

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE CONTENIDO PARA CURSO ABIERTO MASIVO EN
LINEA (MOOC) DE LOSAS DE FUNDACIÓN**

Realizado por:

Soylen S. Márquez S.

Jesús L. Misel R.

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito
para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Mayo de 2018

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE CONTENIDO PARA CURSO ABIERTO MASIVO EN
LINEA (MOOC) DE LOSAS DE FUNDACIÓN**

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Cantaura, Mayo de 2018

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE CONTENIDO PARA CURSO ABIERTO MASIVO EN
LINEA (MOOC) DE LOSAS DE FUNDACIÓN**

El jurado hace constar que asignó a esta tesis la calificación de:

APROBADO

Jurado Calificador:

Prof. Daniel Cabrera

Jurado Suplente

Prof. Carlos Cermeño

Jurado Suplente

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Cantaura, Mayo de 2018

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, el cual lo participará al Consejo Universitario”.

DEDICATORIA

Dedicado a todas las personas que han estado y forman parte de mi vida, aquellos que con su apoyo incondicional de alguna manera me han ayudado a culminar esta gran parte de mi vida. A los que no sólo me han orientado por el buen camino del saber, sino también, a todos aquellos por los que día a día me levanto y no me dejo vencer por las adversidades. A todos los que me han dado Fuerza y Voluntad.

Primordialmente a mis dos madres: Marice y Morelba, y a mi Padre: Abraham, ejemplos de lucha y constancia, por ser pilar fundamental en mi vida; quienes me han apoyado y me han inculcados todos los valores para ser un hombre de bien.

A mi amada Abuela, Ana, por enseñarme el verdadero significado del Amor, por darme tantos consejos y por ser un ejemplo de vida para toda nuestra familia.

A mi hermana Génesis, por apoyarme y guiarme siempre en todas mis decisiones; Gracias por tu nobleza. A mis hermanos, por estar siempre presente en todas las etapas de mi vida y soportarme hasta ahora.

Finalmente, a todos mis amigos por ser pieza fundamental en este camino y representar una de las razones por la cual extraño ir a clases (añoro esos días chicos), Ari, Didi, Jesús, Soylen, Jorge y todos los que estuvieron en este camino; gracias por tan buenos momentos compartidos, siempre los tendré presente.

A todos mil gracias...

Jesús Misel

DEDICATORIA

Al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando estoy a punto de caer; por ello, con toda la humildad que mi corazón puede emanar, dedico primeramente mi trabajo a Dios.

De igual forma, dedico esta tesis a **mi madre y mi padre**, que han sido mi pilar fundamental y han sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles. A toda mi familia, porque han sido un apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

A mis hermanas que siempre han estado junto a mí brindándome su apoyo, muchas veces poniéndose en el papel de padre.

Al Profesor, Ing. Jhonatan Martínez por sus conocimientos brindado durante este camino como profesor y tutor, gracias por ser apoyo y motivación durante mi carrera y elaboración de mi tesis. Por ultimo a todos aquellos profesores, que marcaron cada etapa de nuestro camino universitario gracias por sus conocimientos brindados.

A mis amigos compañeros, Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora, seguimos siendo amigos: Laura Bastardo, Jesús Misel, José Cabello, y sobre todo Ariannys Urbaez. Gracias Por el apoyo incondicional.

A mis amigos Raimar González y Miguel Maza por ser mi apoyo en todo momento, por formar parte de esta etapa, más que amigos han demostrados ser hermanos, ustedes han sido mis compañeros de vida incondicionales.

A mi novio Leandro Colon por ser ese amigo, compañero, y esa persona que me motiva seguir luchando, a seguir adelante y a ser mejor persona cada día, gracias por siempre estar allí.

Soylen S. Márquez S.

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas que siempre han estado presente en mi vida, especialmente a mis padres por enseñarme el valor de la educación; pero más importante, por siempre guiarme por el camino correcto. A mi abuela; mis hermanos, tíos, primos y amigos por estar siempre atentos en mi vida profesional.

Un especial agradecimiento a la Universidad de Oriente y a todas las personas que la componen, por ser precursores del aprendizaje y la enseñanza, por promover la excelencia académica en todo momento y ser promovedores del desarrollo en el país. Al profesor Jhonatan Martínez por formar parte de este proyecto y brindarnos sus conocimientos y más sinceros consejos.

Por último, a todos los profesores quienes con sus enseñanzas fueron partícipes en la construcción de esta carrera. A los que componen la Comisión de Trabajo de Grado, quienes aportaron su granito de arena para que esto sea posible.

Jesús Misel

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a Dios por protegerme llenarme de sabiduría y bendiciones durante todo mi camino, darme fuerzas para superar cada uno de los obstáculos y dificultades que se presentaron a lo largo de toda mi vida universitaria.

Agradezco también la confianza y el apoyo brindado por parte de mi madre, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida me ha demostrado su amor, corrigiendo mis faltas y celebrando mis logros.

A mi padre, por ser ese apoyo en mi carrera y en mis logros.

A mis hermanas por acompañarme en este camino y compartir conmigo cada alegría y fracaso, por sus consejos el cual en su momento me ayudo a afrontar los retos que se me presentaron a lo largo de mi vida.

A mi enamorado Leandro, que durante este tiempo ha sabido apoyarme para continuar y nunca renunciar, gracias por tu paciencia, amor incondicional y por tu ayuda en este proyecto.

A mis compañeros de clase por haber logrado nuestro gran objetivo con mucha perseverancia.

Al Ing Jhonatan Martínez, tutor de tesis por su valiosa guía y asesoramiento a la realización de la misma.

Gracias a todas las personas que ayudaron de manera directa e indirecta en realización de este proyecto.

Soylen S. Márquez S

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE CONTENIDO PARA CURSO ABIERTO MASIVO EN LINEA (MOOC) DE LOSAS DE FUNDACIÓN

Tutor:

Prof. Jhonatan Martínez

Autor:

Jesús Misel

Soylen Márquez

Fecha: Mayo de 2018

RESUMEN

El objetivo principal de este proyecto consistió en el diseño de un Curso Abierto Masivo en Línea (MOOC), de losas de fundación, según los requisitos de diseño de miembros de concreto armado establecidos por la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 y el código ACI 318-14. El alcance de este estudio se limitó al uso de los cursos MOOC en la Universidad de Oriente a nivel de pregrado. Se realizó una revisión bibliográfica de libros, documentos en línea, publicaciones de estudios, catálogos y normas, con el propósito de recopilar la información necesaria sobre el tema en estudio. Con la información recopilada, se desarrollaron varias guías teórico-prácticas, y videos con ilustraciones y ejemplos que sirvan como material de apoyo para las personas que ingresen a este curso. De igual forma se elaboró una metodología de evaluación basada en el contenido presentado con el objetivo de poder medir el conocimiento adquirido por los estudiantes durante el curso; así mismo, se realizó una sección con tablas de datos recopiladas para el análisis y diseño de losas de fundación.

Palabras claves: MOOC, Losas de fundación, Diseño, FONDORNORMA, ACI, Concreto.

ÍNDICE GENERAL

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	viii
RESUMEN	x
ÍNDICE GENERAL	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
INTRODUCCIÓN	xix
CAPÍTULO I	21
EL PROBLEMA	21
1.1 Planteamiento del Problema.....	21
1.2 Objetivos	24
1.2.1 Objetivo General	24
1.2.2 Objetivos Específicos	24
CAPÍTULO II	25
MARCO TEÓRICO	25
2.1 Antecedentes	25
2.2 MOOC	27
2.2.1 Características de los MOOC.....	28
2.3 Fundación.....	29
2.4 Tipos de fundaciones	30
2.4.1 Fundaciones superficiales	30
2.4.2 Fundaciones profundas.....	33
2.5 Estados límites de fundaciones	36

2.6 Requisitos para los estados límites de acuerdo a la Norma FONDONORMA 1753-2006	37
2.6.1 Solicitaciones para los estados límite de agotamiento resistente	38
2.6.2 Factores de minoración de resistencia	38
2.7 Generalidades sobre losas de fundación	39
2.8 Consideraciones para el diseño de fundaciones.....	42
2.9 Términos asociados al análisis y diseño de fundaciones	43
2.9.1 Concreto armado	43
2.9.2 Especificaciones sobre el acero de refuerzo	43
2.9.3 Módulo de elasticidad longitudinal y coeficiente de Poisson.....	44
2.9.4 Método de diseño de concreto	44
2.9.5 Análisis y diseño de fundaciones superficiales	45
2.9.6 Resistencia a corte.....	46
2.9.7 Resistencia del concreto al aplastamiento.....	47
2.9.8 Resistencia al punzonado	49
2.9.9 Capacidad de carga	50
2.9.9.1 Factores de capacidad de carga	51
2.9.9.2 Factores de forma, profundidad e inclinación	52
2.9.10 Capacidad de carga admisible	53
2.9.11 Tipos de falla por capacidad de carga	53
2.9.11.1 Falla general por corte	53
2.9.11.2 Falla local por corte.....	53

2.9.11.3 Falla por punzonado	54
2.9.12 Bulbo de presiones.....	55
2.9.13 Factores que afectan la capacidad de carga de un suelo	56
2.9.14 Presiones de contacto	57
2.9.15 Asentamientos	61
2.9.16 Módulo de balasto (K)	62
CAPÍTULO III	64
MARCO METODOLÓGICO	64
3.1 Tipo de investigación	64
3.1.1 Fuentes primarias.....	65
3.1.2 Fuentes secundarias	65
3.2 Nivel de investigación	65
3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	66
3.3.1 Técnicas.....	66
3.3.2 Instrumentos	67
CAPÍTULO IV.....	68
RESULTADOS.....	68
4.1 Etapas del Proyecto	68
4.2 Requisitos de la norma FONDONORMA 1753-2006 y el código ACI 318-14 en relación al análisis y diseño de fundaciones.	69
4.2.1 Requisitos para los Estados Limites.....	70
4.2.2 Requisitos para los materiales	71
4.2.3 Requisitos para el análisis y diseño.....	72
4.2.3.1 Luz de cálculo	74

4.2.3.2 Acciones	75
4.2.3.3 Espesores mínimos de losas y vigas	75
4.2.3.4 Hipótesis de diseño (miembros a flexión)	76
4.2.3.4.1 Acero de refuerzo	77
4.2.3.4.2 Distribución del refuerzo en losas macizas	78
4.2.3.5 Requisitos por corte	79
4.2.3.6 Resistencia del concreto al aplastamiento	81
4.2.3.7 Longitudes de transferencia del acero de refuerzo.....	82
4.2.3.8 Separación del acero de refuerzo	84
4.2.3.9 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo.....	84
4.2.3.10 Requisitos especiales para losas, placas y zapatas.....	85
4.2.3.10.1 Resistencia al corte en miembros con flexión bidireccional.....	86
4.2.3.11 Requisitos para el análisis de fundaciones.....	88
4.2.3.11.1 Requisitos para las zapatas.....	89
4.2.3.11.2 Vigas de riostra.....	90
4.2.3.11.3 Losas apoyadas sobre el terreno.....	90
4.3 Preparación de guía de diseño de losas de fundación.....	91
4.3.1 Manual: Volumen 1	91
4.3.2 Manual: Volumen 2	91
4.3.3 Manual: Volumen 3	92
4.3.4 Manual: Volumen 4	92
4.4 Contenido del curso MOOC de losas de fundación	93

4.5 Presentación del contenido en la plataforma virtual.....	94
4.6 Resultados de la encuesta presentada al público	94
CAPÍTULO V	103
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103
5.1 Conclusiones.....	103
5.2 Recomendaciones.....	104
BIBLIOGRAFÍA.....	105
ANEXOS	108
APÉNDICE	165
APÉNDICE A. EJERCICIOS PROPUESTOS DE LOSAS DE FUNDACIÓN.....	166
APÉNDICE B. TABLAS DE DISEÑO.....	170
APÉNDICE C. TEST DE EVALUACIÓN TEÓRICO.....	179

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Combinaciones de cargas para el Estado Límite de Agotamiento Resistente.....	38
Tabla 2.2. Factores de minoración de resistencia teórica	39
Tabla 2.2 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.....	51
Tabla 2.3 Factores de forma, profundidad e inclinación [Debeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)]	52
Tabla 2.4 Módulo de balasto para diferentes tipos de suelos.....	63
Tabla 4.1 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección	74
Tabla 4.2 Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen las flechas	75
Tabla 4.3 Tensiones en el acero de refuerzo	76
Tabla 4.4 Valores del factor β_1	77
Tabla 4.5 Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto	79
Tabla 4.6 Resistencia nominal al aplastamiento	82
Tabla 4.7 Recubrimientos mínimos.....	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Fundación Aislada.	30
Figura 2.2 Fundaciones continuas.	31
Figura 2.3 Fundación Combinada.	31
Figura 2.4 Fundaciones Conectadas.	32
Figura 2.5 Losas de Fundación.	32
Figura 2.6 Micropilotes.	33
Figura 2.7 Tipos de Pilotes.	33
Figura 2.8 Tipos de Pilas.	34
Figura 2.9 Tipos de Fundaciones.	35
Figura 2.10 Distribución de presiones bajo placas de fundación.	41
Figura 2.11 Fisuración por flexión y corte.	47
Figura 2.12 Áreas para determinar la resistencia del concreto al aplastamiento.	48
Figura 2.13 Perímetro crítico por punzonado en placas o zapatas.	50
Figura 2.14 naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) falla general por corte; b) falla loca por corte; c) falla de corte por punzonamiento (tomado de Vesić, 1973).	55
Figura 2.15 Bulbo de Presiones.	56
Figura 2.16 Distribución de presiones de contacto para bases infinitamente rígidas sin fricción apoyadas en suelos ideales.	57
Figura 2.17 Distribución de esfuerzos de contacto para bases flexibles en suelos comunes.	58
Figura 2.18 Centro de presiones para bases totalmente comprimidas.	59
Figura 4.1 Calculo de A_2 en apoyos escalonados en pendiente.	81
Figura 4.2 Video del ejemplo de diseño losa de fundación rígida.	93
Figura 4.3 Interfaz del MOOC de losas de fundación.	94

Figura 4.4 ¿Cómo se muestra la interfaz de este curso dentro de la plataforma en línea?	95
Figura 4.5 ¿Posee material suficiente que permita la comprensión de todo lo referente al tema del curso?	96
Figura 4.6 ¿Considera que el contenido del material académico sobre este curso se encuentra bien o mal estructurado?	96
Grafico 4.7 ¿Cree Ud. necesario agregar material académico y/o técnico para completar el contenido de este curso?.....	97
Figura 4.8 De acuerdo a lo visto en el curso: ¿Cree Ud. que debería implementarse esta modalidad de aprendizaje en la Universidad de Oriente, así como en las demás universidades del país?	97
Figura 4.9 Las actividades dentro del curso le parecieron:	98
Figura 4.10 Al finalizar el curso: ¿considera Ud. que tiene dominio del contenido teórico-práctico del mismo?	98
Figura 4.11 El tema de losas de fundación sobre el que se desarrolla el curso le resulta:	99
Figura 4.12 Los videos del curso fueron:	100
Figura 4.13 ¿Le pareció esta nueva modalidad de enseñanza como algo innovador?.....	100
Figura 4.14 ¿Mejoraría usted el contenido del curso?	101
Figura 4.15 ¿El curso le pareció interesante?	101
Figura 4.16 ¿Cree usted que el curso es útil para los estudiantes de la UDO EXTESIÓN-CANTAURA de la especialidad Ingeniería Civil?	102

INTRODUCCIÓN

En todo proyecto de ingeniería estructural el diseño de los miembros que soportan las cargas de la estructura (fundaciones), y constituyen la interfaz a través de la cual se transmiten dichas cargas al suelo subyacente; al igual que los demás miembros del sistema estructural, representa un proceso importante de donde depende la funcionalidad y buen comportamiento durante la vida útil del sistema de fundaciones, y por consiguiente de la estructura en general.

Es por ello que a través de los años se han venido desarrollando procedimientos más exactos y estableciendo requisitos en la normativa local de cada país, dándoles a los profesionales en el área material técnico legal para regirse. El Comité Americano de Concreto (ACI), en su código 318-14 *“Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”*, y la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 *“Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural”*, establecen los criterios mínimos para el diseño de elementos de concreto estructural, en este caso, los sistemas de fundaciones, específicamente para el caso de losas de fundación, tema sobre el cual se basa este estudio.

El presente proyecto está constituido principalmente sobre las bases de los textos antes mencionados, y sobre los demás documentos de los que se haga mención más adelante. Consiste en el diseño de Contenido para un Curso Masivo Abierto en Línea (MOOC), sobre Losas de Fundación; contenido que será presentado a través de una plataforma virtual con el fin de permitirle a los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura contar con una herramienta más de estudio, y al mismo tiempo a los profesionales interesados en el área.

Los MOOC han surgido con el transcurrir de los años de manera exitosa, prueba de ello fue en noviembre del 2012, donde el New York Times publicara en uno de sus artículos: “The Year of the MOOC”, debido a su masiva difusión por parte de los medios de comunicación y la comunidad educativa mundial; pasando así, a ser una herramienta fundamental para la educación en la actualidad. Con el fin de promover una nueva modalidad de formación educativa a través de la difusión de contenidos y planes de actividades de aprendizaje abiertos, se presenta el diseño de un MOOC sobre losas de fundación de acuerdo a los criterios que establece el código ACI-318-14 y la Norma FONDONORMA 1753-2006.

El trabajo está estructurado en cinco capítulos. En el Capítulo I se establece el planteamiento del problema, el cual contempla el alcance y la justificación de la investigación; se señala también el objetivo general y los objetivos específicos del estudio. El Capítulo II concierne al marco teórico referencial; el mismo se halla constituido por los antecedentes y las bases teóricas que sirven como sustento en el desarrollo de la investigación. El Capítulo III representa la metodología utilizada dentro de la investigación. El Capítulo IV incluye los resultados obtenidos referentes al desarrollo de este proyecto, y finalmente, en el Capítulo V se describen las conclusiones y recomendaciones que se han obtenido del presente estudio.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

La educación a nivel mundial es fundamental para el crecimiento, desarrollo y formación de cada ciudadano, permitiéndole poder evolucionar a medida que la sociedad avanza y se desarrolla tanto en el área social como en lo tecnológico; es por ello que en los países desarrollados el sistema educativo ha evolucionado de manera rápida y efectiva, ya que los sistemas educativos han ido adaptándose a estas nuevas formas de enseñanza.

En Venezuela la educación universitaria en los últimos años ha venido disminuyendo de manera significativa, esto debido a muchos factores por los cuales se ve afectado. Entre estos se pueden mencionar: las pocas horas académicas, falta de material educativo (biblioteca), la carencia de nuevas tecnologías, el creciente éxodo de profesionales en el área, lo cual compromete el campo científico, entre otros. Ahora bien, en el país este tipo modelo de enseñanza a través de plataformas virtuales no es nuevo, sin embargo, son pocas las experiencias que se han obtenido de manera exitosa. Conviene destacar que existen Universidades como: la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB), y la Universidad Metropolitana (UNIMET), a nivel de pregrado, que cuenta con estas plataformas.

Cabe destacar que, en la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, la especialidad de ingeniería civil no escapa de esta realidad, perjudicando el sistema educativo actual, ya que no poseen material técnico suficiente en el área de biblioteca de la institución, y carecen de los avances tecnológicos.

