalar la armadura adoptada del paso anterior
- 16- Inserta texto cantidad de barras, símbolo “ \emptyset ”, diámetro, separación.
- 17- Dibuja corte en dirección Y, a 0.35 m al costado del dibujo en planta.
- 18- Dibuja líneas para señalar la armadura adoptada del paso anterior
- 19- Inserta texto cantidad de barras, símbolo “ \emptyset ”, diámetro, separación.
- 20- Inserta textos, al costado superior izquierdo, es decir al costado izquierdo del corte superior:
 - “Zapata N^o”, como título
 - “Altura”, como subtítulo.
 - “Talón”, como subtítulo. (solo para zapatas tronco cónicas)
 - “Rec.”, como subtítulo
 - Resistencia característica del hormigón adoptada “H-”, como subtítulo

- “Fy= 420 MPa”, como subtítulo
- bx (solo para zapatas tronco cónicas)
- by (solo para zapatas tronco cónicas)

Los pasos anteriores se encuentran en función de las opciones de exportación, si la zapata lleva o no armadura superior y si la zapata requiere distribución lateral y central de armadura para alguna dirección. Según sea el caso, los pasos correspondientes son omitidos (ver manual de usuario en el Anexo B).

3.10. Cómputo de materiales

Una vez determinadas o adoptadas las dimensiones de la zapata y armaduras, se procede a realizar un cómputo por cada zapata y luego los totales, de los siguientes ítems:

- 1- Volumen de hormigón para zapatas. Unidades (m³)
- 2- Volumen de hormigón de limpieza, considerando un espesor de 5 cm. Unidades (m³)
- 3- Acero. Unidades (Kg)
- 4- Volumen de excavación. Unidades (m³)
- 5- Volumen de relleno. Unidades (m³)

De esta manera se podría optimizar aún más las zapatas, o considerar otro tipo de fundación, quedando esto a consideración del usuario

Cabe aclarar que NEIC v1.0 para zapatas tronco cónicas piramidales, en caso de requerir encofrados, estos no serán tenidos en cuenta en el cómputo de materiales.

Luego, dentro de NEIC v1.0 pueden ingresarse los precios unitarios por rubro para obtener los totales discriminados por los ítems mencionados y luego el precio estimado total. Puede consultar el manual de usuario (Anexo B) para más información.

Conclusiones y recomendaciones

Es posible afirmar que con el desarrollo de este trabajo se han cumplido los objetivos generales formulados en el proyecto del trabajo final de grado. NEIC v1.0 es un software de verificación, dimensionamiento y cálculo de armaduras de zapatas aisladas, rígidas y centradas para columnas del mismo tipo, con las especificaciones del “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” CIRSOC 201-2005. Se ha podido optimizar el proceso de dimensionamiento y cálculo, aplicando la teoría de Meyerhof (1963) para determinar la capacidad última y admisible del suelo. Asimismo, se aplicó el método de Özmen (2011) para determinar las tensiones en esquina cuando la zapata se encuentra sometida a flexión biaxial.

Las principales características del programa desarrollado son:

- NEIC v1.0 no restringe el número de zapatas que requieran análisis, tratando a cada una individualmente, realizando sus cálculos y verificaciones para que sean analizadas por el usuario de manera que éste pueda identificar condiciones insatisfactorias.
- NEIC v1.0 optimiza el cálculo monótono manual realizado para el cálculo de zapatas; guía al usuario dentro de un entorno amigable e intuitivo, evitando errores en el ingreso de datos y buscando hacerlo participe en la toma de decisiones para adoptar la o las bases analizadas o redimensionar.
- NEIC v1.0 permite ingresar tensiones admisibles determinadas sobre la base de estudios de suelo o realizar el cálculo a partir de los parámetros de éste, la ubicación del nivel freático y los casos de excentricidades de cargas a las que puede estar sometida la o las zapatas.
- NEIC v1.0 permite, a partir de ciertas limitaciones, realizar el cálculo de dimensiones y armaduras de manera automática.
- NEIC v1.0 una vez adoptadas las dimensiones y armaduras da la opción de exportar un croquis a escala a extensión .DWG brindando la posibilidad al usuario de realizar la edición del gráfico, siendo este uno de los pocos programas desarrollados que realizan exportación gráfica. Además, permite realizar un cómputo de materiales, excavación y relleno, luego cargar precios unitarios y obtener el total.

En cuanto a las aplicaciones del software desarrollado, entre las diversas aplicaciones individuales, se enumeran algunas a continuación:

- 1- Verificación y/o dimensionado “automático” de zapatas aisladas centradas. Si bien NEIC v1.0 se desarrolló para columnas de hormigón armado, puede ser aplicado para calcular y diseñar zapatas para columnas metálicas, considerando solamente el análisis de la zapata o calcular y diseñar zapatas para aerogeneradores, considerando siempre las limitaciones, como ser la modificación de la sección crítica a flexión. Esto debido a que NEIC v1.0 considera el despegue parcial que puede realizarse en una o más esquinas, por ejemplo.
- 2- Cálculo de capacidad de carga última del suelo partiendo de parámetros de suelo para cimentaciones cuadradas o rectangulares, en función de la ubicación del nivel freático y las excentricidades de cargas, obteniendo, el factor de seguridad para zapatas con despegue.
- 3- Ingresar las dimensiones y realizar exportación a escala de las distintas zapatas analizadas para luego realizar los planos de las cimentaciones, evitando realizar los dibujos de manera “manual” dentro de AutoCAD.

De acuerdo con los resultados del presente trabajo, se exponen ciertas sugerencias para futuras investigaciones. En primer lugar, se recomienda considerar cimentaciones superficiales rígidas y flexibles, por ejemplo, para, zapatas en medianera, corridas bajo muro, combinadas, entre otras. Segundo, se podría considerar el hecho desarrollar programas de cálculos para zapatas circulares. En tercer término, se sugiere considerar análisis de cimentaciones profundas. Finalmente, sería útil e interesante desarrollar programas para diversos elementos estructurales.

Bibliografía

- Autodesk, AutoCAD, CAO Objects, Methods, and Properties Reference (ActiveX/CAO). Recuperado el 22 de agosto de 2018 de: <http://help.autodesk.com/view/ACD/2017/ESP/?guid=GUID-5B36FE5D-F0EA-4526-A27E-9F7C1CB00A7D>
- Barnert Tapia, G. (2009). Programa computacional, diseño estructural fundaciones superficiales f&d1.0, bajo plataforma Mathcad.
- Bellagio, (2014). Apuntes de Hormigón Armado, Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Salta.
- Bocanegra Malca, C. (2012). Desarrollo de un software para el diseño de zapatas rectangulares por flexión biaxial.
- Calavera Ruiz, J. (1982) “Cálculo de Estructuras de Cimentación” 4° Ed. Madrid.
- Calavera Ruiz, J. (2000). Cálculo de estructuras de cimentación. INTEMAC (Instituto técnico de materiales y construcciones).
- Cómo usar Windows Script Host para leer, escribir y eliminar claves del Registro. Recuperado el 22 de agosto de 2018 de: <https://support.microsoft.com/es-ar/help/244675/how-to-use-the-windows-script-host-to-read-write-and-delete-registry-k>
- Das, B. M. (2013). Fundamentos de ingeniería geotécnica (No. 624.13). Thomson Learning.
- Instituto Nacional del Tecnología Industrial. (INTI, 2018) Recuperado el 22 de agosto de 2018 de: https://www.inti.gob.ar/cirsoc/ejemplos_2005_2007.htm
- Irlés, R., & Irlés, F. (1994). Explicit stresses under rectangular footings. *Journal of geotechnical engineering*, 120(2), ASCE 444-450)
- Luna, F. O. (2011). Visual Basic Guía Definitiva del Programador. Buenos Aires: RedUSERS Comunidad de Tecnología.

Módulo Doce, Programación en Visual Basic orientada a AutoCAD 14 (VBA).
Recuperado el 22 de agosto de 2018 de:
https://www.lawebdelprogramador.com/cursos/autocad/doce_1.php

Montoya, P. J., Meseguer, Á. G., & Cabré, F. M. (2001). Hormigón armado. Gustavo Gili.

Nelson (2013) Apuntes de Materia Fundaciones, Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Salta.

Nioi, J. E., Rosas, M. A., Solá, J. V. (2007). Conocimientos de mecánica de suelos aplicables a la ingeniería civil. Salta. Universidad Católica de Salta. Salta: Eucasa

Orler, J. R., & Donini, H. J. (2008). Diseño básico de hormigón estructural: según CIRSOC 201/05 (No. 624.012. 4). Científica Universitaria.

Özmen, G. (2011). Determination of Base Stresses in Rectangular Footings under Biaxial Bending. *Teknik Dergi*; Cilt: 22 Sayı: 110.

Rodríguez Alcalde, A. (2015). Análisis comparativo del diseño de zapatas aisladas y combinadas rectangulares por flexión uniaxial y biaxial con programa computacional elaborado y Safe.

Serrano Moreta, P. C. (2017). Desarrollo de una aplicación basada en MATLAB para el cálculo de cimentaciones superficiales aisladas (Bachelor's thesis, Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil).

Stephen Presto (s.f.). Guía de desarrollo AutoCAD .NET.

Val, J. R. (2011). Estructuras de la Edificación. Editorial Club Universitario.

Valat, B. H., Bissio, J. F., Ortega, D. (s.f.). Bases de Hormigón Armado Construidas con hormigones H-30 y menores. Ejemplos de Aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005. Recuperado el 22 de agosto de 2018 de:
https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/ejemplos/bases_ejemplos201.pdf

ANEXO A

Método Özmen (2011)

Determinación de tensiones de base en zapatas rectangulares bajo flexión biaxial*

Método Günay Özmen**

* Publicado en Teknik Dergi vol. 22, No. 4 de octubre de 2011, pp: 5659-5674

** Universidad Técnica de Estambul, Turquía

Resumen.

El propósito de este trabajo es el desarrollar un método general para calcular las presiones de zapatas rectangulares bajo flexión biaxial. Primero, los cimientos que están expuestos a grandes excentricidades se clasifican de acuerdo a la forma de la región de presiones. Luego la formulación dada por Löser para el diseño de columnas rectangulares sometidas a flexión biaxial son generalizadas y aplicadas al cálculo de tensiones de la base. Dado que la posición del eje neutro no se conoce inicialmente, se desarrolla un proceso de sucesión aproximada.

Introducción

Se puede considerar seguro y económico una base individual para cada columna, en los casos que la capacidad de carga del suelo de la base es suficientemente alta o las cargas son relativamente bajas. Estas fundaciones individuales llamadas “Zapatas” son generalmente construidas de forma rectangular. Se muestra en la figura A.1 como caso especial, una elevación esquemática de una base rectangular bajo efecto de carga vertical P y momento flector unidireccional M_y ,

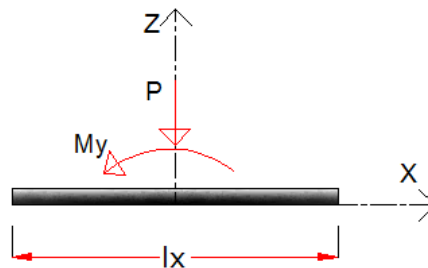


Figura A.1: Zapata bajo momento unidireccional M_y . Fuente: elaboración propia

Las dimensiones de la base son l_x y l_y . Las tensiones para este tipo de zapata se calculan fácilmente mediante el uso de fórmulas bien conocidas de Resistencia de Materiales. La excentricidad "e" de la carga vertical se define como:

$$e = \frac{My}{P} \quad \text{Ec. 1}$$

Sin embargo, cuando la carga vertical se encuentra fuera de la región llamada "núcleo central", es decir, cuando:

$$e \geq \frac{l_x}{6} \quad \text{Ec. 2}$$

Se desarrolla una zona sin compresión, es decir tracción en el pie de la base, este caso especial se considera de "gran excentricidad" y la distribución de tensiones correspondiente es como muestra la Figura A.2

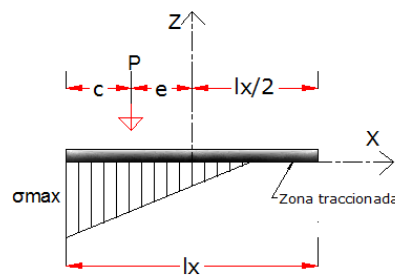


Figura A.2: distribución de tensión para gran excentricidad. Fuente: elaboración propia.

Para este caso la presión máxima en la base se calcula mediante:

$$\sigma_{max} = 2 * \frac{P}{3 * c * l_y} = \frac{4}{3} * \frac{P}{l_y * (l_x - 2e)} \quad \text{Ec. 3}$$

Zapata bajo flexión biaxial

El cálculo de las tensiones de base para zapata bajo momento en dos direcciones es complejo excepto ciertos casos. Este tema investigado por Köseoğlu (1986) y presentada en amplias explicaciones.

Köseoğlu (1986) para zonas de presión trapezoidales y triangulares presenta formulas exactas, mientras que para zonas pentagonales son aproximadas. Trupia (2009) y Saygun (2009) presentaron fórmulas para las dos primeras zonas de presiones mencionadas y una tabla para zonas pentagonales. Para comenzar, serán resumidas y discutidas las explicaciones dadas por Köseoğlu (1986).

La distribución esquemática de esfuerzo en base rectangular bajo efecto de flexión biaxial junto con carga vertical se muestra en la figura A.3

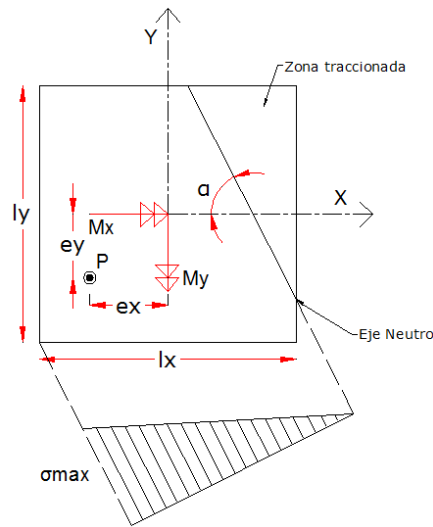


Figura.A.3: carga en la base y distribución de esfuerzos. Fuente: elaboración propia

La zona de compresión ubicada a la izquierda del eje neutro, de la Figura A.3, la carga vertical P actuando perpendicular a la Figura A.3. La dirección positiva de los momentos flexores elegidos de manera que la tensión máxima de la base ocurre en la esquina inferior izquierda de la misma. Las coordenadas del punto de aplicación de P, resultan:

$$e_x = -\frac{M_y}{P} \text{ Ec. 4. a}$$

$$e_y = -\frac{M_x}{P} \text{ Ec. 4. b}$$

Ambos negativos por la convención de signos elegidas. El ángulo entre el eje neutro y el eje X denotados por “α”.

El eje neutro puede existir en varios lugares e inclinaciones dependiendo de los valores P, Mx, My y las dimensiones de la base lx, ly. Puede ocurrir según la posición del eje neutro una “Zona traccionada” o “Zona sin estrés” en una variedad de formas y tamaños. Se puede demostrar que la forma y el tamaño de la zona de compresión dependen del punto de aplicación de la carga Vertical “P”. La superficie de la base puede considerarse en 13 regiones de acuerdo a la forma de la zona comprimida. Estas regiones se pueden recoger en 5 grupos, como muestra la figura A.4.

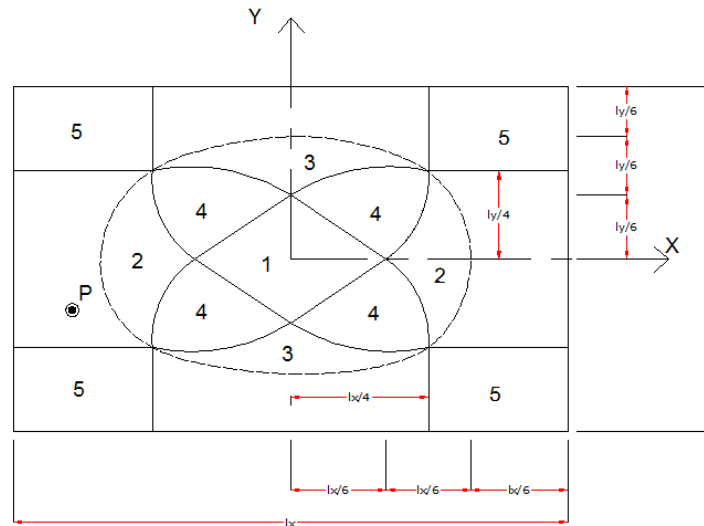


Figura. A.4. Regiones de la base según formas de la zona de compresión. Fuente: elaboración propia

Los tipos de zona de compresión correspondientes a estas regiones se muestran sombreadas en la Figura A.5. Formas simétricas respecto a los ejes X y/o Y pueden ocurrir debido a los ejes de simetría. A continuación, se resumen las características para varios tipos y se presentan fórmulas de cálculo de tensiones.

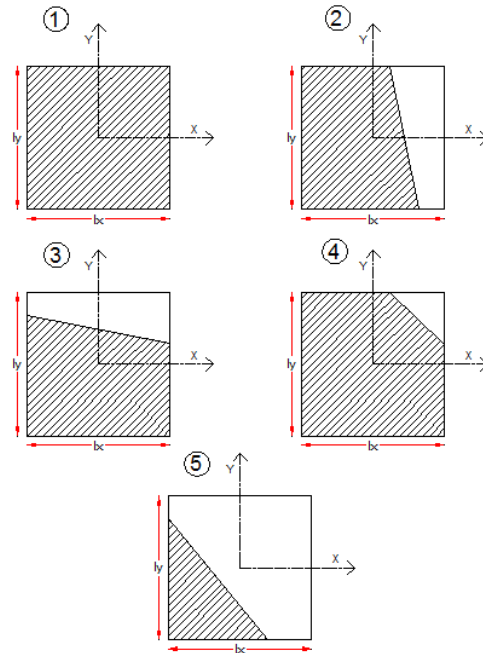


Figura. A.5. Regiones del pie de la base según la zona de compresión. Fuente: elaboración propia

- Tipo 1: cuando la aplicación de la carga vertical permanece en la región 1 de la Figura.4 toda la base se encuentra comprimida. Este caso se denomina “pequeña excentricidad” y las tensiones en todas las esquinas pueden calcularse con:

$$\sigma = \frac{P}{A} \mp \frac{M_x ly}{2I_x} \mp \frac{M_y lx}{2I_y} \quad Ec. 5$$

Donde A, I_x, I_y, son el área de la base y los momentos de inercia alrededor de los ejes X e Y, respectivamente.

- Tipo 2: cuando la aplicación de la carga vertical está ubicada dentro de la región indicada con 2 en la figura A.4, la “gran excentricidad” tiene lugar en una zona en tracción de forma trapezoidal. En este caso, la zona de compresión también es trapezoidal como se muestra en la figura A.5 y la tensión máxima en esquina puede calcularse con las fórmulas dadas por Köseoğlu (1986), es decir:

$$ty = \frac{ly}{12} * \left[-\frac{ly}{ey} + \sqrt{\left(\frac{ly}{ey}\right)^2 - 12} \right] \quad Ec. 6. a$$

$$tg\alpha = \frac{3 lx + 2ex}{2 ty - ey} \quad Ec. 6. b$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 * P}{ly tg\alpha + 12 ty^2} * \left[\frac{ly + 2 ty}{ly^2 + 12 ty^2} \right] \quad Ec. 7$$

- Tipo 3: cuando el punto de aplicación de la carga vertical P está dentro de la región denotada por 3 en la figura A.4, se tiene nuevamente “gran excentricidad” las formas trapezoidales prevalecen tanto para zonas de compresión como para zonas traccionadas, Figura A.5. En este caso, la tensión máxima de esquina también puede calcularse utilizando las fórmulas dadas por Köseoğlu (1986), es decir:

$$tx = \frac{lx}{12} * \left[-\frac{lx}{ex} + \sqrt{\left(\frac{lx}{ex}\right)^2 - 12} \right] \quad Ec. 8. a$$

$$tg\alpha = \frac{3 ly + 2ey}{2 tx - ex} \quad Ec. 8. b$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 * P}{lx tg\alpha + 12 tx^2} * \left[\frac{lx + 2 tx}{lx^2 + 12 tx^2} \right] \quad Ec. 9$$

- Tipo 4: cuando el punto de aplicación de la carga vertical P está dentro de las regiones indicadas como 4 en la Figura A.4, también se produce “gran excentricidad”. En este caso la compresión y la zona traccionada son pentagonales y triangulares, respectivamente, Figura A.5. Para este tipo de distribución de tensiones los cálculos

exactos de las tensiones en esquina resultan complejas. Sin embargo, las fórmulas aproximadas pueden considerarse adecuadas para la aplicación práctica, presentadas por Köseoğlu (1986), de la siguiente manera:

$$\varepsilon = \frac{|ex|}{lx} + \frac{|ey|}{ly} \quad Ec. 10$$

$$\sigma_{max} = \frac{\varepsilon P}{lx ly} * [12 - 3.9 * (6 \varepsilon - 1)(1 - 2 \varepsilon)(2.3 - 2\varepsilon)] \quad Ec. 11$$

- Tipo 5: La región en forma oval rodeada por una línea punteada en la Figura A.4 se denomina “Núcleo secundario”, contiene el conjunto de las regiones 1, 4 y parte de las regiones 2 y 3. Cuando el punto de aplicación de la carga vertical P está fuera del núcleo secundario, ocurre una “excentricidad excesivamente grande”. En este caso donde la zona de compresión es menor a la zona traccionada no debe ser preferida en la aplicación. Este tipo de distribución de tensiones no es permitido por algunos códigos de diseño, como, por ejemplo, DIN 1054 – 1976, Foundation Ground – Safety Loads of Foundation Ground, Bulletin of Ministry of Public Works and Settlements, No. 81, Ankara, 1984, (In Turkish). Las regiones que se muestran como 5 en la figura A.4 permanecen totalmente fuera del núcleo secundario. En estas regiones, la zona de compresión triangular es más pequeñas que las zonas pentagonales no acentuadas. Las fórmulas de cálculo de tensiones para este tipo, no existen en las referencias.

Özmen (2011) presenta un método para el cálculo de tensiones para el caso de una gran excentricidad. El método es general, es decir, independiente de la forma de la zona de presiones.

Características de la sección transversal de la zona comprimida

Antes del cálculo de tensiones, se deben determinar las características de la sección. En la Figura A.6 se muestra la superficie de contacto suelo-base con zona de compresión pentagonal. Este tipo de zona puede considerarse general, es decir, que cubre todos los otros tipos como casos especiales.

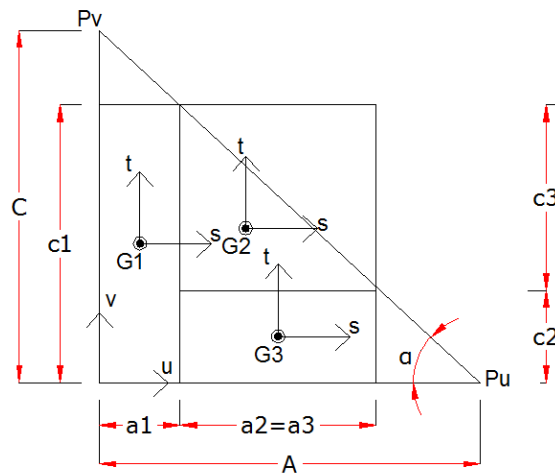


Figura A.6: Bases con zona de presión pentagonal. Fuente elaboración propia.

Los puntos de intersección del eje neutro con los ejes u y v están indicados por Pu y Pv, respectivamente. Las distancias respectivas de estos puntos al punto inferior izquierdo de la base son designadas como A y C. Estos valores se usarán como variables principales en el cálculo. Para obtener las características de la sección, la zona de tensiones se divide en tres partes que constan de dos regiones rectangulares y una región triangular. Las dimensiones a1, c1, a2, c2, a3 y c3 pueden calcularse utilizando los valores I_x , I_y , A y C. Las condiciones relacionadas con los diferentes tipos de zona en tensiones y las dimensiones de las partes de la sección para los tipos se muestran en las tablas Tabla A.1 y Tabla A.2, respectivamente.

Tabla A.1. Condiciones para los tipos de presión. Fuente: elaboración propia

tipo	Condicion
1	$A > I_x$ & $C > I_y$ & suma < 1
2	$A < I_x$ & $C > I_y$
3	$A > I_x$ & $C < I_y$
4	$A > I_x$ & $C > I_y$ & suma > 1
5	$A < I_x$ & $C < I_y$

Tabla A.2.² Condiciones para los tipos de presión. Fuente: elaboración propia

tipo	a1	c1	a2	c2	a3	c3
1	lx	ly	0	0	0	0
2	(C-ly)/tgα	ly	0	0	A-a1	ly
3	0	0	lx	(A-lx)*tgα	lx	C-c2
4	(C-ly)/tgα	ly	lx-a1	(A-lx)*tgα	lx-a1	c1-c2
5	0	0	0	0	A	C

Como se puede ver en la Tabla A.2 todas las dimensiones ai y ci son distintas de cero para el Tipo 4. Por lo tanto, el tipo de zona de presión puede considerarse general cubriendo todos los otros tipos como casos especiales. Para cada parte, las coordenadas ug y vg de los centroides individuales G1, G2, G3 con respecto a los ejes “u” y “v”, las áreas F y los momentos de inercia Is, It, Ist con respecto a los ejes individuales “s” y “t” se muestran en la Tabla A.3.

Tabla A.3. Sección característica de la zona de tensión. Fuente: elaboración propia

	Parte rectangular (1)	Parte rectangular (2)	Parte triangular (3)
ug	$\frac{1}{2} a1$	$a1 + \frac{1}{2} a2$	$a1 + \frac{1}{3} a3$
vg	$\frac{1}{2} c1$	$\frac{1}{2} c2$	$c2 + \frac{1}{3} c3$
F	a1 c1	a2 c2	$\frac{1}{2} a3 c3$
Is	$\frac{1}{12} a1 c1^3$	$\frac{1}{12} a2 c2^3$	$\frac{1}{36} a3 c3^3$
It	$\frac{1}{12} c1 a1^3$	$\frac{1}{12} a2 c2^3$	$\frac{1}{36} a3 c3^3$
Ist	0	0	$\frac{-1}{72} a3 c3^3$

El área F y las coordenadas ug y vg del centroide G de para toda la zona de tensión son calculadas por:

$$F = \sum_{i=1}^3 Fi \quad \text{Ec. 12}$$

$$ug = \frac{\sum_{i=1}^3 Fi * ug,i}{F} \quad \text{Ec. 13}$$

$$vg = \frac{\sum_{i=1}^3 Fi * vg,i}{F} \quad \text{Ec. 14}$$

Los momentos de inercia con respecto a los ejes X e Y que pasan a través del centroide G, pueden ser expresados por:

² En la tabla A.1 se realiza una modificación en el tipo 4, columna “c3” con respecto al método presentado debido a que se considera que hubo un error, ya que Özmen (2011) presenta c3= c2 pero gráficamente se observa en la figura A.6 que c3= c1-c2.

$$I_x = \sum_{i=1}^3 I_{s,i} + \sum_{i=1}^3 F_i * f_i^2 \quad \text{Ec. 15}$$

$$I_y = \sum_{i=1}^3 I_{t,i} + \sum_{i=1}^3 F_i * e_i^2 \quad \text{Ec. 16}$$

$$I_x = \sum_{i=1}^3 I_{st,i} + \sum_{i=1}^3 F_i * f_i * e_i \quad \text{Ec. 17}$$

Donde e_i , f_i son las distancias desde los centroides de las zonas tensiones hasta el centroide G, como se muestra en la Figura A.7:

$$e_1 = u_g - u_{g1}; \quad f_1 = v_g - v_{g1}$$

$$e_2 = u_g - u_{g2}; \quad f_2 = v_g - v_{g2}$$

$$e_3 = u_g - u_{g3}; \quad f_3 = v_g - v_{g3}$$

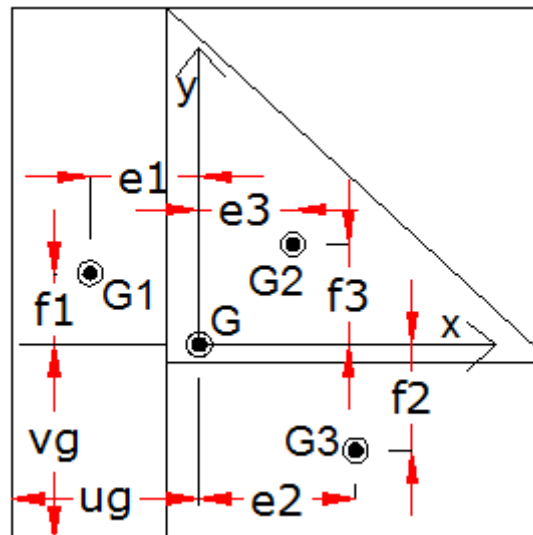


Figura A.7: Distancias de los centroides de las partes de la zona de tensión. Fuente elaboración propia.

Computación de esfuerzos

Las fórmulas incluidas en la sección denominada “*Secciones rectangulares sometidas a flexión biaxial (flexión oblicua) y esfuerzo longitudinal*” del libro Hormigón Armado. Método de cálculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos del autor Löser (octava edición) se pueden utilizar para el cálculo de tensiones en zapatas bajo flexión biaxial.

Eliminando la contribución del acero de refuerzo de dichas fórmulas, la parte restante consisten en cálculos de tensiones del hormigón y pueden utilizarse para determinar las

tensiones bajo zapatas. Además, cuando las expresiones dadas más arriba para los momentos de inercia se usan en las fórmulas del Löser, el procedimiento de cálculo de tensiones se generaliza incluyendo la tensión en la zona pentagonal. El procedimiento de cálculo de esfuerzo generalizado para zapatas se explicará en las siguientes páginas

Las coordenadas “ex” y “ey” del punto de aplicación de la carga:

$$ex = -\frac{My}{P} ; ey = -\frac{Mx}{P}$$

Las coordenadas de este punto con respecto a los ejes x e y que pasan por el centroide de la zona de compresión:

$$xv = ex + \frac{lx}{2} - ug ; yv = ey + \frac{ly}{2} - vg \text{ Ec. 18}$$

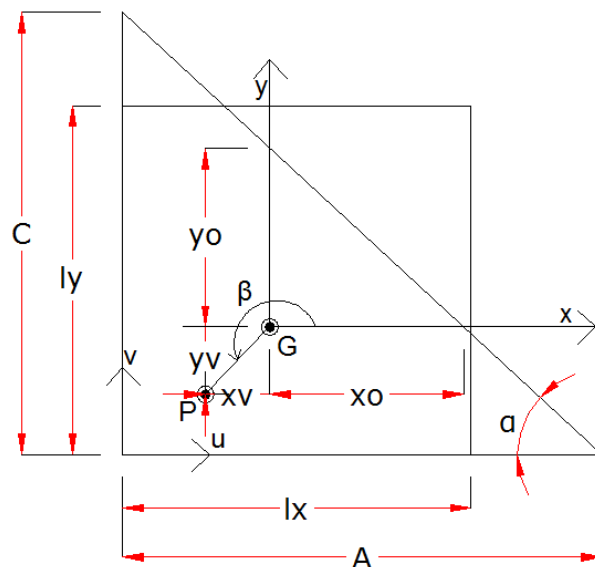


Figura. A.8. Variables auxiliares para cálculo de esfuerzos. Fuente: elaboración propia.

Si el ángulo entre el vector GP y el eje horizontal X se denota como β , entonces:

$$tg\beta = \frac{yv}{xv} \text{ Ec. 19}$$

Y la pendiente del eje neutro puede ser calculada por:

$$tg\alpha = \frac{Ix - Ixy tg\beta}{Iy tg\beta - Ixy} \text{ Ec. 20}$$

Y en la Figura A.8, las distancias de los puntos de intersección del eje neutro con los ejes X e Y al punto G son:

$$x_o = - \frac{I_y + \frac{I_{xy}}{tg\alpha}}{xv F} ; y_o = x_o tg\alpha \text{ Ec. 21}$$

Respectivamente. Las distancias de los puntos de intersección del eje neutro con los ejes u y v hasta el punto inferior izquierdo puede expresarse como:

$$A = u_g + x_o + \frac{vg}{tg\alpha} ; C = vg + y_o + u_g tg\alpha \text{ Ec. 22}$$

Luego, las tensiones en cualquier punto de la base con coordenadas “x” e “y” se calcula mediante:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(\frac{xv tg\alpha + yv}{y_o} - 1 \right) \text{ Ec. 23}$$

Y la tensión máxima en la base en el punto inferior izquierdo, por:

$$\sigma_{max} = \frac{A P}{x_o F} \text{ Ec. 24}$$

Procedimiento.

Como se explicó en la sección anterior, para calcular las variables auxiliares xv, yv, tgβ, tgα, xo e yo, se necesitan las “características de la sección transversal” de la zona de tensiones. Pero todas las características de corte dependen de las variables principales A y C, excepto para el caso de “pequeña excentricidad”, es decir, Tipo 1, las que se pueden inspeccionar en las tablas Tabla A.2 y Tabla A.3.