Sin embargo, la UDO Núcleo Anzoátegui, cuenta con un aula virtual en la especialidad de Ingeniería en sistema, la cual no funciona de forma positiva debido a que no permite la relación profesor-estudiante a través de la misma; esta fue creada por los estudiantes de dicha carrera en su casa de estudio.

Actualmente, existe una manera de enseñanza basada en el diseño de cursos abiertos masivos en línea (MOOC, Massive Open Online Course). Permitiendo desarrollar los cursos y acceder con facilidad a páginas abiertas a todo público, y así, poder ampliar los conocimientos sobre temas específicos de cualquier carrera y disciplina; ofreciendo certificación por parte de las instituciones que dictan los cursos.

El término MOOC, fue creado por Dave Cormier y Bryan Alexander en el año 2008, el primer curso que recibió el término de MOOC, fue el curso “Conectivismo y Conocimiento Conectivo” este fue organizado por George Siemens y Stephen Downes en la universidad de Manitoba de Canadá, en agosto del 2008. Este curso tuvo 12 semanas de duración, una participación de unos 2.300 estudiantes de diferentes partes del mundo, evidentemente no tuvo el mismo éxito que los MOOC actuales, pero fue el que abrió el camino a los cursos existentes.

Basado en lo anterior, se ha diseñado el contenido de un MOOC, enfocado en el diseño de losas de fundación de acuerdo a lo establecido en la normativa FONDONORMA 1753-2006 (Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad), y del Instituto Americano de Concreto (ACI), específicamente en su código ACI 318-14.

De este modo, como modelo de estudio que permitirá un mejor manejo del contenido de cada tema. Donde se establecen los tópicos para el diseño

de losas de fundación y sus tipos, se describe la teoría, métodos de diseño, fórmulas, criterios de diseño, estados límites de servicios y de resistencia. Se elaboraron varias guías de diseño que consta de diagramas e ilustraciones, haciendo uso de programas de diseño, para una mejor comprensión de cada tema en específico. Se realizaron vídeos, ejemplos didácticos y evaluaciones, con la finalidad que cada curso se realice bajo los estándares de la Universidad y de cada profesor.

Así pues, lo innovador de este proyecto está basado en que será la primera iniciativa latinoamericana en MOOC, en la enseñanza de conocimientos a nivel de pregrado y específicamente en el área de ingeniería civil de la UDO Extensión Cantaura, en este caso, en el diseño de losas de fundaciones. Con el objetivo de implementar nuevas formas de aprendizaje, motivar al estudiante, ampliar los conocimientos con respecto al área, para que así, su nivel de aprendizaje aumente.

En consecuencia, el desarrollo de este tipo de sistema de aprendizaje virtual aplicado al campo de la ingeniería civil, se perfila como un modelo innovador, y de creciente auge de aplicación en las Universidades a nivel nacional y mundial, sirviendo como referencia el Instituto de Tecnología Massachusetts (MIT). El mismo fue fundado el 10 de abril de 1861, por William Barton Rogers, y cuenta con 5 escuelas (Ciencias, Ingenierías, Arquitectura y Humanidades), y una facultad (Ciencias y Tecnología). Entre los cursos más conocidos, Oral (2003), suministró a sus estudiantes conocimientos sobre la ingeniería estructural, a través de un programa completo basado en la resolución de problemas por medio de conferencias, discusiones, etc.

La importancia de este proyecto, es buscar desarrollar cursos de corta extensión a nivel de pregrado para así, aumentar su nivel educativo y de

conocimiento, de manera que sirva a los estudiantes universitarios de la carrera ingeniería civil como herramienta de consulta, en caso de la UDO Extensión Cantaura, como plataforma para abordar los temas de cada curso. En el caso de los profesores sea de utilidad para realizar las evaluaciones en línea y para los profesionales de carrera en esta área.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Diseñar contenido para curso abierto masivo en línea (MOOC), de losas de fundación.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Describir los requisitos para el diseño de losas de fundación establecidos en la FONDONORMA 1753-2006, y el Código ACI 318- 14.
- Preparar guía de diseño de losas de fundación utilizando los requisitos establecidos en la FONDONORMA 1753-2006, y el Código ACI 318-14.
- Establecer el contenido del MOOC de diseño de losas de fundación en presentaciones escritas, audiovisuales y metodología de evaluación de conocimientos.
- Presentar el contenido en la plataforma virtual para el MOOC de diseño de losas de fundación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Dentro de este capítulo se describen algunos estudios realizados con relación al tema, así como las referencias teóricas que fueron necesarias para la realización de este proyecto.

2.1 Antecedentes

Dentro de estos estudios, Ochsendorf (2009), desarrolló un curso en línea en el cual se proporcionó a los estudiantes nociones básicas de análisis y diseño estructural de edificios, puentes y otras estructuras. Se hizo hincapié en el desarrollo histórico de forma estructural y la evolución de los conocimientos de diseño estructural, a partir de las catedrales góticas de puentes colgantes de gran luz. Los estudiantes investigaron el comportamiento de sistemas estructurales y elementos a través de ejercicio de diseño, estudios de casos y pruebas de carga de los modelos. Los estudiantes diseñaron estructuras en diversos materiales como la madera, mampostería, acero y concreto. Uno de los objetivos de este MOOC, fue darle al estudiante una apreciación de la importancia del diseño estructural de hoy, con un énfasis en el impacto ambiental de la construcción a gran escala.

Por otro lado, Ladd (2005), realizó otras plataformas, cuyo curso fue referido al comportamiento de los suelos, donde los estudiantes hicieron estudios detallados de las propiedades del suelo, con énfasis en la interpretación de los datos de campo en pruebas de laboratorio, y el uso de la ingeniería de construcción en superficies blandas, haciendo hincapié en la

consolidación, la compresión secundaria, en los principios básicos de resistencia; como también en los comportamientos de fuerza de tensión-deformación de las arcillas; sobre los efectos de perturbación de la muestra, la anisotropía, la velocidad de deformación, enfatizando la fuerza y la compresión de los suelos granulares y las propiedades de ingeniería de suelos compactados.

Además de lo anterior, Ladd (2004), desarrolló un curso en línea en el que brindó a los estudiantes conocimiento sobre la aplicación de los principios de la mecánica de suelos. Este MOOC, hace referencia a la historia, pruebas simples de suelos, pruebas de clasificación de los suelos, investigaciones de suelos superficiales, análisis de los asentamientos y sobre métodos de pruebas acorte.

Así mismo, Whitte (2004), formuló un MOOC, en el MIT, una plataforma con la finalidad de brindarle conocimientos específicos de la ingeniería geotécnica a los estudiantes mediante cursos “online”, el cual fue referido al colapso de una línea circular del metro de Singapur, en abril del año 2004, donde se examinó las características del sitio y aspectos geotécnicos del diseño en construcción de un sistema de cimentación. En el mismo, los estudiantes realizaron investigaciones sobre el tema, ejercicios y analizaron los casos que se les presentaron referente al tema tratado.

De igual forma, Oral (2003), desarrolló un curso en línea que tuvo como objetivo proporcionar a los estudiantes una sólida información sobre los principios de diseño de ingeniería estructural. Los estudiantes estuvieron expuestos a las teorías y conceptos de diseño tanto de concreto y acero y el análisis tanto a nivel de elemento y del sistema. La experiencia práctica en el diseño y las habilidades fueron adquiridas y aprendidas a través de los boletines de problemas y un proyecto de diseño integral. Se desarrolló una

comprensión de los problemas de diseño abiertas del mundo real. Además de las conferencias regulares, se llevaron a cabo las recitaciones semanales y sesiones de discusión del proyecto.

Dentro de este marco, recientemente, Reyes (2016), realizó un Proyecto de Grado en la Universidad de Oriente Extensión Cantaura sobre un MOOC de anclajes de concreto armado preinstalados; basado de acuerdo a los criterios que establece el código ACI-318-14, cuya finalidad tuvo la de profundizar los conocimientos sobre la temática planteada y brindar una herramientas a los estudiantes de pregrado mediante un conjunto de manuales teóricos y prácticos plasmado en material audiovisual presentados en una plataforma gratuita.

2.2 MOOC

Los Cursos Masivos Abiertos en Línea, o MOOC (del inglés, Massive Open Online Courses), son una nueva modalidad de formación con propuestas orientadas a la difusión web de contenidos y un plan de actividades de aprendizaje abierto a la colaboración y la participación masiva.

Los MOOC ofrecen cursos principalmente intelectuales o técnicos en distintas disciplinas, sin embargo existen un gran número de cursos enfocados en compartir cultura general o de entretenimiento.

En cuanto al desarrollo de curso, los MOOC se apoyan en las mismas herramientas tecnológicas que son utilizadas en la educación tradicional, pero la infraestructura permite dirigirse a un amplio público disperso en distintas partes del mundo. Estos cursos cuentan con un temario o programa y materiales entre los que podemos encontrar, la conferencia expuesta a través de ágiles videos con duración de 8 a 12 minutos generalmente, que

pueden pausarse y reproducirse las veces que sea necesario por elección del participante o por indicación del docente para realizar alguna tarea como un cuestionario o lectura que asegure la comprensión del material, además es posible contar con autoevaluaciones, evaluación automática o evaluación entre pares, exámenes o test parciales o finales que evalúen el aprendizaje, de igual forma existe la posibilidad de integrar foros de discusión con el profesor u otros estudiantes.

2.2.1 Características de los MOOC

Curso

- Estructura y contenidos determinados por personas expertas.
- Objetivos de aprendizaje alcanzables después de ciertas actividades evaluadas en un plazo de tiempo determinado.
- Evaluaciones para medir y acreditar el conocimiento adquirido.
- Interacción entre estudiantes y profesor.

En línea

- Los participantes estudian a distancia a través de internet.
- La mayoría de materiales son accesibles en red.

Masivo

- Alto número de participantes.
- Es posible llevar a cabo dinámicas que se facilitan por el alto número de participantes.

Abierto

- Disponible a estudiantes de todo el mundo dentro y fuera de la universidad que lo organiza.
- Inscripción abierta. No suele tener requisitos, aunque si recomiendan ciertos conocimientos previos.

- Gratuitos. Aunque pueden cobrar por asesorías, certificaciones, corrección de actividades.
- Plataforma de aprendizaje abierta (web, blog, wikis, repositorios multimedia) que faciliten la reutilización por futuros usuarios.
- Incentivan la participación de los alumnos en un proceso de aprendizaje colaborativo.
- Se suelen utilizar materiales sin licencias restrictivas.

2.3 Fundación

Nilson (1999), define fundación como: aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de fundaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario:

- 1) Transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente.
- 2) Distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a fundaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza.

2.4 Tipos de fundaciones

Fratelli (1993), en su obra *“Suelos, fundaciones y muros”*, establece que existen diferentes tipos de fundaciones y se clasifican en 2 grandes grupos, de la siguiente manera:

2.4.1 Fundaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en toda el área de la base sobre el terreno, en un estrato no mayor a 5 m de profundidad, medido desde la cota superior del predio a construir, y donde el suelo ofrezca la suficiente capacidad portante para soportar las cargas impuestas por la superestructura, con moderados asentamientos, entre este tipo de fundaciones están:

➤ Fundaciones aisladas

Las fundaciones aisladas resultan del ensanchamiento del extremo inferior de las columnas o pedestales en el plano de apoyo sobre el suelo, de disminuir la magnitud de las presiones de contacto con éste y asegurar la estabilidad de la superestructura (figura 2.1).

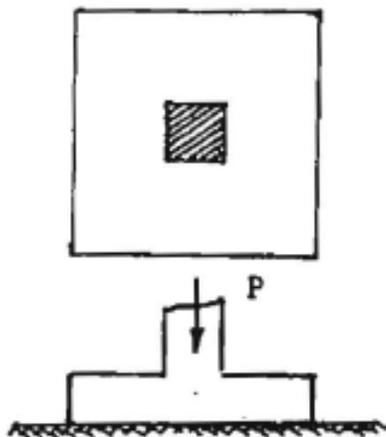


Figura 2.1 Fundación Aislada.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ Fundaciones continuas

Las fundaciones continuas (Figura 2.2), se conocen también como corridas y son las que transmiten al suelo de fundación las cargas de los muros de concreto, las paredes de mampostería, o una fila de columnas alineadas próximas entre sí.

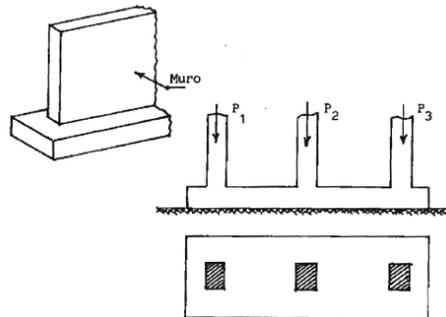


Figura 2.2 Fundaciones continuas.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ Fundaciones combinadas

Son las que sirven de apoyo a dos columnas muy cercanas, evitando así la superposición de sus bases aisladas. La forma y dimensiones en planta deben adaptarse para que la resultante de las cargas y momentos de las columnas coincidan con el baricentro de la base, de modo de poder obtener una distribución uniforme de presiones en toda el área de contacto con el suelo (Figura 2.3).

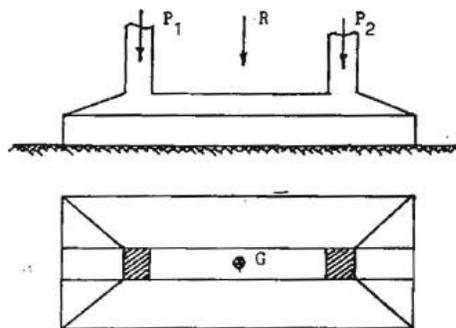


Figura 2.3 Fundación Combinada.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ Fundaciones conectadas

Las fundaciones conectadas (ver figura 2.4) soportan cargas excéntricas aplicadas en las columnas, y al unir las mediante tensores o vigas rígidas, se anula el efecto de volcamiento y se otorga estabilidad al conjunto.

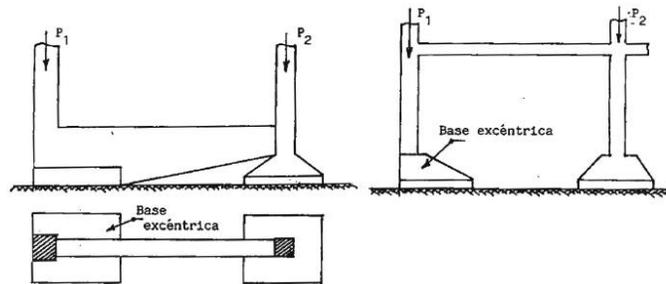


Figura 2.4 Fundaciones Conectadas.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ Placas de fundación (losas de fundación)

Por último, las losas de fundación son las que reciben las cargas de un grupo de columnas y muros (figura 2.5). Se utilizan cuando el área en planta de las bases aisladas resulta prácticamente la misma que la superficie del terreno bajo la construcción. Las losas de fundación presentan por lo general un espesor considerable y en algunos casos tienen nervios y vigas de entramado conectando las columnas y los muros, que cumplen la función de disminuir el espesor de las placas y aumentar la rigidez de la fundación.

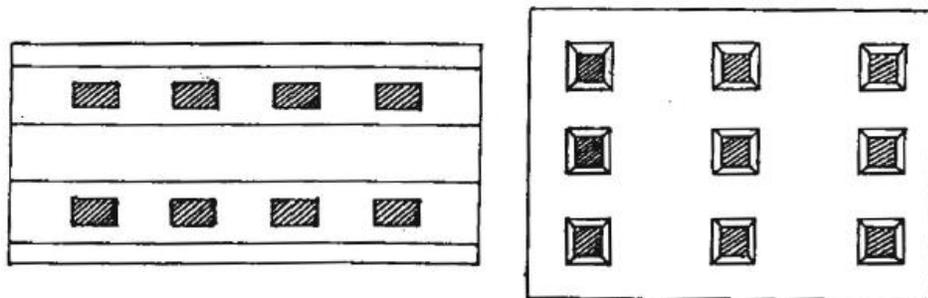


Figura 2.5 Losas de Fundación.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

2.4.2 Fundaciones profundas

Cuando los estratos superficiales del suelo no son suficiente resistentes para soportar las cargas impuestas por las fundaciones superficiales, se deben buscar estratos más firmes, de modo de transmitir a ellos las cargas actuantes, mediante fundaciones profundas, entre las cuales se encuentra:

➤ **Pilotines o micropilotes**

Son pilotes cortos y de pequeño diámetro, conocidos también por estacas o palos de raíz, que se usan generalmente para estabilizar taludes, o en calce y refuerzo de edificios que han comenzado a sufrir asentamientos (figura 2.6).

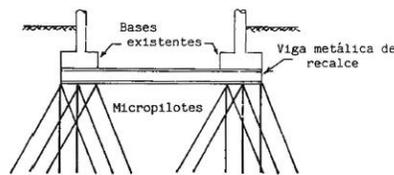


Figura 2.6 Micropilotes.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ **Pilotes**

Son miembros estructurales de gran esbeltez, con sección transversal circular o poligonal, que penetran en suelos de baja capacidad portante a fin de transmitir las cargas a niveles más profundos del subsuelo, la siguiente figura muestra algunos de los tipos de pilotes, así como el valor promedio de su capacidad portante.

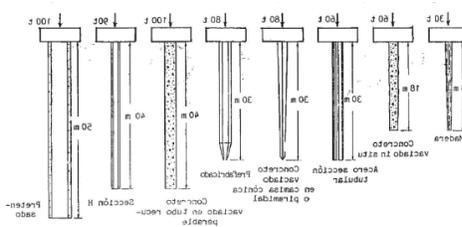


Figura 2.7 Tipos de Pilotes.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

➤ Pilas

Las pilas por su parte, son fundaciones de gran capacidad de carga, que se diferencian de los pilotes en sus dimensiones (siendo las pilas de mayor diámetro); las pilas tienen usualmente sección transversal circular u oblonga como muestra la figura 2.8.

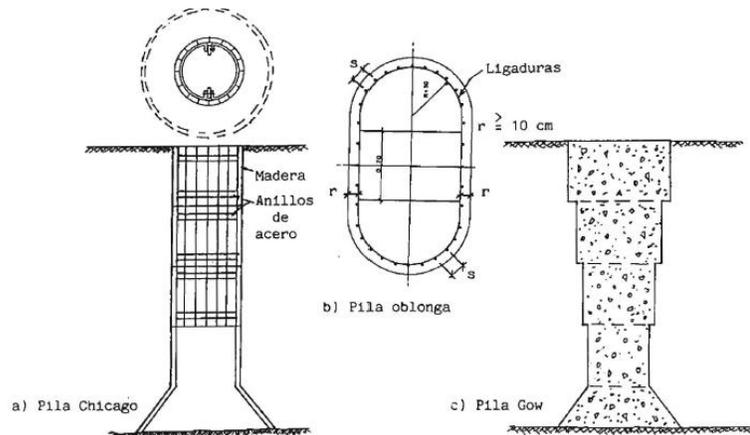


Figura 2.8 Tipos de Pilas.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

Por su parte, el código ACI 318-14 en su capítulo 13, establece los tipos de fundaciones, dentro de su alcance están:

- Zapatas corridas.
- Zapatas aisladas.
- Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación (fundación).
- Vigas sobre el terreno.
- Cabezales de pilotes
- Pilotes
- Pilotes excavados
- Cajones de cimentación (caissons).

En la figura 2.9 se ilustran los tipos de fundaciones nombrados anteriormente.

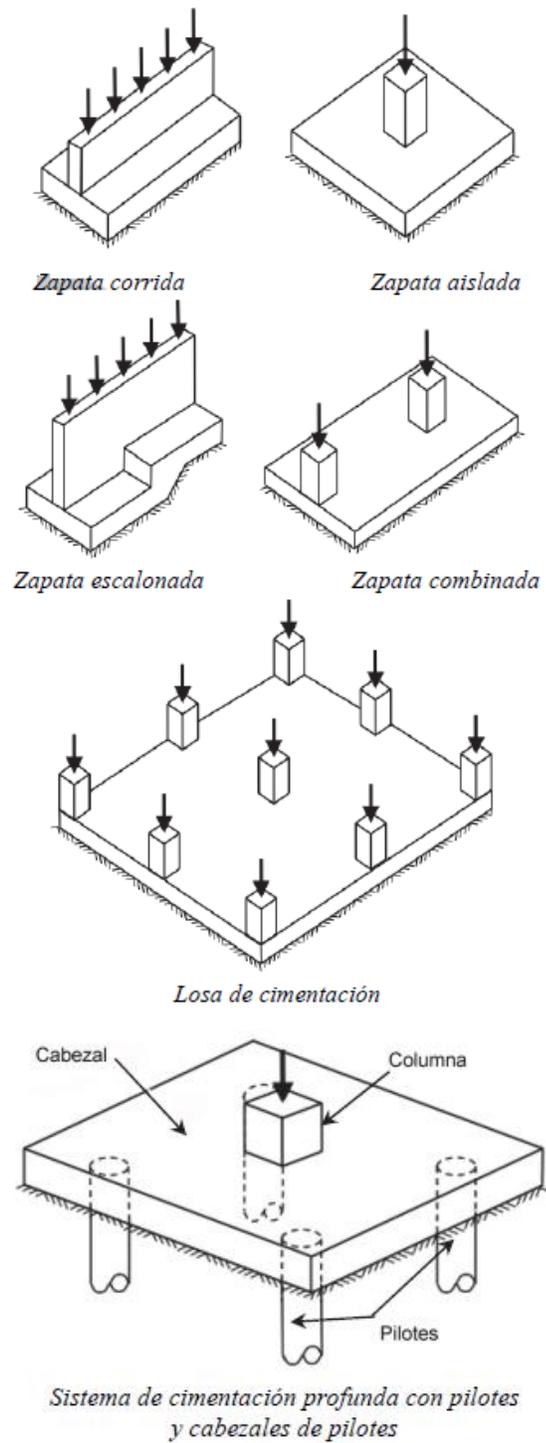


Figura 2.9 Tipos de Fundaciones.
Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14).

2.5 Estados límites de fundaciones

Las fundaciones en forma análoga a los demás elementos estructurales de concreto armado se diseñan para cargas actuantes mayoradas y para las resistencias minoradas, con la finalidad de eliminar los posibles riesgos de falla que el sistema suelo-fundación pueda presentar durante su vida útil. Dentro de estas complicaciones se hallan las que se nombran a continuación:

1) Estado límite por condición de servicio o de funcionamiento

En estos casos, la estructura aparentemente se ve sin ningún daño físico; pero presentan problemas en el suelo o la fundación, provocando las siguientes complicaciones:

- a.- Asentamientos diferenciales y totales entre dos fundaciones continuas de una misma edificación. Trae como consecuencia el ladeo o inclinación de la estructura que podría llevarla a un posible volcamiento.
- b.- Desplazamientos o levantamientos excesivos causados por suelos expansivos.
- c.- Daños locales o generales causados por fenómenos de erosión interna, lixiviación o dispersión.
- d.- Vibraciones excesivas causadas por estructuras o cargas móviles (motores o maquinas) que afecten el “confort” de los ocupantes.
- e.- Daños locales en partes de la estructura por falta de juntas de expansión y de contracción.

2) Estados límites por condiciones de falla por resistencia

Son complicaciones asociados por la falta de sincronización de comportamiento entre el suelo y la fundación, provocando algunos de los siguientes problemas:

- a.- Falla del suelo por exceder su capacidad portante.
- b.- Disminución del equilibrio por inestabilidad del terreno.
- c.- Amplificación y modificación de las ondas sísmicas que viajan por el suelo, produciendo falla de la estructura al entrar en resonancia con ella.
- d.- Falla de la estructura por el cambio de las propiedades del suelo al presentarse el fenómeno de licuefacción durante un sismo.
- e.- Falla de la estructura de la fundación como tal.
- f.- Falla de la estructura por falta de amarres que den integridad estructural.

2.6 Requisitos para los estados límites de acuerdo a la Norma FONDONORMA 1753-2006

Los miembros que componen un sistema estructural deben satisfacer todos los requisitos que contempla esta norma, de manera de asegurar el comportamiento adecuado en los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente (Método de los Estados Límites).

Las estructuras, sus miembros y uniones se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a las solicitaciones calculadas para las combinaciones estipuladas por la norma. La resistencia de diseño de un miembro, la de sus secciones y uniones a otro miembros, serán tomadas como la resistencia teórica calculada de acuerdo

con los requisitos e hipótesis establecidos, multiplicada por un factor de minoración de resistencia Φ .

2.6.1 Solicitaciones para los estados límite de agotamiento resistente

Las solicitaciones (combinaciones de cargas) para el Estado Límite de Agotamiento Resistente de acuerdo a lo establecido en la Norma 1753, podrán usarse las nombradas a continuación:

Tabla 2.1 Combinaciones de cargas para el Estado Límite de Agotamiento Resistente

$U = 1,4 CP + 1,7 CV$
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) \pm 1,0 S *$
$U = 0,9 CP \pm 1,0 S *$
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV + 1,6 W)$
$U = 0,9 CP + 1,3 W$
$U = 1,4 CP + 1,7 CV + 1,4 CF$
$U = 0,9 CP + 1,4 CF$
$U = 0,75 (1,4 CP + 1,4 CT + 1,7 CV)$
$U = 1,4 (CP + CT)$

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

* En estas combinaciones, las solicitaciones sísmicas **S**, se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma Venezolana 1756-2001.

2.6.2 Factores de minoración de resistencia

Los factores de minoración de resistencia toman en cuenta lo siguiente:

- La ductilidad de la estructura.
- La importancia del miembro en la estructura.
- La variación en la calidad y resistencia de los materiales empleados, o la falta de exactitud en las dimensiones de los miembros, defectos de vaciado, etc.

La resistencia de diseño de un elemento estructural se calcula multiplicando la resistencia nominal por el correspondiente factor de minoración $\Phi < 1$, según se menciona a continuación y de acuerdo a la Norma 1753-2006:

Tabla 2.2. Factores de minoración de resistencia teórica

Tipo de Solicitación	Φ
En flexión sin carga axial	0,90
Tracción axial y flexotracción	0,90
Compresión axial y flexo compresión:	
Miembros zunchados	0,70
Miembros con estribos o ligaduras	0,65
Corte y torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

2.7 Generalidades sobre losas de fundación

Una placa de fundación es una losa armada en dos direcciones ortogonales, de grandes dimensiones, que sirve de cimiento a un grupo de columnas o muros, o soporta estructuras tales como silos, estanques de agua, depósitos, chimeneas, torres de alta tensión, etc.

En general, en las estructuras usuales de edificios, resulta más económico fundar las diferentes columnas y muros en bases aisladas o corridas, con armadura únicamente en la cara inferior de las zapatas. En las placas, por el contrario, el volumen de concreto es considerable y por lo general se les arma junto a los bordes superior e inferior, lo cual encarece su costo.

Sin embargo, en ciertos casos, se prefiere recurrir al uso de placas de fundación, por las ventajas que ofrecen de una mayor rigidez del conjunto y un mejor comportamiento estructural, especialmente en los siguientes casos:

- Cuando el suelo de fundación ofrece una limitada capacidad portante.
- Para evitar asentamientos considerables si el subsuelo presenta zonas débiles o defectos.
- Si existe posibilidad de ascenso del nivel freático, con una supresión que puede levantar las bases aisladas poco cargadas.
- Como apoyo de muros y columnas muy cargados, cuya base independiente exigen un área en planta que supera el 50% del área del predio.

Desde el punto de vista estructural, las placas de fundación son similares a entresijos invertidos, donde las cargas distribuidas resultan las reacciones del suelo, actuando de abajo hacia arriba, y las columnas y muros actúan como apoyos puntuales o lineales.

Cuando las condiciones del subsuelo lo exigen las placas de fundación deben apoyarse sobre pilotes, con espesor suficiente para actuar simultáneamente como cabezales, enlazando los extremos superiores de los mismos. En forma similar al caso de las bases aisladas, la distribución de las presiones de contacto de las placas de fundación con el suelo, se detallan en la figura 2.10 para el caso de placas rígidas o flexibles, apoyadas en terrenos

de diferentes características. Para el diseño de las placas de fundación, son asimismo aceptables las hipótesis simplificativas enumeradas para las bases aisladas.

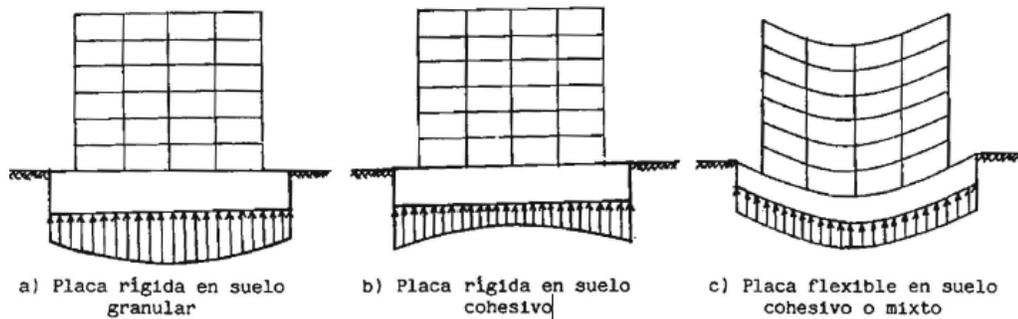


Figura 2.10 Distribución de presiones bajo placas de fundación.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

En general, el espesor de las placas de fundación queda determinado por su resistencia a corte y punzonado, especialmente cuando las columnas están ubicadas cerca de los bordes, pues en este caso el perímetro de punzonado se reduce considerablemente. La tracción diagonal debida al corte y punzonado será resistida únicamente por el concreto, por lo cual la altura de las placas es usualmente elevada, y la rigidez se incrementa consecuentemente.

Cuando el espesor de las placas se ve limitado por alguna razón constructiva o económica, se deberá colocar armadura especial para absorber los esfuerzos del corte y punzonado, o colocar nervios longitudinales o cruzados conectando las columnas.

En las placas delgadas sin nervios, se puede evidenciar una excesiva deformación por ser más flexibles, especialmente en las proximidades de las columnas, debida a la concentración de esfuerzos por flexión y corte, la cual se hace más notable en los suelos blandos.

2.8 Consideraciones para el diseño de fundaciones

El diseño de fundaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como: (a) la carga que será transmitida por la superestructura a la fundación; (b) los requisitos del reglamento local de construcción; (c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportaran el sistema, y (d) las condiciones geológicas del suelo. Para un ingeniero de fundaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Para el diseño de fundaciones continuas, reticulares y losas de fundación, es necesario hacer suposiciones razonablemente realistas con respecto a la distribución de las presiones de contacto que actúan como cargas hacia arriba sobre la fundación. Para suelos compresibles, es posible suponer como una primera aproximación que la deformación o asentamiento del suelo en determinado sitio y la presión de contacto en el mismo son proporcionales entre sí. Si las columnas se encuentran espaciadas a distancias moderadas y si la fundación continua, reticular o la losa de fundación, es muy rígida, los asentamientos en todos los puntos de la fundación serán esencialmente los mismos. Esto significa que la presión de contacto, también conocida como *reacción de la subsarante*, será la misma siempre y cuando el centroide de la fundación coincida con la resultante de las cargas. Si esto no sucede, entonces en estas fundaciones rígidas la reacción de la subrasante puede suponerse que varía linealmente y se determina mediante estática. Una vez que se determinan estos valores, el diseño de la fundación continua o reticular es similar al de las vigas continuas invertidas y el de la losa de fundación equivale al de losas o placas planas invertidas. (Nilson, 1999).

2.9 Términos asociados al análisis y diseño de fundaciones

2.9.1 Concreto armado

El material usado para la construcción de las fundaciones en general, es el concreto armado. Si bien en ciertos casos de excepción se utiliza el concreto sin armar, o el ciclópeo.

El concreto es un material pétreo artificial, que se obtiene de mezclar en determinadas proporciones cemento, agregados gruesos y finos, con agua. El concreto y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, dando por resultado un material de gran durabilidad que fragua y endurece, incrementado su resistencia con el paso del tiempo. El concreto simple es resistente a la compresión, pero débil en tracción, por lo cual se lo arma convenientemente con barras de acero que absorben los esfuerzos de tracción y evitan la formación de grietas en la masa del concreto.

2.9.2 Especificaciones sobre el acero de refuerzo

El refuerzo (acero de refuerzo), estará constituido por armaduras de barras corrugadas, permitiendo el uso de barras lisas en el refuerzo helicoidal de columnas o pilotes, y en ligaduras. También se permite el refuerzo en forma de perfiles de acero. El acero de refuerzo es usualmente laminado en caliente o trabajo en frío. Los diferentes tipos de acero se caracterizan por su límite de cedencia f_y .

A los efectos de diseño, en flexión no se utilizara una resistencia de la armadura mayor a $f_y = 5620 \text{ kg/cm}^2$. En columnas, la resistencia cedente f_y de la armadura helicoidal no será mayor a 4200 kg/cm^2 .

2.9.3 Módulo de elasticidad longitudinal y coeficiente de Poisson

El módulo de elasticidad (módulo de Young) es la relación entre el esfuerzo que se aplica y la deformación elástica resultante.

El módulo de elasticidad que se adopta para el concreto y el acero de refuerzo es el siguiente, respectivamente:

$$\text{Para concreto de peso normal } E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\text{Para todos los tipos de acero } E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Por otra parte, el coeficiente de Poisson μ para el concreto generalmente se toma como 0.20, según sección 8.5 de la Norma 1753-2006.

2.9.4 Método de diseño de concreto

De acuerdo a lo establecido por la Norma Venezolana 1753-2006, la teoría de la rotura es el único procedimiento que se debe utilizar para el diseño estructural de miembros de concreto armado.

Con base en lo anteriormente expuesto, todos los miembros de concreto armado diseñados deben responder a las exigencias de resistencia de la teoría de la rotura o método de la rotura. De modo que la resistencia de los miembros sea la suficiente para soportar las cargas mayoradas, y se asegure un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio. Se utilizan para este fin los factores de mayoración y las combinaciones de cargas más desfavorables para el diseño, así como los factores de minoración de resistencia estipulados en la sección 2.6.

En teoría de la rotura, los factores de seguridad son de dos tipos:

- **Factores de mayoración de cargas:** la resistencia requerida se obtiene de multiplicar las cargas de servicio por los factores de mayoración. Todas las cargas involucradas en el diseño deben afectarse por los factores de mayoración correspondientes, y de las posibles combinaciones de las mismas se elegirá la más desfavorable para regir el análisis.
- **Factores de minoración de resistencia:** La resistencia de diseño de un elemento estructural se calcula multiplicando la resistencia nominal por el correspondiente factor de minoración Φ .

Se debe cumplir en todos los casos: $U \leq \phi$ [Resistencia Nominal]

La resistencia nominal de la sección transversal de un miembro estructural en concreto armado es la que se obtiene suponiendo que las dimensiones y las propiedades de los materiales son exactamente las especificadas en el proyecto (condición de servicio). Por ello, a la resistencia nominal se la debe afectar de los factores de minoración de resistencia Φ establecidos en la sección 2.6.2.

2.9.5 Análisis y diseño de fundaciones superficiales

En las fundaciones superficiales, al igual que los restantes elementos que forman parte de un sistema estructural, se deben satisfacer las exigencias de resistencia y estabilidad para cualquier combinación de cargas exteriores actuantes previstas en el cálculo. Se deben distinguir dos etapas:

- 1) **El análisis de la base:** Corresponde a la determinación de su forma y dimensiones en planta (área).
- 2) **El diseño de la base:** Mediante el cual se define su altura útil (d), y la cantidad y forma de distribución del acero de la armadura resistente.

La determinación de la forma y dimensiones en planta depende varios factores:

- a) La magnitud de las cargas de servicio que debe resistir la base.
- b) La calidad del suelo de fundación y sus esfuerzos admisibles.
- c) La profundidad del estrato en el cual apoya la base.
- d) El espacio disponible en planta para ubicarla.

La determinación de las dimensiones en planta de las bases se realiza con cargas de servicio y esfuerzos admisibles del suelo, mientras que el diseño exige cargas mayoradas y resistencias minoradas, para todo tipo de secciones en concreto armado.

Cuando ya se han determinado la forma y dimensiones de una base, se procede a su diseño para cargas mayoradas, según las combinaciones de cargas dadas en la tabla 2.1.

2.9.6 Resistencia a corte

Cuando un miembro estructural soporta momentos flectores variables a lo largo de su eje longitudinal, sus diferentes secciones sufren deslizamientos relativos. Para resistir estos desplazamientos se crean esfuerzos tangenciales de corte que transforman el estado monoaxial de esfuerzos en flexión por un estado biaxial o plano.

El efecto más importante en un miembro de concreto armado sometido a esfuerzos cortantes es la presencia de esfuerzos inclinados de tracción, con respecto al eje longitudinal del elemento, lo cuales pueden producir la falla prematura, con una carga inferior a la que origina la falla a flexión (ver Figura 2.11).



Figura 2.11 Fisuración por flexión y corte.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

La resistencia nominal a corte del concreto es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq V_c$$

Sin embargo, en zonas sísmicas, se acepta $V_c = 0$, transfiriendo todos los esfuerzos de corte al acero. La resistencia nominal del acero que resiste corte, a una distancia d de la cara del apoyo de la viga se obtiene de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

A_v : Es el área de la sección transversal de la armadura de corte, en forma de estribos perpendicular al eje del miembro y a su separación.

La fuerza cortante total mayorada V_u debe cumplir:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) = \phi V_n \quad \text{para } \phi = 0.75 \quad (\text{Ec. 2.4})$$

2.9.7 Resistencia del concreto al aplastamiento

La resistencia del concreto al aplastamiento no debe exceder de $\phi(0.85f'_c A_1)$ para $\phi = 0.65$, de acuerdo a lo establecido en la sección 2.9.4, siendo A_1 el área cargada.

Deben exceptuarse los siguientes casos:

- Cuando la superficie de apoyo sea más ancha que el área cargada en todos los lados. En este caso, la resistencia de diseño del apoyo sobre el área cargada puede multiplicarse por:

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

A_2 Es el área máxima de un tronco de pirámide o cono, cuya base esté contenida completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada (ver Figura 2.12 a).

- Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada.

En este caso, A_2 puede tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenido completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales con la relación de 1 vertical a 2 horizontal (ver Figura 2.12 b).