En los casos de “grandes excentricidades” se debe aplicar un método de aproximación sucesiva, ya que los valores A y C no se conocen inicialmente. El procedimiento de cálculo se puede describir como sigue:

- 1- Las tensiones en esquina se calculan según: $\sigma = \frac{P}{A} \mp \frac{M_x l_y}{2I_x} \mp \frac{M_y l_x}{2I_y}$. Si todas las tensiones en esquina son positivas (compresión), tendrá lugar el caso de “pequeña excentricidad” y el cálculo de tensiones se da por terminado.
- 2- Si al menos una de las tensiones es negativa (tracción), entonces la excentricidad ocurrirá. En este caso, se inicia la aproximación sucesiva eligiendo valores iniciales correctos para A y C.
- 3- Las condiciones en la Tabla A.1 se inspeccionan utilizando los valores A y C elegidos y el tipo de zona de compresión queda determinado.

- 4- Las dimensiones y características de la sección transversal de la zona de compresión son calculados con las fórmulas dadas en las tablas Tabla A.2 y Tabla A.3.
- 5- Se debe calcular las características de la sección transversal para toda la zona en compresión.
- 6- Los valores auxiliares y los nuevos valores de A y C se calculan usando las ecuaciones Ec.18, Ec.21 y Ec.22.
- 7- Si los nuevos valores de A y C no son lo suficientemente cercanos a los valores anteriores se repiten los pasos del 3 al 6.
- 8- Cuando los nuevos valores de A y C son suficientemente cercanos a los valores anteriores, el procedimiento de aproximación sucesiva finaliza y las tensiones de esquina se calculan mediante Ec.23.

Este procedimiento es rápidamente convergente y los valores de los esfuerzos en esquinas no son sensibles en los valores de A y C. Las aplicaciones numéricas han demostrado que, los números de pasos no dependen mucho de los valores A y C elegidos inicialmente.

Aplicación Numérica

Considerando una zapata rectangular cuyas dimensiones son, $l_x = 2.5$ m y $l_y = 1.5$ m que se encuentra bajo los efectos de carga vertical $P = 400$ KN junto con los momentos de flexión $M_x = 120$ KN.m y $M_y = 150$ KN.m. Las tensiones en esquina aplicando la ecuación Ec.5 son mostrados en la tabla A.4:

Tabla A.4. tensiones en esquina. Fuente: elaboración propia

Esquina	σ (kPa)
Inferior izquierda	330,7
Superior izquierda	74,7
Superior derecha	-117,3
Inferior derecha	138,7

Dado que la tensión en la esquina superior derecha es negativa (tracción), se presenta “gran excentricidad”; por lo tanto, se deben aplicar aproximaciones sucesivas. Adoptando los valores iniciales $A = 4.306$ y $C = 1.983$.

Inspeccionando la Tabla A.1 se observa que:

$$A > l_x \ ; \ C > l_y \ ; \ \frac{l_x}{A} + \frac{l_y}{C} > 1$$

Es decir, la zona de compresión es pentagonal (Tipo 4). Al usar las fórmulas de Tabla A.2 y Tabla A.3, las dimensiones y las características de sección transversal de las partes de la zona de compresión son calculadas. Luego se obtienen momentos de inercia de toda la zona de compresión como:

$$I_x = 0.5237 \text{ m}^4$$

$$I_y = 1.5499 \text{ m}^4$$

$$I_{xy} = -0.2203 \text{ m}^4$$

Usando Ec.12 a Ec.17. Los valores auxiliares se calculan por medio de estos valores y las Ec.18 a Ec.21 dan los nuevos valores para A y C, como:

$$A = 3.874 \quad ; \quad C = 1.796$$

a través de las Ec.22. Como estos valores no son lo suficientemente cercanos a los valores iniciales, necesario continuar las aproximaciones sucesivas. Se muestran los resultados de los pasos sucesivos en la Tabla A.5.

Tabla A.5. Resultado de pasos sucesivos. Fuente: elaboración propia

Paso	A (m)	C (m)	σ (kPa)
1	4,306	1,938	330,7
2	3,874	1,796	366,8
3	3,807	1,768	373,1
4	3,804	1,767	373,3

Se observa que los resultados del 4º paso son suficientemente cercanos a los del 3er. paso. Por lo tanto, se terminan las aproximaciones sucesivas y las tensiones de esquina finales se calculan mediante Ec.23 que se muestran en la Tabla A.6

Tabla A.6. Tensiones finales de esquinas. Fuente: elaboración propia

Esquina	σ (kPa)
Inferior izquierda	373,3
Superior izquierda	56,5
Superior derecha	-
Inferior derecha	128

Donde la tensión máxima es:

$$\sigma_{max} = 373.1 \text{ kPa}$$

ANEXO B

Requisitos, instalación y Manual de usuario

1. Requisitos del sistema

- Sistema operativo: Windows 7 o superior. Arquitectura 32 o 64 bits.
- Versión completa de .Net Framework 4 o superior
- Tener instalada alguna versión (2006 a 2019) del programa AutoCAD (solo en caso de realizar exportación)
- Tener descargado e instalado idioma español (es-ES) en la configuración regional de Windows.
- Configuración regional con “Punto” como separador decimal y “Coma” como separador de miles.

2. Requisitos de Hardware

- Procesador de 1.6 GHz o superior
- 1 GB de memoria RAM o superior
- Resolución de pantalla 1024 x 768 o superior

3. Pasos para la instalación de NEIC v1.0

- 1- Insertar CD
- 2- Ingresar a la Carpeta “SetupNEIC”
- 3- Ingresar a la Carpeta “Release”
- 4- Hacer doble clic sobre “SetupNEIC.msi”
- 5- Seguir los pasos del instalador
- 6- Ejecutar desde el acceso directo creado en el escritorio con el nombre “NEIC v1.0”

4. Manual de usuario

Al iniciar el programa, se puede elegir entre dos opciones.

- 1- Diseñar
- 2- Dimensionado automático (Cálculo automático de dimensiones)



A continuación, debe ingresar la cantidad de zapatas a diseñar:

- a- Se ingresa la cantidad de zapatas. Luego presionar el botón Listo, en caso de requerir modificar la cantidad ingresada, presione el botón Editar, cambie el valor y vuelva a presionar el botón Listo. Figura B.1.



Fig. B.1. Cantidad de Zapatas a ingresar. Fuente: elaboración propia

Luego de ingresar la cantidad de zapatas y presionado el botón Listo, NEIC v1.0 valida el ingreso colocando una tilde dentro del grupo Número de zapatas, como muestra la Figura B.1.

- b- Una vez presionado el botón Listo (Figura B.1), se visualiza los datos a ingresar:
 - Para la opción Diseñar, deberá completar las tablas Coordenadas y Dimensiones en planta, como muestra la figura B.2. Además, al presionar sobre el texto subrayado “Manual de usuario” se abre un archivo con extensión PDF con el manual de usuario, en la figura B.2 se encuentra enmarcado y con una flecha abajo del logo NEIC v1.0.

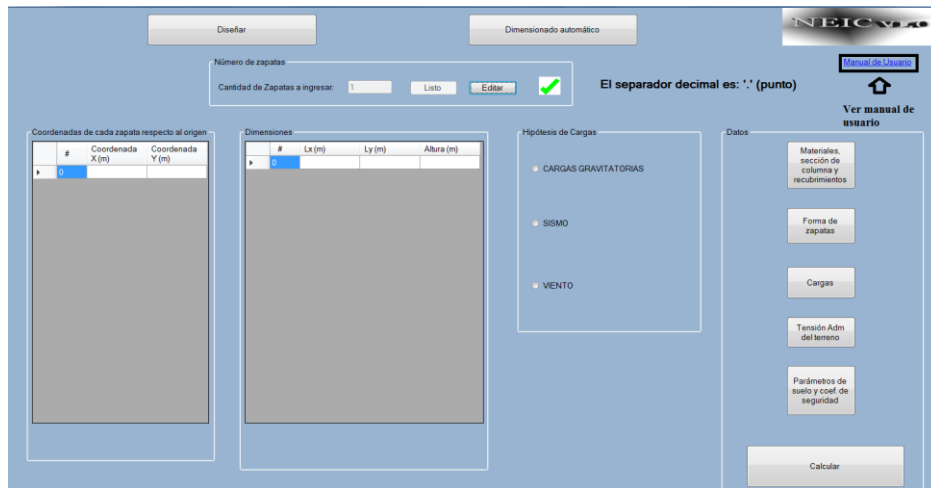


Fig. B.2. Ingreso de datos para opción Diseñar. Fuente: elaboración propia

- Al presionar el botón “Dimensionado automático”, despliega una pestaña, la que expone las hipótesis de cálculos que se aplicarán para el dimensionado “automático”, como muestra la figura B.3.

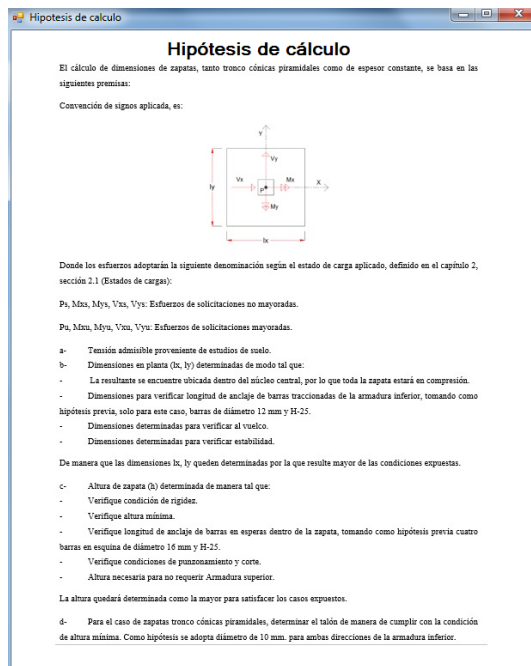


Fig. B.3. Hipótesis de cálculo, opción Dimensionado automático. Fuente: elaboración propia.

- c- Ingreso de coordenadas, en metros, tomando como origen de coordenadas el centro de la columna para cada zapata.
- d- Ingreso dimensiones en planta de cada zapata, en metros, solo para opción Diseñar.
- e- Elección Hipótesis de cargas. Casos de elección:

■ Cargas gravitatorias

Muestra una pestaña de información:

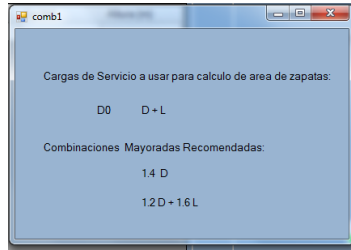


Fig. B.4. Hipótesis de cargas, opción cargas gravitatorias. Fuente: elaboración propia.

■ Sismo

Se elige la carga de servicio a utilizar para determinar o verificar el área de zapata. Luego presionar el botón Listo.

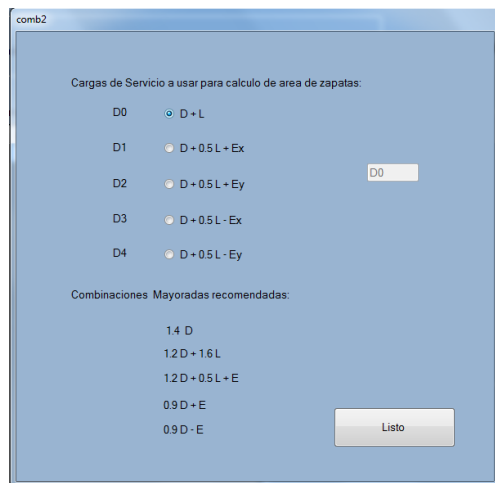


Fig. B.5. Hipótesis de cargas, opción Sismo. Fuente: elaboración propia.

■ Viento

Se elige la carga de servicio a utilizar para determinar o verificar el área de zapata. Luego presionar el botón Listo.

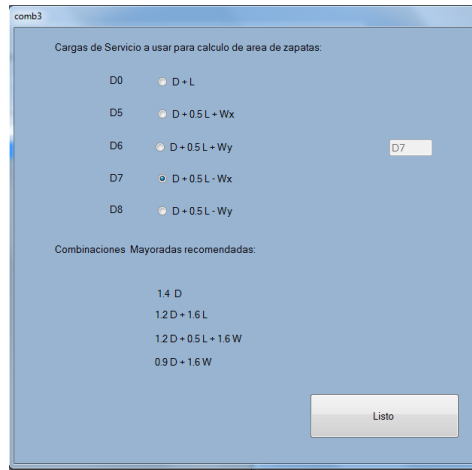


Fig. B.6. Hipótesis de cargas, opción Viento. Fuente: elaboración propia.

Elegida la hipótesis de carga y presionado el botón listo, NEIC v1.0 marca una tilde dentro del grupo “Hipótesis de cargas”, mostrado en la figura B.20

- f- Para el apartado del grupo Datos, el ingreso se realiza siguiendo los pasos:
 - 1- Materiales, sección de columna y recubrimientos.

Se ingresan los datos luego presionar el botón Listo ubicado en la esquina inferior derecha de la figura B.7 para validar el ingreso de los datos. El botón Regresar es utilizado solo para cerrar la ventana en caso que se desee inspeccionar valores, pero éste **no realiza la validación de los datos ingresados**.

El botón Listo de la esquina superior derecha, sirve como atajo para llenar la columna F_c (Columna) para todas las zapatas, es decir completará todas las columnas con el valor adoptado.

Puede modificar la resistencia del hormigón para zapatas mediante el menú desplegable mostrado en la figura B.8.

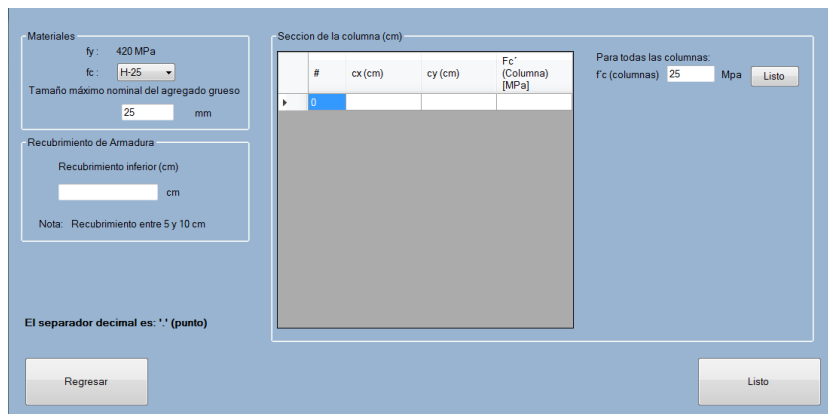


Fig. B.7. Pestaña Materiales. Fuente: elaboración propia.

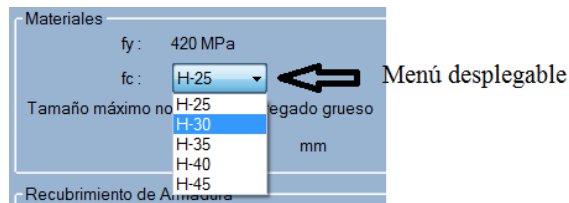


Fig. B.8. Pestaña Materiales. Fuente: elaboración propia.

2- Forma de Zapatas

Se elige entre la opción Tronco cónicas piramidales o Espesor constante. Al elegir la primera opción se debe ingresar altura del talón y revanchas bx y by en la tabla.

Al pulsar alguno de los botones señalados como “atajos” en la Figura B.8 la columna correspondiente de la tabla será cargada con el valor adoptado en la celda al costado izquierdo de cada botón.

El ingreso del talón solo será admitido para la opción “Diseñar” y para zapatas tronco cónicas piramidales. En cambio, los valores de revancha, bx y by, deben ser ingresados tanto para la opción Diseñar como para Dimensionado automático, ambos para zapatas tronco cónicas piramidales.

Al finalizar, presionar el botón Listo ubicado en la esquina inferior izquierda, mostrado en la figura B.9.

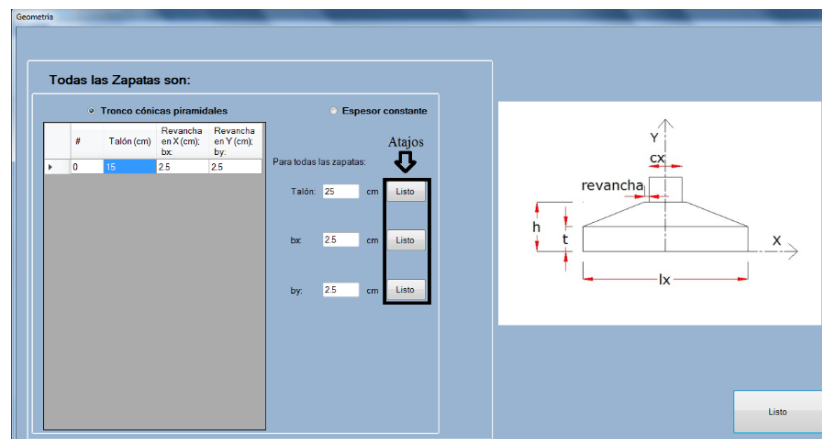


Fig. B.9. Pestaña Forma de Zapatas. Fuente: elaboración propia.

3- Cargas.

En este punto el ingreso puede ser manual en cada planilla (D, L, Ex, Ey, Wx, Wy), cambiando las tablas mediante el menú desplegable ubicado al costado derecho de Esfuerzos no mayorados.

En el grupo Esfuerzos últimos el ingreso puede ser manual para cada esfuerzo, o también se da la opción de presionar el botón “Cargar hipótesis de cargas”, ubicado en la esquina lateral derecha, éste despliega una nueva ventana (ver figura B.11) en la que se elige la hipótesis (Gravitatoria, Sismo, Viento, Hipótesis por usuario) en el menú desplegable superior y en el menú desplegable inferior se selecciona la combinación a cargar. Este último método es aplicable cuando el ingreso de cargas se realizó de forma manual en cada tabla para Esfuerzos no mayorados.

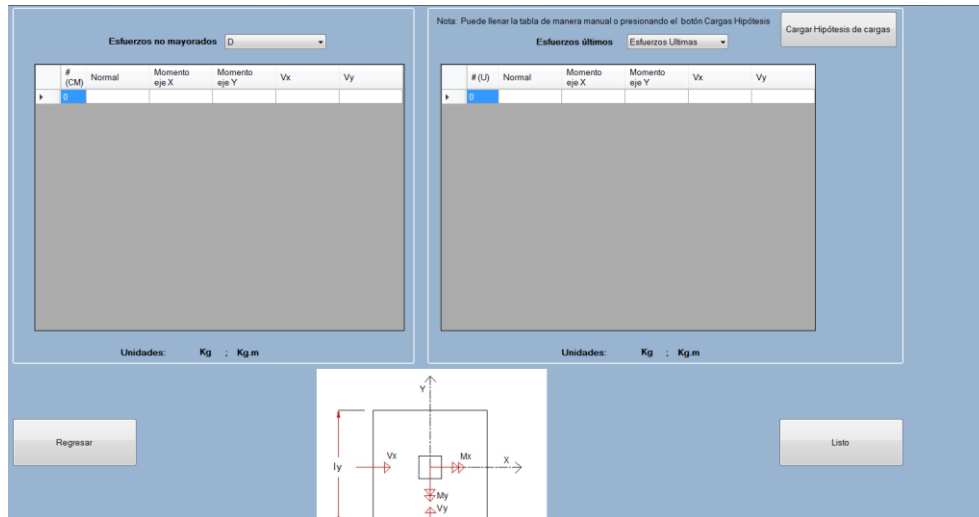


Fig. B.10. Pestaña Ingreso de cargas. Fuente: elaboración propia.

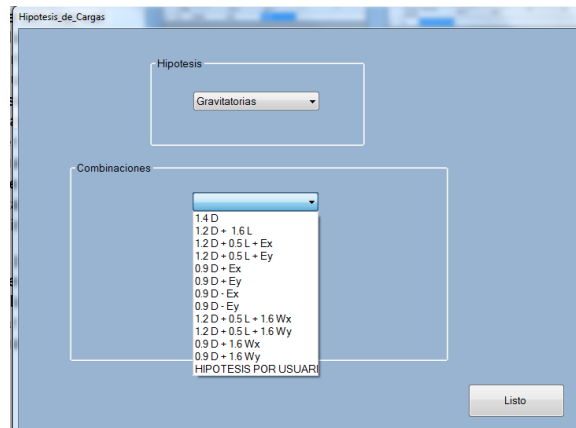


Fig. B.11. Pestaña Cargar Hipótesis de cargas, menú desplegable inferior desplegado. Fuente: elaboración propia.

Si se elige la opción HIPOTESIS POR USUARIO, se deberá definir los coeficientes de mayoración a utilizar, presionar el botón Aplicar Coeficientes y por último presionar el botón Listo para cerrar la pestaña y validar el ingreso. Para validar el ingreso de cargas no mayoradas y cargas últimas, como mínimo se requiere completar la primera columna de la tabla “D” y la primera columna de la tabla esfuerzos últimos. Caso contrario NEIC v1.0

muestra un mensaje de aviso “Falta ingresar, por lo menos, esfuerzos verticales no mayorados (D) y último (U), por favor controle”.

4- Tensión Admisible.

Se presentan dos casos:

- 1- Si la opción elegida fue Dimensionado automático, solo se permite el ingreso de tensión admisible, según estudio de suelo, en el casillero inferior izquierdo. Ver Figura B.12.
- 2- Si la opción elegida fue Diseñar, la tensión admisible puede ser ingresada directamente en el casillero inferior izquierdo, en caso de provenir de estudios de suelo, estando habilitada la opción “Tensión admisible, según estudios de suelo” o seleccionando la opción “Capacidad de carga (Meyerhof)”

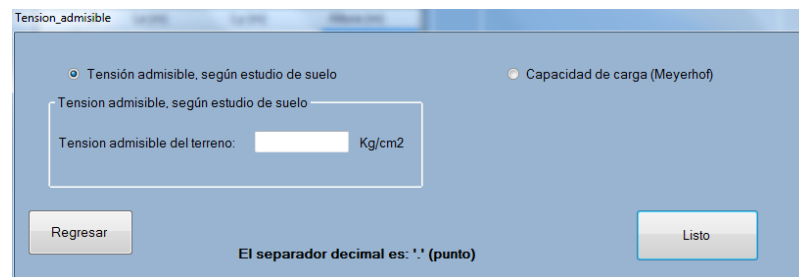


Fig. B.12. Formulario Tensión admisible. Fuente: elaboración propia.

Al elegir la opción capacidad de carga (Meyerhof) en la figura B.12, se despliega un nuevo Formulario (ver figura B.13), el cual cuenta con 3 pestañas.

En la primera pestaña, se debe adoptar o dejar por defecto el valor de “Factor de seguridad” el cual es aplicado para reducir la capacidad de carga última obteniendo la capacidad de carga admisible. Se deben ingresar los datos en los casilleros en amarillo de la tabla, elegir el caso de ubicación del nivel freático, luego presionar el botón listo.

Dentro del grupo inferior izquierdo “Cargar todas las bases con:” se encuentran las celdas con botones, los que sirven como atajos al presionar los botones al costado de cada uno para cargar en todas las columnas, del respectivo casillero elegido, el mismo valor, en caso que todas las zapatas requieran los mismos datos, estos pueden ser llenados en las celdas mencionadas y presionar el botón “P/ todas las zapatas” cargándose automáticamente las mismas.

En la figura B.13 se observa la gráfica aplicada para el caso III, es decir que el nivel freático se encuentra muy por debajo de la zapata.

Ingreso de datos Factores Tensiones

Factor de seguridad (FS): 3

Parámetros del suelo, capacidad de carga

#	B (Ancho) (m)	L (Largo) (m)	Df (m)	ϕ_s (grados)	c (kN/m ²)	γ_s (kN/m ³)	β (grados)
0	1	2					

Cargos ubicación del nivel freático:

Caso I
 Caso II
 Caso III

ys2 peso por debajo del nivel de fundación

#	γ_{sat} / γ_{s2} (kN/m ³)	d (m)	D1 (m)	D2 (m)
0				

Cargar todas las bases con:

Df (m): ϕ_s (grados): c (kN/m²):

γ_s (kN/m³): β (grados):

P/ todas las zapatas

Listo

Fig. B.13. Formulario Capacidad de carga, caso III. Fuente: elaboración propia.

En la Figura B.14 y B.15 se puede visualizar la figura y la tabla que se debe completar para cada caso. Las celdas amarillas son las editables para la tabla ubicada a la derecha.

Ingreso de datos Factores Tensiones

Factor de seguridad (FS): 3

Parámetros del suelo, capacidad de carga

#	B (Ancho) (m)	L (Largo) (m)	Df (m)	ϕ_s (grados)	c (kg/m ²)	γ_s (kg/m ³)	β (grados)
0	1	1					

Cargos ubicación del nivel freático:

Caso I
 Caso II
 Caso III

ysat (kg/m³)

#	γ_{sat} (kg/m ³)	d (m)	D1 (m)	D2 (m)
0				

Cargar todas las bases con:

Df (m): ϕ_s (grados): c (kg/m²):

γ_s (kg/m³): β (grados):

P/ todas las zapatas

Listo

Fig. B.14. Formulario Capacidad de carga, caso I. Fuente: elaboración propia.

Ingreso de datos Factores Tensiones

Factor de seguridad (FS): 3

Parámetros del suelo, capacidad de carga

#	B (Ancho) (m)	L (Largo) (m)	Df (m)	ϕ_s (grados)	c (kg/m ²)	γ_s (kg/m ³)	β (grados)
0	1	1					

Cargos ubicación del nivel freático:

Caso I
 Caso II
 Caso III

ysat (kg/m³)

#	γ_{sat} (kg/m ³)	d (m)	D1 (m)	D2 (m)
0				

Cargar todas las bases con:

Df (m): ϕ_s (grados): c (kg/m²):

γ_s (kg/m³): β (grados):

P/ todas las zapatas

Listo

Fig. B.15. Formulario Capacidad de carga, caso II. Fuente: elaboración propia.

Para ambas tablas, solo se admite edición en las celdas amarillas, las celdas en blanco no se pueden modificar.

Ingresados los datos y elegidos el caso de ubicación de nivel freático, debe presionar el botón Listo ubicado en el lateral derecho de la pestaña “Ingreso de datos”, luego la pestaña “Tensiones” queda visualizada, como muestra la figura B.16 y los valores de factores aplicados se pueden observar al presionar sobre la pestaña “Factores” como muestra la Figura B.17.

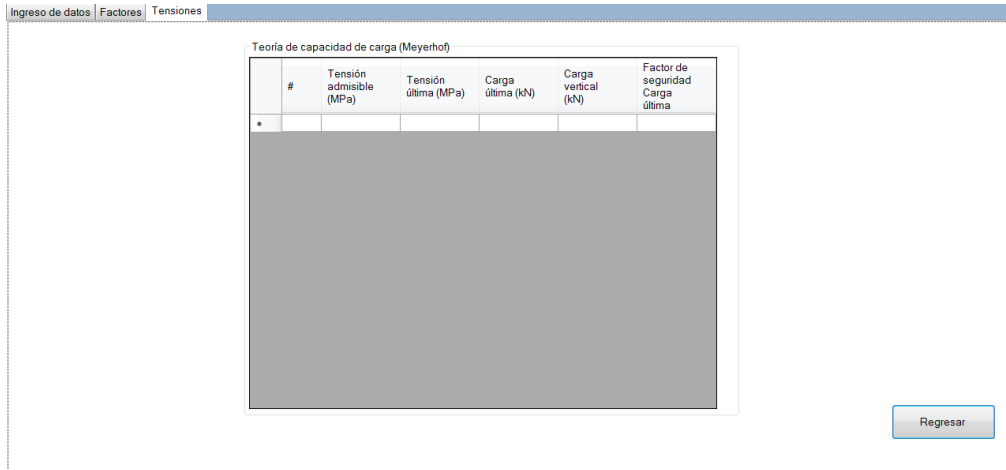


Fig. B.16. Pestaña Tensiones. Fuente: elaboración propia

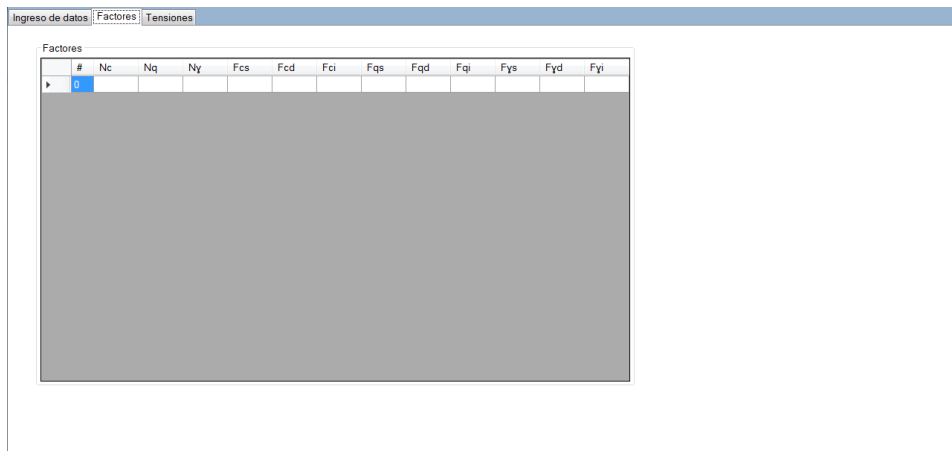


Fig. B.17. Pestaña Tensiones. Fuente: elaboración propia

Para validar la aplicación de las tensiones obtenidas en los cálculos posteriores, deberá presionar el botón Regresar mostrado en la figura B.16 dentro de la pestaña “Tensiones”. NEIC v1.0 mostrara un mensaje de confirmación, en el cual al presionar “Si” las tensiones admisibles calculadas serán empleadas para los cálculos posteriores, en caso de no aceptar, el formulario “Capacidad de carga” se cierra y deberá escoger la opción tensión admisibles, según estudios de suelos.

Luego de elegir una de las opciones para el ingreso de tensión admisible, habrá que presionar el botón Listo, mostrado en la Figura B.12 para validar el ingreso. El botón Regresar, de la figura B.12 solo aplica para cerrar el formulario tensión admisible.

5- Parámetros de suelo y coeficientes de seguridad

En la figura B.18 se observa el formulario desplegado al presionar el botón “Parámetros de suelo y Coef. de seguridad”, nuevamente la tabla contiene celdas editables en amarillo para el caso de que la tensión admisible haya sido ingresada mediante la celda “Tensión admisible, según estudios de suelo”, caso contrario ésta es llenada de manera automática con los valores ingresados en la tabla lateral izquierda del formulario “Capacidad de carga”.

Dentro del grupo inferior “Coeficientes” se pueden modificar cada valor a criterio del usuario o dejarlos por defecto.

El porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata aplica solamente para la opción Dimensionado automático, para elegir este porcentaje se debe presionar sobre el menú desplegable y seleccionar el valor deseado, como muestra la figura B.19

The screenshot shows a software interface for soil parameters. On the left, there is a table titled 'Parametros Suelo' with columns for '#', 'Df (m)', 'φs (grados)', 'c (kg/m2)', and 'γs (kg/m3)'. The first row is highlighted in yellow. To the right of the table are input fields for 'Df (m)', 'φs (grados)', 'c (kg/m2)', and 'γs (kg/m3)', each with a left-pointing arrow. Below these is a button labeled 'P/ todas las zapatas'. To the right of the table is a diagram of a trapezoidal foundation with labels 'B' for width, 'Df' for depth, 'N.T.' for ground level, and 'N.F.' for foundation level. Below the diagram are labels for 'Profundidad de fundacion (Df)', 'Angulo de rozamiento interno del suelo (φs)', 'Coeficiente de cohesion del suelo (c)', and 'Peso propio del suelo (γs)'. At the bottom left is the 'Coeficientes' section with fields for 'Coef. Seguridad al Vuelco' (value 2), 'Coef. Seguridad al deslizamiento' (value 1.5), '% Area en compresión' (value 85 %), and 'Porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata.' (value 0 %). At the bottom right is a dropdown menu for the force percentage, currently showing 0 %, with options 0 %, 5 %, and 10 % visible. A 'Listo' button is at the bottom right.

Fig. B.18. Formulario Terreno. Fuente: elaboración propia

This is a close-up of the 'Coeficientes' section from the previous figure. It shows the 'Porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata.' field with a dropdown menu open. The dropdown menu has four options: 0 %, 0 %, 5 %, and 10 %. The 0 % option is currently selected.

Fig. B.19. Grupo Coeficientes, elección del porcentaje de fuerza a considerar sobre zapata mediante menú desplegable. Fuente: elaboración propia

En la celda “% Área en compresión” se debe determinar el porcentaje de área para el cual NEIC v1.0 dará aviso si al realizar los cálculos, el área en compresión es menor.

Concluido el ingreso de datos, presionar el botón Listo mostrado en la figura B.18 ubicado en el lateral derecho.