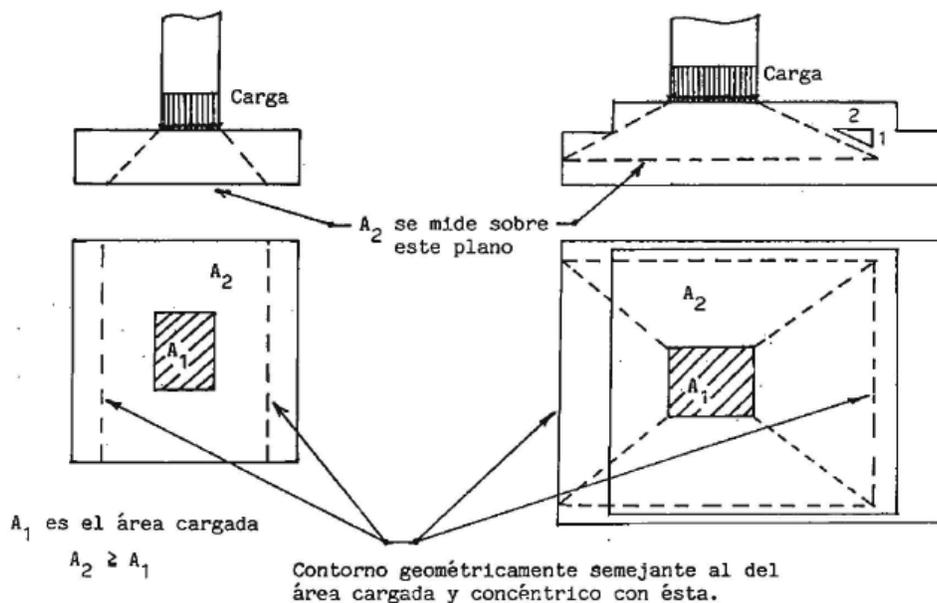


Figura 2.12 Áreas para determinar la resistencia del concreto al aplastamiento.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

2.9.8 Resistencia al punzonado

El punzonado es el efecto resultante de los esfuerzos tangenciales localizados debidos a la aplicación de una carga concentrada en un área reducida, sobre una placa, zapata o cabezal de poco espesor, trabajando en flexión bidireccional.

El punzonado se puede asimilar a un esfuerzo cortante en dos direcciones simultáneas, combinado con tensiones de compresión. Las secciones críticas por punzonado se ubican perpendicularmente al plano de la placa o zapata, a una distancia $d/2$ de las caras de la columna, pedestal o borde de área cargada, como se muestra en la figura 2.13.

La fractura por punzonado se materializa en forma de cono o pirámide trunca, en planos inclinados a 45° , y se define así el perímetro b_o de la sección crítica alrededor del miembro cargado. El perímetro b_o será el mínimo de todos los que se puedan considerar en planta.

Cuando en el diseño de placas o zapatas no se prevé la colocación de armaduras de corte bajo las cargas concentradas, la resistencia al corte por punzonado no será mayor a la indicada en la ecuación 2.4, en la cual V_n no se tomará mayor al valor de V_c dado por la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{(Ec. 2.5)}$$

Donde:

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} \text{ del área cargada}$$

β_c Se conoce como relación de aspecto. Resulta en este caso entonces:

$$V_c \leq 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \text{(Ec. 2.6)}$$

Cuando se utiliza armadura de corte, el valor de V_n se limita a:

$$V_n \leq 1.6\sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{Ec. 2.7})$$

En el caso de que en placas o zapatas se deba limitar su altura, se pueden colocar armaduras de corte por punzonado, en forma de parillas con barras dobladas a 45° o bien perfiles estructurales I o canales, soldados en ángulo recto, bajo columnas o cargas concentradas aplicadas sobre las placas.

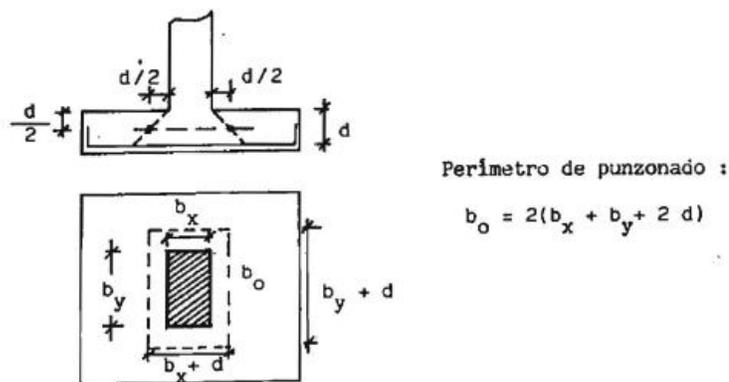


Figura 2.13 Perímetro crítico por punzonado en placas o zapatas
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

2.9.9 Capacidad de carga

La capacidad de carga o resistencia de la fundación se utiliza para revisar el estado límite de falla. El criterio de resistencia tiene el propósito de asegurar que la fundación tenga la suficiente resistencia para soportar grandes cargas que ocasionalmente puedan producirse debido a fuerzas ambientales extremas o de otras fuentes. En caso contrario, si dichas cargas se incrementan lo suficiente, a lo largo forma en el suelo superficies de deslizamiento, sobrepasando la resistencia al esfuerzo cortante, y finalmente se produce la falla por capacidad de carga.

En el caso de losas de fundación la capacidad de carga última total se puede determinar mediante la ecuación general:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}BN_yF_{ys}F_{yd}F_{yi} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

c' = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

y = peso específico del suelo

B = ancho de la fundación (dimensión menor de la losa)

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

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

F_{ci}, F_{qi}, F_{yi} = factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_y = factores de capacidad de carga

2.9.9.1 Factores de capacidad de carga

En la Tabla 2.2 se muestra se muestra la variación de los factores de capacidad de acuerdo a los ángulos de fricción del suelo:

Tabla 2.2 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	N_y	ϕ'	N_c	N_q	N_y
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 de Cimentaciones (Braja Das, 2012).

2.9.9.2 Factores de forma, profundidad e inclinación

En la Tabla 2.3 se presentan las ecuaciones para el cálculo de los factores anteriores de uso común:

Tabla 2.3 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	si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ si; $\frac{D_f}{B} > 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (Braja Das, 2012).

2.9.10 Capacidad de carga admisible

El esfuerzo máximo que determina el límite más allá del cual se produce la falla por corte del suelo, se le designa q_u , sin embargo, el análisis de las fundaciones se basa en el valor de los esfuerzos admisibles q_{adm} que son los que el suelo soporta sin excesivos asentamientos y sin fallar por corte, definiendo así la capacidad portante de diseño. Resulta así:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{(Ec. 2.9)}$$

La capacidad admisible q_{adm} del suelo para fundaciones directas resulta igual al q_u dividido por el factor de seguridad, el cual varía entre 2.5 para suelos granulares, a 3 para suelos cohesivos, pero cuando las condiciones locales son dudosas, se aconseja adoptar un factor de seguridad igual a 4, para mayor margen de garantía. En la mayoría de las normas vigentes, sin embargo, se considera que un factor de seguridad de 3 es el adecuado.

2.9.11 Tipos de falla por capacidad de carga

Los tipos de falla por capacidad de carga más comunes son los que se describen a continuación:

2.9.11.1 Falla general por corte

Se caracteriza por la existencia de un patrón bien definido, que consiste en una cuña de suelo y dos superficies continuas de deslizamiento que se extienden desde cada lado de la zapata hasta la superficie del terreno.

2.9.11.2 Falla local por corte

Consiste en un patrón de formación de una cuña y dos superficies de deslizamiento que comienzan a cada lado de la zapata, pero que, al contrario

de la falla por corte, terminan en algún sitio dentro de la masa del suelo. Hay una tendencia visible al levantamiento del terreno alrededor de la zapata y existe una compresión vertical del suelo bajo la misma. La falla local por corte constituye un modo transicional entre la falla general y la falla por punzonado.

2.9.11.3 Falla por punzonado

En este caso, el patrón de falla no es fácil de observar. A medida que se incrementa la carga, se comprime el suelo inmediatamente debajo de la zapata y se produce un desplazamiento vertical de la misma. La penetración continua de la zapata en el suelo se hace posible por el corte vertical alrededor del perímetro de la zapata. El suelo fuera del área cargada permanece relativamente inalterado y prácticamente no se produce movimiento de suelo alrededor de la misma.

La fundación se asienta mediante pequeños movimientos verticales repentinos, pero sin producir el colapso o la rotación de la zapata. Un incremento continuo de la carga es necesario para mantener la zapata en movimiento vertical. Este tipo de falla se produce en arenas muy sueltas o en suelos cohesivos blandos o muy blandos, cuando la carga se aplica lentamente bajo condiciones drenadas.

En la Figura 2.14 se muestra los diferentes tipos de fallas por capacidad de carga mencionados en las secciones anteriores.

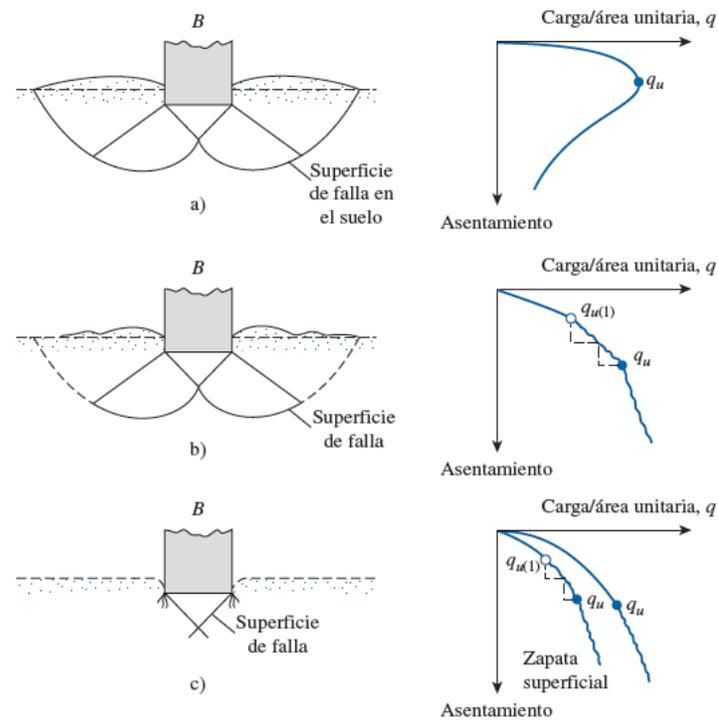


Figura 2.14 naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) falla general por corte; b) falla loca por corte; c) falla de corte por punzonamiento (tomado de Vesic, 1973)
Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (Braja Das, 2012).

2.9.12 Bulbo de presiones

Las presiones de contacto, producidas bajo la base de una fundación se propagan y distribuyen en la masa del suelo como indica la figura 2.15 a). Las flechas indican las direcciones en las cuales las cargas solicitan al suelo. Los esfuerzos resultan normales verticales únicamente bajo la vertical bajo el baricentro de la base céntricamente cargada, pero en todo el resto de la masa, se pueden trazar curvas de igual esfuerzo bajo los cimientos... Estas diferentes curvas dan lugar al llamado bulbo de presiones, que se da en la figura 2.15 b).

Cada uno de estos bulbos representa curvas de igual presión o isobaras, y su efecto significativo puede considerarse hasta una profundidad aproximadamente igual al doble del ancho de la base.

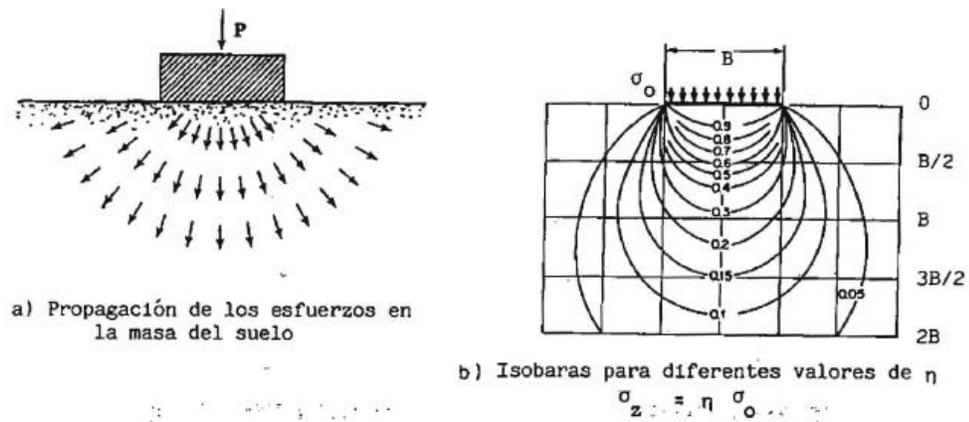


Figura 2.15 Bulbo de Presiones.

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

Para el diseño, los valores de las presiones en las isobaras varían entre 0 y 0.050. El estado tensional en la masa del suelo depende de varios factores, tales como la rigidez de la fundación, las características elásticas del suelo, la uniformidad e isotropía de los diferentes estratos, etc.

En cada uno de los estratos se debe verificar que la magnitud de los esfuerzos normales verticales para la más desfavorable combinación de las sobrecargas actuantes, no supere los esfuerzos admisibles del suelo.

2.9.13 Factores que afectan la capacidad de carga de un suelo

Dentro del análisis relacionado con la capacidad portante de un suelo, es necesario tener presente que existen diversos factores que se deben tener en cuenta al momento de calcular dicha capacidad, entre los cuales se pueden mencionar:

- 1) La retracción y expansión del suelo
- 2) La proximidad del nivel freático
- 3) Los defectos o fallas del subsuelo
- 4) La acción de las heladas y deshielo

- 5) La erosión y corrosión en el suelo
- 6) La aplicación de cargas inclinadas o excéntricas
- 7) La proximidad de las bases a laderas
- 8) La excesiva cercanía entre bases o en linderos
- 9) La licuefacción por la acción de cargas dinámicas

2.9.14 Presiones de contacto

Son las que produce la base en el plano de contacto con el suelo de fundación, y su distribución bajo las cargas centradas de la fundación depende de la rigidez de la base y las características del suelo. Si la base se supone infinitamente rígida, sin fricción en el plano de contacto y el suelo es isótropo y homogéneo, la distribución de estas presiones se indica en la figura 2.16. El esquema a) corresponde a un suelo granular, como las arenas y gravas, y el esquema b) a un suelo cohesivo como las arcillas.

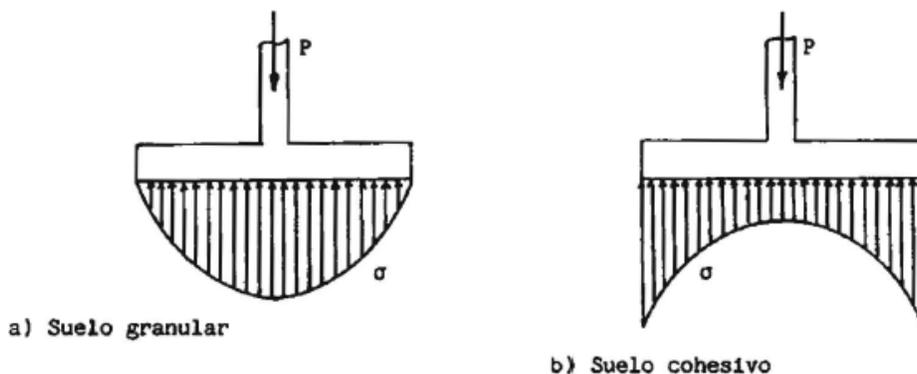


Figura 2.16 Distribución de presiones de contacto para bases infinitamente rígidas sin fricción apoyadas en suelos ideales.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

En la práctica, sin embargo, no se cumplen las condiciones ideales enumeradas, ya que las fundaciones no son infinitamente rígidas y la distribución de las presiones adopta la forma de la figura 2.17. Para suelos granulares y cohesivos respectivamente.

En la realidad, la distribución de las presiones de contacto, para bases flexibles y suelos comunes, puede resultar similar a cualquiera de las mostradas en la figura 2.17.

Para simplificar el problema, se adopta usualmente una distribución intermedia, como indica el esquema c), de esfuerzos uniformes en el área total, la cual resulta suficientemente aproximada para el diseño.

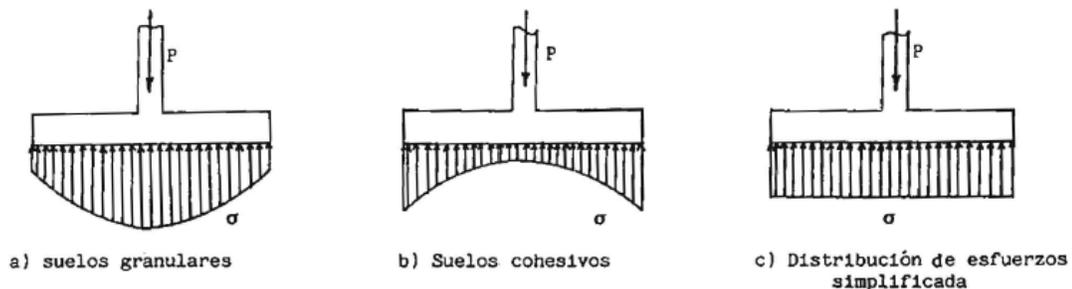


Figura 2.17 Distribución de esfuerzos de contacto para bases flexibles en suelos comunes.
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

Para que en una base se cumpla el equilibrio estático cuando apoya sobre un estrato del suelo de fundación, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- La resultante de todas las presiones de contacto, actuando como reacciones del suelo en el plano inferior de las fundaciones, debe tener igual intensidad y dirección, con sentido opuesto, de la resultante de todas las cargas y momentos que transmite la fundación.
- La más severa combinación de las cargas impuestas por la fundación, debe producir esfuerzos en el suelo de fundación iguales o inferiores a los admisibles del terreno.
- El vector resultante de la más severa combinación de las cargas horizontales, verticales e inclinadas, así como de los momentos actuantes sobre la base, debe interceptar el plano de apoyo según

una excentricidad que permita asegurar que se producirá el volcamiento de la fundación.

- La componente horizontal de la resultante de todas las cargas exteriores actuando sobre la base, no debe producir el deslizamiento de la misma.

Cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores y los momentos resulta contenido dentro del núcleo central de la base en planta, ésta se halla totalmente comprimida. Cuando el centro de presiones coincide con el baricentro de la base, los esfuerzos (presiones de contacto) en el suelo resultan uniformemente distribuidos y de magnitud:

$$qs = \frac{P}{A} \quad \text{(Ec. 2.10)}$$

Siendo A en área en planta de la base, como indica la figura 2.18 a). Si el centro de presiones no coincide con el baricentro de la base pero se halla contenido dentro del núcleo central, los esfuerzos qs en el suelo de fundación se pueden determinar aplicando las ecuaciones de la estática, para todo punto genérico del área de contacto del suelo y la base.

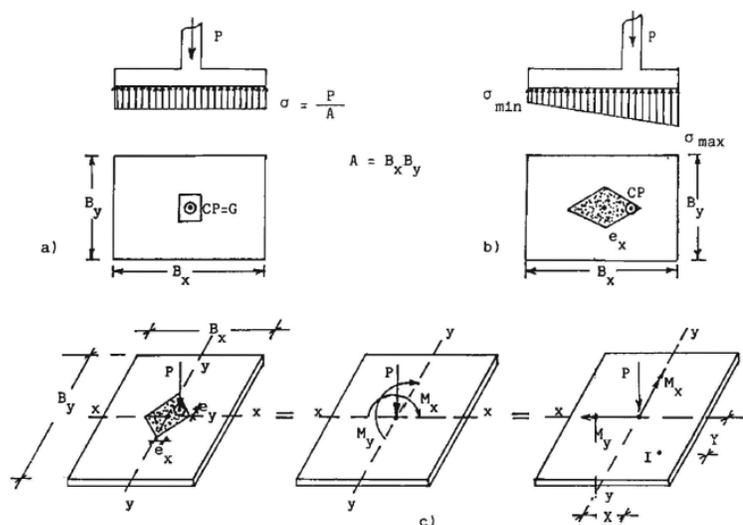


Figura 2.18 Centro de presiones para bases totalmente comprimidas
Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

De acuerdo a la ley de Navier:

$$qs = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{M_x X}{I_{yy}} \pm \frac{M_y Y}{I_{xx}} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

X e Y son las distancias del punto I considerando a los ejes principales de inercia. P es la resultante de las cargas exteriores, aplicada en el centro de presiones como indica la figura 2.18 c), con excentricidades e_x y e_y con respecto a los mencionados ejes.