Al cargar los datos en cada punto del 1 al 5 y cerrar cada formulario presionando los botones Listo, para cada punto, NEIC agrega una tilde al costado para validar los datos ingresados, como muestra la figura B.20. En caso contrario se despliega un mensaje de error advirtiendo:

“Falta cargar datos de Capacidad de carga y/o al regresar del formulario Capacidad de carga se eligió la opción NO del mensaje. Por favor controle”

- g- Una vez realizado el ingreso de los puntos anteriores, se procede a presionar el botón “Calcular” mostrado en la Figura B.20

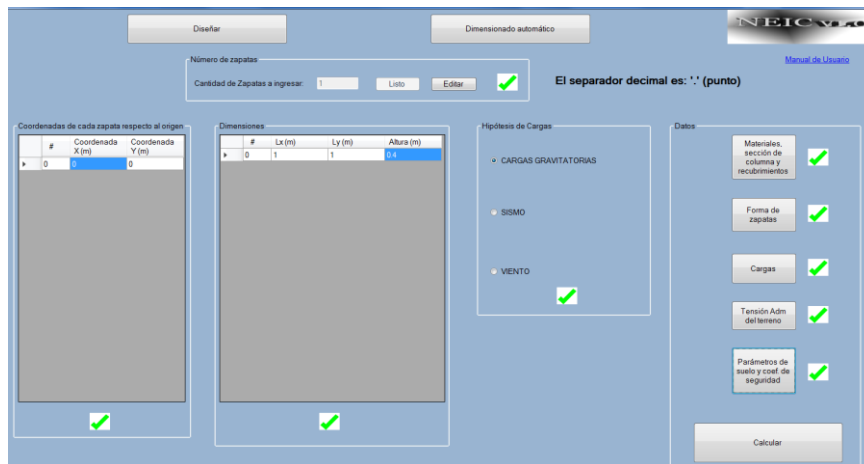


Fig. B.20. Ejemplo validación de datos de ingreso. Fuente: elaboración propia

Según la opción elegida entre Diseñar o Dimensionado automático, se presentan los casos:

1- Para opción Diseñar

Si alguna de las zapatas no cumple la condición de rigidez, luego de presionar el botón “Calcular” NEIC v1.0 no continua con los cálculos. Marca en rojo la zapata correspondiente dentro de la celda de la columna “Altura” y muestra un mensaje de aviso en el que indica la altura mínima para cumplir condición de rigidez según los datos ingresados para cada zapata. Ambos casos mostrados en la figura B.21.

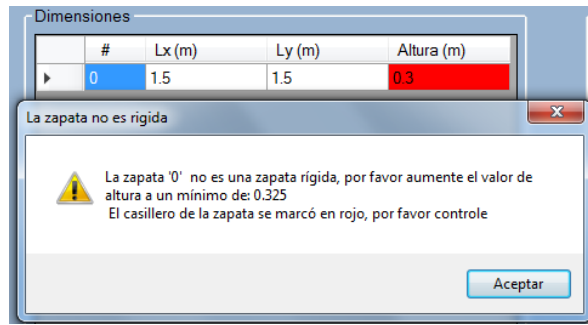


Fig. B.21. Ejemplo, zapata que no cumple condición de rigidez. Fuente: elaboración propia

Otro caso que puede presentarse para zapatas de forma tronco cónicas piramidales y que NEIC v1.0 contempla, es que el talón adoptado sea menor al requerido por reglamento (CIRSOC 201-2005. Art. 15.7), muestra un mensaje como se observa en la figura B.22, en el que establece la falta de cumplimiento y recomienda un aumento a un valor mínimo para satisfacer la condición. Este mensaje mencionado es solo de aviso, el cálculo proseguirá de igual manera, además en la tabla Dimensiones, la celda de la o las zapatas en cuestión son marcadas en rojo, como muestra la Figura B.33.

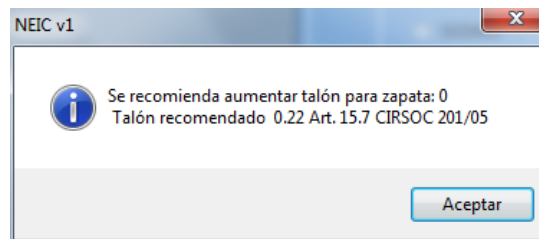


Fig. B.22. Ejemplo, zapata en la que el talón adoptado es menor al requerido. Fuente: elaboración propia

Cumplida las condiciones enunciadas en los párrafos anteriores, es decir al presionar el botón Listo y que todas las zapatas cumplan la condición de rigidez. Se despliega un formulario denominado “Verificaciones” con todos los cálculos de verificaciones aplicado para la o las zapatas ingresadas, como muestra la figura B.23

En las Figuras B.24, Figura B.25, Figura B.26, Figura B.27, Figura B.28, Figura B.29, Figura B.30, Figura B.31 y Figura B.32, se muestran cada una de las pestañas al seleccionarlas, es decir presionar sobre en nombre de la pestaña.

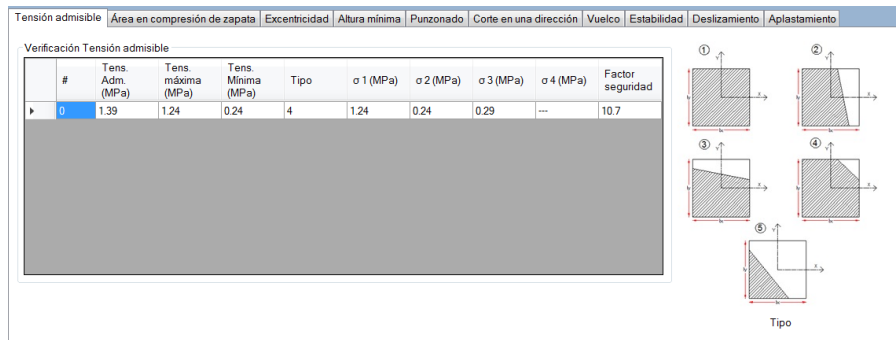


Fig. B.23. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Tensión Admisible. Fuente: elaboración propia

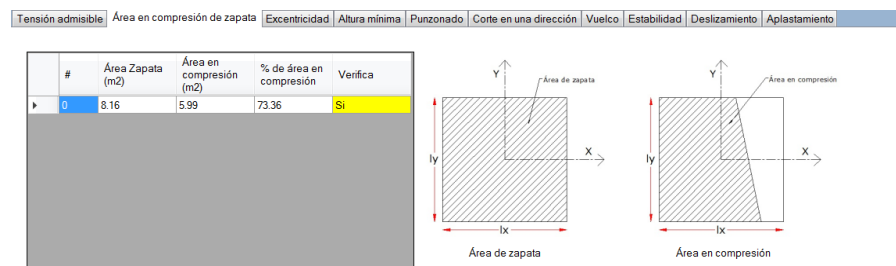


Fig. B.24. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Área en compresión de zapata. Fuente: elaboración propia

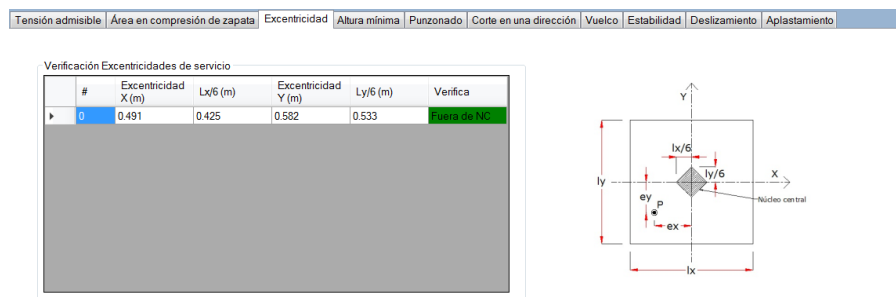


Fig. B.25. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Área en compresión de zapata. Fuente: elaboración propia

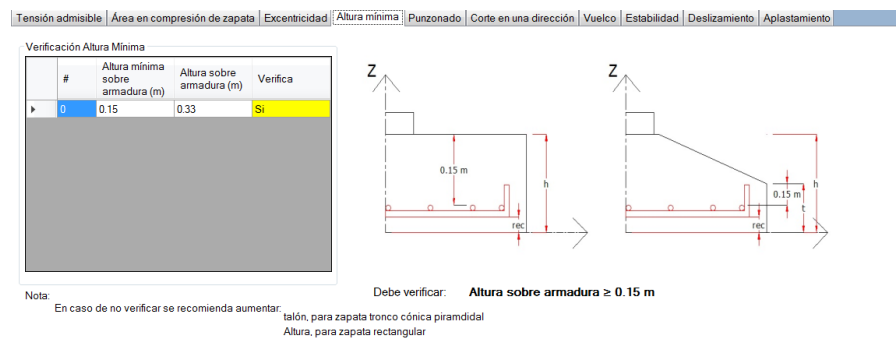


Fig. B.26. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Altura mínima. Fuente: elaboración propia

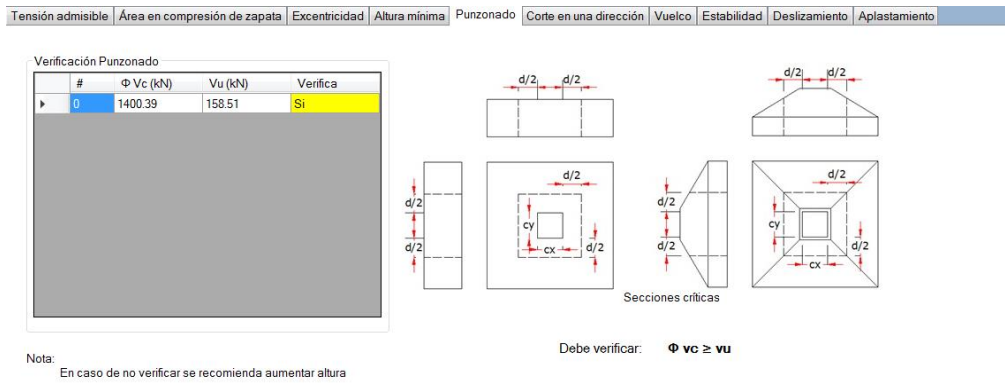


Fig. B.27. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Punzonado. Fuente: elaboración propia

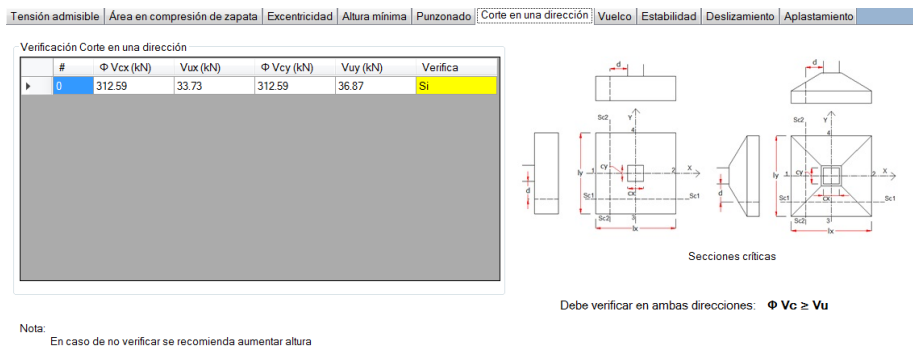


Fig. B.28. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Corte en una dirección. Fuente: elaboración propia

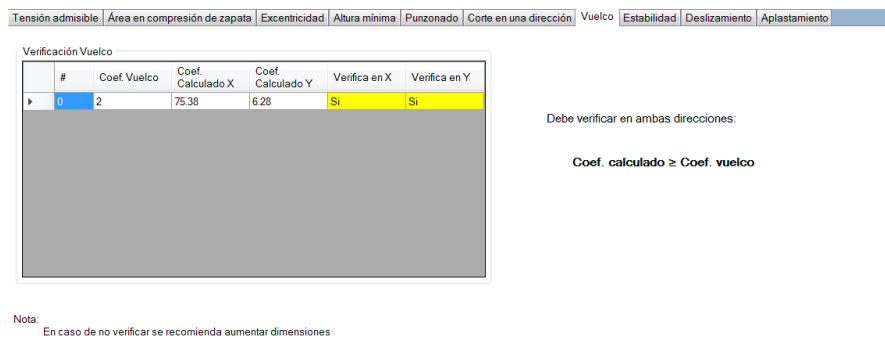


Fig. B.29. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Vuelco. Fuente: elaboración propia

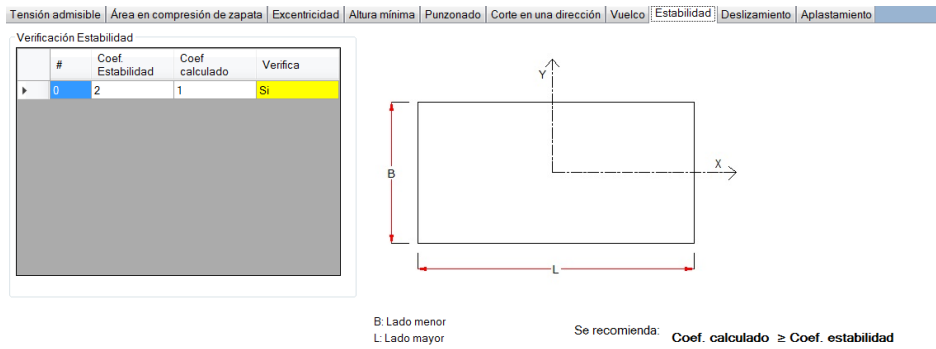


Fig. B.30. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Estabilidad. Fuente: elaboración propia

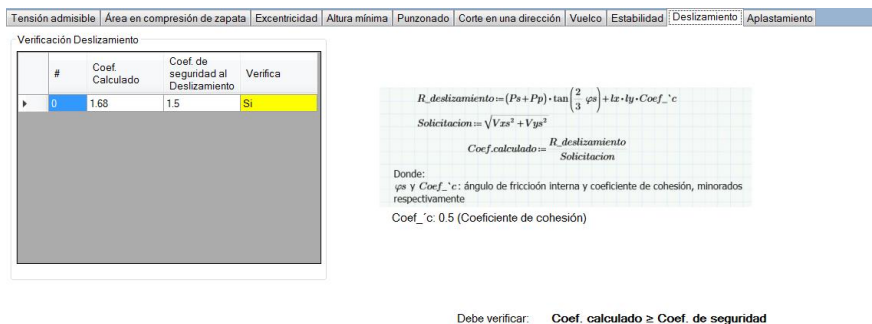


Fig. B.31. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Deslizamiento. Fuente: elaboración propia

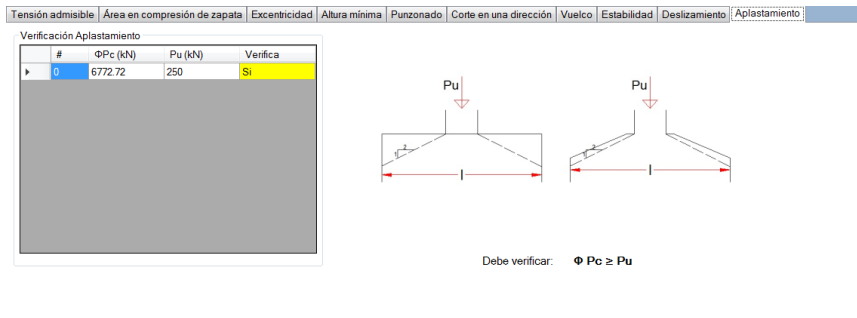


Fig. B.32. Ejemplo, formulario Verificaciones, pestaña Aplastamiento. Fuente: elaboración propia

En esta instancia se puede realizar dos acciones.

- Presionar el botón “Salir” y regresar para modificar dimensiones en caso de no verificar algún punto o datos que requiera cambio. Para este caso el Formulario Verificaciones se cierra permitiendo la modificación de los datos ingresados.
- Presionar el botón “Abrir dimensiones y calcular armadura”. Este punto será analizado conjuntamente con Dimensionado automático ya que los pasos a partir

de este caso son idénticos, es decir presionado el botón se despliega el formulario Dimensionado. Figura B.33.

- 2- Para opción Dimensionado automático, una vez validados todos los puntos pertenecientes al ingreso de datos, al presionar el botón “Calcular” (ver Figura B.20) se despliega el formulario Dimensionado, como muestra la figura B.33. Este formulario es desplegado en la opción “Diseñar” al presionar el botón “Abrir dimensiones y calcular armadura” del formulario Verificaciones.

Fig. B.33. Ejemplo, formulario Dimensionado, para zapata tronco cónica piramidal, en la que el talón adoptado es menor al requerido y aplica distribución de armadura en dirección X. Fuente: elaboración propia

El botón “Ver Verificaciones” despliega el formulario “Verificaciones”, una vez consultado, se deberá presionar el botón Regresar dentro de éste.

La tabla del grupo superior muestra la dimensiones adoptadas o calculadas, según la opción Diseñar o Dimensionado automático, respectivamente.

El mensaje “Hay zapatas con Armadura de compresión” dentro del formulario es visible en el caso de aplicar Armadura Superior para dar aviso al usuario que debe consultar dicha pestaña y llenar la tabla, de todas formas, la pestaña “Armadura superior”, siempre deberá ser consultada.

El grupo inferior “Armaduras” cuenta con 5 pestañas, las cuales son seleccionadas al presionar sobre el nombre de cada una.

Para la tabla perteneciente a la pestaña “Armaduras Inferior” se debe completar los casilleros en amarillo. Si la primera o sexta columna es marcada en naranja significa que la misma es

armadura central y la armadura lateral será la perteneciente a la columna decima. Una vez ingresados los datos debe presionarse el botón Listo.

Para la tabla perteneciente a la pestaña “Armadura Superior”, en caso de aplicar, se deberá completar las celdas en amarillo y presionar el botón listo. Como muestra la Figura B.34

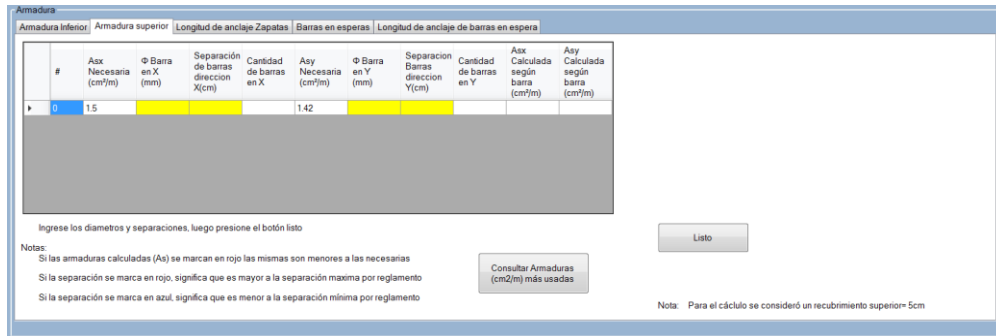


Fig. B.34. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Armaduras superior. Fuente: elaboración propia

Al completar los diámetros y separaciones adoptados tanto para las tablas de las pestañas Armadura Inferior y Armadura superior y presionados los Botones listos de cada una, se presentan 2 casos de validación de datos:

- Caso 1: Zapatas para las que no se ingresaron diámetros y/o separaciones, los casilleros sin datos serán marcados en verde y se muestra un mensaje como se puede observar en la Figura B.35
- Caso 2: Armaduras calculadas según diámetros y separaciones adoptados menores a las Armaduras Necesarias para cada dirección, respectivamente, las celdas de las Armaduras Calculadas que no cumplan con la condición serán marcadas en Rojo. Figura B.36

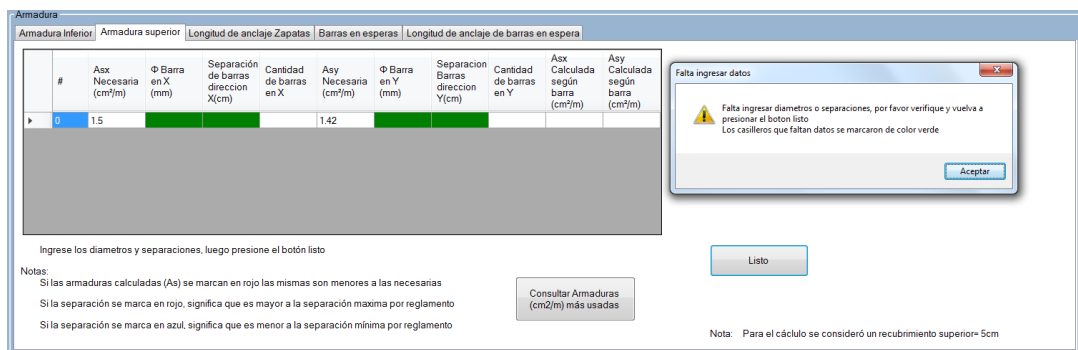


Fig. B.35. Ejemplo, grupo armaduras, en la que se ha presionó el botón Listo y los datos no fueron ingresados. Fuente: elaboración propia.

Armadura																
Armadura Inferior		Armadura superior		Longitud de anclaje Zapatas		Barras en esperas		Longitud de anclaje de barras en espera								
#	Asx Necesaria (cm ² /m)	Φ Barra en X (mm)	Separación Barras direccion X(cm)	Cantidad de barras en X	Asy Necesaria (cm ² /m)	Φ Barra en Y (mm)	Separación Barras direccion Y(cm)	Cantidad de barras en Y	As2 (cm ² /m)	Φ Barra (mm)	Separación de barras (cm)	Cantidad de barras s2	Dirección de aplicación	Asx Calculada según barra (cm ² /m)	Asy Calculada según barra (cm ² /m)	As2 Calculada según barra (cm ² /m)
0	7.8	10	15	10	6.07	10	15	10	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	5.24	5.24	No aplica

Adopte un diámetro de barra y separación en las casillas de color amarillo, luego presione el botón Listo

Notas:
 Si Asx o Asy necesarias se marcan en naranja, significa que la misma es Armadura central y As2 sera la armadura lateral
 Si las armaduras calculadas (As) se marcan en rojo las mismas son menores a las necesarias
 Si la separación se marca en rojo, significa que es mayor a la separación maxima por reglamento
 Si la separación se marca en azul, significa que es menor a la separación minima por reglamento

Fig. B.36. Ejemplo, grupo armaduras, Armaduras calculadas menores a las requeridas. Fuente: elaboración propia.

Completadas las celdas en amarillo y presionados los botones Listo de las pestañas Armadura Inferior y Armadura superior, las tablas de la pestaña Longitud de anclaje Zapatas son llenadas a partir de los cálculos realizados según los diámetros y armaduras adoptados, en caso de no aplicar armadura superior, la tabla longitud de desarrollo barras en compresión, es completada con “No aplica”, como muestra la Figura B.37

Armadura																		
Armadura Inferior		Armadura superior		Longitud de anclaje Zapatas		Barras en esperas		Longitud de anclaje de barras en espera										
Previamente debe ingresar diámetros y separaciones en las pestañas de Armadura Inferior y Armadura superior, luego presionar los botones Listo de cada pestaña																		
Longitud de desarrollo barras traccionadas Zapatas										Longitud de desarrollo barras en compresión Zapatas								
#	Long. de desarrollo requerida X (cm) (tracción)	Long. desarrollo calculada X (cm) (tracción)	Gancho normal a 90° en X (cm)	Verifica	Long. de desarrollo requerida Y (cm) (tracción)	Long. desarrollo calculada Y (cm) (tracción)	Gancho normal a 90° en Y (cm)	Verifica	Long. de desarrollo requerida Lateral (cm) (tracción)	Long. desarrollo calculada Lateral (cm) (tracción)	Gancho normal a 90° en Lateral (cm)	Verifica	#	Long. de desarrollo requerida X (cm) (compresión)	Long. desarrollo calculada X (cm) (compresión)	Long. de desarrollo requerida Y (cm) (compresión)	Long. desarrollo calculada Y (cm) (compresión)	Verifica
0	20	52	12	Si	20	48	12	Si	No aplica	No aplica	No apl.	No apl.	0	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	

Fig. B.37. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Longitud de anclaje Zapatas para el caso de zapata que no aplica Armadura superior. Fuente: elaboración propia

Luego en la pestaña “Barras en esperas” se debe cargar los diámetros y separaciones de las armaduras de cada columna, como muestra la Figura B.38

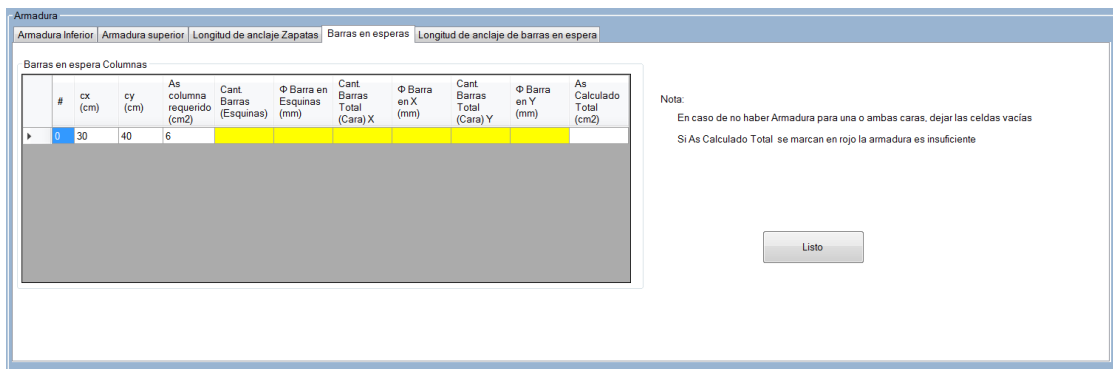


Fig. B.38. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Barra en esperas. Fuente: elaboración propia

Nuevamente las celdas en amarillo de la tabla son las editables, por lo menos habrá que ingresar Cantidad de barras en esquina y el diámetro de barras en esquina para realizar el cálculo de la armadura de columna y su longitud de anclaje dentro de la zapata en la pestaña correspondiente.

Una vez ingresadas las cantidades de barras y diámetros presionar el botón Listo. Si la columna “Armadura calculada total” es marcada en rojo significa que es menor a la armadura requerida. Luego de presionar el botón, puede abrirse la pestaña “Longitud de anclaje de barras en espera”, mostrado en la figura B.39

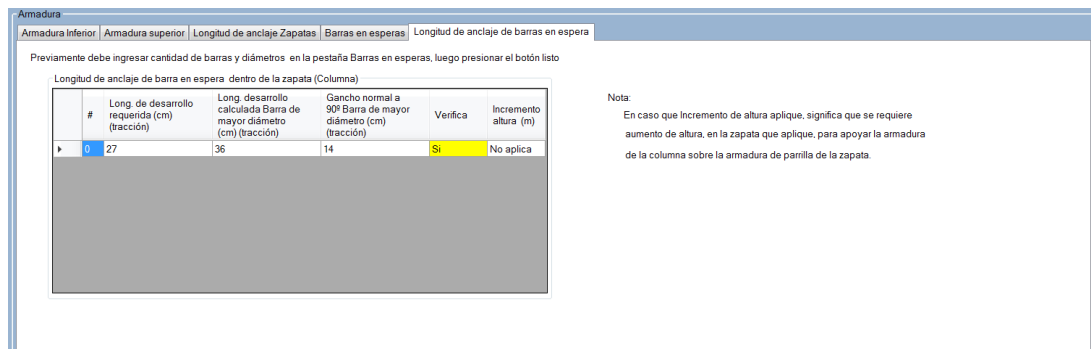


Fig. B.39. Ejemplo, grupo Armaduras, pestaña Longitud de anclaje de barras en espera. Fuente: elaboración propia

Esta tabla cuenta con una columna denominada “Incremento de altura”, en caso que ésta tenga un valor, significa que se recomienda ese incremento de altura para apoyar la armadura de columnas sobre la parrilla inferior de la zapata y que la misma verifique la condición de longitud de anclaje.

Dentro del formulario Dimensionado (ver Figura B.33) en la parte central inferior se encuentra un botón “Consultar Armaduras en (cm²/m) más usadas”, al presionar sobre este botón, despliega un formulario como muestra la figura B.40

Armadura en cm2/m					
Separación (cm)	6	8	10	12	16
10	2,83	5,03	7,85	11,31	20,11
11	2,57	4,57	7,14	10,28	18,28
12	2,36	4,19	6,54	9,42	16,76
13	2,17	3,87	6,04	8,70	15,47
14	2,02	3,59	5,61	8,08	14,36
15	1,88	3,35	5,24	7,54	13,40
16	1,77	3,14	4,91	7,07	12,57
17	1,66	2,96	4,62	6,65	11,83
18	1,57	2,79	4,36	6,28	11,17
19	1,49	2,65	4,13	5,95	10,58
20	1,41	2,51	3,93	5,65	10,05
21	1,35	2,39	3,74	5,39	9,57
22	1,29	2,28	3,57	5,14	9,14
23	1,23	2,19	3,41	4,92	8,76
24	1,18	2,09	3,27	4,71	8,38
25	1,13	2,01	3,14	4,52	8,04
26	1,09	1,93	3,02	4,35	7,73
27	1,05	1,86	2,91	4,19	7,45
28	1,01	1,80	2,80	4,04	7,18
29	0,97	1,73	2,71	3,90	6,93
30	0,94	1,68	2,62	3,77	6,70

Regresar

Fig. B.40. Formulario consultas de armaduras más usadas Fuente: elaboración propia

En caso que la opción elegida haya sido “Diseñar” y que la zapata calculada sea tipo 2, 3,4 o 5 al presionar la combinación de teclas “Control + T” se desplegará un formulario de Cálculos intermedios como muestra la Figura B.41 en el que se puede consultar las tensiones en esquina debidas a las solicitaciones mayoradas y los momento resistente nominal de la sección crítica, momento debido al peso propio y tapada de suelo sobre el área traccionada, Tipo de zapata para el estado de cargas mayoradas, el área traccionada y el promedio de tensiones aplicado para calcular los momentos flectores en las secciones críticas.

#	Tensión máxima (MPa)	q1 (MPa)	q2 (MPa)	q3 (MPa)	q4 (MPa)	TIPO ZAPATA	Área sin tensión (m ²)	Tensión promedio X (MPa)	Tensión promedio Y (MPa)	Ø Mn sup (kN.m)	Mpf (kN.m)
**	1.63	1.63	---	0.328	---	2	7.13	0.435	0.979		

Regresar

Tensión máxima, para solicitación mayorada para cálculo de Corte, Punzonado y Flexión

Mn sup =Momento Nominal
Mpf=Momento por Peso propio más tapada

Fig. B.41. Formulario Cálculos intermedios. Fuente: elaboración propia

Ingresados todos los datos de manera correcta en las pestañas mencionadas, el formulario Dimensionado cuenta con 2 botones inferiores. El primer botón ubicado en el lateral inferior izquierdo “Regresar” con el cual puede regresar al formulario de ingreso ya sea para cerrar el programa o para modificar datos de entrada. El segundo botón ubicado en el lateral inferior derecho “Computo de materiales - Exportar a AutoCAD”.

Al presionar sobre este último botón, despliega un Formulario llamado “Exportación Acad”, mostrado en la figura B.42. Este cuenta con dos grupos, el primero “Cómputo de materiales”

y el segundo “Opciones de exportación” en donde en este último se deberá escoger entre las 2 opciones de exportación, las que son:

- Plantas: exportará únicamente todas las zapatas en planta. (Ver Figura B.42)
Si la o las zapatas llevan armaduras superiores, estas son dibujadas en la parte inferior y lateral de cada zapata como muestra la figura B.43

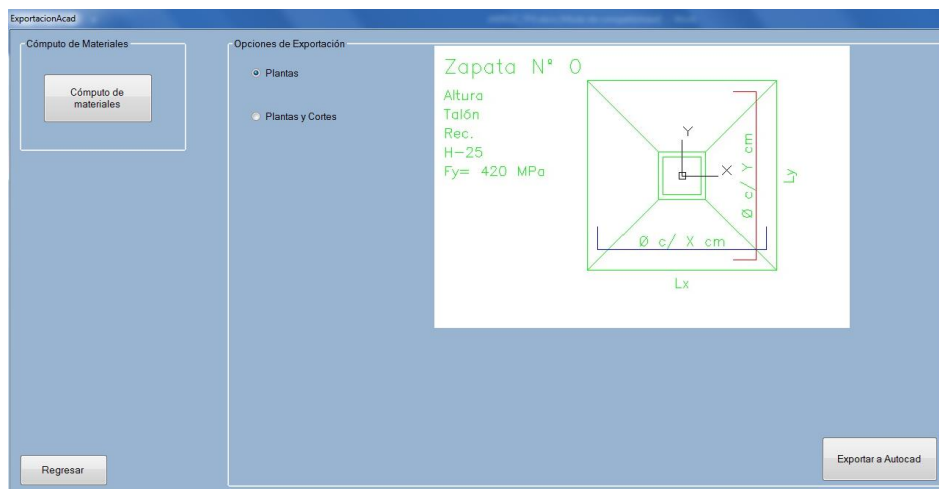


Fig. B.42. Formulario Exportación Acad, opción Solo planta. Fuente: elaboración propia

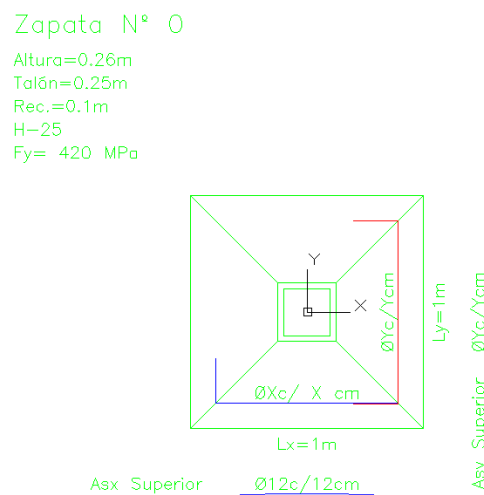


Fig. B.43. Ejemplo zapata con armadura superior, opción Plantas. Fuente: elaboración propia

- Plantas y Cortes: exportará la planta y un corte de cada zapata. (Ver Figura B.44)

Si la o las zapatas llevan armaduras superiores, estas son dibujadas dentro de cada corte para cada zapata como muestra la figura B.45

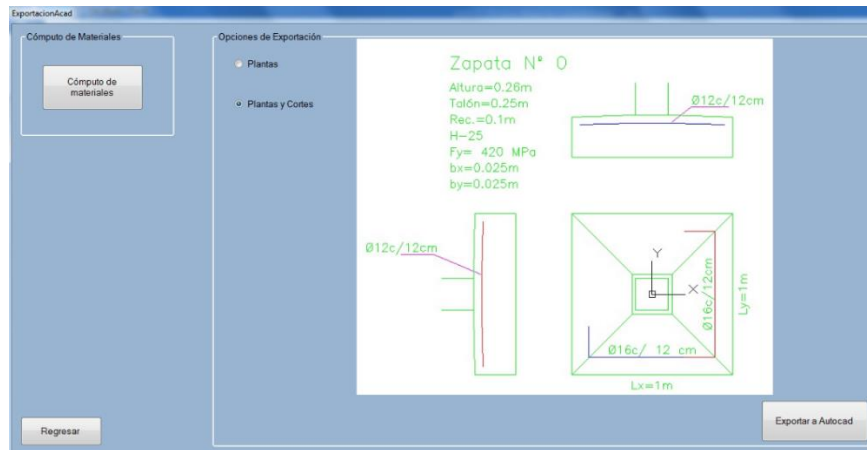


Fig. B.44. Formulario Exportación Acad, opción Plantas y Cortes. Fuente: elaboración propia

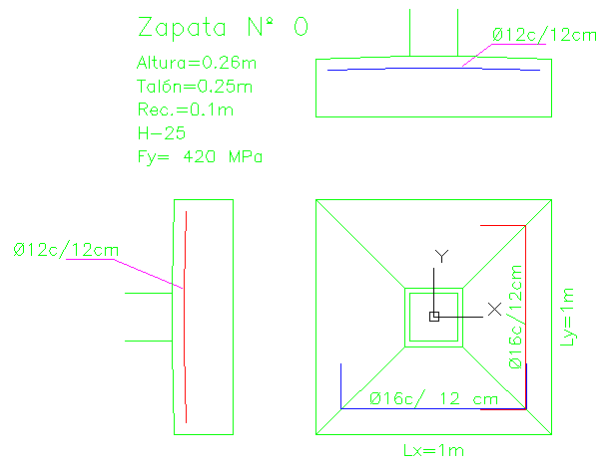


Fig. B.45. Ejemplo zapata con armadura superior, opción Plantas y Cortes. Fuente: elaboración propia

Luego puede darse el caso de que la zapata requiera distribución de armadura central y lateral para alguna dirección, en la Figura B.46, se muestra una zapata tronco cónica piramidal la cual requiere distribución de armadura central y lateral para la dirección Y, siendo análogo para la otra dirección y dibujando según las opciones de exportación seleccionada.

Zapata N° 0

Altura=0,5m
Talón=0,25m
Rec.=0,05m
H=25
Fy= 420 MPa

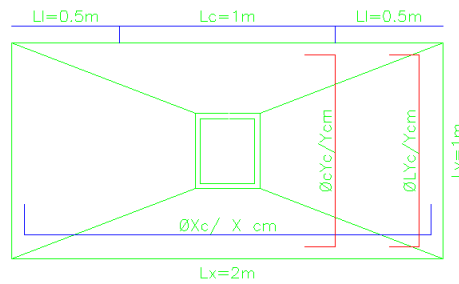


Fig. B.46. Ejemplo zapata con distribución de armadura central y lateral para la dirección Y, opción Plantas. Fuente: elaboración propia

Finalmente presionar sobre el botón “Exportar a AutoCAD”, antes de realizar la exportación, NEIC v1.0 muestra un mensaje de confirmación como muestra la Figura B.47, en el que informa

“Antes de realizar la exportación, controle que AutoCAD se encuentre abierto con un dibujo nuevo.”

¿Desea continuar?”

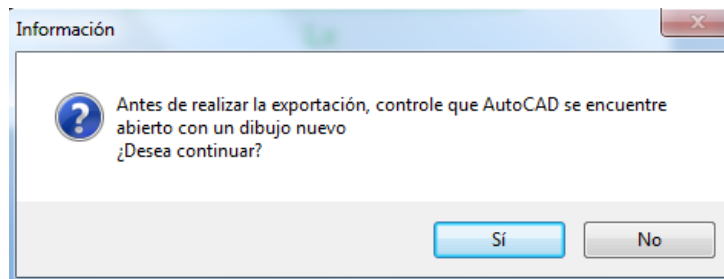


Fig. B.47. Formulario Exportación Acad, opción Planta y corte longitudinal. Fuente: elaboración propia

En caso de presionar la opción “No”, la exportación no continuara.

Si la opción escogida es “Si”, NEIC v1.0 verifica la versión instalada de AutoCAD dentro del registro del sistema y en caso de encontrarla realizará la exportación, previamente mostrando un mensaje como se observa en la figura B.48

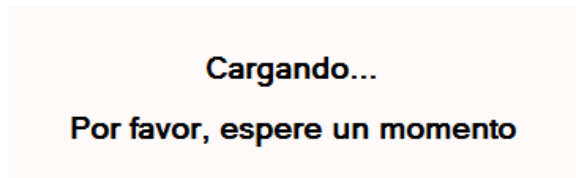


Fig. B.48. Mensaje al realizar la exportación. Fuente: elaboración propia

En caso que la versión de AutoCAD instalada sea menor a la edición del 2006 o superior a la del 2019, si utiliza AutoCAD desde un ejecutable, es decir sin instalación o si no se encontró éste en el registro del sistema, NEIC v1.0 dará el siguiente aviso

“No se pudo encontrar ninguna versión de AutoCAD en los registros de la computadora.
Instale AutoCAD (preferiblemente versión 2018)”

Finalmente, dentro del grupo “Cómputo de materiales” (ver figura B.49), al presionar sobre el botón dentro de este, se desplegará un formulario “Computo de materiales” como muestra la figura B.50.

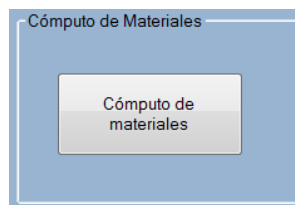


Fig. B.49. Grupo cómputo de materiales. Fuente: elaboración propia

#	Clase de Hormigón p/ zapatas	Vol. Hormigón p/ zapatas (m3)	Vol. Hormigón de limpieza (m3)	Acero (ADN 420) (Kg)	Vol. Excavación (m3)	Vol. Relleno (m3)
0	H-25	0.44	0.08	21.82	1.5	1.21

	Vol. Hormigón p/ zapatas (\$)	Vol. Hormigón de limpieza	Acero (ADN 420) (\$)	Vol. Excavación	Vol. Relleno (\$)

Total: \$

Fig. B.50. Formulario cómputo de materiales. Fuente: elaboración propia

Dentro del formulario cómputo de materiales, se deberá ingresar los precios unitarios (dentro del grupo “Precios Unitarios”) y presionar el botón “Aplicar precios unitarios” para obtener el precio estimado total en la parte inferior y los precios estimados por cada columna, dentro del grupo Totales.

Los ítems considerados en cada columna son: Clase de Hormigón para zapata, Vol. de Hormigón p/zapatas, Acero, Vol. excavación y Vol. de relleno

ANEXO C

1. Validación del programa NEIC v1.0

Para validar el programa NEIC se expondrá una serie de ejemplos determinados por distintos autores y por el programa para verificar la concordancia de resultados.

1.1 Comprobación capacidad de carga.

Se realizará el ejemplo 3.8 Das, 2013. P. 170, para una zapata de espesor constante, el cual plantea:

“En la figura C.1 se muestra una cimentación cuadrada, con $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m. Suponga excentricidad en dos sentidos y determine la carga última.”

Si bien el ejemplo es aplicado para calcular la carga última, ésta será dividida por el área en compresión para obtener la capacidad de carga última.

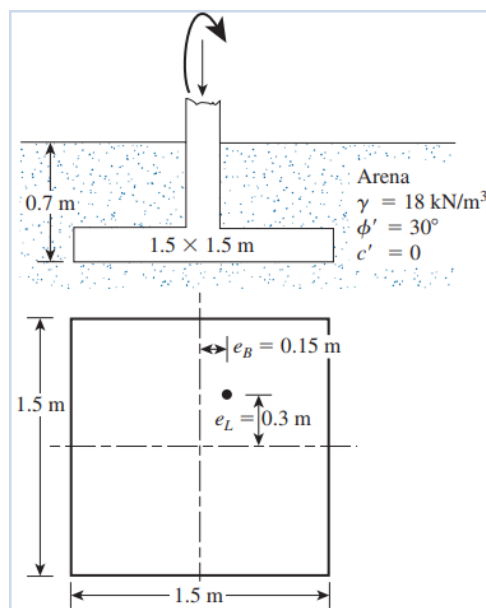


Figura. C.1. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: Ejemplo 3.8 Das, 2013.p. 170

Resultados del ejemplo 3.8 Das, 2013. P. 170:

$$A' = 1.193 \text{ m}^2$$

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

$$B' = \frac{A'}{L'} = 0.936$$

La ecuación general de capacidad de carga última, es:

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

Para $c' = 0 \text{ kg/m}^2$ la capacidad de carga queda:

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

Con:

$$q = d_f \gamma_s = 1260 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Resumiendo, los valores restantes quedan:

$$N_q = 18.4 ; N_\gamma = 22.4$$

$$F_{qs} = 1,424 ; F_{\gamma s} = 0.706 ; F_{qd} = 1,135 ; F_{\gamma d} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

En la Figura C.2 se puede observar la carga última obtenida en el ejemplo 3.8

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ}} &= A' q'_u = A' (q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}) \\ &= (1.193) [(12.6) (18.4) (1.424) (1.135) \\ &\quad + (0.5) (18) (0.936) (22.4) (0.706) (1)] \approx \mathbf{606 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Figura. C.2. Cimentación cargada excéntricamente. Fuente: Ejemplo 3.8 Das, 2013.p. 172

Como:

$$Q_{\text{últ}} = A' q'_u \approx 606 \text{ KN} \rightarrow q'_u = \frac{Q_{\text{últ}}}{A'} = \frac{606 \text{ KN}}{1.193 \text{ m}^2} = 507.96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.508 \text{ MPa}$$

Quedando la capacidad de carga última expresada en [MPa]:

$$q'_u \approx 0.508 \text{ MPa}$$

Para poder relacionar los cálculos entre NEIC v1.0 y el ejemplo planteado, los esfuerzos adoptados, serán:

$$P_s = 168,5 \text{ kN} ; M_{xs} = 58.84 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 29.42 \text{ Kg}$$

Dimensiones, adoptando una altura $h=0,5 \text{ m}$:

$$B = L = 1,5 \text{ m} ; h = 0,5 \text{ m}$$

Calculo del peso propio:

$$P_p = 1.5 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 28.12 \text{ kN}$$

Esfuerzo vertical de servicio final: $P_s = 196.13 \text{ Kg}$

Por lo que las excentricidades, quedan definidas por:

$$ex = \frac{Mys}{Ps} = 0.15 \text{ m} ; ey = \frac{Mxs}{Ps} = 0.3 \text{ m}$$

Ingresando, los datos de entrada correspondientes en NEIC v1.0 como se observa en las figuras Figura C.3, Figura C.4, Figura C.5

Dimensiones				
#	Lx (m)	Ly (m)	Altura (m)	
0	1.5	1.5	0.5	

Figura. C.3. Dimensiones, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.

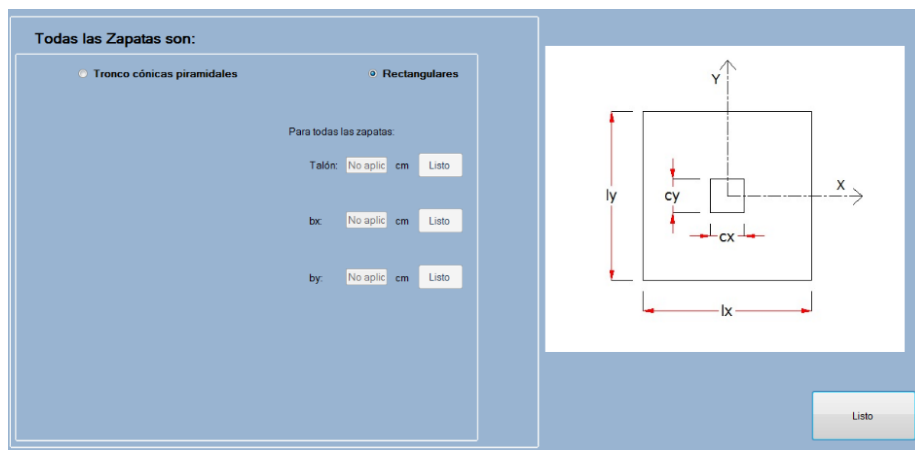


Figura. C.4. Zapata de espesor constante, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.

# (CM)	Normal	Momento eje X	Momento eje Y	Vx	Vy
0	168.5	58.84	29.42		

Figura. C.5. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.

Ingreso de datos Factores Tensiones

Factor de seguridad (FS): 3

Parámetros del suelo, capacidad de carga

#	B (Ancho) (m)	L (Largo) (m)	Df (m)	ϕ_s (grados)	c (kN/m ²)	γ_s (kN/m ³)	β (grados)
0	1.5	1.5	0.7	30	0	18	

Casos ubicación del nivel freático:

Caso I
 Caso II
 Caso III

ys2 peso por debajo del nivel de fundación

#	ysat / ys2 (kN/m ³)	d (m)	D1 (m)	D2 (m)
0	18			

Cargar todas las bases con:

Df (m): ϕ_s (grados): c (kN/m²):
 γ_s (kN/m³): β (grados):

Figura. C.6. Zapata de espesor constante, para ejemplo capacidad de carga última.

Fuente: elaboración propia.

Los factores calculados, se observan en la Figura C.7.

Factores

#	Nc	Nq	N γ	Fcs	Fcd	Fci	Fqs	Fqd	Fqi	Fys	Fyd	Fyi
0	30.14	18.4	22.4	1.51	1.19	1	1.48	1.13	1	0.66	1	1

Figura. C.7. Factores calculados por NEIC v1.0, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.

La capacidad de carga última calculada por NEIC v1.0 se observa en la Figura C.8.

Teoría de capacidad de carga (Meyerhof)

#	Tensión admisible (MPa)	Tensión última (MPa)	Carga última (kN)	Carga vertical (kN)	Factor de seguridad Carga última
0	0.184	0.566	1105.43	168.5	6.56

Figura. C.8. Capacidad de carga última, calculada por NEIC v1.0, para ejemplo capacidad de carga última. Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la Figura C.8 la capacidad última calculada por NEIC v1.0 es:

$$q_u = 0.566 \text{ MPa}$$

Próxima a la calculada en el ejemplo 3.8:

$$q_u' \approx 0.508 \text{ MPa}$$

La variación puede presentarse por el hecho de que, en el ejemplo del libro se aplican tablas.

1.2 Comprobación de tensiones en casos de flexión biaxial

Se comprobarán las tensiones obtenidas por NEIC v1.0 el cual aplica el método ÖZMEN (2011) (Ver Anexo A) para la determinación de tensiones en esquina, con el programa Diza 1.0 desarrollado por Bocanegra (2012) en su tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, este último aplica las ecuaciones analíticas de R. Irlés y F. Irlés (1994).

Para obtener similitud en los datos de ingreso, debido a que Diza 1.0 no considera el peso de la base para determinar las tensiones, para NEIC v1.0 se adopta el esfuerzo vertical “Ps” como la suma entre el peso propio de la zapata y la carga de servicio adoptada. El resto de los datos de ingreso serán los mismos. Se adoptará para cada zapata una altura para determinar su peso.

Todas las zapatas tomadas como “Espesor constante”, por lo que la figura C.9 aplica para los ejemplos 1, 3, 4.

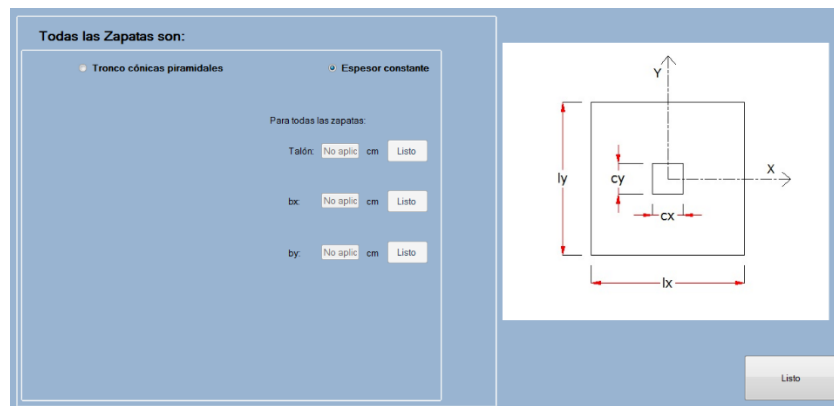


Figura. C.9. Zapata de espesor constante NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

- Ejemplo 1: Flexión biaxial, zapata de espesor constante, tipo 1.

Datos de entrada:

Tensión admisible del terreno:

$$qadm = 0.3 \text{ MPa}$$

Dimensiones:

adoptando una altura “h” de 0.6 metros.

$$lx = 2 \text{ m} ; ly = 2.5 \text{ m} ; h = 0.6 \text{ m}$$

Peso propio zapata:

$$Pp = 2 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 75 \text{ kN}$$

Esfuerzos de servicio:

- Diza 1.0

$$P_s = 978.61 \text{ kN} ; M_{xs} = 71.17 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 17.79 \text{ kN.m}$$

- NEIC v1.0

$$P_s = 900.61 \text{ kN} ; M_{xs} = 71.17 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 17.79 \text{ kN.m}$$

En la Figura C.10 se pueden observar los resultados expuestos por Bocanegra (2012) al aplicar los datos de entrada en Diza v1.0

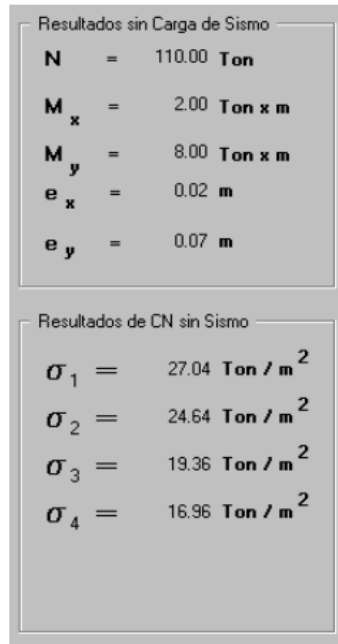


Figura. C.10. Tensiones en esquina Diza 1.0. Fuente: Bocanegra. 2012. P43

En las figuras Figura C.11, Figura C.12, Figura C.13 y Figura C.143. se observa los datos de entrada para NEIC v1.0 y las tensiones calculadas en esquina, respectivamente.

Dimensiones				
#	Lx (m)	Ly (m)	Altura (m)	
0	2	2.5	0.6	

Figura. C.11. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

# (CM)	Normal	Momento eje X	Momento eje Y	Vx	Vy
0	900.61	71.17	17.79		

Figura. C.12. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

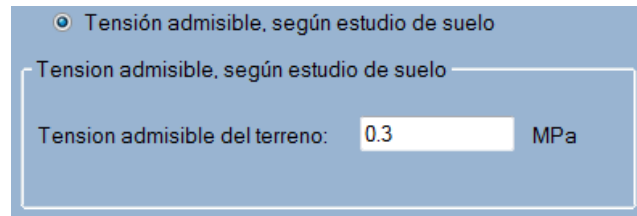


Figura. C.13. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

#	Tens. Adm. (MPa)	Tens. máxima (MPa)	Tens. Mínima (MPa)	Tipo	$\sigma 1$ (MPa)	$\sigma 2$ (MPa)	$\sigma 3$ (MPa)	$\sigma 4$ (MPa)
0	0.3	0.24	0.15	1	0.24	0.22	0.17	0.15

Figura. C.14. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

Se puede observar en las Figuras C.10 y Figura C.14 que los valores obtenidos por NEIC v1.0 son aproximadamente exactos, cuya diferencia se basa en el redondeo aplicado y las unidades.

- Ejemplo 2: Flexión biaxial, zapata de espesor constante, tipo 4.

Datos de entrada:

Tensión admisible del terreno:

$$q_{adm} = 0.25 \text{ MPa}$$

Dimensiones:

adoptando una altura "h" de 0.7 metros.

$$l_x = 1.4 \text{ m} ; l_y = 2.9 \text{ m} ; h = 0.7 \text{ m}$$

Peso propio zapata:

$$P_p = 2.9 \text{ m} \cdot 1.4 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 71.05 \text{ kN}$$

Esfuerzos de servicio:

- Diza 1.0

$$P_s = 245.17 \text{ kN} ; M_{xs} = 147.1 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 49.03 \text{ kN.m}$$

- NEIC v1.0

$$P_s = 175.49 \text{ kN} ; M_{xs} = 147.1 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 49.03 \text{ kN.m}$$

Los resultados expuestos por Bocanegra (2012) al aplicar los datos de entrada en Diza v1.0:

$$\sigma_1 = 21,57 \frac{tn}{m^2} ; \sigma_2 = 7,96 \frac{tn}{m^2} ; \sigma_3 = 10,19 \frac{tn}{m^2} ; \sigma_4 = -2,65 \frac{tn}{m^2}$$

En las figuras Figura C.15, Figura C.16, Figura C.17 y Figura C.18, se observa los datos de entrada para NEIC v1.0 y las tensiones calculadas en esquina, respectivamente.

Dimensiones				
#	Lx (m)	Ly (m)	Altura (m)	
0	1.4	2.9	0.7	

Figura. C.15. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia

# (CM)	Normal	Momento eje X	Momento eje Y	Vx	Vy
0	175.49	147.1	49.03		

Figura. C.16. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

Tensión admisible, según estudio de suelo

Tensión admisible, según estudio de suelo

Tensión admisible del terreno: MPa

Figura. C.17. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

#	Tens. Adm. (MPa)	Tens. máxima (MPa)	Tens. Mínima (MPa)	Tipo	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_4 (MPa)
0	0.25	0.2	0.02	4	0.2	0.09	0.02	-

Figura. C.18. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

Se puede observar en la figura C.18 y las tensiones calculadas por Diza 1.0, que los valores obtenidos por NEIC v1.0 son aproximadamente exactos, cuya diferencia se basa en el redondeo aplicado y los cambios de esquinas considerados.

- Ejemplo 3: Flexión biaxial, zapata de espesor constante, tipo 3.

Datos de entrada:

Tensión admisible del terreno:

$$q_{adm} = 0.35 \text{ MPa}$$

Dimensiones:

adoptando una altura “h” de 0.98 metros.

$$l_x = 4.3 \text{ m} ; l_y = 3 \text{ m} ; h = 0.98 \text{ m}$$

Peso propio zapata:

$$P_p = 4.3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 0.98 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 316.05 \text{ kN}$$

Esfuerzos de servicio:

- Diza 1.0

$$P_s = 980.66 \text{ kN} ; M_{xs} = 833.56 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 441.3 \text{ kN.m}$$

- NEIC v1.0

$$P_s = 670.75 \text{ kg} ; M_{xs} = 833.56 \text{ kN.m} ; M_{ys} = 441.3 \text{ kN.m}$$

Los resultados expuestos por Bocanegra (2012) al aplicar los datos de entrada en Diza v1.0:

$$\sigma_1 = 32,61 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} ; \sigma_2 = 16,61 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

En las figuras Figura C.19, Figura C.20 y Figura C.21 y Figura C.22 se observa los datos de entrada para NEIC v1.0 y las tensiones calculadas en esquina, respectivamente.

#	Lx (m)	Ly (m)	Altura (m)
0	4.3	3	0.98

Figura. C.19. Dimensiones NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia

# (CM)	Normal	Momento eje X	Momento eje Y	Vx	Vy
0	670.75	833.56	441.3		

Figura. C.20. Esfuerzos de servicio, ingresado directamente en tabla “D”, resto de tablas sin valores, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

Tensión admisible, según estudio de suelo

Tensión admisible del terreno: 0.35 MPa

Figura. C.21. Tensión admisible, según estudios de suelo NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

#	Tens. Adm. (MPa)	Tens. máxima (MPa)	Tens. Mínima (MPa)	Tipo	σ 1 (MPa)	σ 2 (MPa)	σ 3 (MPa)	σ 4 (MPa)
0	0.25	0.32	0.16	3	0.32	0.16	-	-

Figura. C.22. Esfuerzos en esquina calculados, NEIC v1.0. Fuente: elaboración propia.

Se puede de la figura C.22 y las tensiones calculadas por Diza 1.0, que los valores obtenidos por NEIC v1.0 son aproximadamente exactos, cuya diferencia se basa en el redondeo aplicado y unidades.

1.3 Comprobación opción “Diseñar”

En las siguientes páginas, se presentarán 2 ejemplos de manera “manual”, para el dimensionamiento y cálculo de zapatas aisladas, propuestos por el Profesor Guía, en el primer ejemplo considerado una columna de hormigón armado de un edificio de 10 pisos cuya superficie de influencia 5 x 5 m, con suelo mixto. Para el segundo ejemplo se toma una columna de una nave industrial con superficie de influencia 5 x 15 m, con suelo friccionante.

Ejemplo 1

Ejemplo 1 - Columna de un edificio de 10 pisos. Superficie de influencia 5 x 5 m.

Zona sísmica. Altura de columna en PB 5 m.-

	D	L	E
N (KN)	2000	500	100
Vx (KN)	100	25	383
Vy (KN)	60	15	270
Mx (KNm)	250	63	956
My (KNm)	150	38	675

Cota de fundación:	3.00 m	
Peso unitario (KN/m ³):	16	por encima de la cota de fundación
Peso unitario (KN/m ³):	19	por debajo de la cota de fundación
Fricción (grados):	20	
Cohesión (KN/m ²):	50	

Resistencias de Hormigón base,
columna y acero, respectivamente: $f_c := 30 \text{ MPa}$ $f_{cc} := 30 \text{ MPa}$ $f_y := 420 \text{ MPa}$

Peso del Hormigón Armado: $\gamma_{ha} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Coef. de seguridad al vuelco: $C_{sv} := 1.3$ (Para combinación con E)

Coef. de seguridad al deslizamiento: $C_{sd} := 1.3$ (Para combinación con E)

Tamaño máximo nominal del agregado grueso: $TMNAG := 25 \text{ mm}$

Se adoptan las siguientes dimensiones:

Dimensiones en planta: $l_x := 2.7 \text{ m}$ $l_y := 2.9 \text{ m}$

Altura: $h := 0.9 \text{ m}$

Talón: $t := 0.45 \text{ m}$

Revanchas: $b_x := 0.03 \text{ m}$ $b_y := 0.03 \text{ m}$

Secciones de columna: $c_x := 0.8 \text{ m}$ $c_y := 0.8 \text{ m}$

Columna más revanchas: $b_{xs} := c_x + 2 \cdot b_x = 0.86 \text{ m}$ $b_{ys} := c_y + 2 \cdot b_y = 0.86 \text{ m}$

Recubrimiento: $rec := 5 \text{ cm}$

- Capacidad del suelo según Meyerhof:

Tipo de caso: 3 (Nivel freático no tiene influencia)

$$\varphi_s := 20^\circ \quad \varphi_s = 0.349 \text{ rad} \quad ; \quad c := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad ; \quad D_f := 3 \text{ m}$$

Peso unitario del suelo por encima de la cota de fundación: $\gamma_s := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso unitario del suelo por debajo de la cota de fundación: $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Esfuerzo efectivo a nivel de fundación: $q := D_f \cdot \gamma_s = 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi_s)} = 6.399 \quad ; \quad N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_s) = 14.835$$

$$N\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \tan(\varphi_s) = 5.386$$

Factores de inclinación: $\beta_i := 0^\circ$ (la carga no se encuentra inclinada)

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\beta_i}{90} \right)^2 = 1 \quad ; \quad F_{qi} := F_{ci} \quad ; \quad F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\beta_i}{\varphi_s} \right) = 1$$

Relación profundidad, dimensión mínima: $R := \frac{D_f}{l_x} = 1.111 \quad R = 1.111$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} := 1 + 0.4 \frac{1}{\tan \left(\frac{D_f}{l_x} \right)} = 1.198$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi_s) \cdot (1 - \sin(\varphi_s))^2 \cdot \frac{1}{\tan \left(\frac{D_f}{l_x} \right)} = 1.156 \quad ; \quad F_{\gamma d} := 1$$

Para obtener los factores de forma, previamente se determina las dimensiones efectivas, mediante el método ÖZMEN para solicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones a nivel de fundación, para combinación de servicio D+0.5L+E, por resultar determinante:

	D +0,5L+E	D+L
Ps (KN)	2350	2500
Vxs (KN)	495	125
Vys (KN)	337,5	75
Mxs (KNm)	1237,5	312,5
Mys (KNm)	843,75	187,5

Solicitaciones, a nivel superior de zapata

Peso de la base:

$$P_p := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h-t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) \cdot \gamma_{ha} = 129.248 \text{ kN}$$

Peso del suelo:

$$P_{suelo} := D_f \cdot \gamma_s \cdot l_x \cdot l_y - P_p = 246.592 \text{ kN}$$

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 2350 \text{ kN} + P_p + P_{suelo} = 2725.84 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 1237.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 337.5 \text{ kN} \cdot h = 1541.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 843.75 \text{ kN} \cdot \text{m} + 495 \text{ kN} \cdot h = 1289.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := -\left(\frac{M_{ys}}{P_s} \right) = -0.473 \text{ m} \qquad e_{ys} := -\left(\frac{M_{xs}}{P_s} \right) = -0.565 \text{ m}$$

Se proponer A y C iniciales:

$$A_i := 3.627 \text{ m}$$

$$C_i := 3.547 \text{ m}$$

$$suma := \frac{l_x}{A_i} + \frac{l_y}{C_i} = 1.562$$

$$tg\alpha := \frac{C_i}{A_i} = 0.978$$

Como $A_i > l_x$ y $C_i > l_y$ y $suma > 1$, el tipo de zapata es:

$$tipo := 4$$

Condiciones para los tipos de tensión, para zapata tipo 4:

$$a_1 := \frac{(C_i - l_y)}{tg\alpha} = 0.662 \text{ m} \qquad c_1 := l_y = 2.9 \text{ m} \qquad a_2 := l_x - a_1 = 2.038 \text{ m}$$

$$c_2 := (A_i - l_x) \cdot tg\alpha = 0.907 \text{ m} \qquad a_3 := l_x - a_1 = 2.038 \text{ m} \qquad c_3 := c_1 - c_2 = 1.993 \text{ m}$$

Características de las secciones:

$$u_{g1} := \frac{1}{2} a_1 = 0.331 \text{ m} \qquad u_{g2} := a_1 + \frac{1}{2} \cdot a_2 = 1.681 \text{ m} \qquad u_{g3} := a_1 + \frac{1}{3} \cdot a_3 = 1.341 \text{ m}$$

$$v_{g1} := \frac{1}{2} \cdot c_1 = 1.45 \text{ m} \qquad v_{g2} := \frac{1}{2} \cdot c_2 = 0.453 \text{ m} \qquad v_{g3} := c_2 + \frac{1}{3} c_3 = 1.571 \text{ m}$$

$$F_1 := a_1 \cdot c_1 = 1.919 \text{ m}^2 \qquad F_2 := a_2 \cdot c_2 = 1.848 \text{ m}^2 \qquad F_3 := \frac{1}{2} a_3 \cdot c_3 = 2.032 \text{ m}^2$$

$$I_{s1} := a_1 \cdot \frac{c_1^3}{12} = 1.345 \text{ m}^4 \qquad I_{s2} := a_2 \cdot \frac{c_2^3}{12} = 0.127 \text{ m}^4 \qquad I_{s3} := a_3 \cdot \frac{c_3^3}{36} = 0.449 \text{ m}^4$$

$$It1 := c1 \cdot \frac{a1^3}{12} = 0.07 \text{ m}^4 \quad It2 := c2 \cdot \frac{a2^3}{12} = 0.64 \text{ m}^4 \quad It3 := c3 \cdot \frac{a3^3}{36} = 0.469 \text{ m}^4$$

$$Ist1 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist2 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist3 := \frac{-(a3^2 \cdot c3^2)}{72} = -0.229 \text{ m}^4$$