Con los momentos por excentricidad M_x y M_y se puede trasladar la fuerza P al baricentro de la base a partir de las siguientes ecuaciones, de modo que se cumpla lo siguiente:

$$M_x = P e_x \leq \frac{P B_x}{6} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$M_y = P e_y \leq \frac{P B_y}{6} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Los momentos de inercia I_{yy} e I_{xx} del área en planta de la base con respecto a los ejes x e y, son:

$$I_{yy} = \frac{B_x B_y^3}{12} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$I_{xx} = \frac{B_y B_x^3}{12} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Finalmente, para el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos en la superficie de contacto de la base con el suelo se localizan los vértices de la base y se obtienen de las siguientes combinaciones.

Sustituyendo las ecuaciones 2.12 a 2.15 en la ecuación 2.11, y simplificando resulta lo siguiente:

$$q_s = \frac{P}{B_x B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right] \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Para que resulte válida la ecuación 2.16, considerando cualquier combinación de las cargas exteriores, se debe cumplir:

$$q_{max} \leq q_{adm} \quad q_{min} \geq 0 \quad (\text{Ec. 2.17})$$

q_{max} Se halla siempre en el vértice más próximo al centro de presiones en la base, y q_{min} en el vértice más alejado.

2.9.15 Asentamientos

De acuerdo a Febres (1992), es un deslizamiento de la fundación en sentido vertical. Las causas de los asentamientos son variadas, entre las que se incluyen:

- La influencia de cargas estáticas, permanentes o variables, tales como el propio peso de las estructuras, peso de mobiliario, personas y equipos, etc.
- La influencia de cargas dinámicas o transitorias, como son las cargas impuestas por maquinarias, los efectos del viento, los efectos sísmicos, etc.
- Las vibraciones, especialmente en suelos granulares sueltos.
- Cambios en el contenido de humedad en el suelo producidos por fluctuaciones estacionales del nivel freático, o por la absorción de agua por grandes árboles, etc.
- Deterioro de las fundaciones, causado por la acción de agentes corrosivos presentes en el suelo, especialmente sales y azufre.
- Abatimiento del nivel freático por extracción de agua del suelo mediante bombeo o cualquier otra causa.

- El fenómeno de licuación que se produce en las arenas finas saturadas cuando son sometidas a movimientos telúricos.

Los asentamientos causados por cargas estáticas, son los que se producen comúnmente en la práctica. Sin embargo no se puede dejar pasar por alto, que en una situación particular, el efecto de cualquier de las otras causas de asentamientos puede ser de igual o mayor significado que el de las cargas.

Cualquier incremento de esfuerzos en el suelo producidos por las fundaciones causará deformaciones que resultarán en asentamientos de la estructura, los cuales han de ser calculados para asegurar que no se sobrepasen los asentamientos máximos tolerables por la estructura o equipo. De manera general, el asentamiento total S de una fundación vendrá dado por:

$$S = S_e + S_c + S_s \quad \text{(Ec. 2.18)}$$

Donde: S_e : Asentamiento inmediato (“elástico”).

S_c : Asentamiento por consolidación.

S_s : Asentamiento por consolidación secundario.

2.9.16 Módulo de balasto (K)

Es el coeficiente de rigidez del suelo, conocido como módulo de balasto, y resulta la constante de proporcionalidad entre las presiones q y los asentamientos S . K define la fuerza por unidad de superficie, necesaria para producir un asentamiento unitario, y se mide en Kg/cm³. Los valores de K se dan en la tabla 2.4 para diferentes tipos de suelos. K se asume un valor constante en toda el área del suelo en contacto con las fundaciones de la estructura.

Tabla 2.4 Módulo de balasto para diferentes tipos de suelos

TIPO DE SUELO		K (Kg/cm ³)
Densidades compactadas	Gravas	
	Buena granulometría	13 a 20
	Granulometría mediana	12 a 18
	Granulometría pobre	11 a 13
	Arenas	
	Buena granulometría	10 a 12
	Granulometría mediana	8 a 11
	Granulometría pobre	7 a 9
	Arenas arcillosas	5 a 8
	Arenas limosas	3 a 7
Densidades no compactadas	Arcillas y limos	
	Poco compresibles	2 a 6
	Limos y suelos orgánicos	
	Compresibles	1 a 3
	Arcillas y limos	
	Compresibles	0,7 a 2
Muy compresibles	0,5 a 1,5	
Densidades no compactadas	Suelos orgánicos	
	Compresibles	0,3 a 1

Fuente: Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

La metodología que se utilizó para alcanzar los objetivos planteados en la investigación, se basó en los aspectos que se mencionan a continuación.

3.1 Tipo de investigación

La investigación que se realizó es de tipo documental. La misma consistió en la recolección de material impreso, bibliografía especializada, fuentes electrónicas, etc. Para la ejecución de la propuesta correspondiente a los objetivos del estudio, se definió el modelo físico continuo en base a la bibliografía técnica de acuerdo a los tópicos relacionados con el tema planteando.

Arias (2006), define la investigación documental de la siguiente forma:

“La investigación documental es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas. Como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos.” (p. 27).

Considerando lo planteado anteriormente por Arias, con el estudio se busca ampliar el conocimiento, específicamente en lo referente al análisis y diseño de losas de fundaciones; el cual se realizó mediante la elaboración de un marco teórico conceptual, así como el diseño de diversos manuales estructurados de tal manera que permita una fácil comprensión del contenido en general. Todo esto apoyándose en la recolección de datos y bibliografías

de carácter documental, y basándose en la norma FONDONORMA 1753-2006 y el código ACI 318-14.

3.1.1 Fuentes primarias

Estas fuentes son los documentos que registran o corroboran en conocimiento inmediato de la investigación. En esta investigación se consultaron libros, revistas, informes técnicos, tesis y normas para lograr su desarrollo.

3.1.2 Fuentes secundarias

Dentro de estas se incluyen las enciclopedias, manuales, bibliografías y los índices que fueron estudiados, entre otros; ya que los datos e información que se obtuvieron de estos, integran las fuentes secundarias las cuales se basan en documentos primarios. Apoyando de esta manera el desarrollo de este estudio.

3.2 Nivel de investigación

El nivel de investigación que se llevó a cabo dentro de este estudio está condicionado a dos campos de acción: el descriptivo y el explicativo (descriptivo-explicativo).

“Según Sabino (1992), el tipo de investigación descriptiva su preocupación primordial radica en describir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento. De esta forma, se puede obtener una información sistemática sobre los mismos” (P.63).

Por su parte, Arias (1999), establece que: “La investigación explicativa es buscar el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa-efecto” (P. 20). Por tanto, los estudios explicativos son aquellos cuyos

objetivos están concentrados en la explicación de relaciones causales entre variables, y van mucho más allá de la búsqueda de una cierta relación o asociación entre factores o circunstancias.

De esta manera el proyecto consistió en establecer en un conjunto, todo el material (manuales, videos, metodologías, etc.), relacionado con el análisis y diseño de losas de fundación con el fin de brindar una herramienta más a la comunidad estudiantil, y de esta manera, sirva como proyecto piloto para futuras generaciones que pretendan desarrollar nuevas herramientas de aprendizaje. Ésta es explicativa debido a que el MOOC requirió el desarrollo de las posibles alternativas que se plantearon sobre el tema como mejor solución ante la problemática planteado. Cabe destacar que la investigación fue desarrollada principalmente en base a los requisitos de los textos antes mencionados; cumpliendo el objetivo primordial de desarrollar un MOOC para el diseño de losas de fundación.

3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.3.1 Técnicas

De acuerdo con Arias (2006), define técnica como:

“El procedimiento o forma particular de obtener datos o información. Las técnicas son particulares y específicas de una disciplina, por lo que sirven de complemento al método científico, el cual posee una aplicabilidad general” (P. 67).

1. Revisión documental: Se puede entender como el proceso a través del cual se lleva a cabo una exhaustiva búsqueda y recolección de datos de fuentes de información documental; las cuales pueden ubicarse en tres grandes clases: impresas, audiovisuales y electrónicas (APA, 2001). Para el presente estudio, primordialmente se recopiló información de páginas “web”,

textos bibliográficos, manuales y “papers” para el diseño del curso MOOC para losas de fundación, como parte de un proyecto integral basado en las normas FONDONORMA Y ACI, las cuales se nombran a continuación:

- FONDONORMA 1753-2006 (Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural).
- Código ACI 318-14 (Requisitos de Reglamentos para Concreto Estructural).

2. Análisis del contenido: según Arias (2006), hace referencia al análisis de datos, como el proceso donde se agrupan las técnicas en lógicas o estadísticas, las cuales se utilizan para descifrar los datos recolectados. En este caso, el análisis se limitó en interpretar y comparar los requisitos establecidos en la normativa con los demás documentos bibliográficos y técnicos que guardan relación con el tema; todo esto con el fin elaborar un contenido lo más completo posible que cumpla con las exigencias académicas y técnicas para el diseño del curso masivo abierto masivo en línea (MOOC).

3.3.2 Instrumentos

- Laptop SIRAGON Serie NB-3300
- Impresora multifuncional HP
- Calculadora casio fx-991 ESPLUS
- Dispositivo de almacenamiento masivo (pendrive) de 8.0 Gigabytes
- Programas: Autocad 2018 y paquete de Microsoft Office 2010
- Sitios web: Google+, Classroom y Google form.
- Material de papelería como: hoja tipo carta para la impresión de documentos, lápices, bolígrafos, sacapuntas, portaminas, borradores, marcadores, goma de borrar, entre otros.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Etapas del Proyecto

En el desarrollo de esta investigación, primeramente fue necesaria la realización de una revisión bibliográfica con el propósito de recabar información referente al tema de estudio. Se consultaron manuales, libros, normas, a saber: “Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural” (FONDONORMA 1753-2006) y el código “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14) y Comentarios”; así como también las fuentes bibliográficas y electrónicas en materia de losas de fundaciones. Seguido de esto, se describieron los requerimientos mínimos correspondientes al diseño de fundaciones de acuerdo a las normas mencionadas anteriormente.

Posteriormente, se procedió al desarrollo de varias guía de diseño teórico-prácticas, donde se detalla toda la información recopilada en la revisión de la bibliografía nombrada previamente; de igual forma, se realizaron ejemplos prácticos que sirvan de guía para una mejor comprensión del tema. Se realizó una prueba teórica escrita y de ejercicios propuestos, con la finalidad de poner en práctica lo aprendido durante el MOOC de losas de fundación. Por otra parte, se elaboró una serie de videos explicativo con ejemplos donde se puede visualizar a profundidad el tema en estudio.

Por último, se presentó el contenido del curso en línea (MOOC) de losas de fundación, organizado en secciones de tal manera que sea de fácil acceso y comprensión para las personas que accedan al mismo. Se utilizó

“Google Classroom” como plataforma virtual para presentar todo el material del curso, y “Google Forms” como herramienta para realizar la encuesta al público sobre el mismo.

4.2 Requisitos de la norma FONDONORMA 1753-2006 y el código ACI 318-14 en relación al análisis y diseño de fundaciones.

La norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y el código ACI-318-14 establecen los requisitos para el proyecto y ejecución de estructuras de concreto armado, de manera que aplica a todos los aspectos relativos al diseño de miembros estructurales. Establecen los requerimientos mínimos relacionados a los materiales, solicitaciones, dimensionamiento, resistencia y estabilidad de las estructuras, con el objetivo principal de brindar un buen funcionamiento y durabilidad a cada proyecto. En este caso, detallaremos lo referente al tema de fundaciones superficiales, específicamente el caso de losas de fundación.

En el caso de la norma 1753-2006, ésta sustituye a la norma COVENIN 1753-1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” y está basada en código ACI-318-05 del Instituto Americano de Concreto. La norma presenta un ordenamiento más racional, lo cual se ve reflejado en el capítulo 18 referente al diseño sismoresistente; así como los requerimientos en cuanto al diseño de fundaciones que se mencionan en el capítulo 15.

Por su parte el reglamento ACI 318-14 incluye los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y donde sea aplicable. Dentro de los temas tratados se encuentra: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de cargas, factores de carga y de reducción de resistencia;

métodos de análisis estructural, límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme de refuerzo, etc.

En este mismo sentido, el ACI-318-14 ha sido reorganizado y reformado, con el objetivo de presentar todos los requisitos de diseño, de forma que siga el proceso cronológico de diseño y construcción.

4.2.1 Requisitos para los Estados Límites

La aplicación de la teoría de los Estados Límites a las fundaciones condiciona su análisis y diseño. Generalmente las dimensiones en planta de las zapatas se realizan en el Estado Límite de Servicio (cargas de servicio); mientras que el diseño está condicionado por las cargas mayoradas y la resistencia minorada según la norma Venezolana.

La norma 1753 establece que, los sistemas de fundaciones solicitados por las combinaciones de carga estipulados en el capítulo 9 de la misma y el capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756-2001, deben proyectarse de tal forma que tanto el terreno, como las fundaciones no superen cualquiera de los estados límites que se mencionan a continuación:

- **Estado límite de deformación:** Se alcanza este estado límite cuando las deformaciones diferenciales totales afecten el uso de la edificación o causen una reducción o pérdida de ductilidad y la resistencia en los componentes estructurales.
- **Estado límite de agotamiento resistente:** Se alcanza este estado límite cuando el suelo bajo la fundación falla por corte o se produce en éste una deformación excesiva o cuando los componentes estructurales de la fundación alcanza su estado límite de agotamiento resistente.

- **Estado límite de estabilidad general:** Estado límite caracterizado por el deslizamiento o volcamiento de la estructura o parte de ella, separación de cualquier fundación del suelo. Y deslizamiento de laderas y taludes que pueden afectar a la estructura, accesos u otras construcciones vecinas.

Es importante resaltar que las combinaciones de cargas y los factores de minoración de resistencia estipulados en el capítulo 9 de la 1753, se detallan en la sección 2.6 de este trabajo.

Por otro lado el código ACI 318-14 en su capítulo 5 referente a cargas, establece las combinaciones y factores de cargas (Art. 5.3 ACI-318-14). Los requisitos de este capítulo están asociados a cargas muertas, cargas vivas, cargas por viento y sísmicas.

En el caso de los factores de reducción de resistencia se encuentran descritos en sección 21.2 del capítulo 21, los cuales son compatibles con las combinaciones de mayoración de carga requeridas por el capítulo 5 (cargas). Al igual que en la norma 1753, los factores de reducción son:

- Para momento, fuerza axial o ambos combinados de 0,65 a 0,90
- Corte y torsión 0,75
- Aplastamiento 0,65

4.2.2 Requisitos para los materiales

El Art. 15.2 de la norma 1753, indica que los sistemas de fundación deben cumplir los siguientes requisitos para el concreto y el acero de refuerzo, respectivamente:

- **Resistencia del concreto (Art. 5.2.1):** La resistencia mínima del concreto será por lo menos 210 kgf/cm^2 .

- **Resistencia del acero de refuerzo (Art. 9.5):** A los efectos de diseño, la resistencia f_y de los aceros de refuerzo no excederán el valor de 5620 kgf/cm^2 . Para el caso de los miembros solicitados por corte o torsión la resistencia cedente no será mayor a 4200 kgf/cm^2 .

Además de lo anteriormente mencionado, el refuerzo debe estar constituido por barras con resaltes y deben cumplir con las características mencionadas en la tabla B-1 (Apéndice B).

Otro de los requisitos que se deben tomar en cuenta para los materiales en el diseño de miembros de concreto armado, es el módulo de elasticidad. La sección 2.9.3 de esta investigación señala los valores para cada tipo de material.

4.2.3 Requisitos para el análisis y diseño

Todos los miembros que forman parte de las estructuras de concreto armado deben ser diseñados de acuerdo a los requisitos de la norma Venezolana 1753, de manera que cumplan con los parámetros de resistencia adecuada, utilizando los factores de mayoración de carga y de minoración de resistencia que se mencionaron anteriormente.

Por su parte, el capítulo 8 de la norma establece que los miembros que se proyecten para resistir las solicitaciones máximas mayoradas, se deben determinar mediante un análisis estructural elástico. En el caso de vigas y losas continuas, es aceptable utilizar valores aproximados de momentos flectores y fuerzas de corte señalados en la tabla B-2, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- Los miembros son prismáticos
- El número de tramos es de dos o más

- Las luces L_n son aproximadamente iguales sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más del 20% a la menor de ellas; para el cálculo de los momentos negativos se puede tomar L_n como el promedio de las luces adyacentes al apoyo
- La carga variable (CV) no excede tres veces la carga permanente (CP)
- Las cargas que son las más desfavorables de todas las combinaciones y están uniformemente distribuidas

En el caso de código ACI, en su capítulo 6 se permite calcular el momento (M_u) y el cortante (V_u) para cargas gravitacionales de acuerdo a las condiciones que siguen:

- Los miembros son prismáticos
- Las cargas están uniformemente distribuidas
- $L \leq 3D$
- Haya dos o más vanos
- La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20 por ciento la luz del menor.

El momento M_u debido a cargas gravitacionales se calculará de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14).

4.2.3.1 Luz de cálculo

El Art. 8.6 de la norma Venezolana establece que para el caso de vigas se debe tomar como la distancia de centro a centro de los apoyos en análisis de pórticos u otras construcciones continuas; cuando la viga reposa sobre articulaciones, rodillos o placas de apoyo se debe considerar la distancia entre los ejes de estos.

Mientras que para las losas de acuerdo a sus condiciones de apoyo se tomarán como: la luz libre más el espesor de la losa, sin exceder la distancia

entre los ejes de los apoyos cuando está simplemente apoyada o empotrada en sus extremos; en el caso de losas continuas será la distancia entre los ejes de apoyo.

4.2.3.2 Acciones

Todas las estructuras así como sus miembros pertenecientes al sistema resistente, deben ser diseñadas de acuerdo a las acciones a las que puedan estar sometidas durante su vida útil. La 1753 discretiza los diferentes tipos de acciones de la siguiente manera:

- Acciones de servicio (COVENIN 2002)
- Acciones de Sismo (COVENIN 1756)
- Acciones de viento (COVENIN 2003)
- Otras acciones tales como: cargas de impacto, vibración, retracción, cambios de temperatura, asentamientos diferencias, etc.

4.2.3.3 Espesores mínimos de losas y vigas

Los parámetros de espesor para miembros a flexión en una dirección, se podrán emplear los que se dan en la tabla 4.2, específicamente para concreto de $w_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$, y acero de refuerzo S-60 o W-60.

Tabla 4.2 Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen las flechas

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

De igual forma, el ACI 318 en su capítulo 7 y 9 para el caso de losas macizas en una dirección (Art.7.3.1) y vigas (Art.9.3.1) respectivamente, detalla los espesores mínimos, los cuales corresponden con los requisitos establecidos por la 1753.

En el caso de losas en dos direcciones diseñadas de acuerdo al capítulo 13 (Placas) de la FONDONORMA; el espesor mínimo para placas sin vigas entre apoyos no deberá ser menor a:

- Placas sin sobre espesores o ábacos: 12 cm
- Placas con sobre espesores o ábacos: 10 cm

Para el cálculo de espesores para placas con vigas entre apoyos la norma propone varias fórmulas de acuerdo al Art. 9.6.3.2.