Área en compresión: $r := F1 + F2 + F3 = 5.798 \text{ m}^2$

$$Is := Is1 + Is2 + Is3 = 1.92 \text{ m}^4$$

$$ug := \frac{(ug1 \cdot F1 + ug2 \cdot F2 + ug3 \cdot F3)}{F} = 1.115 \text{ m}$$

$$It := It1 + It2 + It3 = 1.179 \text{ m}^4$$

$$Ist := Ist1 + Ist2 + Ist3 = -0.229 \text{ m}^4$$

$$vg := \frac{(vg1 \cdot F1 + vg2 \cdot F2 + vg3 \cdot F3)}{F} = 1.175 \text{ m}$$

$$f1 := vg - vg1 = -0.275 \text{ m} \quad e1 := ug - ug1 = 0.784 \text{ m}$$

$$f2 := vg - vg2 = 0.721 \text{ m} \quad e2 := ug - ug2 = -0.566 \text{ m}$$

$$f3 := vg - vg3 = -0.396 \text{ m} \quad e3 := ug - ug3 = -0.226 \text{ m}$$

$$Ix := Is + F1 \cdot f1^2 + F2 \cdot f2^2 + F3 \cdot f3^2 = 3.346 \text{ m}^4$$

$$Iy := It + F1 \cdot e1^2 + F2 \cdot e2^2 + F3 \cdot e3^2 = 3.054 \text{ m}^4$$

$$Ixy := Ist + F1 \cdot f1 \cdot e1 + F2 \cdot f2 \cdot e2 + F3 \cdot f3 \cdot e3 = -1.216 \text{ m}^4$$

Valores auxiliares:

$$x_v := exs + \frac{lx}{2} - ug = -0.238 \text{ m} \quad y_v := eys + \frac{ly}{2} - vg = -0.29 \text{ m}$$

$$tg\beta := \frac{y_v}{x_v} = 1.219 \quad tg\alpha2 := \frac{(Ix - Ixy \cdot tg\beta)}{Iy \cdot tg\beta - Ixy} = 0.978$$

$$x_0 := \frac{-\left(Iy + \frac{Ixy}{tg\alpha2}\right)}{x_v \cdot F} = 1.312 \text{ m} \quad y_0 := x_0 \cdot tg\alpha2 = 1.282 \text{ m}$$

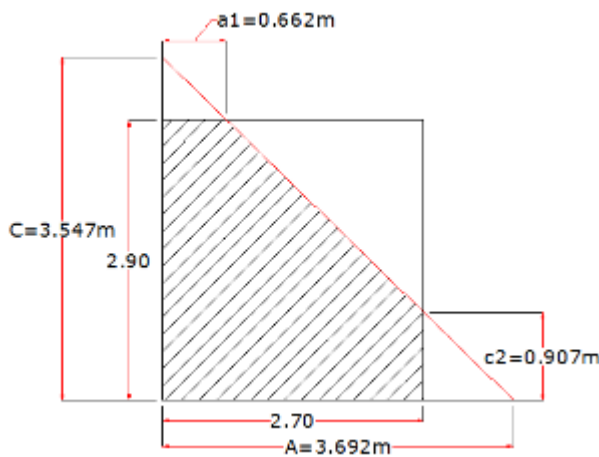
Nuevos valores de A y C

$$Af := ug + x_0 + \frac{vg}{tg\alpha2} = 3.629 \text{ m} \quad Cf := vg + y_0 + ug \cdot tg\alpha2 = 3.547 \text{ m}$$

$$diferencia := |Af - Ai| + |Cf - Ci| = 0.002 \text{ m} \quad diferencia < 0.01$$

Se acepta el error

Obteniendo:



Área efectiva:

$$lx2 := a1 = 0.662 \text{ m}$$

$$ly2 := c2 = 0.907 \text{ m}$$

$$A_{ef} := ly2 \cdot lx + \frac{1}{2} \cdot (lx2 + lx) \cdot (ly - ly2)$$

$$A_{ef} := F = 5.798 \text{ m}^2$$

Dimensiones efectivas:

$$l'x := \frac{A_{ef}}{ly} = 1.999 \text{ m}$$

$$l'y := ly = 2.9 \text{ m}$$

Factores de Forma:

$$Fcs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.297 \quad ; \quad Fqs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \tan(\varphi_s) = 1.251$$

$$F\gamma_s := 1 - 0.4 \cdot \frac{l'x}{l'y} = 0.724$$

Capacidad de carga última para solicitaciones de servicio bajo combinación D+0.5L+E:

$$qu := c \cdot Nc \cdot Fcs \cdot Fcd \cdot Fci + q \cdot Nq \cdot Fqs \cdot Fqd \cdot Fqi + \frac{1}{2} \cdot l'x \cdot \gamma \cdot N\gamma \cdot F\gamma_s \cdot F\gamma_d \cdot F\gamma_i$$

$$qu = 1.671 \text{ MPa}$$

Carga última que puede soportar la zapata:

$$Q_u := qu \cdot l'x \cdot l'y = 9690.076 \text{ kN}$$

Carga en exceso:

$$Pe := Ps - \gamma_s \cdot Df \cdot lx \cdot ly = 2350 \text{ kN}$$

Factor de seguridad:

$$Factor_Seguridad := \frac{Q_u}{Pe} = 4.123$$

Se acepta la seguridad tan elevada, para verificar condición al vuelco, desarrollada más adelante.

Tensión admisible del suelo, aplicando un factor de seguridad ante la capacidad de carga última, para combinación D+0.5L+E:

$$qadm := \frac{qu - Df \cdot \gamma_s}{2.5} = 0.649 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio D+0.5L+E, con } F_s=2.5$$

Capacidad de carga para combinación de servicio D+L:

	D +0,5L+E	D+L
P_s (KN)	2350	2500
V_{xs} (KN)	495	125
V_{ys} (KN)	337,5	75
M_{xs} (KNm)	1237,5	312,5
M_{ys} (KNm)	843,75	187,5

Solicitaciones, por encima de la cota de fundación

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 2500 \text{ kN} + P_p + P_{\text{suelo}} = 2875.84 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 312.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 125 \text{ kN} \cdot h = 425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 187.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 75 \text{ kN} \cdot h = 255 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := \frac{M_{ys}}{P_s} = 0.089 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := \frac{M_{xs}}{P_s} = 0.148 \text{ m}$$

$$q_1 := \frac{(P_s)}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{xs}}{l_y} + 6 \cdot \frac{e_{ys}}{l_x} \right) = 0.555 \text{ MPa}$$

$$q_2 := \frac{(P_s)}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_{xs}}{l_y} + 6 \cdot \frac{e_{ys}}{l_x} \right) = 0.421 \text{ MPa}$$

$$q_3 := \frac{(P_s)}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{xs}}{l_y} - 6 \cdot \frac{e_{ys}}{l_x} \right) = 0.314 \text{ MPa}$$

$$q_4 := \frac{(P_s)}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_{xs}}{l_y} - 6 \cdot \frac{e_{ys}}{l_x} \right) = 0.179 \text{ MPa}$$

Toda la base en compresión. Resultante ubicada dentro del núcleo central

Tipo de caso: 3 (Nivel freático no tiene influencia)

Peso unitario del suelo por encima de la cota de fundación:

$$\gamma_s := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso unitario del suelo por debajo de la cota de fundación:

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Esfuerzo efectivo a nivel de fundación:

$$q := D_f \cdot \gamma_s = 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factores de capacidad de carga:

$$Nq := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi_s)} = 6.399 \quad ; \quad Nc := (Nq - 1) \cdot \cot(\varphi_s) = 14.835$$

$$N\gamma := 2 \cdot (Nq + 1) \tan(\varphi_s) = 5.386$$

Factores de inclinación: $\beta_i := 0^\circ$ (la carga no se encuentra inclinada)

$$Fci := \left(1 - \frac{\beta_i}{90} \right)^2 = 1 \quad ; \quad Fqi := Fci \quad ; \quad F\gamma_i := \left(1 - \frac{\beta_i}{\varphi_s} \right) = 1$$

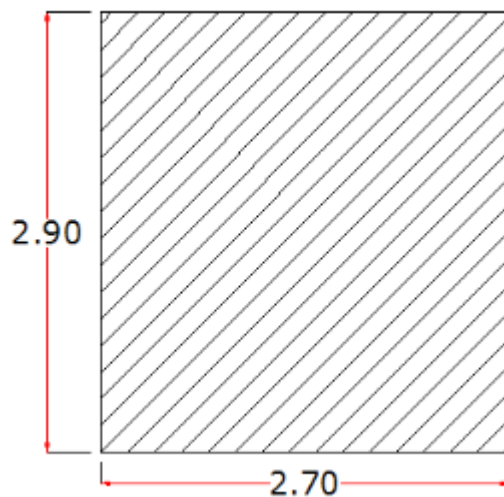
Relación profundidad, dimension mínima: $R := \frac{Df}{lx} = 1.111 \quad R > 1$

Factores de profundidad:

$$Fcd := 1 + 0.4 \cdot \frac{1}{\tan \left(\frac{Df}{lx} \right)} = 1.198$$

$$Fqd := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi_s) \cdot (1 - \sin(\varphi_s))^2 \cdot \frac{1}{\tan \left(\frac{Df}{lx} \right)} = 1.156 \quad ; \quad F\gamma_d := 1$$

Obteniendo:



Área efectiva:

$$A_{ef} := lx \cdot ly = 7.83 \text{ m}^2$$

Dimensiones efectivas:

$$lx = 2.7 \text{ m}$$

$$ly = 2.9 \text{ m}$$

Factores de Forma:

$$Fcs := 1 + \frac{lx}{ly} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.402 \quad ; \quad Fqs := 1 + \frac{lx}{ly} \cdot \tan(\varphi_s) = 1.339$$

$$F\gamma_s := 1 - 0.4 \cdot \frac{lx}{ly} = 0.628$$

Capacidad de carga última para solicitaciones de servicio bajo combinación D+0.5L+E:

$$q_u := c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$
$$q_u = 1.808 \text{ MPa}$$

Carga última que puede soportar la zapata:

$$Q_u := q_u \cdot l_x \cdot l_y = 14153.845 \text{ kN}$$

Carga en exceso: $P_e := P_s - \gamma_s \cdot D_f \cdot l_x \cdot l_y = 2500 \text{ kN}$

Factor de seguridad:

$$\text{Factor_Seguridad} := \frac{Q_u}{P_e} = 5.662$$

Tensión admisible del suelo, aplicando un factor de seguridad ante la capacidad de carga última, para combinación D+L:

$$q_{adm1} := \frac{q_u - D_f \cdot \gamma_s}{3} = 0.587 \text{ MPa}$$

$$q_{adm1} = 0.587 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio D+L, con } F_s=3$$

Tensiones admisibles

$$q_{adm1} = 0.587 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio, combinación D+L, con } F_s=3$$

$$q_{adm} = 0.649 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio, combinación D+0.5L+E, con } F_s=2.5$$

Diseño de zapata

1- Vuelos

$$v_x := \frac{(l_x - c_x)}{2} = 0.95 \text{ m} \quad v_y := \frac{(l_y - c_y)}{2} = 1.05 \text{ m}$$

2- Verificación rigidez de zapata

$$h = 0.9 \text{ m} \quad \frac{v_x}{2} = 0.475 \text{ m} \quad h > \frac{v_x}{2} \quad \text{Verifica}$$

$$h = 0.9 \text{ m} \quad \frac{v_y}{2} = 0.525 \text{ m} \quad h > \frac{v_y}{2} \quad \text{Verifica}$$

Zapata rígida, continua el calculo

3- Cálculo del Peso Propio

$$P_p := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h - t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) \cdot \gamma_{ha} = 129.248 \text{ kN}$$

Volumen de zapata:

$$V_{base} := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h - t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) = 5.17 \text{ m}^3$$

4- Cálculo de tensiones en esquina, tensiones máximas y mínimas, tipo de zapata, área comprimida y porcentaje de área comprimida
(Carga vertical y momentos alrededor de ambos ejes (flexión biaxial))

Analizando la sollicitación de servicio D+L, para sollicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 2500 \text{ kN} + P_p + P_{suelo} = 2875.84 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 312.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 125 \text{ kN} \cdot h = 425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 187.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 75 \text{ kN} \cdot h = 255 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := \frac{M_{ys}}{P_s} = 0.089 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := \frac{M_{xs}}{P_s} = 0.148 \text{ m}$$

$$\text{Tensión máxima: } q_1 := \frac{(P_s)}{l_x \cdot l_y} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{xs}}{l_y} + 6 \cdot \frac{e_{ys}}{l_x} \right) - D_f \cdot \gamma_s = 0.507 \text{ MPa}$$

Analizando la sollicitación de servicio D+0.5L+E, para sollicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 2350 \text{ kN} + P_p + P_{\text{suelo}} = 2725.84 \text{ kN} \quad ; \quad V_{xs} := 495 \text{ kN} \quad ; \quad V_{ys} := 337.5 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 1237.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 337.5 \text{ kN} \cdot h = 1541.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 843.75 \text{ kN} \cdot \text{m} + 495 \text{ kN} \cdot h = 1289.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := \frac{M_{ys}}{P_s} = 0.473 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := \frac{M_{xs}}{P_s} = 0.565 \text{ m}$$

Al aplicar la el método ÖZMEN (2011) para capacidad de carga del suelo se obtuvieron los siguientes valores, los cuales son empleados para obtener la tensión máxima neta de suelo:

$$F = 5.798 \text{ m}^2 \quad ; \quad x_0 = 1.312 \text{ m} \quad ; \quad A_f = 3.629 \text{ m}$$

$$q_{\text{max}} := A_f \cdot \frac{(P_s)}{x_0 \cdot F} - D_f \cdot \gamma_s = 1.252 \text{ MPa}$$

5- Referencia de tensión admisible y el porcentaje de área en compresión.

Debido a que la seguridad queda definida en función de la carga máxima que soporta la fundación, las tensiones en esquina son de referencia.

Tensión máxima: $q_{\text{max}} = 1.252 \text{ MPa}$

Tensión admisible del terreno: $q_{\text{adm}} = 0.649 \text{ MPa}$

Área en compresión:

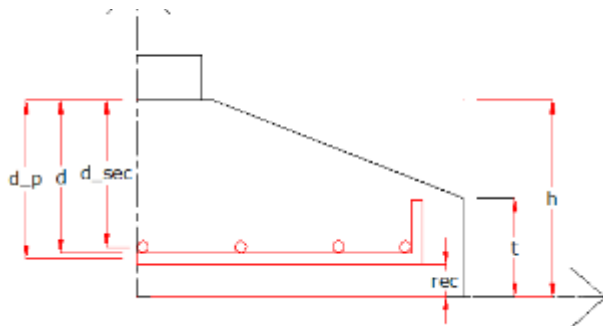
$$F = 5.798 \text{ m}^2 \quad \text{Area} := l_x \cdot l_y = 7.83 \text{ m}^2 \quad \text{porc}_{\text{comp}} := 100 \cdot \frac{F}{\text{Area}} = 74.052 \%$$

6- Cálculo de alturas útiles

$$d_p := h - \text{rec} - 0.005 \text{ m} = 0.845 \text{ m}$$

$$d_s := d_p - 0.01 \text{ m} = 0.835 \text{ m}$$

$$d := \frac{(d_p + d_s)}{2} = 0.84 \text{ m}$$



7- Cálculo del talón (t) y talud de la base.

$$\begin{aligned} h - vx &= -0.05 \text{ m} \\ h - vy &= -0.15 \text{ m} \\ \phi x &:= 10 \text{ mm} \quad \phi y := 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$rec + \phi x + \phi y + 0.15 \text{ m} = 0.22 \text{ m} \quad \text{Talón adoptado: } t = 0.45 \text{ m} \quad \text{Verifica}$$

talud:

$$\beta_{x_talud} := \text{atan}\left(\frac{2 \cdot (h - t)}{(lx - bxs)}\right) = 26.065^\circ$$

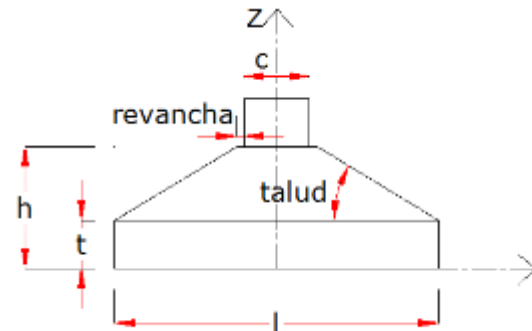
$$\beta_{y_talud} := \text{atan}\left(\frac{2 \cdot (h - t)}{(ly - bys)}\right) = 23.806^\circ$$

talud natural del Hormigón fresco

$$\beta_H := 30^\circ$$

$$\beta_H > \beta_{x_talud} \quad ; \quad \text{No lleva encofrado}$$

$$\beta_H > \beta_{y_talud} \quad ; \quad \text{No lleva encofrado}$$



8- Verificación Altura mínima

$$Altura_efectiva := t - rec - 0.02 \text{ m} = 0.38 \text{ m}$$

$$Altura_minima := 0.15 \text{ m}$$

$$Altura_efectiva \geq Altura_minima \quad \text{Verifica}$$

9- Verificación al vuelco

Debido a que las bases se encuentran vinculadas, no aplica verificación al vuelco.

10- Verificación al deslizamiento

$$\text{Coeficiente de cohesión: } Coef_c := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_deslizamiento := Ps \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \varphi_s\right) + F \cdot 0.5 \cdot Coef_c = 790.993 \text{ kN}$$

$$Solicitation := \sqrt{Vxs^2 + Vys^2} = 599.109 \text{ kN}$$

$$Cd := \frac{R_deslizamiento}{Solicitation} = 1.32 \quad ; \quad Csd := 1.3 \quad Cd > Csd \quad \text{Verifica}$$

11- Cálculo de tensión máxima, tipo de zapata y valores auxiliares para solicitaciones Mayoradas determinantes (1.2D+0.5L+E):

Solicitaciones mayoradas a Nivel de Zapata:

	1,2D+1,6L	1,2D +0,5L+E
Pu (KN)	4332,36	3882,37
Vxu (KN)	160	515
Vyu (KN)	96	349,5
Mxu (KNm)	400	1287,5
Myu (KNm)	240	873,75

Peso de la base Mayorado:

$$P_{bu} := 1.2 \cdot P_p = 155.097 \text{ kN}$$

Peso del suelo Mayorado:

$$P_{su} := 1.2 \cdot (\gamma_s \cdot D_f \cdot l_x \cdot l_y - P_p) = 295.911 \text{ kN}$$

$$P_u := 1.2 \cdot 2000 \text{ kN} + P_{su} + P_{bu} + 0.5 \cdot 500 \text{ kN} + 100 \text{ kN} = 3201.01 \text{ kN}$$

$$M_{xu} := 1287.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{xu} := 515 \text{ kN}$$

$$M_{yu} := 873.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{yu} := 349.5 \text{ kN}$$

$$e_{xu} := \frac{M_{yu} + V_{xu} \cdot h}{P_u} = -0.418 \text{ m}$$

$$e_{yu} := \frac{M_{xu} + V_{yu} \cdot h}{P_u} = -0.5 \text{ m}$$

Se proponer A y C iniciales:

$$A_i := 3.951 \text{ m}$$

$$C_i := 3.846 \text{ m}$$

$$\text{suma} := \frac{l_x}{A_i} + \frac{l_y}{C_i} = 1.437$$

$$\text{tg}\alpha := \frac{C_i}{A_i} = 0.973$$

Tipo de caso:

Como $A_i > l_x$ y $C_i > l_y$ y $\text{suma} > 1$, el tipo de zapata es:

$$\text{tipo} := 4$$

Condiciones para los tipos de tensión, para zapata tipo 4:

$$a_1 := \frac{(C_i - l_y)}{\text{tg}\alpha} = 0.972 \text{ m} \quad c_1 := l_y = 2.9 \text{ m} \quad a_2 := l_x - a_1 = 1.728 \text{ m}$$

$$c_2 := (A_i - l_x) \cdot \text{tg}\alpha = 1.218 \text{ m} \quad a_3 := l_x - a_1 = 1.728 \text{ m} \quad c_3 := c_1 - c_2 = 1.682 \text{ m}$$

Características de las secciones:

$$u_{g1} := \frac{1}{2} a_1 = 0.486 \text{ m} \quad u_{g2} := a_1 + \frac{1}{2} \cdot a_2 = 1.836 \text{ m} \quad u_{g3} := a_1 + \frac{1}{3} \cdot a_3 = 1.548 \text{ m}$$

$$v_{g1} := \frac{1}{2} \cdot c_1 = 1.45 \text{ m} \quad v_{g2} := \frac{1}{2} \cdot c_2 = 0.609 \text{ m} \quad v_{g3} := c_2 + \frac{1}{3} c_3 = 1.779 \text{ m}$$

$$F_1 := a_1 \cdot c_1 = 2.818 \text{ m}^2 \quad F_2 := a_2 \cdot c_2 = 2.104 \text{ m}^2 \quad F_3 := \frac{1}{2} a_3 \cdot c_3 = 1.454 \text{ m}^2$$

$$I_{s1} := a1 \cdot \frac{c1^3}{12} = 1.975 \text{ m}^4 \quad I_{s2} := a2 \cdot \frac{c2^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4 \quad I_{s3} := a3 \cdot \frac{c3^3}{36} = 0.229 \text{ m}^4$$

$$I_{t1} := c1 \cdot \frac{a1^3}{12} = 0.222 \text{ m}^4 \quad I_{t2} := c2 \cdot \frac{a2^3}{12} = 0.524 \text{ m}^4 \quad I_{t3} := c3 \cdot \frac{a3^3}{36} = 0.241 \text{ m}^4$$

$$I_{st1} := 0 \text{ m}^4 \quad I_{st2} := 0 \text{ m}^4 \quad I_{st3} := \frac{-(a3^2 \cdot c3^2)}{72} = -0.117 \text{ m}^4$$

Área en compresión: $F := F1 + F2 + F3 = 6.376 \text{ m}^2$

$$I_s := I_{s1} + I_{s2} + I_{s3} = 2.464 \text{ m}^4 \quad I_t := I_{t1} + I_{t2} + I_{t3} = 0.987 \text{ m}^4$$

$$I_{st} := I_{st1} + I_{st2} + I_{st3} = -0.117 \text{ m}^4$$

$$u_g := \frac{(u_{g1} \cdot F1 + u_{g2} \cdot F2 + u_{g3} \cdot F3)}{F} = 1.174 \text{ m}$$

$$v_g := \frac{(v_{g1} \cdot F1 + v_{g2} \cdot F2 + v_{g3} \cdot F3)}{F} = 1.247 \text{ m}$$

$$f1 := v_g - v_{g1} = -0.203 \text{ m} \quad e1 := u_g - u_{g1} = 0.688 \text{ m}$$

$$f2 := v_g - v_{g2} = 0.638 \text{ m} \quad e2 := u_g - u_{g2} = -0.662 \text{ m}$$

$$f3 := v_g - v_{g3} = -0.531 \text{ m} \quad e3 := u_g - u_{g3} = -0.374 \text{ m}$$

$$I_x := I_s + F1 \cdot f1^2 + F2 \cdot f2^2 + F3 \cdot f3^2 = 3.847 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_t + F1 \cdot e1^2 + F2 \cdot e2^2 + F3 \cdot e3^2 = 3.446 \text{ m}^4$$

$$I_{xy} := I_{st} + F1 \cdot f1 \cdot e1 + F2 \cdot f2 \cdot e2 + F3 \cdot f3 \cdot e3 = -1.111 \text{ m}^4$$

Valores auxiliares:

$$x_v := e_{xu} + \frac{l_x}{2} - u_g = -0.241 \text{ m} \quad y_v := e_{yu} + \frac{l_y}{2} - v_g = -0.298 \text{ m}$$

$$tg\beta := \frac{y_v}{x_v} = 1.234 \quad tg\alpha2 := \frac{(I_x - I_{xy} \cdot tg\beta)}{I_y \cdot tg\beta - I_{xy}} = 0.973$$

$$x_0 := \frac{-\left(I_y + \frac{I_{xy}}{tg\alpha2}\right)}{x_v \cdot F} = 1.498 \text{ m} \quad y_0 := x_0 \cdot tg\alpha2 = 1.457 \text{ m}$$

Nuevos valores de A y C

$$A_f := u_g + x_0 + \frac{v_g}{\operatorname{tg}\alpha_2} = 3.953 \text{ m} \quad C_f := v_g + y_0 + u_g \cdot \operatorname{tg}\alpha_2 = 3.846 \text{ m}$$

$$\text{diferencia} := |A_f - A_i| + |C_f - C_i| = 0.002215 \text{ m}$$

$\text{diferencia} > 0.01$ Se acepta el error, fin de iteraciones

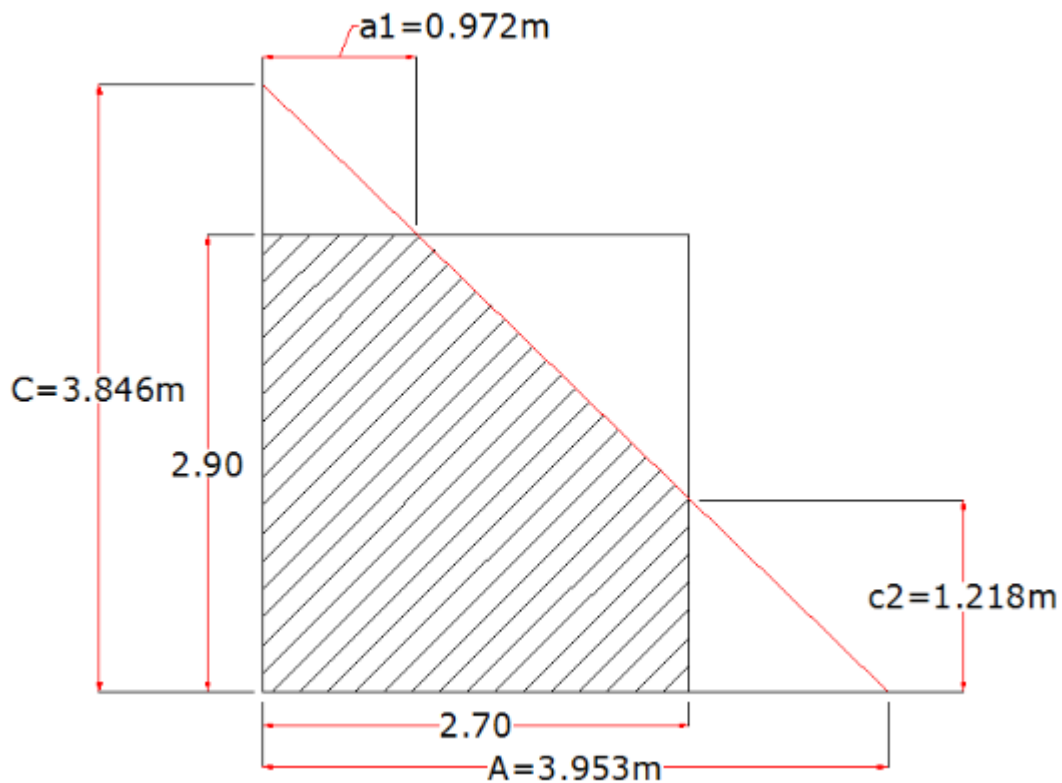
Tensión máxima: $q_{max} := A_f \cdot \frac{(P_u)}{x_0 \cdot F} = 1.325 \text{ MPa}$ Combinación de cargas
1.2D+0.5L+E

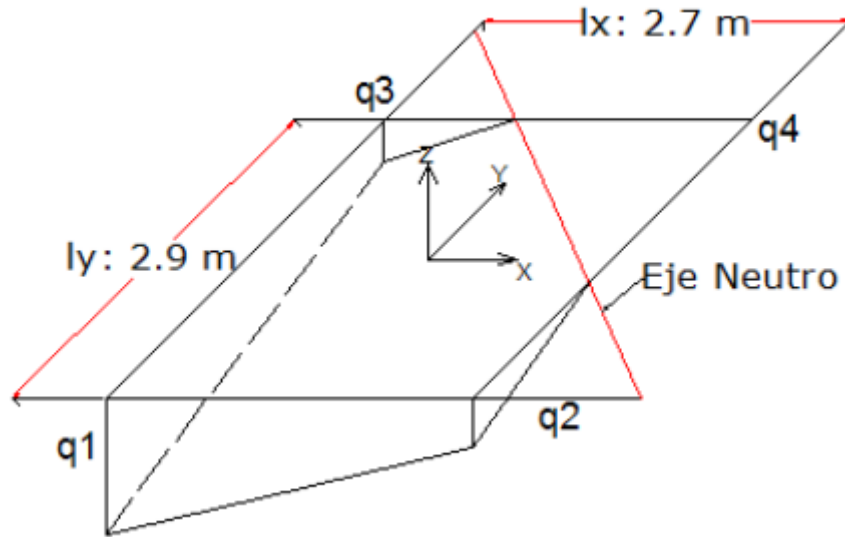
Tensiones en esquina:

$$q_1 := -1 \cdot \frac{P_u}{F} \cdot \left(\frac{(-u_g \cdot \operatorname{tg}\alpha_2 - v_g)}{y_0} - 1 \right) = 1.325 \text{ MPa}$$

$$q_2 := -1 \cdot \frac{P_u}{F} \cdot \left(\frac{((l_x - u_g) \cdot \operatorname{tg}\alpha_2 - v_g)}{y_0} - 1 \right) = 0.42 \text{ MPa}$$

$$q_3 := -1 \cdot \frac{P_u}{F} \cdot \left(\frac{(-u_g \cdot \operatorname{tg}\alpha_2 + (l_y - v_g))}{y_0} - 1 \right) = 0.326 \text{ MPa}$$



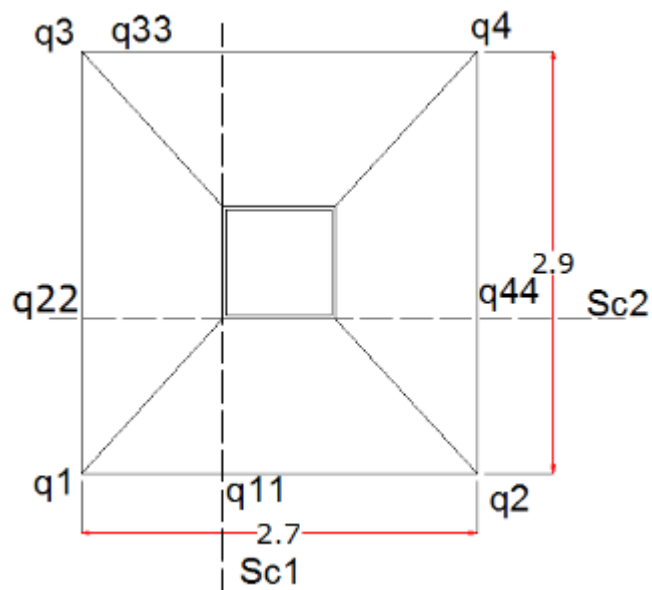


12- Diseño a flexión - caculo de armaduras

Zapata: **tipo := 4**

Para el diseño a flexión se toma un promedio de tensiones de esquina (paralelas a la seccion a analizar) y las tensiones sobre la seccion critica, calculada mediante el método ÖZMEN para solicitaciones mayoradas de la combinación $1.2D+0.5L+E$

Secciones críticas



Sección crítica 1 (Sc1), se toma el promedio entre las tensiones en los puntos 1,3,11,33.

$$q1 = 1.325 \text{ MPa} \quad ; \quad q3 = 0.326 \text{ MPa}$$

$$q11 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - bx)) \cdot tg\alpha2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 1.017 \text{ MPa}$$

$$q33 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - bx)) \cdot tg\alpha2 + (ly - vg))}{y_0} - 1 \right) = 0.018 \text{ MPa}$$

$$q_{sc1} := \frac{(q1 + q3 + q11 + q33)}{4} = 0.671 \text{ MPa}$$

Sección crítica 2 (Sc2), se toma el promedio entre las tensiones en los puntos 1,2,22,44.

$$q1 = 1.325 \text{ MPa} \quad ; \quad q2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$q22 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug) \cdot tg\alpha2 - (vg - (vy - by)))}{y_0} - 1 \right) = 0.974 \text{ MPa}$$

$$q44 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(((lx - ug) \cdot tg\alpha2 - (vg - (vy - by)))}{y_0} - 1 \right) = 0.069 \text{ MPa}$$

$$q_{sc2} := \frac{(q1 + q2 + q22 + q44)}{4} = 0.697 \text{ MPa}$$

Cálculo de momentos últimos en las secciones críticas

$$Mux := q_{sc1} \cdot ly \cdot \frac{vx^2}{2} = 878.569 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Muy := q_{sc2} \cdot lx \cdot \frac{vy^2}{2} = 1037.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentos requeridos, momentos reducidos, momentos reducidos máximos y mínimos

$$mn_{max} := 0.268 \quad Ka_{min} := \frac{1.4 \text{ MPa}}{0.85 \cdot fc \cdot \text{MPa}} = 0.055$$

$$mn_{min} := Ka_{min} \cdot \left(1 - \frac{Ka_{min}}{2} \right) = 0.053$$

Dirección X: $\phi f := 0.9$

$$Mnx := \frac{Mux}{\phi f} = 976.188 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad mnx := \frac{Mnx}{0.85 \cdot bys \cdot fc \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.063$$

$mn_{min} < mnx$ y $mnx < mn_{max}$ Cálculo de Armadura

$$zx := \frac{d}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot mnx} \right) = 0.813 \text{ m}$$

$$A_{sx_u1} := \frac{M_{nx}}{z_x \cdot 420000 \cdot \frac{kN}{m^2}} = 28.602 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{sx} := \frac{A_{sx_u1}}{l_y} = 9.863 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Dirección Y: $\phi_f := 0.9$

$$M_{ny} := \frac{M_{uy}}{\phi_f} = 1152.475 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad m_{ny} := \frac{M_{ny}}{0.85 \cdot b_{xs} \cdot f_c \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{kN}{m^2}} = 0.074$$

$m_{n_min} < m_{ny} \quad y \quad m_{ny} < m_{n_max}$ Cálculo de Armadura

$$z_y := \frac{d}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot m_{ny}} \right) = 0.807 \text{ m}$$

$$A_{sy_u1} := \frac{M_{ny}}{z_y \cdot 420000 \cdot \frac{kN}{m^2}} = 33.983 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} := \frac{A_{sy_u1}}{l_x} = 12.586 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Valores finales.

$$\begin{array}{llll} l_x = 2.7 \text{ m} & h = 0.9 \text{ m} & b_x = 0.03 \text{ m} & A_{sx} = 9.863 \frac{\text{cm}^2}{m} \\ l_y = 2.9 \text{ m} & t = 0.45 \text{ m} & b_y = 0.03 \text{ m} & A_{sy} = 12.586 \frac{\text{cm}^2}{m} \end{array}$$

Adopción y separación de armadura:

Dirección X:

$$\phi_x := 12 \text{ mm} \quad \text{sep}_x := 10 \text{ cm}$$

$$A_{sy_adoptada} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_x}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\text{sep}_x} = 11.31 \frac{\text{cm}^2}{m} \quad A_{sx_adoptada} > A_{sx} \quad \text{Verifica}$$

Separación libre:

$$\text{sep_libre}_x := \text{sep}_x - \phi_x = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{sep1} := 2.5 \cdot h = 225 \text{ cm} \quad \text{sep2} := 25 \cdot \phi_x = 30 \text{ cm} \quad \text{sep3} := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_menor := \min(sep1, sep2, sep3) = 30 \text{ cm} \quad sep_libre_x < sep_menor \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$\phi y := 16 \text{ mm} \quad sep_y := 15 \text{ cm}$$

$$Asy_adoptada := \pi \cdot \frac{\left(\frac{\phi y}{2}\right)^2}{sep_y} = 13.404 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Asy_adoptada > Asy \quad \text{Verifica}$$

Separación libre: $sep_libre_y := sep_y - \phi y = 13.4 \text{ cm}$

$$sep1 := 2.5 \cdot h = 225 \text{ cm} \quad sep2 := 25 \cdot \phi y = 40 \text{ cm} \quad sep3 := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_menor := \min(sep1, sep2, sep3) = 30 \text{ cm} \quad sep_libre_y < sep_menor$$

Para Verificar la fisuración las separaciones adoptadas para la dirección X e Y deben ser menores a la separación mínima de fisuración.

Separación mínima de fisuración, la menor de:

$$fs := 280 \text{ Mpa} \quad rec := 50 \text{ mm}$$

$$sf_1 := 380 \frac{280}{fs} - 2.5 \cdot rec = 255 \quad sf_2 := 300 \cdot \frac{280}{fs} = 300$$

Ambos valores anteriores en mm

Separación mínima de fisuración: $sf := 25.5 \text{ cm}$

Dirección X:

$$sep_libre_x = 8.8 \text{ cm} \quad sep_libre_x < sf \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$sep_libre_y = 13.4 \text{ cm} \quad sep_libre_y < sf \quad \text{Verifica}$$

Separación mínima: debe ser menor o igual a la menor de:

Dirección X:

$$s_{\min_x1} := \phi x = 12 \text{ mm} \quad s_{\min_x2} := 25 \text{ mm} \quad s_{\min_x3} := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

Separación mínima: $s_{\min} := \min(s_{\min_x1}, s_{\min_x2}, s_{\min_x3}) = 12 \text{ mm}$

Las separaciones adoptadas deben ser mayores a la separación mínima:

$$sep_libre_x = 8.8 \text{ cm} \quad sep_libre_x > s_{\min} \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$s_{\min_y1} := \phi y = 16 \text{ mm} \quad s_{\min_y2} := 25 \text{ mm} \quad s_{\min_y3} := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

Separación mínima: $s_{\min} := \min(s_{\min_y1}, s_{\min_y2}, s_{\min_y3}) = 16 \text{ mm}$

La separación adoptada debe ser mayor a la separación mínima:

$$sep_libre_y = 13.4 \text{ cm} \quad sep_libre > s_{\min} \quad \text{Verifica}$$

13- Cálculo de armadura superior debida al peso propio y tapada de suelo.

Zapata tipo: $tipo = 4$

Coordenadas de aplicación de N:

$$X1 := \left(a1 + \frac{2}{3} a2 \right) = 2.124 \text{ m} \quad Y1 := \left(c2 + \frac{2}{3} c3 \right) = 2.339 \text{ m}$$

Distancia mínima del punto a la recta del eje neutro:

$$dsc := \frac{\left| \frac{-Cf}{Af} X1 - Y1 + Cf \right|}{\sqrt{\left(\frac{-Cf}{Af} \right)^2 + (1)^2}} = 0.401 \text{ m}$$

Fuerza (N) debida al peso propio y Tapada:

$$Ad := lx \cdot ly - F = 1.454 \text{ m}^2 \quad N := 1.2 \cdot \left(Pp + Ad \cdot \left(Df - \frac{(h-t)}{2} \right) \cdot \gamma_s \right) = 232.545 \text{ kN}$$

Momento flector debido al peso propio y tapada:

$$Mpf := N \cdot dsc = 93.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Distancia diagonal en la intersección del eje neutro con los lados de la zapata:

$$k := \sqrt{(ly - c2)^2 + (lx - a1)^2} = 2.412 \text{ m}$$

Momento de inercia:

$$I := k \cdot \frac{(t)^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$$

$$S_m := \frac{I}{\left(\frac{t}{2}\right)} = 0.081 \text{ m}^3$$

Momento nominal de la sección:

$$M_{n_p} := \frac{5}{12} \cdot \sqrt{f_c} S_m \cdot 1 \text{ MPa} = 185.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_p := 0.55 \quad M_{n_p} \cdot \phi_p = 102.169 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{pf} = 93.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_p \cdot M_{n_p} > M_{pf} \quad \text{No aplica Armadura Superior}$$

14- Longitud de anclaje para zapatas:

$$rec := 5 \text{ cm}$$

$$\text{Long. de desarrollo disponible:} \quad ldh_x := vx - rec = 0.9 \text{ m}$$

$$ldh_y := vy - rec = 1 \text{ m}$$

Long. de desarrollo requerido:

$$\psi_e := 1 \quad \gamma := 1$$

$$ldh_{reqX} := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}\right) \cdot \phi_x = 0.221 \text{ m}$$

$$ldh_{reqY} := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}\right) \cdot \phi_y = 0.294 \text{ m}$$

$$ldh_x > ldh_{reqX} \quad \text{Verifica} \quad ldh_y > ldh_{reqY} \quad \text{Verifica}$$

15- Cálculo de Columna:

Esfuerzos:

Solicitaciones mayoradas, para combinación 1.2D+0.5L+E:

	1,2D+1,6L	1,2D +0,5L+E
P _u (KN)	3200	2750
V _{xu} (KN)	160	515
V _{yu} (KN)	96	349,5
M _{xu} (KNm)	400	1287,5
M _{yu} (KNm)	240	873,75

$$P_u := 2750 \text{ kN} \quad V_{xu} := 515 \text{ kN}$$

$$M_{xu} := 1288 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{yu} := 350 \text{ kN}$$

$$M_{yu} := 874 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Sección de columna:} \quad c_x = 0.8 \text{ m} \quad c_y = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{altura útil columna:} \quad d_c := 0.72 \text{ m} \quad \gamma := \frac{d_c}{c_y} = 0.9$$

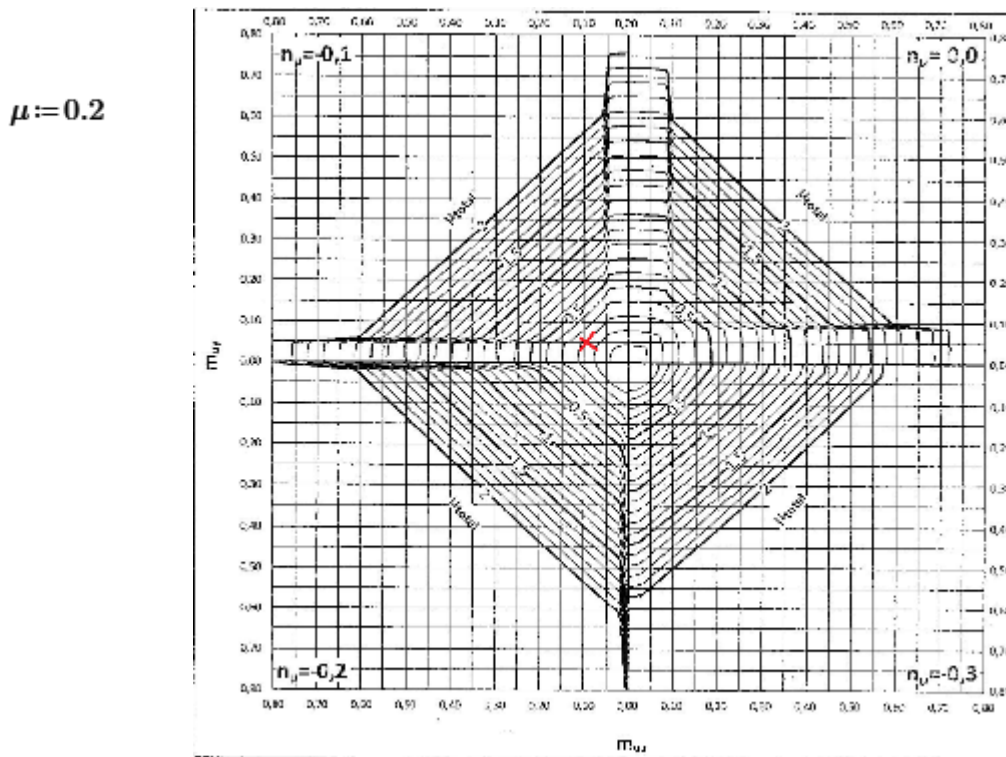
Resistencia característica del Hormigón $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$n_u := \frac{-P_u}{c_x \cdot c_y \cdot 30 \text{ MPa}} = -0.143$$

$$m_{xu} := \frac{M_{xu}}{c_x \cdot c_y^2 \cdot 30 \text{ MPa}} = 0.084$$

$$m_{yu} := \frac{M_{yu}}{c_y \cdot c_x^2 \cdot 30 \text{ MPa}} = 0.057$$

Del diagrama de interacción flexión oblicua- Columnas 75 - $f'_c: 30 \text{ MPa}$ - $n_u = 0.0$ a - 0.3 de "Diseño y detallado de elementos estructurales de H°A° de la Ing. Susana Gea", se obtiene:



Armadura:

$$A_{st} := \mu \cdot c_x \cdot c_y \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 91.429 \text{ cm}^2$$

Cuantía:

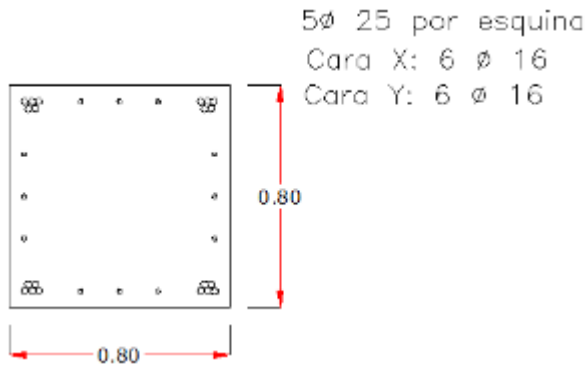
$$\rho := 100 \cdot \frac{A_{st}}{c_x \cdot c_y} = 1.429$$

Sección de columna:

Se adoptan $20 \phi_c := 25 \text{ mm}$

$$A_{s_barra} := 20 \cdot \phi_c^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 98.175 \text{ cm}^2$$

$A_{s_barra} > A_{st}$ Verifica



Cuantía:

$$\rho := 100 \cdot \frac{A_{s_barra}}{c_x \cdot c_y} = 1.534$$

Armaduras en Caras de repartición

Barras en espera

$$A_g := c_x \cdot c_y = 6400 \text{ cm}^2 \quad A_s := 0.005 \cdot A_g = 32 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 20 $\phi_c := 25 \text{ mm}$

$$A_{s_barra} = 98.175 \text{ cm}^2$$

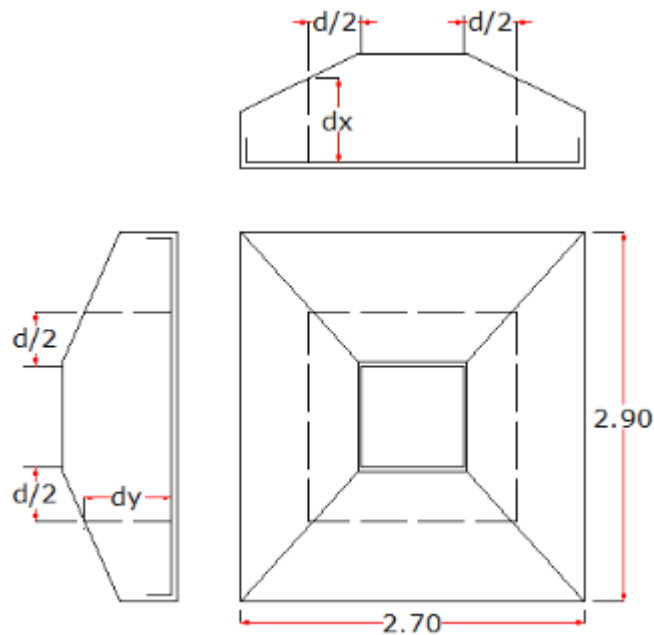
16- Long. de anclaje de barras en espera dentro de la zapata

Long. de desarrollo requerida $ldh := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot \phi_c = 0.414 \text{ m}$

Long. de desarrollo disponible $ldh_disp := h - rec - (\phi_x + \phi_y) = 0.822 \text{ m}$

$$ldh < ldh_disp \quad \text{Verifica}$$

17- Verificación al punzonado o corte en dos direcciones.



$$\text{Área: } A := lx \cdot ly = 7.83 \text{ m}^2 \quad ; \quad bo := 2 \cdot (cx + d + cy + d) = 6.56 \text{ m}$$

$$dx := d - \left(\frac{(h-t)}{vx-bx} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - bx \right) = 0.649 \text{ m} \quad ; \quad dy := d - \left(\frac{(h-t)}{vy-by} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - by \right) = 0.668 \text{ m}$$

$$dm := \frac{(dx + dy)}{2} = 0.659 \text{ m}$$

Se adopta un promedio entre las tensiones de esquinas:

$$q_{up} := \frac{(q1 + q2 + q3)}{3} = 0.69 \text{ MPa}$$

Área crítica:

$$Ac := bo \cdot dm = 4.32 \text{ m}^2 \quad Vu := q_{up} \cdot (A - Ac) = 2423.05 \text{ kN}$$

Esfuerzo resistente al corte por punzonado:

$$c_{mayor} := \max(cx, cy) = 80 \text{ cm} \quad c_{min} := \min(cx, cy) = 0.8 \text{ m}$$

$$\beta_c := \frac{\max(cx, cy)}{\min(cx, cy)} = 1 \quad \beta_c < 2 \quad \alpha_s := 40 \text{ (Columna centrada)}$$

$$Vc3 := \sqrt{f_c} \cdot bo \cdot \frac{dm}{3} \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7887.846 \text{ kN}$$

$$\phi_p := 0.75 \text{ Para corte por punzonado}$$

$$Vc := \phi_p \cdot Vc3 = 5915.885 \text{ kN} \quad ; \quad Vu = 2423.05 \text{ kN}$$

$$Vc > Vu \quad \text{Verifica}$$

18- Verificación al corte en una dirección.

Zapata Tipo: $tipo = 4$

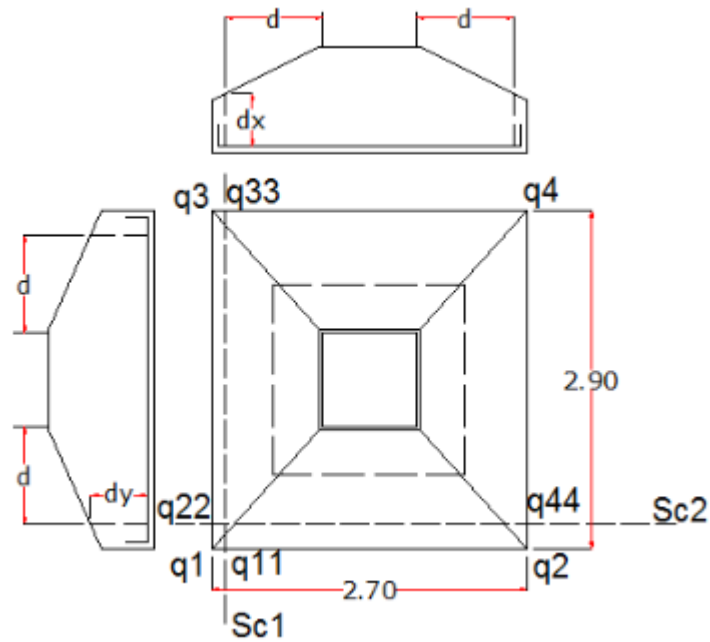
$$dx := d - \left(\frac{(h-t)}{vx-bx} \right) \cdot (d - bx) = 0.444 \text{ m} \quad dy := d - \left(\frac{(h-t)}{vy-by} \right) \cdot (d - by) = 0.483 \text{ m}$$

Se adopta un promedio entre las tensiones de esquinas y las tensiones en los extremos de las secciones críticas:

$$Pu := 1.2 \cdot 2000 \text{ kN} + Psu + Pbu + 0.5 \cdot 500 \text{ kN} + 100 \text{ kN} = 3201.01 \text{ kN}$$

$$Mxu := 1287.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Vxu := 515 \text{ kN}$$

$$Myu := 873.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Vyu := 349.5 \text{ kN}$$



$$q1 = 1.325 \text{ MPa}$$

$$q2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$q3 = 0.326 \text{ MPa}$$

Sección crítica 1:

$$q11 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - d)) \cdot tg\alpha2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 1.288 \text{ MPa}$$

$$q33 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - d)) \cdot tg\alpha2 + (ly - vg))}{y_0} - 1 \right) = 0.289 \text{ MPa}$$

$$q_{sc1} := \frac{(q1 + q3 + q11 + q33)}{4} = 0.807 \text{ MPa}$$

Sección crítica 2:

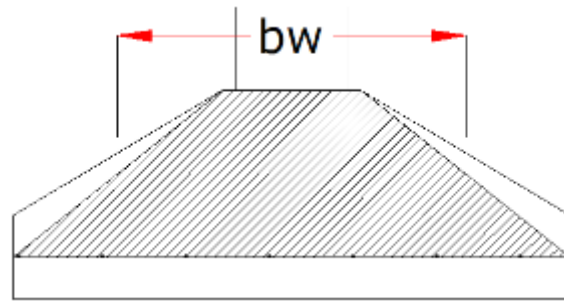
$$q22 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug) \cdot tg\alpha2 - (vg - (vy - d)))}{y_0} - 1 \right) = 1.253 \text{ MPa}$$

$$q44 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{((lx - ug) \cdot tg\alpha2 - (vg - (vy - d)))}{y_0} - 1 \right) = 0.348 \text{ MPa}$$

$$q_{sc2} := \frac{(q1 + q2 + q22 + q44)}{4} = 0.836 \text{ MPa}$$

$$b_{wx} := \frac{(5 \cdot b_{xs} + 3 \cdot l_x)}{8} = 1.55 \text{ m}$$

$$b_{wy} := \frac{(5 \cdot b_{ys} + 3 \cdot l_y)}{8} = 1.625 \text{ m}$$



Dirección X sección crítica 1

$$V_{uxc} := (q_{sc1}) \cdot l_y \cdot (v_x - d) = 257.476 \text{ kN}$$

$$\phi_c := 0.75 \quad V_{cx} := \frac{1}{6} \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{wy} \cdot d_x \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 493.76 \text{ kN}$$

$$V_{uxc} < V_{cx} \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y sección crítica 2

$$V_{uyc} := (q_{sc2}) \cdot l_x \cdot (v_y - d) = 474.252 \text{ kN}$$

$$\phi_c := 0.75 \quad V_{cy} := \frac{1}{6} \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{wx} \cdot d_y \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 512.191 \text{ kN}$$

$$V_{uyc} \leq V_{cy} \quad \text{Verifica}$$

19- Cómputo de materiales:

Volumen Hormigón para zapatas: $V_{base} = 5.17 \text{ m}^3$

Volumen Hormigón de limpieza, considerando un espesor de 0.05 m: 0.39 m^3

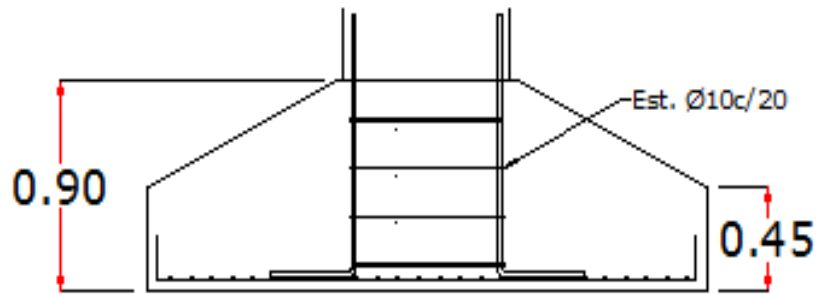
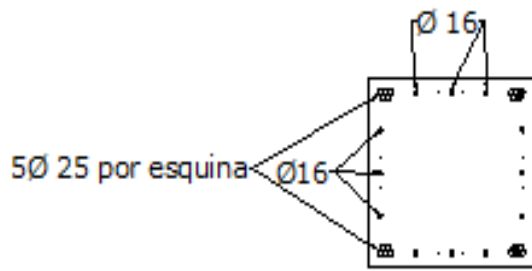
Volumen Excavación: 23.49 m^3

Volumen Relleno: 20.38 m^3

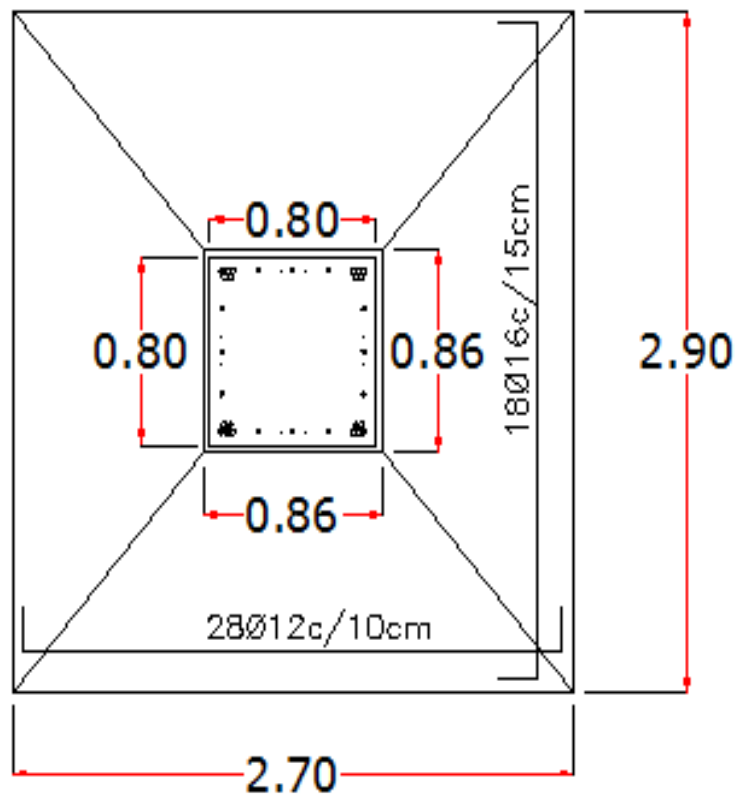
Peso Armadura Central X: $P_x := \pi \cdot \left(\frac{\phi_x}{2}\right)^2 \cdot 28 \cdot 2.98 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 73.607 \text{ kg}$

Peso Armadura Y: $P_y := \pi \cdot \left(\frac{\phi_y}{2}\right)^2 \cdot 18 \cdot 3.18 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 89.769 \text{ kg}$

Peso Total Armadura: $Peso_Armadura := P_x + P_y = 163.376 \text{ kg}$



Altura=0.9m
Talón=0.45m
Rec.=0.05m
H-30
Fy= 420 MPa
bx=0.03m
by=0.03m



Ejemplo 2

Ejemplo 2 - Columna de una nave industrial. Superficie de influencia 5 x 15 m.

Altura de columna 8 m.

	D	L	W
N (KN)	230	38	75
Vx (KN)	50	25	40
Vy (KN)	30	18	20
Mx (KNm)	200	100	320
My (KNm)	120	72	160

Cota de fundación:	2,5	
Peso unitario (KN/m3):	20	por encima de la cota de fundación
Peso unitario (KN/m3):	18	por debajo de la cota de fundación
Fricción (grados):	30	
Cohesión (KN/m2):	0	

Resistencias de Hormigón base, columna y acero, respectivamente: $f_c := 30 \text{ MPa}$ $f_{cc} := 30 \text{ MPa}$ $f_y := 420 \text{ MPa}$

Peso del Hormigón Armado: $\gamma_{ha} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Coef. de seguridad al vuelco: $C_{sv} := 1.3$ Para Combinación con W

Coef. de seguridad al deslizamiento: $C_{sd} := 1.3$

Tamaño máximo nominal del agregado grueso: $TMNAG := 25 \text{ mm}$

Se adoptan las siguientes dimensiones:

Dimensiones en planta: $x := 2.55 \text{ m}$ $ly := 3.1 \text{ m}$

Altura: $h := 0.95 \text{ m}$

Talón: $t := 0.45 \text{ m}$

Revanchas: $bx := 0.025 \text{ m}$ $by := 0.025 \text{ m}$

Secciones de columna: $cx := 0.50 \text{ m}$ $cy := 0.70 \text{ m}$

Columna más revanchas: $bxs := cx + 2 \cdot bx = 0.55 \text{ m}$ $bys := cy + 2 \cdot by = 0.75 \text{ m}$

Recubrimiento: $rec := 5 \text{ cm}$

- Capacidad del suelo según Meyerhof:

Tipo de caso: 3 (Nivel freático no tiene influencia)

$$\varphi_s := 30^\circ \quad \varphi_s = 0.524 \text{ rad} \quad ; \quad c := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad ; \quad D_f := 2.5 \text{ m}$$

Peso unitario del suelo por encima de la cota de fundación, (relleno):

$$\gamma_s := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso unitario del suelo por debajo de la cota de fundación:

$$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Esfuerzo efectivo a nivel de fundación: $q := D_f \cdot \gamma_s = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi_s)} = 18.401 \quad ; \quad N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_s) = 30.14$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \tan(\varphi_s) = 22.402$$

Factores de inclinación: $\beta_i := 0^\circ$ (la carga no se encuentra inclinada)

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\beta_i}{90} \right)^2 = 1 \quad ; \quad F_{qi} := F_{ci} \quad ; \quad F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\beta_i}{\varphi_s} \right) = 1$$

Relación profundidad, dimensión mínima: $R := \frac{D_f}{l_x} = 0.98 \quad R < 1$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} := 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D_f}{l_x} \right) = 1.392$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi_s) \cdot (1 - \sin(\varphi_s))^2 \left(\frac{D_f}{l_x} \right) = 1.283 \quad ; \quad F_{\gamma d} := 1$$

Para obtener los factores de forma, previamente se determina las dimensiones efectivas, mediante el método ÖZMEN para solicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones a nivel de fundación, para combinación de servicio D+0.5L+W, por resultar determinante:

	D +0,5L+W	D+L
Ps (KN)	323,75	268
Vxs (KN)	102,5	75
Vys (KN)	59	48
Mxs (KNm)	570	300
Mys (KNm)	316	192

Solicitaciones, a nivel superior de zapata

Peso de la base:

$$P_p := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h - t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) \cdot \gamma_{ha} = 131.112 \text{ kN}$$

Peso del suelo:

$$P_{suelo} := D_f \cdot \gamma_s \cdot l_x \cdot l_y - P_p = 264.138 \text{ kN}$$

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 323.75 \text{ kN} + P_p + P_{suelo} = 719 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 570 \text{ kN} \cdot \text{m} + 59 \text{ kN} \cdot h = 626.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 316 \text{ kN} \cdot \text{m} + 102.5 \text{ kN} \cdot h = 413.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := -\left(\frac{M_{ys}}{P_s} \right) = -0.575 \text{ m} \qquad e_{ys} := -\left(\frac{M_{xs}}{P_s} \right) = -0.871 \text{ m}$$

Se proponer A y C iniciales: $A_i := 2.807 \text{ m}$ $C_i := 2.716 \text{ m}$

$$tg\alpha := \frac{C_i}{A_i} = 0.968$$

Como $A_i > l_x$ y $C_i < l_y$, el tipo de zapata es: $tipo := 3$

Condiciones para los tipos de tensión, para zapata tipo 4:

$$a_1 := 0 \text{ m} \qquad c_1 := 0 \text{ m} \qquad a_2 := l_x = 2.55 \text{ m}$$

$$c_2 := (A_i - l_x) \cdot tg\alpha = 0.249 \text{ m} \qquad a_3 := l_x = 2.55 \text{ m} \qquad c_3 := C_i - c_2 = 2.467 \text{ m}$$

Características de las secciones:

$$ug_1 := \frac{1}{2} a_1 = 0 \text{ m} \qquad ug_2 := a_1 + \frac{1}{2} \cdot a_2 = 1.275 \text{ m} \qquad ug_3 := a_1 + \frac{1}{3} \cdot a_3 = 0.85 \text{ m}$$

$$vg_1 := \frac{1}{2} \cdot c_1 = 0 \text{ m} \qquad vg_2 := \frac{1}{2} \cdot c_2 = 0.124 \text{ m} \qquad vg_3 := c_2 + \frac{1}{3} c_3 = 1.071 \text{ m}$$

$$F_1 := a_1 \cdot c_1 = 0 \text{ m}^2 \qquad F_2 := a_2 \cdot c_2 = 0.634 \text{ m}^2 \qquad F_3 := \frac{1}{2} a_3 \cdot c_3 = 3.146 \text{ m}^2$$

$$I_{s1} := a_1 \cdot \frac{c_1^3}{12} = 0 \text{ m}^4 \qquad I_{s2} := a_2 \cdot \frac{c_2^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4 \qquad I_{s3} := a_3 \cdot \frac{c_3^3}{36} = 1.064 \text{ m}^4$$

$$It1 := c1 \cdot \frac{a1^3}{12} = 0 \text{ m}^4 \quad It2 := c2 \cdot \frac{a2^3}{12} = 0.344 \text{ m}^4 \quad It3 := c3 \cdot \frac{a3^3}{36} = 1.136 \text{ m}^4$$

$$Ist1 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist2 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist3 := \frac{-(a3^2 \cdot c3^2)}{72} = -0.55 \text{ m}^4$$