4.2.3.4 Hipótesis de diseño (miembros a flexión)

La resistencia de los miembros de concreto armado sujetos a flexión simple se determina de acuerdo a las hipótesis de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones. Las deformaciones del acero de refuerzo y el concreto se toman directamente proporcionales a su distancia al eje neutro. La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0,003.

En cuanto a las tensiones en el acero de refuerzo se deben calcular de acuerdo a lo establecido en la tabla 4.3, la cual supone que los aceros de refuerzo cumplen con todos los requisitos del Art. 3.6 de la 1753.

Tabla 4.3 Tensiones en el acero de refuerzo

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Por otra parte, la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto adopta una forma rectangular, la cual es igual a $0,85f'_c$, distribuida de manera uniforme limitada por una recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$. El factor β_1 se tomará de acuerdo a la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Valores del factor β_1

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

4.2.3.4.1 Acero de refuerzo

El área mínima del acero de refuerzo y su distribución en miembros solicitados a flexión para el caso de secciones rectangulares y T con ala a tracción se tomarán de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$A_{smin} = \frac{0,79\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ para } f'_c \geq 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} b_w d \text{ para } f'_c \leq 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

La distribución del acero de refuerzo de miembros sometidos a flexión en secciones rectangulares se debe de hacer de manera adecuada en las zonas traccionadas del miembro, de tal manera que la separación cumpla con la siguiente expresión:

$$s = 2,5 \frac{f_y}{f_s} - 2,5c_c \leq 16,5 \frac{f_y}{f_s} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde c_c es el recubrimiento del acero de refuerzo, y el valor de f_s puede tomarse como el momento no mayorado dividido por el producto del

área de acero por el brazo de momento; o $0,66f_y$ (FONDONORMA Art. 10.3.2.1).

En el caso del acero transversal en miembros solicitados a flexión, la norma requiere que se cumplan los requisitos por corte y diseño sismoresistente que se dan en los capítulos 11 y 18 respectivamente.

4.2.3.4.2 Distribución del refuerzo en losas macizas

Para losas y zapatas macizas de espesor uniforme, el área mínima de acero de refuerzo a tracción en la dirección de la luz, será igual al que se requiere por retracción y temperatura estipulada en el artículo 7.7 de la FONDONORMA. La separación máxima del refuerzo no excederá al menor valor entre $3h$ ó 45 cm. La relación del área de la armadura de retracción y temperatura respecto del área de la sección total no concreto no será menor a los siguientes valores:

- En losas donde se emplean barras estriadas S-40: $\rho = 0,0020$
- En losas donde se emplean barras estriadas S-60 ó W-60: $\rho = 0,0018$
- En losas con acero de cedencia $f_y > 4200kgf/cm^2$ medido a una deformación cedente de 0,35% W-70: $\rho = 0,0015$

La clasificación de las barras son las que propone la norma COVENIN 316:2000.

En cuanto a lo mencionado por el ACI respecto al refuerzo mínimo a flexión, el área requerida es igual al utilizado por retracción y temperatura estipulado en el Art. 24.4.3.2. Dicho refuerzo debe colocarse lo más cerca posible de la cara de concreto en tracción debida a las cargas aplicadas. La separación mínima para el refuerzo longitudinal colocado en una capa

horizontal debe ser al menos el mayor de los valores entre 1 pulgada, db o $\frac{4}{3}d_{agg}$.

Tabla 4.5 Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 60,000	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
			0.0014

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14).

4.2.3.5 Requisitos por corte

El diseño de los miembros estructurales sometidos por fuerzas cortantes debe cumplir con las condiciones que establece el capítulo 11 de la 1753. En cualquier caso se debe cumplir con la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n se conoce como la resistencia nominal al corte, la cual se obtiene mediante la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 4.5})$$

La fórmula para el cálculo de la resistencia del concreto al corte con agregados de peso normal V_c , de acuerdo al Art. 11.3, resulta:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Con respecto al acero de refuerzo por corte cuando $V_u > \phi V_c$, la resistencia nominal que resiste el corte a una distancia d de la cara del apoyo de la viga, se obtiene (Art. 11.2):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} < 2,12\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{(Ec. 4.7)}$$

A_v es el área de la sección transversal de la armadura de corte, en forma de estribos perpendiculares al eje del miembro, y a su separación.

La separación de estribos en vigas por norma se exige:

$$\text{Si } V_s < 1,06\sqrt{f'_c} \quad s \leq \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(Ec. 4.8)}$$

$$\text{Si } 1,06\sqrt{f'_c} \leq V_s \leq 2,1\sqrt{f'_c} \quad s \leq \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(Ec. 4.9)}$$

La fuerza cortante máxima mayorada V_u , que actúa en los apoyos se calculará de acuerdo con el capítulo 11, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- La reacción del apoyo, en la dirección de corte actuante, produce compresión en las zonas extremas del miembro.
- Las cargas están aplicadas en o cerca de la parte superior del miembro.
- No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la posición de la sección crítica definida a continuación:
- Cuando la reacción en la dirección de la fuerza cortante produce compresión en las zonas extremas de un miembro, las secciones ubicadas a menos de una distancia d , medida desde la cara del apoyo, se diseñará para la fuerza cortante V_u calculada a la distancia d .

Por otro lado, los requisitos por corte que menciona el ACI están descritos en su capítulo 22; la resistencia al cortante proporcionada por el concreto se supone igual para vigas con y sin refuerzo, y se toma como el cortante que produce una fisura inclinada. Las expresiones para el cálculo de estos parámetros de resistencia se mencionan los Art. 22.5.5 y 22.5.10.5, para la resistencia del concreto y el acero respectivamente.

4.2.3.6 Resistencia del concreto al aplastamiento

El Art. 10.8 de la FONDONORMA estipula que, la resistencia de concreto al aplastamiento no debe exceder de $\phi(0,85f'_cA_1)$, excepto cuando la superficie de apoyo sea mayor que el área cargada, en cuyo caso se podrá multiplicar en área cargada por $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$. La figura 4.1 ilustra mejor las áreas para calcular dicha resistencia.

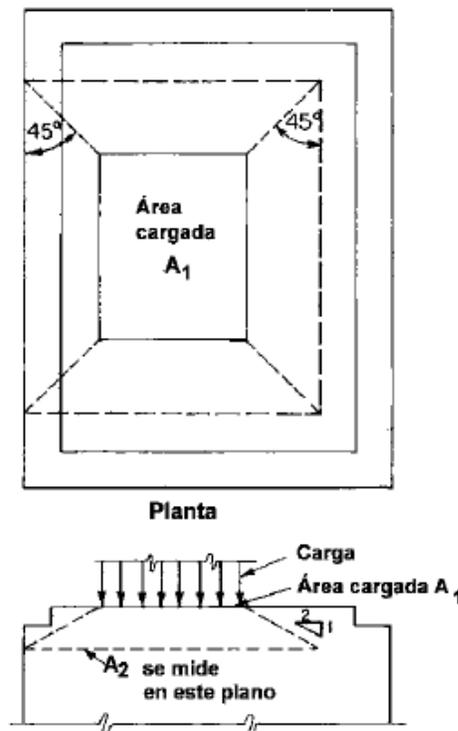


Figura 4.1 Cálculo de A_2 en apoyos escalonados en pendiente
Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Los requisitos por aplastamiento de acuerdo al ACI, deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de cargas definidas en su capítulo 5 y los procedimientos de análisis del capítulo 6. La resistencia de diseño al aplastamiento en todo caso debe cumplir con $\phi B_n \geq B_u$, y debe calcularse de acuerdo a la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Resistencia nominal al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_g)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$	(b)
Otros casos	$0.85 f'_c A_1$		(c)

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14).

4.2.3.7 Longitudes de transferencia del acero de refuerzo

Los requisitos para las longitudes de transferencia se dan en el capítulo 12 de la norma 1753, el cual señala que en cualquier sección de los miembros de concreto armado, los esfuerzos a tracción o compresión en el acero de refuerzo se transferirán a cada lado de dicha sección a través la prolongación del mismo, o su anclaje mediante ganchos o dispositivos mecánicos, o una combinación de ambos.

La longitud de transferencia para armaduras en tracción se obtiene de la siguiente ecuación (barras o alambres), o mediante las que se dan en la tabla B-3:

$$L_d = \left[0,283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{c_d + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b \geq 30 \text{ cm} \quad \text{(Ec. 4.10)}$$

Con las limitaciones $\alpha \beta < 1,7$; de manera simplificada se permite usar el valor de $K_{tr} = 0$.

Los factores $\alpha, \beta, \gamma, \lambda$ se dan en la tabla B-4 del apéndice B.

Para el caso del acero de refuerzo en compresión (barras con resalte), la longitud de transferencia L_{dc} , se calcula con la siguiente ecuación y el factor de modificación λ_c dado en la tabla B-5, pero en ningún caso L_{dc} será menor que 20 cm:

$$L_{dc} = 0,075 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0,004 d_b f_y \quad \text{(Ec. 4.11)}$$

Otro de los requisitos que establece el capítulo 12 de la norma, se refiere al anclaje del acero de refuerzo. La longitud de anclaje para barras traccionadas del acero de refuerzo longitudinal se realizará mediante gancho estándar (Art. 7.2.2), usando los factores de modificación aplicables. En cualquier caso $\lambda_{dh} L_{dh}$ no será menor que $8d_b$ ni 15 cm. la siguiente formula se utiliza para el cálculo de la longitud de desarrollo para barras traccionadas:

$$L_{dh} = \left(\frac{0,075 f_y \beta \lambda_{dh}}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \text{(Ec. 4.12)}$$

Los valores de λ_{dh} se especifican en la tabla de B-6.

Por lo que se refiere a los requerimientos descritos por el ACI, menciona que la longitud de desarrollo requiere longitudes o extensiones mínimas del refuerzo más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en el refuerzo. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y puntos del vano donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. La sección 25.4 profundiza acerca de todos los requisitos para el desarrollo del refuerzo.

4.2.3.8 Separación del acero de refuerzo

Los requisitos para la separación entre barras de acero que estipula la 1753 serán como sigue a continuación:

- La separación libre entre barras paralelas de una capa no será menor que d_b ni menor que 2,5 cm. Con relación al tamaño del agregado grueso.
- Cuando las barras paralelas de refuerzo se colocan en dos o más capas, las barras de las capas superiores serán colocadas en la misma vertical de las capas inferiores, con una separación libre entre las capas no menor de 2,5 cm.
- En miembros comprimidos, ligados o zunchados, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que $1,5d_b$, 4cm. Con relación al tamaño grueso, de acuerdo al Art. 3.3.1 de la norma.
- En muros, losas y placas (con excepción de losa y placas nervadas), la separación para el refuerzo principal no será mayor que tres veces el espesor del muro, la losa o placa ni as de 45 cm.
- Para un grupo de barras las limitaciones de separación y recubrimiento serán las correspondientes al diámetro equivalente que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete.

4.2.3.9 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo

En cuanto a los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo, de acuerdo a la 1753, se tomarán los que se detalla en la tabla 4.7. En ambientes agresivos se deberá utilizar valores mayores que los mencionados.

Se puede notar en la tabla que el recubrimiento para el caso de elementos en contacto permanente con el terreno, es decir, el caso de fundaciones el valor no será menor a 7,5 cm.

Tabla 4.7 Recubrimientos mínimos

CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, d_b	RECUBRIMIENTO MÍNIMO ¹ , cm			
		Vigas y columnas ²	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas
Piezas al abrigo de la intemperie	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4,0	2,0		1,5
	N° 6 a N° 11 (20M a 36M)				2,0
	N° 14 y N° 18 (40M y mayor)		4,0		
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm.	4,0			
	$d_b > N^\circ 6$ (20M)	5,0			
Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	Todos los diámetros	7,5			No aplica
Notas:	1.	Para grupos de barras, véase la Subsección 7.2.3.2			
	2.	Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará c_c , véase la ecuación (10-2).			

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

4.2.3.10 Requisitos especiales para losas, placas y zapatas

El Art. 11.9 de la FONDONORMA estipula para el caso de losas, placas y zapatas de fundación una serie de requisitos que deben cumplirse en cuanto al diseño por corte en las proximidades de estos elementos y en las zonas solicitadas por cargas concentradas o reacciones:

➤ Por flexión unidireccional

Suponiendo flexión en una dirección, la sección crítica a ser investigada se ubicara a una distancia d de las caras de la columna, pedestal, o borde del área cargada, extendiéndose en un plano a través

de todo la anchura y se diseñará de acuerdo a los Art. 11.1 y 11.4 de la norma.

➤ **Por punzonamiento**

Suponiendo flexión en dos direcciones, la sección crítica a ser investigada estará localizada en un plano perpendicular al plano de la losa o zapata, de manera que su perímetro b_o sea mínimo, sin que la distancia a la cara del pedestal o columna o de la zona cargada sea menor que $0,5d$ en: (1) lados o esquinas de columnas, cargas concentradas, o áreas de apoyo o; (2) cambios en el espesor de las placas tales como capiteles o ábacos.

En el caso de columnas cuadradas o rectangulares, o en áreas cargadas, las secciones críticas pueden reducirse a cuatro lados rectos.

4.2.3.10.1 Resistencia al corte en miembros con flexión bidireccional

El diseño de los miembros con flexión en dos direcciones se debe basar en las condiciones dadas en la sección 4.2.3.5 de este trabajo. Para calcular el corte nominal V_n , los valores de resistencia del concreto al corte V_c , y la resistencia del acero al corte V_s se estimarán de acuerdo a lo siguiente:

Resistencia del concreto al corte

- Para Losas, placas y zapatas de fundación no reforzadas por corte, la resistencia del concreto al corte V_c , será el menor valor entre los siguientes:

$$V_c = \left(0,53 + \frac{1,06}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Donde $\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$ del área cargada.

$$V_c = (0,53 + \alpha_s d/b_o) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde α_s es un factor que depende de la ubicación de la columna y toma los siguientes valores:

Para columnas interiores $\alpha_s = 10,6$

Para columnas laterales $\alpha_s = 8,0$

Para columnas de esquina $\alpha_s = 5,3$

$$V_c = 1,06\sqrt{f'_c}b_o d \quad \text{(Ec. 4.15)}$$

- Para losas, placas y zapatas de fundación con acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto por corte V_c , no excederá el valor de $0,53\sqrt{f'_c}b_o d$ y la resistencia nominal V_n , no será mayor que $1,60\sqrt{f'_c}b_o d$.

Acero de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte consistirá de barras, estribos o malla de alambres electrosoldados para losas y zapatas con una altura efectiva $d \geq 15 \text{ cm}$, pero no menor que $16d_b$.

El área del acero de refuerzo por corte A_v , es el área de todas las ramas de refuerzo en una línea perimetral que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna, y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_y d} \quad \text{(Ec. 4.16)}$$

La distancia entre la cara de la columna y la primera rama de estribos que circundan la columna será menor o igual a $0,5d$. La separación entre las ramas de estribos en la primera línea del acero de refuerzo por corte no excederá de $2d$ medidos en dirección paralela a la cara de la columna; igual separación en la dirección perpendicular a la cara de la columna se mantendrá entre las sucesivas ramas del acero de refuerzo por corte.

A su vez, el acero de refuerzo por corte en las losas debe cumplir con los requisitos de anclaje del Art. 12.4 y arriostrará el acero de refuerzo longitudinal a flexión en la dirección considerada.

4.2.3.11 Requisitos para el análisis de fundaciones

En esta sección se mencionan los requerimientos más resaltantes para el análisis y diseño de los sistemas de fundaciones, el cual está basado en el capítulo 15 de la 1753 y señala que, el diseño y detalla del sistema de fundación será compatible con los principios del Nivel de Diseño que se exija al sistema resistente a sismos de la estructura, de acuerdo a lo establecido en la FONDONORMA y la 1756.

Dentro de las hipótesis para el análisis estructural de los sistemas de fundación se encuentra:

- El sistema de fundación se debe proyectar con la rigidez a flexión adecuada consistente con el diagrama de presiones del suelo o solicitaciones sobre pilotes así como con el grado de restricción supuesto en el proyecto.
- El área de la base de la zapata se determinará con las solicitaciones de servicio provenientes de la estructura y que deben ser transmitidas al terreno con la condición de no exceder la capacidad del suelo o la de los pilotes determinadas según los principios de la Mecánica de los Suelos.
- El espesor y el acero de refuerzo de las zapatas se calculará para resistir: (a) las solicitaciones mayoradas o de las reacciones inducidas, en condiciones estáticas o de acuerdo con el capítulo 9 de la norma 1753 y; (b) en condiciones sísmicas y postsísmicas, conforme al capítulo 11 de la norma Venezolana 1756 cuando se consideren las

combinaciones de cargas en el Estado Limite de Servicio, en las cuales estén presentes los efectos sísmicos o de viento, la capacidad portante admisible del suelo se incrementará en un 33%.

Las tensiones del concreto en la superficie de contacto entre miembros soportados y soportantes, no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento dado en la sección 4.2.3.6 de esta investigación, o de acuerdo al artículo 10.8 de la FONDONORMA.

4.2.3.11.1 Requisitos para las zapatas

- Las dimensiones para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo, la altura útil no será menor de 30 cm.
- **Momentos flectores en zapatas:** en cualquier sección de una zapata el momento se determinará considerando las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata. Este criterio se debe aplicar para calcular el momento mayorado máximo M_u , en secciones críticas de zapatas que soportan los miembros que se enumeran a continuación:
 - (a) En columnas, pedestales, o muros de concreto: M_u se considerará en la cara de columnas, pedestales o muros.
 - (b) En muros de mampostería: M_u se considerará en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro.
 - (c) En columnas con una plancha de acero: M_u se considerará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha.
- **Fuerzas cortante en zapatas:** la fuerza al corte en zapatas se determinará según la sección 4.2.3.10 del presente trabajo o de acuerdo al artículo 11.9 de la norma Venezolana 1753.

4.2.3.11.2 Vigas de riostra

El artículo 15.6 de la norma 1753 menciona los siguientes requisitos para las vigas de riostra:

- Las vigas de riostra que actúan como vínculo horizontal entre fundaciones se dimensionarán para que la razón entre la luz libre y la altura total de la misma sea menor de 10, preferiblemente 7. La menor dimensión de la sección transversal será igual o mayor que el 5% de la luz libre entre los miembros conectados, pero no menor que 30 cm.
- El acero de refuerzo longitudinal será continuo y se extenderá dentro o más allá de las columnas que se arriostra o se anclará dentro de las fundaciones. El acero de refuerzo transversal estará formado por estribos cerrados con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección o 30 cm.
- Las vigas de riostra que forman parte de una losa de fundación y estén solicitadas a flexión por acción de las columnas que forman parte del sistema resistente a cargas laterales, se diseñarán para su Nivel de Diseño de acuerdo al capítulo 18.

4.2.3.11.3 Losas apoyadas sobre el terreno

El artículo 15.7 de la norma establece para el proyecto de losas apoyadas sobre el terreno se deben reflejar las hipótesis y las propiedades elásticas e inerciales del modelo suelo-estructura empleado, debiéndose comprobar que tengan un comportamiento satisfactorio tanto para las acciones estáticas como para las acciones sísmicas, verificándose que la presión de contacto entre el suelo y la losa de fundación sea tan que lo se alcancen los estados límites especificados en la sección 4.2.1 de este apartado, o según el artículo 15.2 de la norma 1753.