Área en compresión: $F := F1 + F2 + F3 = 3.78 \text{ m}^2$

$$Is := Is1 + Is2 + Is3 = 1.067 \text{ m}^4$$

$$ug := \frac{(ug1 \cdot F1 + ug2 \cdot F2 + ug3 \cdot F3)}{F} = 0.921 \text{ m}$$

$$It := It1 + It2 + It3 = 1.48 \text{ m}^4$$

$$Ist := Ist1 + Ist2 + Ist3 = -0.55 \text{ m}^4$$

$$vg := \frac{(vg1 \cdot F1 + vg2 \cdot F2 + vg3 \cdot F3)}{F} = 0.912 \text{ m}$$

$$f1 := vg - vg1 = 0.912 \text{ m}$$

$$e1 := ug - ug1 = 0.921 \text{ m}$$

$$f2 := vg - vg2 = 0.788 \text{ m}$$

$$e2 := ug - ug2 = -0.354 \text{ m}$$

$$f3 := vg - vg3 = -0.159 \text{ m}$$

$$e3 := ug - ug3 = 0.071 \text{ m}$$

$$Ix := Is + F1 \cdot f1^2 + F2 \cdot f2^2 + F3 \cdot f3^2 = 1.54 \text{ m}^4$$

$$Iy := It + F1 \cdot e1^2 + F2 \cdot e2^2 + F3 \cdot e3^2 = 1.575 \text{ m}^4$$

$$Ixy := Ist + F1 \cdot f1 \cdot e1 + F2 \cdot f2 \cdot e2 + F3 \cdot f3 \cdot e3 = -0.762 \text{ m}^4$$

Valores auxiliares:

$$x_v := exs + \frac{lx}{2} - ug = -0.221 \text{ m} \quad y_v := eys + \frac{ly}{2} - vg = -0.233 \text{ m}$$

$$tg\beta := \frac{y_v}{x_v} = 1.053 \quad tg\alpha2 := \frac{(Ix - Ixy \cdot tg\beta)}{Iy \cdot tg\beta - Ixy} = 0.968$$

$$x_0 := \frac{-\left(Iy + \frac{Ixy}{tg\alpha2}\right)}{x_v \cdot F} = 0.942 \text{ m} \quad y_0 := x_0 \cdot tg\alpha2 = 0.911 \text{ m}$$

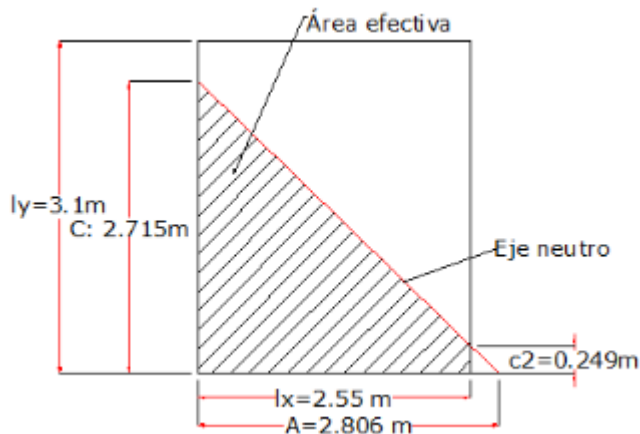
Nuevos valores de A y C

$$Af := ug + x_0 + \frac{vg}{tg\alpha2} = 2.806 \text{ m} \quad Cf := vg + y_0 + ug \cdot tg\alpha2 = 2.715 \text{ m}$$

$$diferencia := |Af - Ai| + |Cf - Ci| = 0.002 \text{ m} \quad diferencia < 0.01$$

Se acepta el error

Obteniendo:



Área efectiva:

$$ly1 := c2 = 0.249 \text{ m}$$

$$ly2 := Cf = 2.715 \text{ m}$$

$$A_{ef} := \frac{1}{2} \cdot (ly1 + ly2) \cdot lx = 3.779 \text{ m}^2$$

$$A_{ef} = 3.779 \text{ m}^2$$

Dimensiones efectivas:

$$l'x := \frac{A_{ef}}{ly2} = 1.392 \text{ m}$$

$$l'y := ly2 = 2.715 \text{ m}$$

Factores de Forma:

$$Fcs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.313 \quad ; \quad Fqs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \tan(\varphi_s) = 1.296$$

$$F\gamma_s := 1 - 0.4 \cdot \frac{l'x}{l'y} = 0.795$$

Capacidad de carga última para solicitaciones de servicio bajo combinación D+0.5L+W:

$$qu := c \cdot Nc \cdot Fcs \cdot Fcd \cdot Fci + q \cdot Nq \cdot Fqs \cdot Fqd \cdot Fqi + \frac{1}{2} \cdot l'x \cdot \gamma \cdot N\gamma \cdot F\gamma_s \cdot F\gamma_d \cdot F\gamma_i$$

$$qu = 1.753 \text{ MPa}$$

Carga última que puede soportar la zapata:

$$Q_u := qu \cdot l'x \cdot l'y = 6624.011 \text{ kN}$$

Carga en exceso:

$$Pe := Ps - \gamma_s \cdot Df \cdot lx \cdot ly = 323.75 \text{ kN}$$

Factor de seguridad:

$$Factor_Seguridad := \frac{Q_u}{Pe} = 20.46$$

Se acepta la seguridad tan elevada, para verificar la condición de vuelco, desarrollada más adelante

Tensión admisible del suelo, aplicando un factor de seguridad ante la capacidad de carga última, para combinación D+0.5L+W:

$$qadm := \frac{qu - \gamma_s \cdot Df}{2.5} = 0.681 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio D+0.5L+W, con } Fs=2.5$$

Capacidad de carga para combinación de servicio D+L:

	D +0,5L+W	D+L
Ps (KN)	323,75	268
Vxs (KN)	102,5	75
Vys (KN)	59	48
Mxs (KNm)	570	300
Mys (KNm)	316	192

Solicitaciones, por encima de la cota de fundación

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$Ps := 268 \text{ kN} + Pp + Psuelo = 663.25 \text{ kN}$$

$$Mxs := 300 \text{ kN} \cdot \text{m} + 48 \text{ kN} \cdot h = 345.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mys := 192 \text{ kN} \cdot \text{m} + 75 \text{ kN} \cdot h = 263.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := -\frac{Mys}{Ps} = -0.397 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := -\frac{Mxs}{Ps} = -0.521 \text{ m}$$

Tipo de caso: 3 (Nivel freático no tiene influencia)

Peso unitario del suelo por encima de la cota de fundación: $\gamma_s := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso unitario del suelo por debajo de la cota de fundación: $\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Esfuerzo efectivo a nivel de fundación: $q := Df \cdot \gamma_s = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Factores de capacidad de carga:

$$Nq := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi_s)} = 18.401 \quad ; \quad Nc := (Nq - 1) \cdot \cot(\varphi_s) = 30.14$$

$$N\gamma := 2 \cdot (Nq + 1) \tan(\varphi_s) = 22.402$$

Factores de inclinación: $\beta_i := 0^\circ$ (la carga no se encuentra inclinada)

$$Fci := \left(1 - \frac{\beta_i}{90} \right)^2 = 1 \quad ; \quad Fqi := Fci \quad ; \quad F\gamma_i := \left(1 - \frac{\beta_i}{\varphi_s} \right) = 1$$

Relación profundidad, dimensión mínima: $R := \frac{Df}{lx} = 0.98 \quad R < 1$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} := 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{Df}{lx} \right) = 1.392$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi_s) \cdot (1 - \sin(\varphi_s))^2 \cdot \left(\frac{Df}{lx} \right) = 1.283 \quad ; \quad F_{\gamma d} := 1$$

Aplicando método Özmen (2011)

Se proponer A y C iniciales: $A_i := 3.704 \text{ m}$ $C_i := 4.199 \text{ m}$

$$suma := \frac{lx}{A_i} + \frac{ly}{C_i} = 1.427 \quad tg\alpha := \frac{C_i}{A_i} = 1.134$$

Como $A_i > lx$ y $C_i > ly$ y $suma > 1$, el tipo de zapata es: $tipo := 4$

Condiciones para los tipos de tensión, para zapata tipo 4:

$$a_1 := \frac{(C_i - ly)}{tg\alpha} = 0.969 \text{ m} \quad c_1 := ly = 3.1 \text{ m} \quad a_2 := lx - a_1 = 1.581 \text{ m}$$

$$c_2 := (A_i - lx) \cdot tg\alpha = 1.308 \text{ m} \quad a_3 := lx - a_1 = 1.581 \text{ m} \quad c_3 := c_1 - c_2 = 1.792 \text{ m}$$

Características de las secciones:

$$ug_1 := \frac{1}{2} a_1 = 0.485 \text{ m} \quad ug_2 := a_1 + \frac{1}{2} \cdot a_2 = 1.76 \text{ m} \quad ug_3 := a_1 + \frac{1}{3} \cdot a_3 = 1.496 \text{ m}$$

$$vg_1 := \frac{1}{2} \cdot c_1 = 1.55 \text{ m} \quad vg_2 := \frac{1}{2} \cdot c_2 = 0.654 \text{ m} \quad vg_3 := c_2 + \frac{1}{3} c_3 = 1.905 \text{ m}$$

$$F_1 := a_1 \cdot c_1 = 3.005 \text{ m}^2 \quad F_2 := a_2 \cdot c_2 = 2.068 \text{ m}^2 \quad F_3 := \frac{1}{2} a_3 \cdot c_3 = 1.416 \text{ m}^2$$

$$Is_1 := a_1 \cdot \frac{c_1^3}{12} = 2.407 \text{ m}^4 \quad Is_2 := a_2 \cdot \frac{c_2^3}{12} = 0.295 \text{ m}^4 \quad Is_3 := a_3 \cdot \frac{c_3^3}{36} = 0.253 \text{ m}^4$$

$$It_1 := c_1 \cdot \frac{a_1^3}{12} = 0.235 \text{ m}^4 \quad It_2 := c_2 \cdot \frac{a_2^3}{12} = 0.43 \text{ m}^4 \quad It_3 := c_3 \cdot \frac{a_3^3}{36} = 0.197 \text{ m}^4$$

$$Ist_1 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist_2 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist_3 := \frac{-(a_3^2 \cdot c_3^2)}{72} = -0.111 \text{ m}^4$$

Área en compresión: $F := F_1 + F_2 + F_3 = 6.489 \text{ m}^2$

$$I_s := I_{s1} + I_{s2} + I_{s3} = 2.954 \text{ m}^4$$

$$I_t := I_{t1} + I_{t2} + I_{t3} = 0.862 \text{ m}^4$$

$$I_{st} := I_{st1} + I_{st2} + I_{st3} = -0.111 \text{ m}^4$$

$$u_g := \frac{(u_{g1} \cdot F_1 + u_{g2} \cdot F_2 + u_{g3} \cdot F_3)}{F} = 1.112 \text{ m}$$

$$v_g := \frac{(v_{g1} \cdot F_1 + v_{g2} \cdot F_2 + v_{g3} \cdot F_3)}{F} = 1.342 \text{ m}$$

$$f_1 := v_g - v_{g1} = -0.208 \text{ m} \quad e_1 := u_g - u_{g1} = 0.627 \text{ m}$$

$$f_2 := v_g - v_{g2} = 0.688 \text{ m} \quad e_2 := u_g - u_{g2} = -0.648 \text{ m}$$

$$f_3 := v_g - v_{g3} = -0.563 \text{ m} \quad e_3 := u_g - u_{g3} = -0.385 \text{ m}$$

$$I_x := I_s + F_1 \cdot f_1^2 + F_2 \cdot f_2^2 + F_3 \cdot f_3^2 = 4.512 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_t + F_1 \cdot e_1^2 + F_2 \cdot e_2^2 + F_3 \cdot e_3^2 = 3.121 \text{ m}^4$$

$$I_{xy} := I_{st} + F_1 \cdot f_1 \cdot e_1 + F_2 \cdot f_2 \cdot e_2 + F_3 \cdot f_3 \cdot e_3 = -1.118 \text{ m}^4$$

Valores auxiliares:

$$x_v := e_{xs} + \frac{l_x}{2} - u_g = -0.234 \text{ m} \quad y_v := e_{ys} + \frac{l_y}{2} - v_g = -0.313 \text{ m}$$

$$tg\beta := \frac{y_v}{x_v} = 1.34 \quad tg\alpha_2 := \frac{(I_x - I_{xy} \cdot tg\beta)}{I_y \cdot tg\beta - I_{xy}} = 1.134$$

$$x_0 := \frac{-\left(I_y + \frac{I_{xy}}{tg\alpha_2}\right)}{x_v \cdot F} = 1.408 \text{ m} \quad y_0 := x_0 \cdot tg\alpha_2 = 1.597 \text{ m}$$

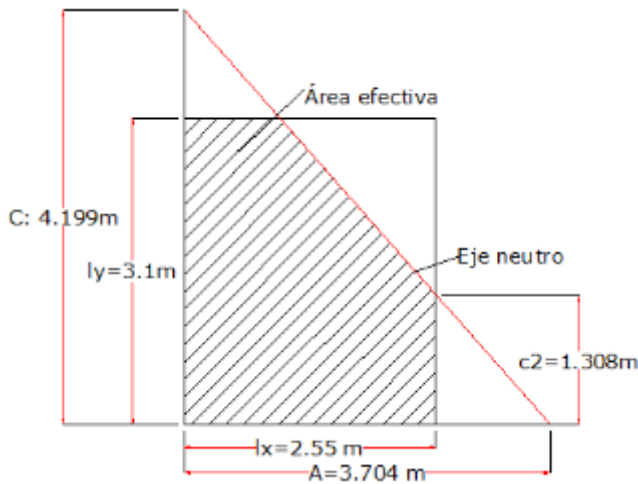
Nuevos valores de A y C

$$A_f := u_g + x_0 + \frac{v_g}{tg\alpha_2} = 3.704 \text{ m} \quad C_f := v_g + y_0 + u_g \cdot tg\alpha_2 = 4.199 \text{ m}$$

$$diferencia := |A_f - A_i| + |C_f - C_i| = 0.0003 \text{ m} \quad diferencia < 0.01$$

Se acepta el error

Obteniendo:



Área efectiva:

$$lx2 := a1 = 0.969 \text{ m}$$

$$ly2 := c2 = 1.308 \text{ m}$$

$$A_{ef} := ly2 \cdot lx + \frac{1}{2} \cdot (lx2 + lx) \cdot (ly - ly2)$$

$$A_{ef} = 6.489 \text{ m}^2$$

Dimensiones efectivas:

$$l'x := \frac{A_{ef}}{ly} = 2.093 \text{ m} \quad l'y := ly = 3.1 \text{ m}$$

Factores de Forma:

$$Fcs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.412 \quad ; \quad Fqs := 1 + \frac{l'x}{l'y} \cdot \tan(\varphi_s) = 1.39$$

$$F\gamma_s := 1 - 0.4 \cdot \frac{l'x}{l'y} = 0.73$$

Capacidad de carga última para solicitaciones de servicio bajo combinación D+L:

$$qu := c \cdot Nc \cdot Fcs \cdot Fcd \cdot Fci + q \cdot Nq \cdot Fqs \cdot Fqd \cdot Fqi + \frac{1}{2} \cdot l'x \cdot \gamma \cdot N\gamma \cdot F\gamma_s \cdot F\gamma_d \cdot F\gamma_i$$

$$qu = 1.949 \text{ MPa}$$

Carga última que puede soportar la zapata:

$$Q_u := qu \cdot lx \cdot ly = 15404.382 \text{ kN}$$

Carga en exceso:

$$Pe := Ps - \gamma_s \cdot Df \cdot lx \cdot ly = 268 \text{ kN}$$

Factor de seguridad:

$$\text{Factor_Seguridad} := \frac{Q_u}{Pe} = 57.479$$

Tensión admisible del suelo, aplicando un factor de seguridad ante la capacidad de carga última, para combinación D+L:

$$q_{adm1} := \frac{q_u - \gamma_s \cdot D_f}{3} = 0.633 \text{ MPa}$$

$$q_{adm1} = 0.633 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio D+L, con } F_s=3$$

Tensiones admisibles

$$q_{adm1} = 0.633 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio, combinación D+L, con } F_s=3$$

$$q_{adm} = 0.681 \text{ MPa} \quad \text{Solicitaciones de servicio, combinación D+0.5L+W, con } F_s=2.5$$

Diseño de zapata

1- Vuelos

$$v_x := \frac{(l_x - c_x)}{2} = 1.025 \text{ m} \quad v_y := \frac{(l_y - c_y)}{2} = 1.2 \text{ m}$$

2- Verificación rigidez de zapata

$$h = 0.95 \text{ m} \quad \frac{v_x}{2} = 0.513 \text{ m} \quad h > \frac{v_x}{2} \quad \text{Verifica}$$

$$h = 0.95 \text{ m} \quad \frac{v_y}{2} = 0.6 \text{ m} \quad h > \frac{v_y}{2} \quad \text{Verifica}$$

Zapata rígida, continua el calculo

3- Cálculo del Peso Propio

$$P_p := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h - t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) \cdot \gamma_{ha} = 131.112 \text{ kN}$$

Volumen de zapata:

$$V_{base} := \left(l_x \cdot l_y \cdot t + \frac{1}{3} \cdot (h - t) \cdot (l_x \cdot l_y + b_{xs} \cdot b_{ys} + \sqrt{(l_x \cdot l_y \cdot b_{xs} \cdot b_{ys})}) \right) = 5.244 \text{ m}^3$$

4- Cálculo de tensiones en esquina, tensiones máximas y mínimas, tipo de zapata, área comprimida y porcentaje de área comprimida

(Carga vertical y momentos alrededor de ambos ejes (flexión biaxial))

Analizando la sollicitación de servicio D+L, para sollicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 268 \text{ kN} + P_p + P_{\text{suelo}} = 663.25 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 300 \text{ kN} \cdot \text{m} + 48 \text{ kN} \cdot h = 345.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 192 \text{ kN} \cdot \text{m} + 75 \text{ kN} \cdot h = 263.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := \frac{M_{ys}}{P_s} = 0.397 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := \frac{M_{xs}}{P_s} = 0.521 \text{ m}$$

Tensión máxima:
$$q_{\text{max}} := A_f \cdot \frac{(P_s)}{x_0 \cdot F} - D_f \cdot \gamma_s = 0.219 \text{ MPa}$$

Analizando la sollicitación de servicio D+0.5L+W, para sollicitaciones a nivel de fundación:

Solicitaciones, a nivel de fundación:

$$P_s := 323.75 \text{ kN} + P_p + P_{\text{suelo}} = 719 \text{ kN} \quad V_{xs} := 102.5 \text{ kN}$$

$$M_{xs} := 570 \text{ kN} \cdot \text{m} + 59 \text{ kN} \cdot h = 626.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{ys} := 59 \text{ kN}$$

$$M_{ys} := 316 \text{ kN} \cdot \text{m} + 102.5 \text{ kN} \cdot h = 413.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{xs} := \frac{M_{ys}}{P_s} = 0.575 \text{ m} \quad ; \quad e_{ys} := \frac{M_{xs}}{P_s} = 0.871 \text{ m}$$

Al aplicar la el método ÖZMEN (2011) para capacidad de carga del suelo se obtuvieron los siguientes valores, los cuales son empleados para obtener la tensión máxima neta de suelo:

$$F := 3.892 \text{ m}^2 \quad ; \quad x_0 := 0.966 \text{ m} \quad ; \quad A_f := 2.868 \text{ m}$$

$$q_{\text{max}} := A_f \cdot \frac{(P_s)}{x_0 \cdot F} - D_f \cdot \gamma_s = 0.498 \text{ MPa}$$

5- Referencia de tensión admisible y el porcentaje de área en compresión.

Debido a que la seguridad queda definida en función de la carga máxima que soporta la fundación, las tensiones en esquina son de referencia.

Tensión máxima: $q_{max} = 0.498 \text{ MPa}$

Tensión admisible del terreno: $q_{adm} = 0.681 \text{ MPa}$

Área en compresión:

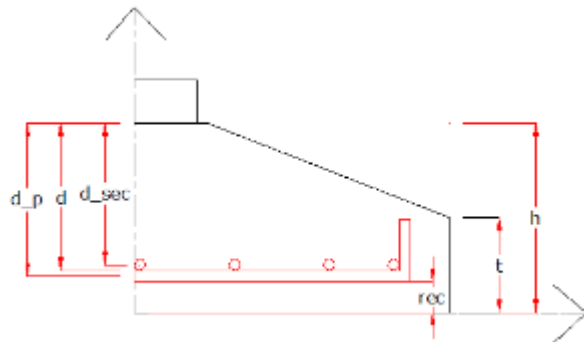
$$F = 3.892 \text{ m}^2 \quad Area := lx \cdot ly = 7.905 \text{ m}^2 \quad porc_comp := 100 \cdot \frac{F}{Area} = 49.235 \%$$

6- Cálculo de alturas útiles

$$d_p := h - rec - 0.005 \text{ m} = 0.895 \text{ m}$$

$$d_s := d_p - 0.01 \text{ m} = 0.885 \text{ m}$$

$$d := \frac{(d_p + d_s)}{2} = 0.89 \text{ m}$$



7- Cálculo del talón (t) y talud de la base.

$$h - vx = -0.075 \text{ m}$$

$$h - vy = -0.25 \text{ m}$$

$$\phi_x = 10 \text{ mm} \quad \phi_y = 10 \text{ mm}$$

$$rec + \phi_x + \phi_y + 0.15 \text{ m} = 0.22 \text{ m} \quad \text{Talón adoptado: } t = 0.45 \text{ m} \quad \text{Verifica}$$

talud:

$$\beta_{x_talud} := \text{atan} \left(\frac{2 \cdot (h - t)}{(lx - bxs)} \right) = 26.565^\circ$$

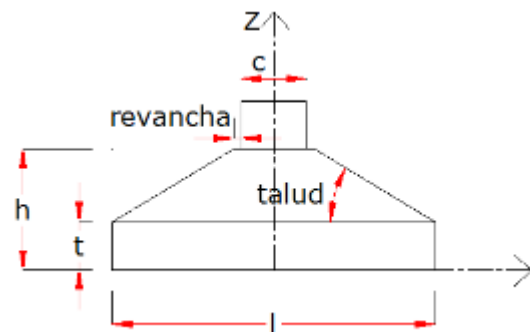
$$\beta_{y_talud} := \text{atan} \left(\frac{2 \cdot (h - t)}{(ly - bys)} \right) = 23.051^\circ$$

talud natural del Hormigón fresco

$$\beta_H = 30^\circ$$

$$\beta_H > \beta_{x_talud} \quad ; \quad \text{No lleva encofrado}$$

$$\beta_H > \beta_{y_talud} \quad ; \quad \text{No lleva encofrado}$$



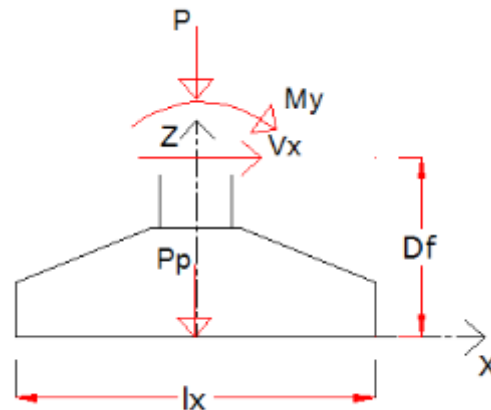
8- Verificación Altura mínima

$$Altura_efectiva := t - rec - 0.02 \text{ m} = 0.38 \text{ m}$$

$$Altura_minima := 0.15 \text{ m}$$

$$Altura_efectiva \geq Altura_minima \quad \text{Verifica}$$

9- Verificación al vuelco



Momentos estabilizantes

$$Mex := 0.9 \cdot \left(323.75 \text{ kN} + Pp + \gamma_s \cdot \left(Df - \frac{(h-t)}{2} \right) \cdot lx \cdot vy \right) \cdot \frac{ly}{2} = 826.623 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mey := 0.9 \cdot \left(323.75 \text{ kN} + Pp + \gamma_s \cdot \left(Df - \frac{(h-t)}{2} \right) \cdot ly \cdot vx \right) \cdot \frac{lx}{2} = 686.032 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentos volcadores

$$Mvx := |Mxs| = 626.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad Mvy := |Mys| = 413.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Cvx := \frac{Mex}{Mvx} = 1.32$$

$$Cvy := \frac{Mey}{Mvy} = 1.66$$

Estableciendo un coeficiente de seguridad de 1.3 para combinación con acción de Viento

$$Cvx \geq Csv \quad \text{Verifica} \quad Cvy \geq Csv \quad \text{Verifica}$$

10- Verificación al deslizamiento

Coeficiente de cohesión: $Coef_c := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$R_deslizamiento := (Ps) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \varphi_s\right) + F \cdot 0.5 \cdot Coef_c = 261.695 \text{ kN}$$

$$Solicitacion := \sqrt{Vxs^2 + Vys^2} = 118.268 \text{ kN}$$

$$Cd := \frac{R_{deslizamiento}}{Solicitacion} = 2.213 \quad ; \quad Csd := 1.5 \quad Cd > Csd \quad \text{Verifica}$$

11- Cálculo de tensión máxima, tipo de zapata y valores auxiliares para solicitaciones Mayoradas determinantes (1.2D+0.5L+1.6W):

Solicitaciones mayoradas a Nivel de Zapata:

Peso de la base Mayorado:

$$Pbu := 1.2 \cdot Pp = 157.334 \text{ kN}$$

Peso del suelo Mayorado:

$$Psu := 1.2 \cdot (\gamma_s \cdot (Df \cdot lx \cdot ly - Vbase)) = 348.433 \text{ kN}$$

$$Pu := 1.2 \cdot 230 \text{ kN} + Psu + Pbu + 0.5 \cdot 38 \text{ kN} + 1.6 \cdot 75 \text{ kN} = 920.77 \text{ kN}$$

$$Mxu := 802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vxu := 136.5 \text{ kN}$$

$$Pu = 93892.081 \text{ kgf}$$

$$Myu := 436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vyu := 77 \text{ kN}$$

$$exu := \frac{Myu + Vxu \cdot h}{Pu} = -0.614 \text{ m}$$

$$eyu := \frac{Mxu + Vyu \cdot h}{Pu} = -0.95 \text{ m}$$

Se proponer A y C iniciales:

$$Ai := 2.643 \text{ m}$$

$$Ci := 2.398 \text{ m}$$

$$suma := \frac{lx}{Ai} + \frac{ly}{Ci} = 2.258$$

$$tg\alpha := \frac{Ci}{Ai} = 0.907$$

Tipo de caso:

Como $Ai > lx$ y $Ci < ly$, el tipo de zapata es:

$$tipo := 3$$

Condiciones para los tipos de tensiones, para zapata tipo 5:

$$a1 := 0 \text{ m}$$

$$c1 := 0 \text{ m}$$

$$a2 := lx = 2.55 \text{ m}$$

$$c2 := (Ai - lx) \cdot tg\alpha = 0.084 \text{ m}$$

$$a3 := lx - a1 = 2.55 \text{ m}$$

$$c3 := Ci - c2 = 2.314 \text{ m}$$

Características de las secciones:

$$ug1 := \frac{1}{2} a1 = 0 \text{ m} \quad ug2 := a1 + \frac{1}{2} \cdot a2 = 1.275 \text{ m} \quad ug3 := a1 + \frac{1}{3} \cdot a3 = 0.85 \text{ m}$$

$$vg1 := \frac{1}{2} \cdot c1 = 0 \text{ m} \quad vg2 := \frac{1}{2} \cdot c2 = 0.042 \text{ m} \quad vg3 := c2 + \frac{1}{3} c3 = 0.856 \text{ m}$$

$$F1 := a1 \cdot c1 = 0 \text{ m}^2 \quad F2 := a2 \cdot c2 = 0.215 \text{ m}^2 \quad F3 := \frac{1}{2} a3 \cdot c3 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$Is1 := a1 \cdot \frac{c1^3}{12} = 0 \text{ m}^4 \quad Is2 := a2 \cdot \frac{c2^3}{12} = 0 \text{ m}^4 \quad Is3 := a3 \cdot \frac{c3^3}{36} = 0.877 \text{ m}^4$$

$$It1 := c1 \cdot \frac{a1^3}{12} = 0 \text{ m}^4 \quad It2 := c2 \cdot \frac{a2^3}{12} = 0.117 \text{ m}^4 \quad It3 := c3 \cdot \frac{a3^3}{36} = 1.066 \text{ m}^4$$

$$Ist1 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist2 := 0 \text{ m}^4 \quad Ist3 := \frac{-(a3^2 \cdot c3^2)}{72} = -0.483 \text{ m}^4$$

Área en compresión: $F := F1 + F2 + F3 = 3.165 \text{ m}^2$

$$Is := Is1 + Is2 + Is3 = 0.877 \text{ m}^4 \quad It := It1 + It2 + It3 = 1.182 \text{ m}^4$$

$$Ist := Ist1 + Ist2 + Ist3 = -0.483 \text{ m}^4$$

$$ug := \frac{(ug1 \cdot F1 + ug2 \cdot F2 + ug3 \cdot F3)}{F} = 0.879 \text{ m}$$

$$vg := \frac{(vg1 \cdot F1 + vg2 \cdot F2 + vg3 \cdot F3)}{F} = 0.8 \text{ m}$$

$$f1 := vg - vg1 = 0.8 \text{ m} \quad e1 := ug - ug1 = 0.879 \text{ m}$$

$$f2 := vg - vg2 = 0.758 \text{ m} \quad e2 := ug - ug2 = -0.396 \text{ m}$$

$$f3 := vg - vg3 = -0.055 \text{ m} \quad e3 := ug - ug3 = 0.029 \text{ m}$$

$$Ix := Is + F1 \cdot f1^2 + F2 \cdot f2^2 + F3 \cdot f3^2 = 1.01 \text{ m}^4$$

$$Iy := It + F1 \cdot e1^2 + F2 \cdot e2^2 + F3 \cdot e3^2 = 1.218 \text{ m}^4$$

$$Ixy := Ist + F1 \cdot f1 \cdot e1 + F2 \cdot f2 \cdot e2 + F3 \cdot f3 \cdot e3 = -0.553 \text{ m}^4$$

Valores auxiliares:

$$x_v := ex_u + \frac{l_x}{2} - ug = -0.218 \text{ m} \quad y_v := ey_u + \frac{l_y}{2} - vg = -0.201 \text{ m}$$

$$tg\beta := \frac{y_v}{x_v} = 0.92 \quad tg\alpha_2 := \frac{(I_x - I_{xy} \cdot tg\beta)}{I_y \cdot tg\beta - I_{xy}} = 0.907$$

$$x_0 := \frac{-\left(I_y + \frac{I_{xy}}{tg\alpha_2}\right)}{x_v \cdot F} = 0.882 \text{ m} \quad y_0 := x_0 \cdot tg\alpha_2 = 0.8 \text{ m}$$

Nuevos valores de A y C

$$A_f := ug + x_0 + \frac{vg}{tg\alpha_2} = 2.643 \text{ m} \quad C_f := vg + y_0 + ug \cdot tg\alpha_2 = 2.398 \text{ m}$$

$$diferencia := |A_f - A_i| + |C_f - C_i| = 0.000144 \text{ m}$$

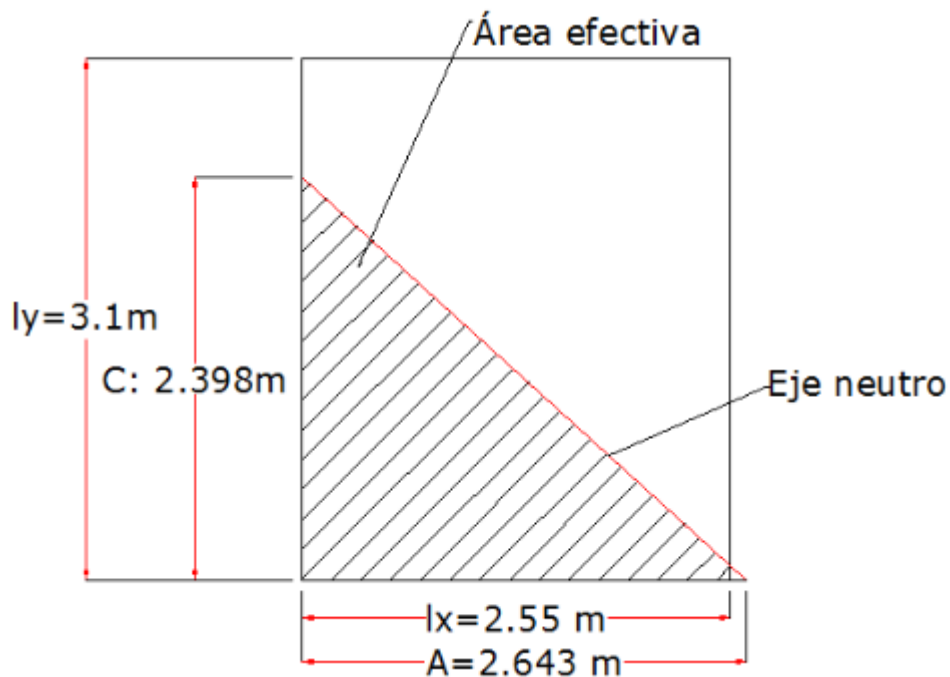
$diferencia > 0.01$ Se acepta el error, fin de iteraciones