Por otro lado, el reglamento ACI describe los requisitos aplicables el análisis y diseño de fundaciones en su capítulo 13; sin embargo, mayoría de los requisitos usados en el diseño de estos miembros estructurales se detallan en otros capítulos del reglamento.

4.3 Preparación de guía de diseño de losas de fundación.

Establecidos los requisitos de la norma Venezolana 1753-2006 y el código ACI 318-14, se presentó el material correspondiente a losas de fundaciones divididos en 4 manuales (guías), con la finalidad de tener una mejor comprensión del tema y a su vez, permita un fácil acceso a cada tópico referente al tema. Se describen las bases teóricas, métodos de diseño, requisitos generales y específicos para el diseño de fundaciones.

4.3.1 Manual: Volumen 1

El manual “Fundamentos teóricos de losas de fundación Vol. 1” presenta las bases teóricas sobre los sistemas de fundación, la selección del tipo de fundación, clasificación de las losas de fundación, características y otros aspectos relacionados con el análisis de estos miembros estructurales, tales como los estados límites y las solicitaciones descritas por las normas. El objetivo principal de este primer tomo, es ofrecer a los participantes del curso conocimientos básicos sobre el tema de losas de fundación para un correcto manejo de los términos asociados a estos elementos.

4.3.2 Manual: Volumen 2

El segundo manual se ha nombrado como “Métodos para el diseño de losas de fundación Vol. 2”; en él se realiza una breve introducción sobre los métodos de diseño de acuerdo al tipo de losa fundación y sus aplicaciones. Sin embargo, el contenido del mismo se basa en el método rígido

convencional (método de las franjas) para losas rígidas, y el método aproximado flexible para el caso de las losas flexibles.

También se hace una completa descripción del módulo de balasto y sus características como parámetro fundamental en el análisis y diseño de fundaciones.

4.3.3 Manual: Volumen 3

El tema de esta guía de diseño es “Requisitos generales para el diseño de miembros de concreto armado Vol. 3”; contiene los requisitos para el análisis y diseño de fundaciones de acuerdo a lo establecido en las norma 1753 y lo aplicable según el reglamento ACI 318-14. Presenta los parámetros relacionados al análisis de las condiciones naturales correspondientes al subsuelo, como la capacidad de carga y admisible del suelo, la estimación de los esfuerzos en el suelo y los asentamientos que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Por otro lado, establece los requisitos que rigen el análisis y diseño de estos miembros estructurales, como los estados límites de las fundaciones, los requisitos de diseño por resistencia, etc; con el fin de determinar las dimensiones, los espesores, cuantías de acero de refuerzo, separación entre barras y demás parámetros para permitan un tener un buen diseño de los elementos.

4.3.4 Manual: Volumen 4

El último manual de este curso contiene la parte práctica referente al análisis y diseño de losas de fundación. Se ha llamado “Ejemplos de diseño de losas de fundación en concreto armado Vol. 4” y presenta 2 ejercicios usando el método rígido convencional. En el primer caso se muestra una

losa de fundación de geometría rectangular con los parámetros que muestra el ejemplo #1; en el segundo caso (ejemplo #2), se da la geometría y las condiciones de cargas para su resolución, así como los parámetros de diseño necesarios, resultando como mejor opción una losa en forma de T.

4.4 Contenido del curso MOOC de losas de fundación

Una vez preparadas las guías de diseño con todo el material bibliográfico y técnico recopilado, se ha establecido el contenido en presentaciones escritas, tales como manuales de diseño y tablas de datos para el diseño.

Cabe resaltar que con este contenido se han realizado varios videos explicativos que permitirán a los participantes tener una mejor experiencia para entender todos los tópicos referidos al tema de losas de fundación. Estos videos se realizaron mediante el uso presentaciones en el programa powerpoint 2010, donde se ilustra con detalle el contenido de cada tópico.

De igual forma, a través de todo el material escrito y audiovisual presentado, se realizó una metodología de evaluación en presentaciones escritas con la finalidad de poner a prueba los conocimientos adquiridos durante el curso de losas de fundación.



Figura 4.2 Video del ejemplo de diseño losa de fundación rígida.
Fuente: Autor.

4.5 Presentación del contenido en la plataforma virtual.

Para la presentación del curso abierto masivo en línea (MOOC), de losas de fundación se utilizó como plataforma el servidor “Google Classroom”. El contenido allí presentado se dividió en diferentes secciones de manera ordenada y secuencial, con el propósito de mostrar un sitio más limpio y de fácil acceso al público. A través de la aplicación “Google Forms”, se formuló una encuesta acerca del curso en general, la nos permitió conocer las diferentes respuestas de las personas encuestadas en el curso, que servirá para mejorarlo posteriormente.

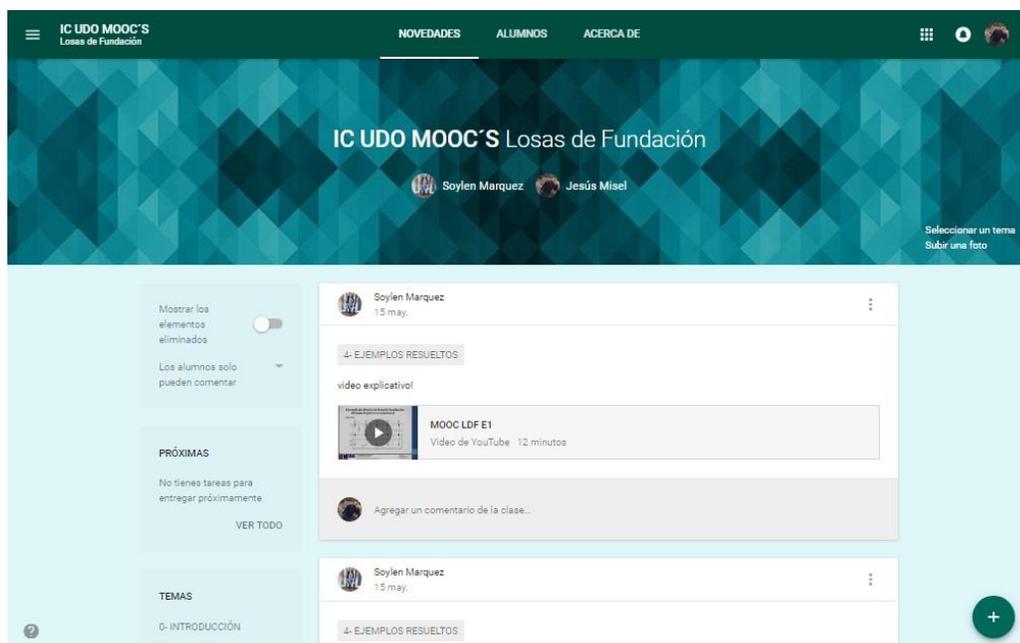


Figura 4.3 Interfaz del MOOC de losas de fundación.
Fuente: Autor.

4.6 Resultados de la encuesta presentada al público

La siguiente encuesta se realizó con la finalidad de conocer el nivel de aceptación de las personas a las que se les invitó a acceder a la comunidad de google+, sitio donde se estableció el contenido del curso de losas de

fundación para ser evaluado. La encuesta cuenta con un total de 13 preguntas que se le hicieron a 20 personas (profesionales egresados y estudiantes) de la carrera de ingeniería civil pertenecientes a la Universidad de Oriente. Los resultados de dicha encuesta se muestran a continuación:

a) En términos cualitativos: ¿cómo se muestra la interfaz de este curso dentro de la plataforma en línea?

- Excelente
- Buena
- Regular
- Mala

1. ¿Cómo se muestra la interfaz de este curso dentro de la plataforma en línea?

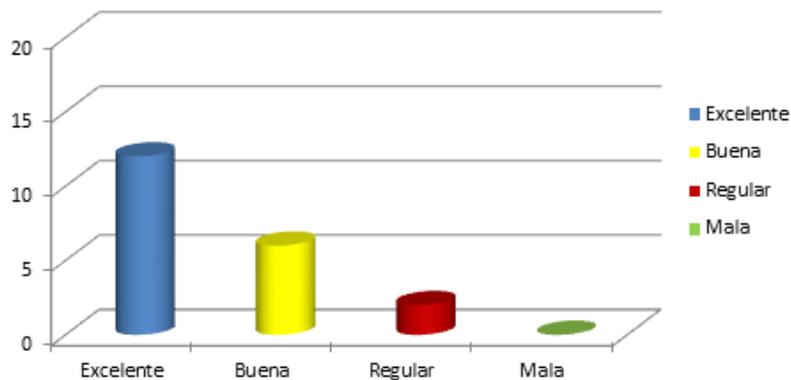


Figura 4.4 ¿Cómo se muestra la interfaz de este curso dentro de la plataforma en línea?

b) ¿Posee material suficiente que permita la comprensión de todo lo referente al tema del curso?

- Suficiente
- Aceptable
- deficiente
- Sin material

2. ¿Posee material suficiente que permita la comprensión de todo lo referente al tema del curso?

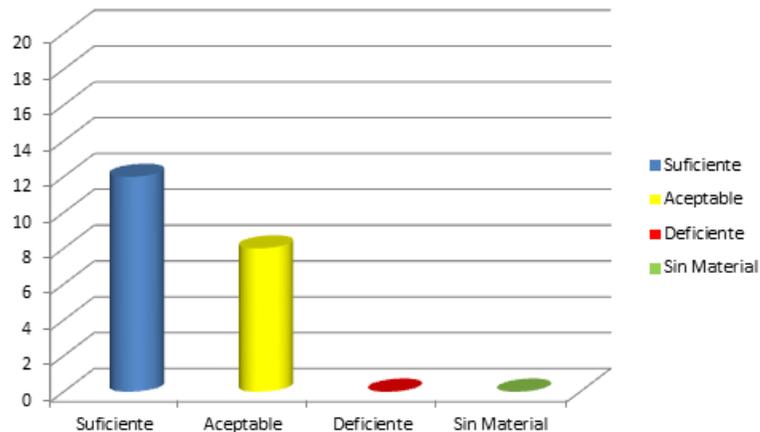


Figura 4.5 ¿Posee material suficiente que permita la comprensión de todo lo referente al tema del curso?

c) ¿Considera que el contenido del material académico sobre este curso se encuentra bien o mal estructurado?

- Excelente
- Bien
- Regular
- Mal

3. ¿Considera que el contenido del material académico sobre este curso se encuentra bien o mal estructurado?

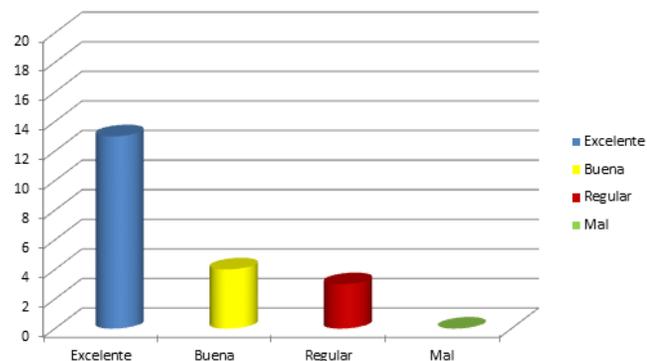


Figura 4.6 ¿Considera que el contenido del material académico sobre este curso se encuentra bien o mal estructurado?

d) ¿Cree Ud. necesario agregar material académico y/o técnico para completar el contenido de este curso?

- No.
- Sí

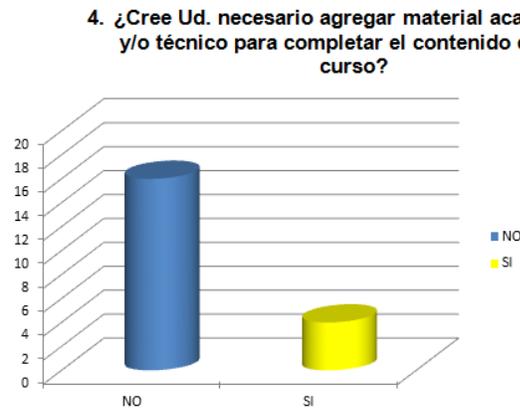


Grafico 4.7 ¿Cree Ud. necesario agregar material académico y/o técnico para completar el contenido de este curso?

e) De acuerdo a lo visto en el curso: ¿Cree Ud. que debería implementarse esta modalidad de aprendizaje en la Universidad de Oriente, así como en las demás universidades del país?

- Sí
- No

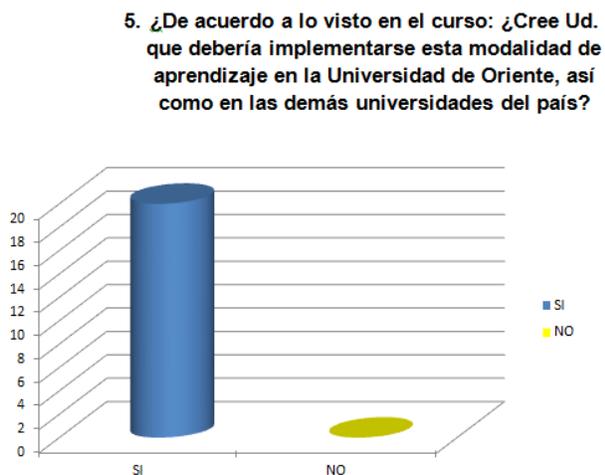


Figura 4.8 De acuerdo a lo visto en el curso: ¿Cree Ud. que debería implementarse esta modalidad de aprendizaje en la Universidad de Oriente, así como en las demás universidades del país?

f) Las actividades dentro del curso le parecieron:

- Complejo
- Fácil
- Difícil



Figura 4.9 Las actividades dentro del curso le parecieron:

g) Al finalizar el curso: ¿considera Ud. que tiene dominio del contenido teórico-práctico del mismo?

- Suficiente
- Básico
- Regular
- Deficiente

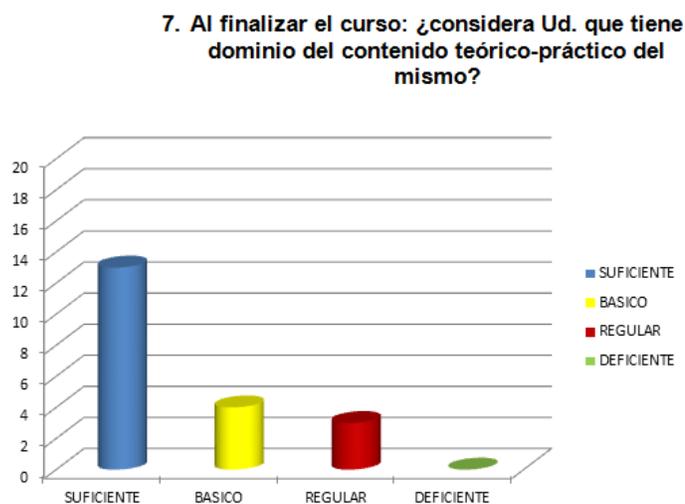


Figura 4.10 Al finalizar el curso: ¿considera Ud. que tiene dominio del contenido teórico-práctico del mismo?

h) El tema de losas de fundación sobre el que se desarrolla el curso le resulta:

- De mucha utilidad
- Muy bueno
- Poco relevante
- De ninguna utilidad

8. El tema de losas de fundación sobre el que se desarrolla el curso le resulta:

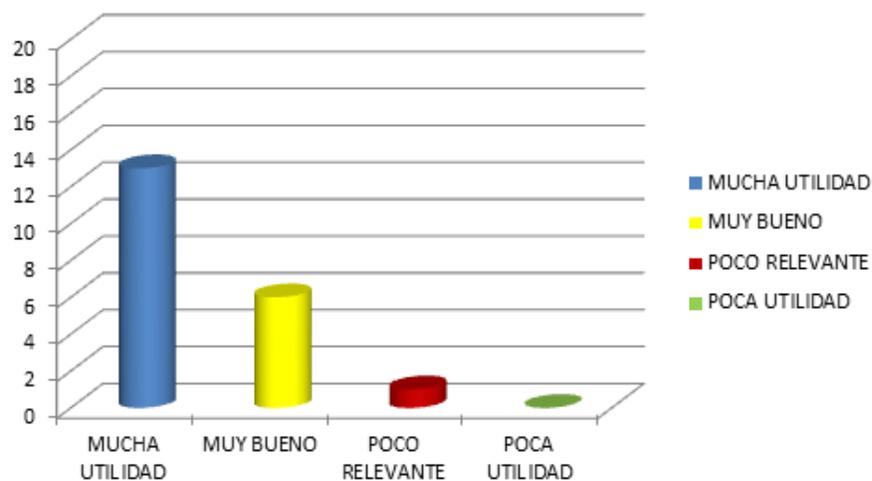


Figura 4.11 El tema de losas de fundación sobre el que se desarrolla el curso le resulta:

i) Los videos del curso fueron:

- De buena duración y dinámicos
- De buena duración/ poco interactivos
- Largos y poco interactivos
- Largos y muy dinámicos
- Cortos y poco interactivos
- Cortos y muy dinámicos

9. Los videos del curso fueron:

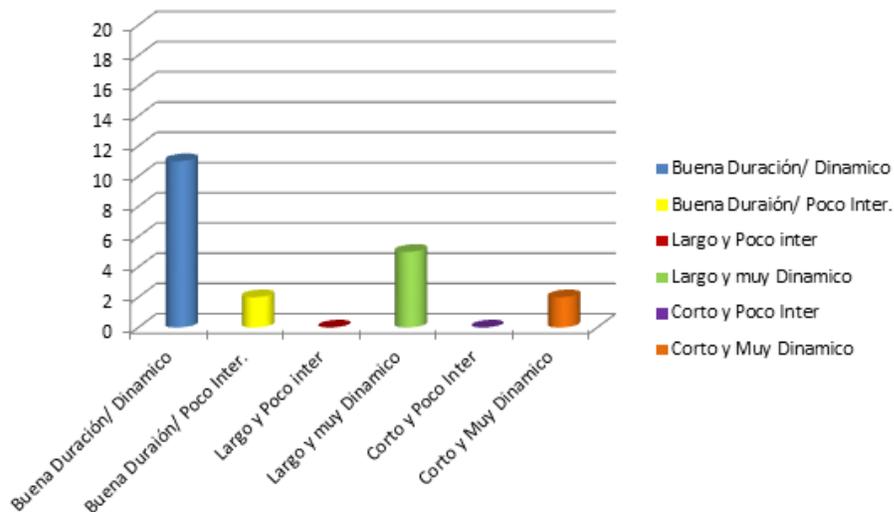


Figura 4.12 Los videos del curso fueron:

j) ¿Le pareció esta nueva modalidad de enseñanza como algo innovador?

- Sí
- No

10. ¿Le pareció esta nueva modalidad de enseñanza como algo innovador?