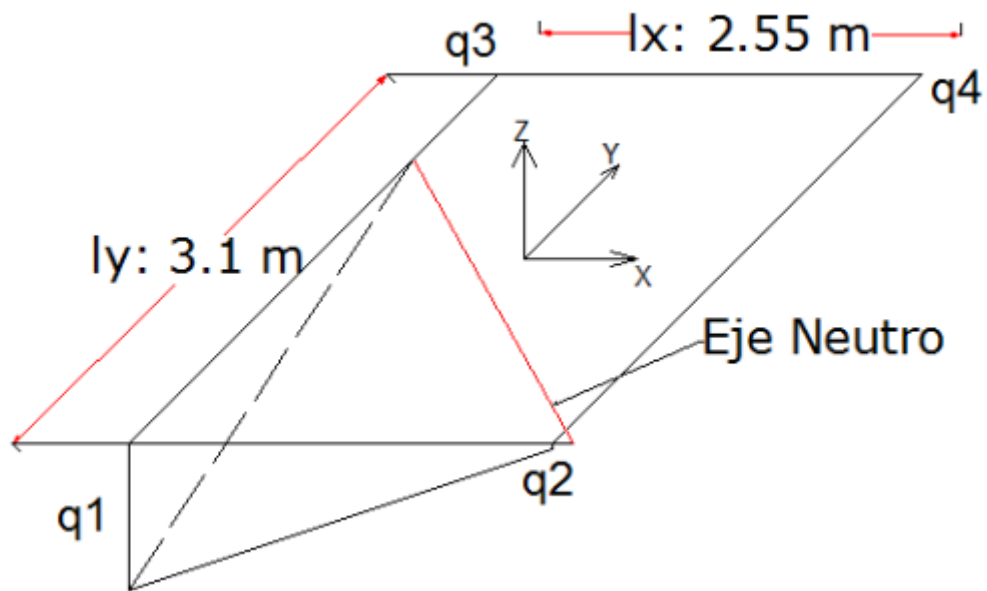
Tensión máxima: $q_{max} := A_f \cdot \frac{P_u}{x_0 \cdot F} = 0.872 \text{ MPa}$ Combinación de cargas
1.2D+0.5L+1.6W

Tensiones en esquina:

$$q_1 := -1 \cdot \frac{P_u}{F} \cdot \left(\frac{(-ug \cdot tg\alpha_2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 0.872 \text{ MPa} \quad q_3 := 0 \text{ MPa}$$

$$q_2 := -1 \cdot \frac{P_u}{F} \cdot \left(\frac{((lx - ug) \cdot tg\alpha_2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 0.031 \text{ MPa} \quad q_4 := 0 \text{ MPa}$$



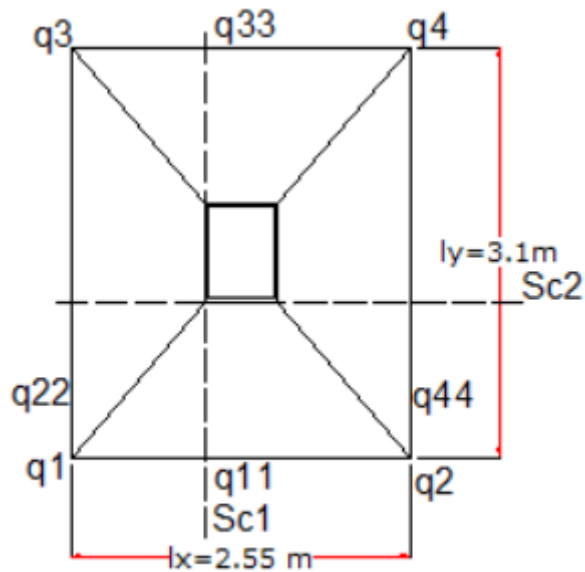


12- Diseño a flexión - caculo de armaduras

Zapata: **tipo=3**

Para el diseño a flexión se toma un promedio de tensiones de esquina (paralelas a la sección a analizar) y las tensiones sobre la sección crítica, calculada mediante el método ÖZMEN para solicitaciones mayoradas de la combinación $1.2D+0.5L+1.6W$

Secciones críticas



Sección crítica 1 (Sc1), se toma el promedio entre las tensiones en los puntos 1,3,11,33.

$$q1 = 0.872 \text{ MPa} \quad ; \quad q3 := 0 \text{ MPa}$$

$$q11 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - bx)) \cdot tg\alpha2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 0.542 \text{ MPa}$$

$q33 := 0$ debido a que no hay tensiones de compresión en ese punto

$$q_{sc1} := \frac{(q1 + q11)}{2} = 0.707 \text{ MPa}$$

Sección crítica 2 (Sc2), se toma el promedio entre las tensiones en los puntos 1,2,22,44.

$$q1 = 0.872 \text{ MPa} \quad ; \quad q2 = 0.031 \text{ MPa}$$

$$q22 := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug) \cdot tg\alpha2 + ((vy - by) - vg))}{y_0} - 1 \right) = 0.445 \text{ MPa}$$

$q44 := 0 \text{ MPa}$ debido a que no hay tensiones de compresión en ese punto

$$q_{sc2} := \frac{(q1 + q2 + q22)}{3} = 0.449 \text{ MPa}$$

Cálculo de momentos últimos en las secciones críticas

$$Mux := q_{sc1} \cdot ly \cdot \frac{vx^2}{2} = 1150.999 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Muy := q_{sc2} \cdot lx \cdot \frac{vy^2}{2} = 824.337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentos requeridos, momentos reducidos, momentos reducidos máximos y mínimos

$$mn_{max} := 0.268 \quad Ka_{min} := \frac{1.4 \text{ MPa}}{0.85 \cdot fc \cdot \text{MPa}} = 0.055$$

$$mn_{min} := Ka_{min} \cdot \left(1 - \frac{Ka_{min}}{2} \right) = 0.053$$

Dirección X: $\phi f := 0.9$

$$Mnx := \frac{Mux}{\phi f} = 1278.888 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad mnx := \frac{Mnx}{0.85 \cdot bys \cdot fc \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.084$$

$mn_{min} < mnx$ y $mnx < mn_{max}$ Cálculo de Armadura

$$zx := \frac{d}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot mnx} \right) = 0.851 \text{ m}$$

$$Asx_{u1} := \frac{Mnx}{zx \cdot 420000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 35.794 \text{ cm}^2 \quad ; \quad Asx := \frac{Asx_{u1}}{ly} = 11.546 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Dirección Y: $\phi f := 0.9$

$$Mny := \frac{Mu_y}{\phi_f} = 915.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad mny := \frac{Mny}{0.85 \cdot bxs \cdot fc \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.082$$

$mn_{min} < mny$ y $mny < mn_{max}$ Cálculo de Armadura

$$zy := \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot mny}) = 0.852 \text{ m}$$

$$Asy_{u1} := \frac{Mny}{zy \cdot 420000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 25.606 \text{ cm}^2$$

$$Asy := \frac{Asy_{u1}}{lx} = 10.042 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Valores finales.

$$lx = 2.55 \text{ m} \quad h = 0.95 \text{ m} \quad bx = 0.025 \text{ m} \quad Asx = 11.546 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$ly = 3.1 \text{ m} \quad t = 0.45 \text{ m} \quad by = 0.025 \text{ m} \quad Asy = 10.042 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adopción y separación de armadura:

Dirección X:

$$\phi_x := 16 \text{ mm} \quad sep_x := 17 \text{ cm}$$

$$Asx_{adoptada} := \pi \cdot \frac{\left(\frac{\phi_x}{2}\right)^2}{sep_x} = 11.827 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Asx_{adoptada} > Asx \quad \text{Verifica}$$

Separación libre:

$$sep_{libre_x} := sep_x - \phi_x = 15.4 \text{ cm}$$

$$sep1 := 2.5 \cdot h = 237.5 \text{ cm} \quad sep2 := 25 \cdot \phi_x = 40 \text{ cm} \quad sep3 := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_{menor} := \min(sep1, sep2, sep3) = 30 \text{ cm} \quad sep_{libre_x} < sep_{menor} \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$\phi y := 12 \text{ mm} \quad sep_y := 10 \text{ cm}$$

$$Asy_{adoptada} := \pi \cdot \frac{\left(\frac{\phi y}{2}\right)^2}{sep_y} = 11.31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Asy_{adoptada} > Asy \quad \text{Verifica}$$

Separación libre: $sep_{libre_y} := sep_y - \phi y = 8.8 \text{ cm}$

$$sep1 := 2.5 \cdot h = 237.5 \text{ cm} \quad sep2 := 25 \cdot \phi y = 30 \text{ cm} \quad sep3 := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_{menor} := \min(sep1, sep2, sep3) = 30 \text{ cm} \quad sep_{libre_y} < sep_{menor}$$

Para Verificar la fisuración las separaciones adoptadas para la dirección X e Y deben ser menores a la separación mínima de fisuración.

Separación mínima de fisuración, la menor de:

$$fs := 280 \text{ Mpa} \quad rec := 50 \text{ mm}$$

$$sf_1 := 380 \frac{280}{fs} - 2.5 \cdot rec = 255 \quad sf_2 := 300 \cdot \frac{280}{fs} = 300$$

Ambos valores anteriores en mm

Separación mínima de fisuración: $sf := 25.5 \text{ cm}$

Dirección X:

$$sep_{libre_x} = 15.4 \text{ cm} \quad sep_{libre_x} < sf \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$sep_{libre_y} = 8.8 \text{ cm} \quad sep_{libre_y} < sf \quad \text{Verifica}$$

Separación mínima: debe ser menor o igual a la menor de:

Dirección X:

$$s_{min_x1} := \phi x = 16 \text{ mm} \quad s_{min_x2} := 25 \text{ mm} \quad s_{min_x3} := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

Separación mínima: $s_{min} := \min(s_{min_x1}, s_{min_x2}, s_{min_x3}) = 16 \text{ mm}$

Las separaciones adoptadas deben ser mayores a la separación mínima:

$$sep_libre_x = 15.4 \text{ cm} \quad sep_libre_x > s_min \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$s_min_y1 := \phi y = 12 \text{ mm} \quad s_min_y2 := 25 \text{ mm} \quad s_min_y3 := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Separación mínima: } s_min := \min(s_min_y1, s_min_y2, s_min_y3) = 12 \text{ mm}$$

La separación adoptada debe ser mayor a la separación mínima:

$$sep_libre_y = 8.8 \text{ cm} \quad sep_libre > s_min \quad \text{Verifica}$$

13- Cálculo de armadura superior debida al peso propio y tapada de suelo.

$$\text{Zapata tipo: } tipo = 3$$

$$dsc := |eyu| = 0.95 \text{ m}$$

Fuerza (N) debida al peso propio y Tapada:

$$Ad := lx \cdot ly - F = 4.74 \text{ m}^2 \quad N := 1.2 \cdot \left(Pp + Ad \cdot \left(Df - \frac{(h-t)}{2} \right) \cdot \gamma s \right) = 413.292 \text{ kN}$$

Momento flector debido al peso propio y tapada:

$$Mpf := N \cdot dsc = 392.817 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Distancia diagonal en la intersección del eje neutro con los lados de la zapata:

$$k := \sqrt{lx^2 + (c2 - Cf)^2} = 3.443 \text{ m}$$

Momento de inercia:

$$I := k \cdot \frac{(t)^3}{12} = 0.026 \text{ m}^4$$

Módulo resistente elástico de la sección en flexión:

$$Sm := \frac{I}{\left(\frac{t}{2} \right)} = 0.11620814849 \text{ m}^3$$

Momento nominal de la sección:

$$Mn_p := \frac{5}{12} \cdot \sqrt{fc} \cdot Sm \cdot 1 \text{ MPa} = 265.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_p := 0.55 \quad Mn_p \cdot \phi_p = 145.864 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Mpf = 392.817 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_p \cdot Mn_p < Mpf \quad \text{No cumple condición de resistencia}$$

Como no verifica. Se debe colocar armadura superior.

Los momentos en las secciones críticas se obtendrán tomando la tensión como uniforme en toda la base.

$$q_s := \frac{N}{F} = 0.131 \text{ MPa}$$

$$Mpf_x := q_s \cdot l_y \cdot \frac{v_x^2}{2} = 212.646 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mpf_y := q_s \cdot l_x \cdot \frac{v_y^2}{2} = 239.746 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$mns_x := \frac{Mpf_x}{0.85 \cdot b_{ys} \cdot f_c \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.014$$

$$mns_y := \frac{Mpf_y}{0.85 \cdot b_{xs} \cdot f_c \cdot d^2} \cdot 0.001 \frac{1}{\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.022 \quad ; \quad mn_{min} = 0.053$$

Ambos menores al mínimo, por lo que se adopta 1.3 de la armadura de cálculo para cada dirección (Según Art. 10.5.3)

$$z_x := \frac{d}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot mns_x} \right) = 0.884 \text{ m} \quad z_y := \frac{d}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot mns_y} \right) = 0.88 \text{ m}$$

$$As_{supX} := \frac{1.3 \cdot Mpf_x}{0.90 \cdot z_x \cdot 420 \text{ MPa}} = 8.276 \text{ cm}^2 \quad As_{supY} := \frac{1.3 \cdot Mpf_y}{0.9 \cdot z_y \cdot 420 \text{ MPa}} = 9.366 \text{ cm}^2$$

$$As_{sX} := \frac{As_{supX}}{l_y} = 2.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_{sY} := \frac{As_{supY}}{l_x} = 3.673 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adopción y separación de armadura:

Dirección X: $\phi_x := 8 \text{ mm}$ $sep_x := 15 \text{ cm}$

$$Asx_{adoptada} := \pi \cdot \frac{\left(\frac{\phi_x}{2} \right)^2}{sep_x} = 3.351 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Asx_{adoptada} > Asx \quad \text{Verifica}$$

Separación libre: $sep_{libre_x} := sep_x - \phi_x = 14.2 \text{ cm}$

$$sep1 := 2.5 \cdot h = 237.5 \text{ cm} \quad sep2 := 25 \cdot \phi_x = 20 \text{ cm} \quad sep3 := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_menor := \min(sep1, sep2, sep3) = 20 \text{ cm} \quad sep_libre_x < sep_menor \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$\phi y := 10 \text{ mm} \quad sep_y := 20 \text{ cm}$$

$$Asy_adoptada := \pi \cdot \frac{\left(\frac{\phi y}{2}\right)^2}{sep_y} = 3.927 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Asy_adoptada > Asy \quad \text{Verifica}$$

Separación libre: $sep_libre_y := sep_y - \phi y = 19 \text{ cm}$

$$sep1 := 2.5 \cdot h = 237.5 \text{ cm} \quad sep2 := 25 \cdot \phi y = 25 \text{ cm} \quad sep3 := 30 \text{ cm}$$

Separación menor por reglamento:

$$sep_menor := \min(sep1, sep2, sep3) = 25 \text{ cm} \quad sep_libre_y < sep_menor$$

Para Verificar la fisuración las separaciones adoptadas para la dirección X e Y deben ser menores a la separación mínima de fisuración.

Separación mínima de fisuración, la menor de:

$$fs := 280 \text{ Mpa} \quad rec := 50 \text{ mm}$$

$$sf_1 := 380 \frac{280}{fs} - 2.5 \cdot rec = 255 \quad sf_2 := 300 \cdot \frac{280}{fs} = 300$$

Ambos valores anteriores en mm

Separación mínima de fisuración: $sf := 25.5 \text{ cm}$

Dirección X:

$$sep_libre_x = 14.2 \text{ cm} \quad sep_libre_x < sf \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$sep_libre_y = 19 \text{ cm} \quad sep_libre_y < sf \quad \text{Verifica}$$

Separación mínima: debe ser menor o igual a la menor de:

Dirección X:

$$s_{\min_x1} := \phi x = 8 \text{ mm} \quad s_{\min_x2} := 25 \text{ mm} \quad s_{\min_x3} := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

Separación mínima: $s_{\min} := \min(s_{\min_x1}, s_{\min_x2}, s_{\min_x3}) = 8 \text{ mm}$

Las separaciones adoptadas deben ser mayores a la separación mínima:

$$sep_libre_x = 14.2 \text{ cm} \quad sep_libre_x > s_{\min} \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y:

$$s_{\min_y1} := \phi y = 10 \text{ mm} \quad s_{\min_y2} := 25 \text{ mm} \quad s_{\min_y3} := TMNAG = 25 \text{ mm}$$

Separación mínima: $s_{\min} := \min(s_{\min_y1}, s_{\min_y2}, s_{\min_y3}) = 10 \text{ mm}$

La separación adoptada debe ser mayor a la separación mínima:

$$sep_libre_y = 19 \text{ cm} \quad sep_libre > s_{\min} \quad \text{Verifica}$$

Armadura superior Adoptada:

$$\phi s_x := 8 \text{ mm} \quad sep_s_x := 15 \text{ cm}$$

$$\phi s_y := 10 \text{ mm} \quad sep_s_y := 20 \text{ cm}$$

14- Longitud de anclaje para zapatas:

$$rec := 5 \text{ cm}$$

Long. de desarrollo disponible:

$$ldh_x := v_x - rec = 0.975 \text{ m}$$

$$ldh_y := v_y - rec = 1.15 \text{ m}$$

Long. de desarrollo requerido:

$$\psi_e := 1 \quad \gamma := 1$$

$$ldh_reqX := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot \phi x = 0.147 \text{ m}$$

$$ldh_reqY := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot \phi y = 0.184 \text{ m}$$

$$ldh_x > ldh_reqX \quad \text{Verifica}$$

$$ldh_y > ldh_reqY \quad \text{Verifica}$$

15- Cálculo de Columna:

Esfuerzos:

	D	L	W
P (KN)	230	38	75
Vx (KN)	50	25	40
Vy (KN)	30	18	20
Mx (KNm)	200	100	320
My (KNm)	120	72	160

Solicitaciones mayoradas, para combinación 1.2D+0.5L+1.6W:

$$P_u := 414.75 \text{ kN} \quad V_{xu} := 136.5 \text{ kN}$$

$$M_{xu} := 802 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{yu} := 77 \text{ kN}$$

$$M_{yu} := 436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sección de columna: $c_x = 0.5 \text{ m}$ $c_y = 0.7 \text{ m}$

altura útil columna: $d_c := 0.63 \text{ m}$ $\gamma := \frac{d_c}{c_y} = 0.9$

Resistencia característica del Hormigón $f'_c = 30 \text{ MPa}$

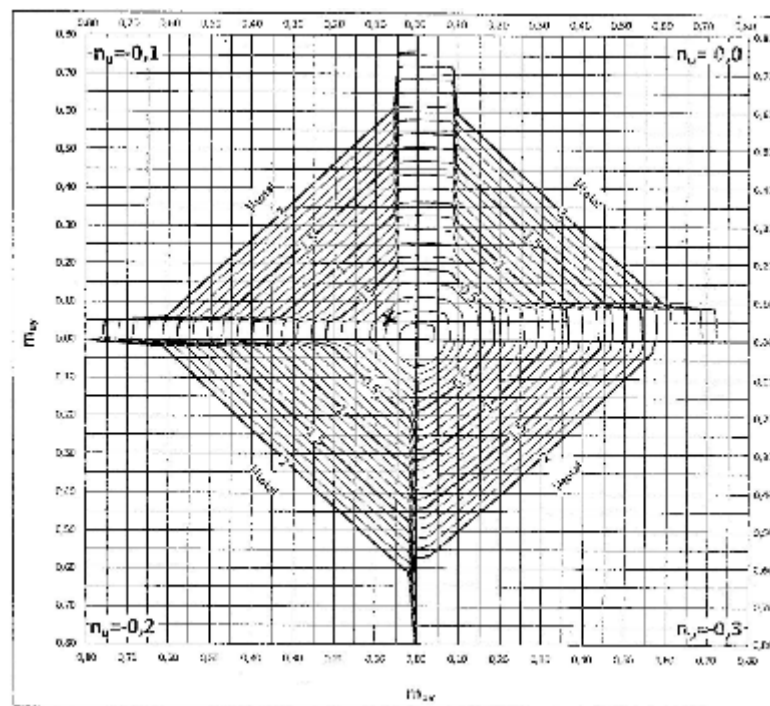
$$n_u := \frac{-P_u}{c_x \cdot c_y \cdot 30 \text{ MPa}} = -0.04$$

$$m_{xu} := \frac{M_{xu}}{c_x \cdot c_y^2 \cdot 30 \text{ MPa}} = 0.109$$

$$m_{yu} := \frac{M_{yu}}{c_y \cdot c_x^2 \cdot 30 \text{ MPa}} = 0.083$$

Del diagrama de interacción flexión oblicua- Columnas 75 - $f'_c: 30 \text{ MPa}$ - $n_u = 0.0$ a - 0.3 de "Diseño y detallado de elementos estructurales de HªAº de la Ing. Susana Gea", se obtiene:

$$\mu := 0.14$$



Armadura:

$$A_{st} := \mu \cdot c_x \cdot c_y \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 35 \text{ cm}^2$$

Cuantía:

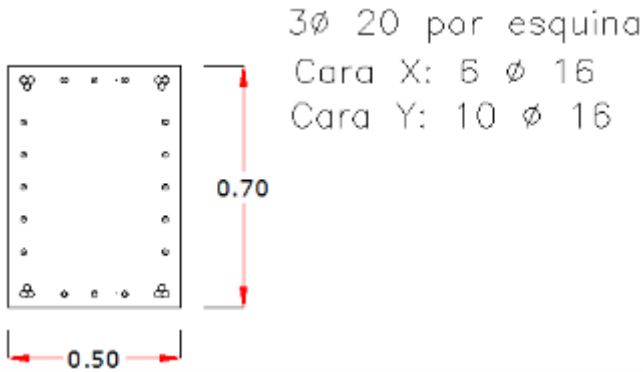
$$\rho := 100 \cdot \frac{A_{st}}{c_x \cdot c_y} = 1$$

Sección de columna:

Se adoptan 12 $\phi_c := 20 \text{ mm}$

$$A_{s_barra} := 12 \cdot \phi_c^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 37.699 \text{ cm}^2$$

$A_{s_barra} > A_{st}$ Verifica



Cuantía:

$$\rho := 100 \cdot \frac{A_{s_barra}}{c_x \cdot c_y} = 1.077$$

Armaduras en Caras de repartición

Barras en espera

$$A_g := c_x \cdot c_y = 3500 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.005 \cdot A_g = 17.5 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 12 $\phi_c := 20 \text{ mm}$

$$A_{s_barra} = 37.699 \text{ cm}^2$$

16- Long. de anclaje de barras en espera dentro de la zapata

Long. de desarrollo requerida

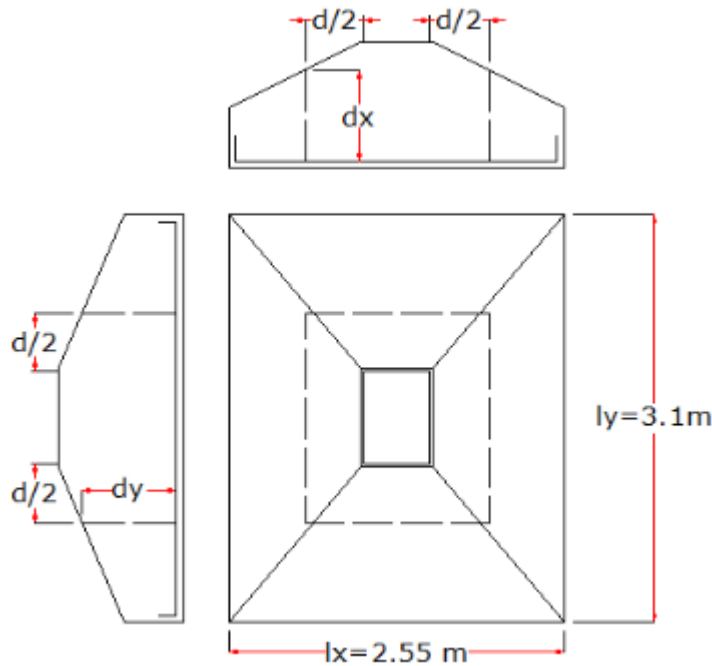
$$l_{dh} := \left(0.24 \cdot \psi_e \cdot \gamma \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) \cdot \phi_c = 0.331 \text{ m}$$

Long. de desarrollo disponible

$$l_{dh_disp} := h - rec - (\phi_x + \phi_y) = 0.882 \text{ m}$$

$l_{dh} < l_{dh_disp}$ Verifica

17- Verificación al punzonado o corte en dos direcciones.



$$\text{Área: } A := l_x \cdot l_y = 7.905 \text{ m}^2 \quad ; \quad b_o := 2 \cdot (c_x + d + c_y + d) = 5.96 \text{ m}$$

$$d_x := d - \left(\frac{h-t}{v_x - b_x} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - b_x \right) = 0.68 \text{ m} \quad ; \quad d_y := d - \left(\frac{h-t}{v_y - b_y} \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - b_y \right) = 0.711 \text{ m}$$

$$d_m := \frac{(d_x + d_y)}{2} = 0.696 \text{ m}$$

Se adopta un promedio entre las tensiones de esquinas:

$$q_{up} := \frac{(q_1 + q_2 + q_3)}{3} = 0.301 \text{ MPa}$$

Área crítica:

$$A_c := b_o \cdot d_m = 4.146 \text{ m}^2 \quad V_u := q_{up} \cdot (A - A_c) = 1130.659 \text{ kN}$$

Esfuerzo resistente al corte por punzonado:

$$c_{\text{mayor}} := \max(c_x, c_y) = 70 \text{ cm} \quad c_{\text{min}} := \min(c_x, c_y) = 0.5 \text{ m}$$

$$\beta_c := \frac{\max(c_x, c_y)}{\min(c_x, c_y)} = 1.4 \quad \beta_c < 2 \quad \alpha_s := 40 \text{ (Columna centrada)}$$

$$V_{c3} := \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot \frac{d_m}{3} \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7569.534 \text{ kN}$$

$\phi_p := 0.75$ Para corte por punzonado

$$V_c := \phi_p \cdot V_{c3} = 5677.15 \text{ kN} \quad ; \quad V_u = 1130.659 \text{ kN}$$

$V_c > V_u$ Verifica

18- Verificación al corte en una dirección.

Zapata Tipo: $tipo = 3$

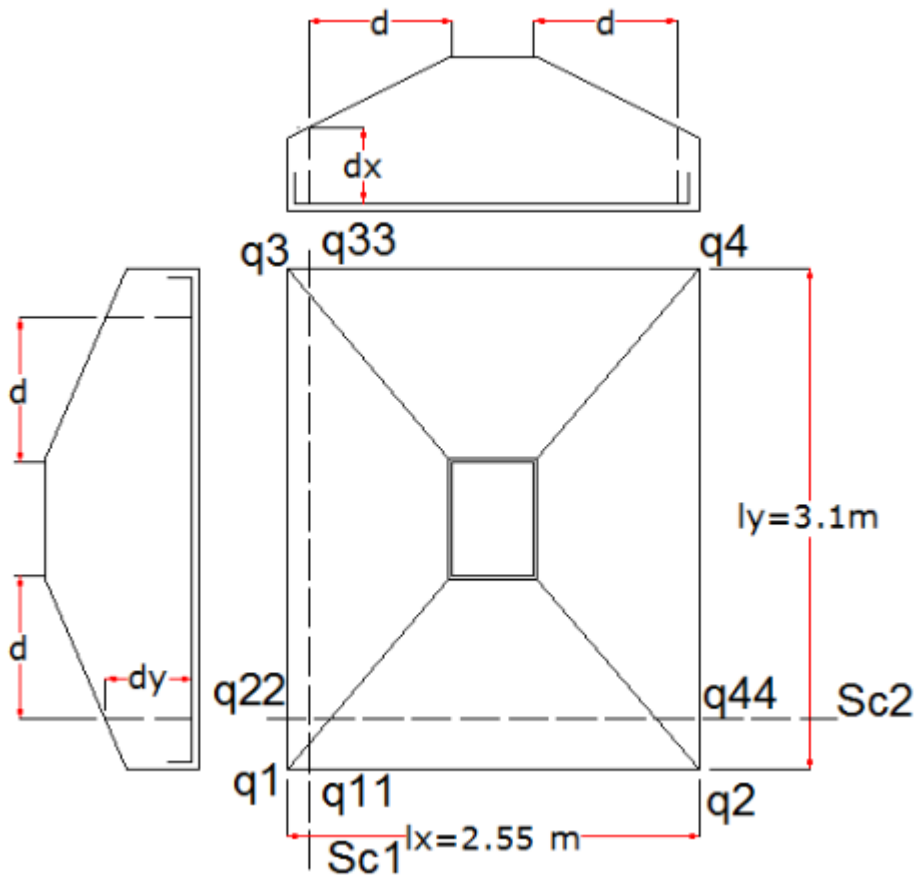
$$dx := d - \left(\frac{h-t}{vx-bx} \right) \cdot (d-bx) = 0.458 \text{ m} \quad \quad dy := d - \left(\frac{h-t}{vy-by} \right) \cdot (d-by) = 0.522 \text{ m}$$

Se adopta un promedio entre las tensiones de esquinas y las tensiones en los extremos de las secciones críticas:

$$P_u := 1.2 \cdot 230 \text{ kN} + P_{su} + P_{bu} + 0.5 \cdot 38 \text{ kN} + 1.6 \cdot 75 \text{ kN} = 920.77 \text{ kN}$$

$$M_{xu} := 400 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \quad V_{xu} := 100 \text{ kN}$$

$$M_{yu} := 259.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \quad V_{yu} := 64.8 \text{ kN}$$



$$q1 = 0.872 \text{ MPa}$$

$$q2 = 0.031 \text{ MPa}$$

$$q3 = 0 \text{ MPa}$$

Sección crítica 1:

$$q_{11} := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug - (vx - d)) \cdot tg\alpha_2 - vg)}{y_0} - 1 \right) = 0.827 \text{ MPa}$$

$$q_{33} := 0 \text{ MPa}$$

$$q_{sc1} := \frac{(q_1 + q_{11})}{2} = 0.849 \text{ MPa}$$

Sección crítica 2:

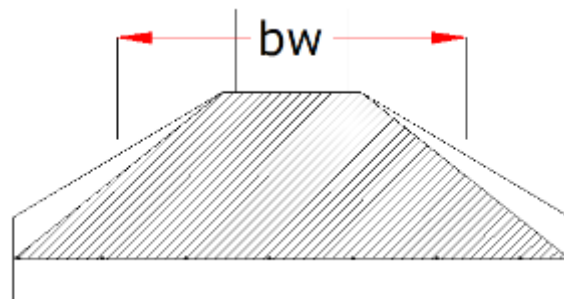
$$q_{22} := -1 \cdot \frac{Pu}{F} \cdot \left(\frac{(-(ug) \cdot tg\alpha_2 - (vg - (vy - d)))}{y_0} - 1 \right) = 0.759 \text{ MPa}$$

$q_{44} := 0 \text{ MPa}$ debido a que no hay tensiones de compresión en ese punto

$$q_{sc2} := \frac{(q_1 + q_2 + q_{22})}{3} = 0.554 \text{ MPa}$$

$$b_{wx} := \frac{(5 \cdot b_{xs} + 3 \cdot l_x)}{8} = 1.3 \text{ m}$$

$$b_{wy} := \frac{(5 \cdot b_{ys} + 3 \cdot l_y)}{8} = 1.631 \text{ m}$$



Dirección X sección crítica 1

$$V_{uXC} := (q_{sc1}) \cdot l_y \cdot (vx - d) = 355.495 \text{ kN}$$

$$\phi_c := 0.75 \quad V_{cX} := \frac{1}{6} \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{wy} \cdot dx \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 510.955 \text{ kN}$$

$$V_{uXC} < V_{cX} \quad \text{Verifica}$$

Dirección Y sección crítica 2

$$V_{uYC} := (q_{sc2}) \cdot l_x \cdot (vy - d) = 437.776 \text{ kN}$$

$$\phi_c := 0.75 \quad V_{cY} := \frac{1}{6} \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{wx} \cdot dy \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 464.53 \text{ kN}$$

$$V_{uYC} \leq V_{cY} \quad \text{Verifica}$$

19- Cómputo de materiales:

Volumen Hormigón para zapatas: $V_{base} = 5.244 \text{ m}^3$

Volumen Hormigón de limpieza, considerando un espesor de 0.05 m: 0.4 m^3

Volumen Excavación: 19.76 m^3

Volumen Relleno: 17.24 m^3

$\phi_x := 16 \text{ mm}$ $\phi_y := 12 \text{ mm}$

Peso Armadura Inferior X: $P_x := \pi \cdot \left(\frac{\phi_x}{2}\right)^2 \cdot 18 \cdot 2.82 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 79.606 \text{ kg}$

Peso Armadura Inferior Y: $P_y := \pi \cdot \left(\frac{\phi_y}{2}\right)^2 \cdot 25 \cdot 3.38 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 74.542 \text{ kg}$

Peso Armadura Superior X: $P_{sx} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{sx}}{2}\right)^2 \cdot 21 \cdot 3.05 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 25.112 \text{ kg}$

Peso Armadura Superior Y: $P_{sy} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{sy}}{2}\right)^2 \cdot 13 \cdot 3.58 \text{ m} \cdot 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 28.511 \text{ kg}$

Peso Total Armadura: $Peso_Armadura := P_x + P_y + P_{sx} + P_{sy} = 207.772 \text{ kg}$