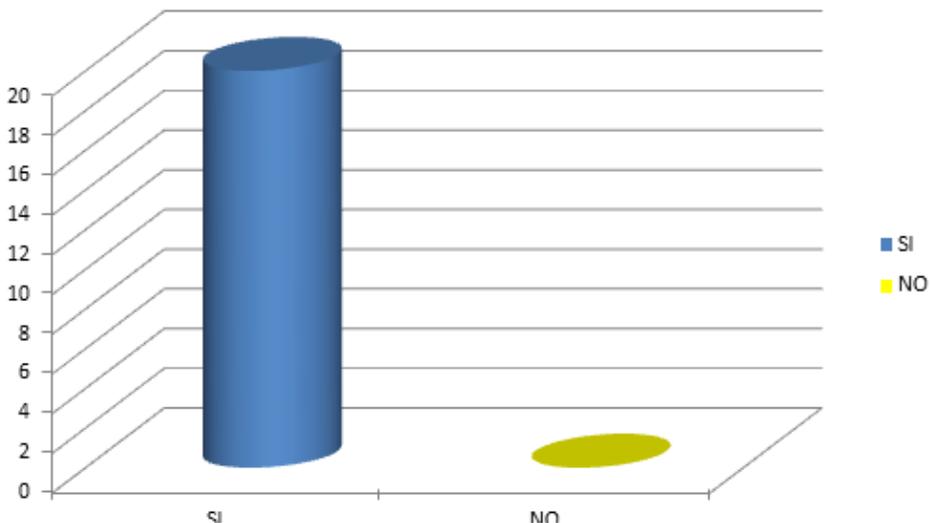


Figura 4.13 ¿Le pareció esta nueva modalidad de enseñanza como algo innovador?

k) ¿Mejoraría usted el contenido del curso?

- Sí
- No

11. ¿Mejoraría usted el contenido del curso?

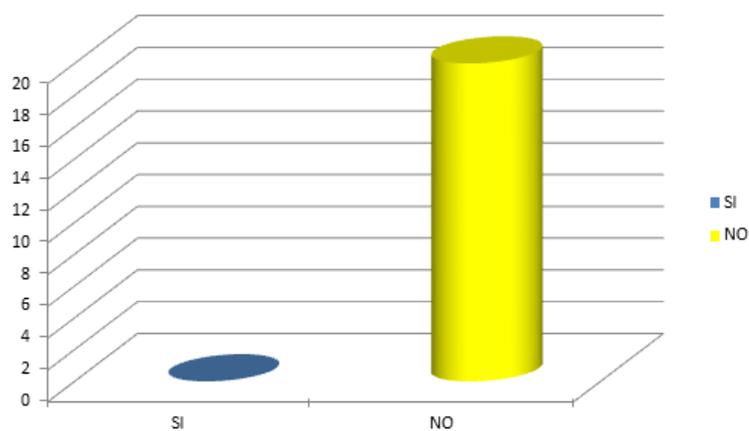


Figura 4.14 ¿Mejoraría usted el contenido del curso?

l) ¿El curso le pareció interesante?

- Sí
- No

12. ¿El curso le pareció interesante?

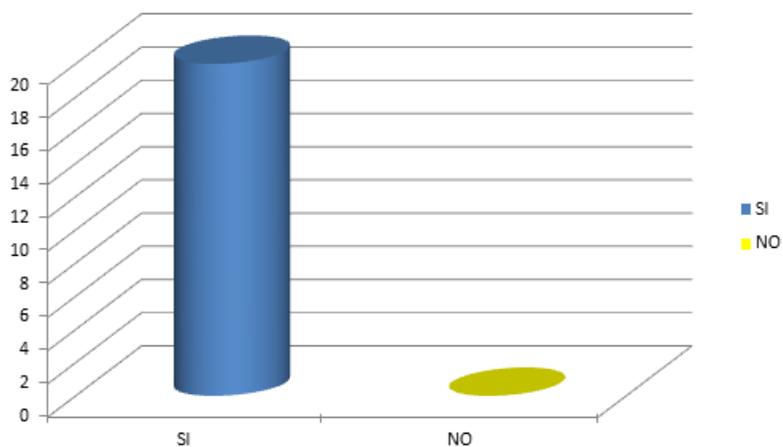


Figura 4.15 ¿El curso le pareció interesante?

m) ¿Cree usted que el curso es útil para los estudiantes de la UDO EXTESIÓN CANTAURA de la especialidad Ingeniería Civil?

- Sí
- No

13 ¿Cree usted que el curso es útil para los estudiantes de la UDO EXTESIÓN-CANTAURA de la especialidad Ingeniería Civil?

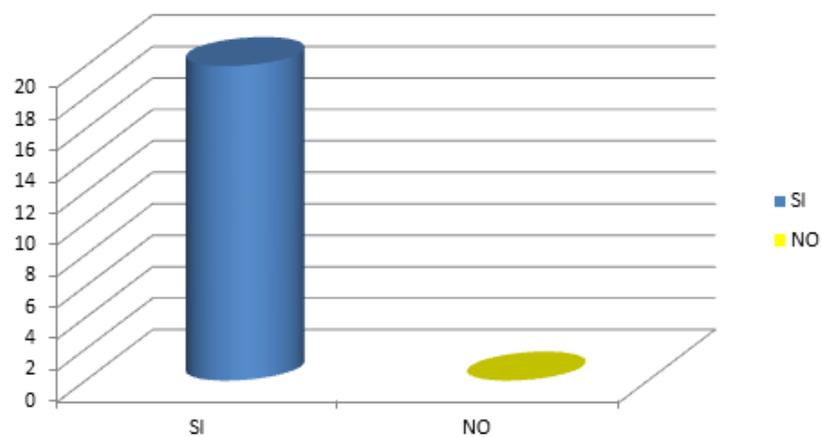


Figura 4.16 ¿Cree usted que el curso es útil para los estudiantes de la UDO EXTESIÓN-CANTAURA de la especialidad Ingeniería Civil?

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

A propósito del cumplimiento de todos los objetivos correspondientes a este estudio, y una vez llevado a cabo el diseño del curso (MOOC), sobre losas de fundación de acuerdo a los requerimientos establecidos por el código ACI 318-14 y la norma Venezolana FONDONORMA 1756-2006, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El alcance de la investigación y los ensayos deben ser necesarios para poder interpretar en forma confiable los resultados obtenidos para el proyecto y construcción del sistema de fundación, de conformidad con el capítulo 15 de la norma venezolana 1753-2006.
- Se pudo reconocer la falta de conocimiento técnico sobre el diseño de estructuras de concreto armado por parte de profesionales y estudiantes en el área referente al tema, a tal punto de que en muchos países de Latinoamérica aun no cuentan con normativa técnico-legal para regirse.
- Los cursos MOOC han demostrado ser una herramienta eficaz, económica y de gran importancia en el modelo de educación actual, ya que crean una cercanía entre estudiantes y profesores, rompiendo así las barreras de enseñanza tradicional y permitiendo a su vez mantener una comunicación fuera del aula de una manera fácil y cómoda a través de herramientas tecnológicas que permiten un uso

flexible y libre de éstas, para crear una conexión fuera del salón de clase.

- Los cursos MOOC son una alternativa práctica que le permiten al estudiante, profesional o cualquier persona interesada mejorar su aprendizaje y aumentar su nivel de conocimiento, ya que permite recopilar toda la información referente al tema en estudio.

5.2 Recomendaciones

- Incentivar a la comunidad estudiantil y el gremio de profesores, a trabajar en conjunto para crear metodologías de aprendizaje más sofisticadas que se adapten a las nuevas tecnologías del presente.
- Desarrollar una plataforma virtual de cursos en línea auspiciada por la Universidad de Oriente con el propósito de crear una conexión de intercambio de conocimientos entre las distintas sedes, de manera que se profile en un futuro como pionera en el desarrollo de estos modelos de enseñanza.
- Se recomienda actualizar la normativa local con la finalidad de obtener mejores resultados, con respecto al análisis y diseño de los miembros estructurales.
- De la misma forma, se recomienda actualizar o crear nuevas guías de interpretación, basadas en la normativa legal del país que faciliten el entendimiento de los profesionales y estudiantes en el área de la ingeniería civil.

BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)*. Michigan: Autor.
- APA (2001). *Publication Manual of the American Psychological Association* (5ta ed.). Washintong, DC: Autor.
- Arias, F. (2006). *El Proyecto de Investigación*. (6ta Edición.). Caracas: Episteme.
- Arias, F. (1999). *El Proyecto de Investigación*. 3ra Edición. Caracas: Editorial Episteme.
- COVENIN. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001*. Caracas: FONDONORMA.
- COVENIN. (2000). *Barras y Rollo de Acero con Resaltes para uso como Refuerzo Estructural 316-2000*. Caracas: FONDONORMA.
- COVENIN. (1989). *Acciones del Viento sobre las Construcciones 2003-1989*. Caracas: FONDONORMA.
- COVENIN. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2003-1988*. Caracas: FONDONORMA.
- Das, Braja M. (2012). *Principios de Ingeniería de Fundaciones*. 7ª Edición. Cengage Learning Editores, México.
- Downes, S. (2012). *Connectivism and connective knowledge. Essays on meaning and learning networks*, pp. 493-557. Recuperado de: http://www.downes.ca/files/books/Connective_Knowledge-19May2012.pdf
- Febres, E. (1992). *Fundaciones Superficiales*. Facultad de Ingeniería. Merida, Venezuela.
- FONDONORMA. (2006). *Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural 1753-2006*. 1ra Revisión Caracas.

- FRATELLI, M. (1993). *Suelos, fundaciones y muros*. Caracas, Venezuela: Editoriales Varias.
- LADD, CH. Jen, L. y WHITTLE, A. (2005). *Comportamiento del Suelo*. [Documento en Línea]. Disponible:<http://ocw.mit.edu/courses/civil-and-environmental-engineering/1-361-advanced-soil-mechanics-fall-2004/> [Consulta: 2016, junio 10].
- LADD, CH. (2004). *Mecánica de Suelos Avanzada*. [Documento en Línea]. Disponible:<http://ocw.mit.edu/courses/civil-and-environmental-engineering/1-322-soil-behavior-spring-2005/> [Consulta: 2016, junio 10].
- MORA, S. (2012). *MOOC: Breve (muy breve) historia de los MOOCs* [Documento en línea] Disponible:<http://desarrolloweb.dlsi.ua.es/cursos/2012/que-son-los-moocs/videos#breve-muy-breve-historia-moocs> [Consulta: 2016, junio 10].
- Mora, S. y Pernías P. (2014). *Los MOOC: Orígenes, Historias y Tipos*. [Documento en Línea]. Disponible: <https://www.centrocp.com/los-mooc-origenes-historia-y-tipos/>. [Consulta: 2016, mayo 25].
- Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Duodécima Edición. Bogota. Editorial McGraw-hill.
- OCHSENDORF, J. (2009). *Basic Structural Design*. [Documento en Línea]. Disponible: <http://ocw.mit.edu/courses/architecture/4-440-basic-structural-design-spring-2009/> [Consulta: 2016, junio 11].
- ORAL, B. (2003). “*Structural Engineering Design*”. [Documento en Línea]. Disponible:<http://ocw.mit.edu/courses/civil-and-environmental-engineering/1-051-structural-engineering-design-fall-2003/> [Consulta: 2016, junio 11].
- Ortiz, A. (2016) *¿Qué son los MOOC?*. [Documento en Línea]. Disponible: http://uaqedvirtual.uaq.mx/campusvirtual/ayuda/pluginfile.php/1937/mod_resource/content/1/Qu%C3%A9%20es%20un%20MOOC.pdf

- Pappano, L. (2012). *The Year of the MOOC*. *The New York Time*. Recuperado de: http://www.nytimes.com/2012/11/04/education/edlife/massive-open-online-courses-are-multiplying-at-a-rapid-pace.html?pagewanted=all&_r=0
- Reyes, P. (2016). *Desarrollo de Contenido para Curso Abierto Masivo en Línea (MOOC) sobre Anclajes de Concreto Armado Preinstalados*. Tesis de pregrado. Universidad de Oriente, Cantaura.
- Sabino, C. (2000). *El Proceso de Investigación*. Argentina. Editorial Luvmen HVManitas.
- WHITTLE, A. (2004). *Ingeniería Geotécnica Avanzada*. [Documento en Línea]. Disponible: <http://ocw.mit.edu/courses/civil-and-environmental-engineering/1-364-advanced-geotechnical-engineering-fall-2003/> [Consulta: 2016, julio 15].

ANEXOS

MANUALES DEL CURSO MOOC



Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil
Elaborado por: Soylen S. Márquez S.
Jesús L. Misel R.
Correo: Soylenmarquez@gmail.com
Jesusmisel.13@gmail.com
Tutor: Jhonatan A. Martínez G.

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOSAS DE FUNDACIÓN VOL 1.

Resumen.

La subestructura o fundación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente.

El primer manual presenta las bases teóricas sobre los sistemas de fundación, la selección del tipo de fundación, clasificación de las losas de fundación, características y otros aspectos relacionados con el análisis de estos miembros estructurales, tales como los estados límites y las sollicitaciones descritas por las normas. El objetivo principal de este primer tomo, es ofrecer a los participantes del curso conocimientos básicos sobre el tema de losas de fundación para un correcto manejo de los términos asociados a estos elementos.

Abstract.

The substructure or foundation is that part of the structure that is usually placed below the surface of the ground and that transmits the loads to the underlying soil or rock.

The first manual presents the theoretical bases on the foundation systems, the selection of the type of foundation, classification of the foundation slabs, characteristics and other aspects related to the analysis of these structural members, such as the limit states and the sollicitations described by the rules. The main objective of this first volume is to offer the participants of the course basic knowledge on the subject of foundation slabs for a correct management of the terms associated with these elements.

Introducción

En el campo de la ingeniería civil toda estructura necesita que la misma cuente con un medio de soporte capaz de transmitir las cargas (solicitaciones), generadas por su propio peso, o que puedan presentarse durante un periodo (acciones temporales), de forma satisfactoria al suelo. A este medio se le conoce como fundación, y es un elemento estructural de soporte el cual forma parte fundamental de la estructura, brindándole estabilidad entre otros aspectos.

La fundación es un elemento importante para el correcto funcionamiento de la obra en construcción, ya que su función principal es la de transmitir al suelo todas las cargas que impone la superestructura de una construcción. La forma como se realiza esta transferencia depende de una diversidad de parámetros, entre los cuales se mencionan:

- La capacidad portante del suelo de fundación.
- La profundidad en la cual se ubica la base.
- El tipo y magnitud de las cargas impuestas.
- Las propiedades elásticas del suelo.
- El comportamiento de la superestructura.
- La presencia del nivel freático.

Además de lo anteriormente mencionado, debe ser capaz de resistir los asentamientos que se presenten, manteniéndose dentro de los límites tolerables y permisibles establecidos por las normas y códigos vigentes de cada país.

Principalmente, se debe tomar en cuenta el tipo de suelo sobre el cual se construirá el sistema de fundación, ya que existen diferentes tipos con características particulares; el ingeniero de fundaciones encargado del diseño, debe analizar y escoger el tipo de fundación más idóneo para el lugar donde se construirá la estructura. Este factor es fundamental, ya que dependiendo del suelo, se pueden realizar las primeras consideraciones para elegir el tipo de fundación que resulte más factible y económico de diseñar.

Es por ello que, el informe de Suelos suministra la información referente al tipo y sus características, de tal manera que el ingeniero estructural pueda analizar y escoger entre las distintas opciones para el sistema de fundaciones; y posteriormente ajustar las dimensiones y la cota de fundación a las solicitaciones obtenidas del análisis estructural.

Alcance

La presente guía tiene la finalidad de prever las bases teóricas sobre las losas de fundación; tales como: sus tipos, características estructurales, funciones y demás aspectos generales relacionados con este tipo de sistema de fundación.

Selección del tipo de fundación

La ingeniería de fundaciones tiene más de arte que de ciencia exacta y en la selección del tipo de fundación para una estructura se debe combinar, juiciosamente, la experiencia y el análisis científico de los datos. Tanto del suelo como de la estructura.

El tipo de fundación más apropiado para una estructura depende de varios factores, tales como:

- La función de la estructura.
- El tipo de estructura (isostática o hiperestática).
- Las cargas a ser soportadas (concentradas o repartidas).
- Las condiciones del subsuelo.
- El tiempo destinado a la construcción de las fundaciones y el costo relativo de estas con relación al total de la obra.

En la selección del tipo de fundación deben seguirse los siguientes pasos:

1. Obtener la información existente sobre la superestructura y las cargas que se transmitirán a las fundaciones.

2. Llevar a cabo un reconocimiento del sitio para formarse una idea general de las condiciones del subsuelo y, a través de una inspección de las estructuras existentes en el área, de los posibles problemas que se pueden presentar.
3. Ejecutar perforaciones preliminares en el sitio de la obra, planificadas de acuerdo con la información recabada previamente, para determinar las condiciones generales del subsuelo.
4. Considerar las diferentes posibilidades de fundación que se puedan adaptar al sistema suelo-estructura, con la finalidad de determinar si se pueden soportar las cargas aplicadas sin experimentar asentamientos excesivos o detrimentos.
5. Llevar a cabo estudios más detallados del subsuelo, en caso de ser necesarios, para hacer estimaciones más precisas de los criterios de diseño para los tipos de fundación que se están considerando. Información más detallada sobre la compresibilidad y resistencia al corte del suelo, así como de las cargas y otros parámetros de la estructura que sean necesarios.
6. Preparar un diseño preliminar de cada tipo de las fundaciones que se están considerando, con la finalidad de seleccionar aquella que mejor satisfaga los criterios de comportamiento y costo.

En la tabla 1 se muestran

algunas posibilidades de fundación para ciertas condiciones de suelos, las cuales se deben tomar como mera sugerencias.

Tabla 1. Selección del tipo de fundación (Tomado de Goodman y Karol 1968)

Condición del subsuelo	Posibilidad de fundación	
	Estructura ligera y flexible	Estructura pesada y rígida
Capa compacta o rígida de gran espesor	<ul style="list-style-type: none"> ➤ superficial 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aislada ➤ a superficial ➤ Losa superficial
Estrato compresible de gran espesor	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aisladas sobre relleno granular compactado ➤ Losa superficial ➤ Pilotes a fricción 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Losa profunda rígida ➤ Pilote s largos o pilas para atravesar el estrato ➤ Pilote s a fricción
Estrato blando o suelto sobre estrato firme	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Pilotes de punta o pilas ➤ Aisladas sobre relleno granular compactado ➤ Losa superficial 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Pilote s de punta o pilas ➤ Losa profunda
Capa compactada o rígida sobre deposito blando	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aisladas ➤ Losa superficial 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Losa profunda (tipo flotante) ➤ Pilote s largos o pilas para atravesar el deposito blando
Capas blandas y rígidas alternadas	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aisladas ➤ Losa superficial 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Losa profunda ➤ Pilote s o pilas hasta estrato firme para lograr una fundación satisfactoria

Fuente: Febres, (1992).

Sistemas de fundación

El suelo es un material poco resistente comparado con el acero o el concreto reforzado, por lo que el sistema de fundaciones debe

ser capaz de transformar las altas intensidades de las tensiones a bajas intensidades, de manera que la distribución de presiones sea tolerable por el suelo.

Son funciones del sistema de fundación (o infraestructura como también se le conoce):

- Transferir las solicitaciones de la estructura al terreno de fundación.
- Dar estabilidad a la estructura.
- Compatibilizar los asentamientos del terreno con las características de la estructura.

Deben considerarse conjuntamente el terreno de fundación, el sistema de fundaciones y la estructura porque el comportamiento estructural, estático y dinámico, depende de las características de cada una de ellas y de su interacción mutua.

Tipos de fundaciones (de acuerdo al ACI 318-14).

El código americano ACI 318-14, en su capítulo 13 establece los tipos de fundaciones que deben diseñarse en base a los requisitos que éste establece. Dentro de estos tipos se encuentran las que se detallan en la figura 1, y se mencionan a continuación:

- Zapatas corridas.
- Zapatas aisladas.
- Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación (fundación).
- Vigas sobre el terreno.
- Cabezal
- Pilotes excavados

- Cajones de cimentación (caissons)
- Pilotes

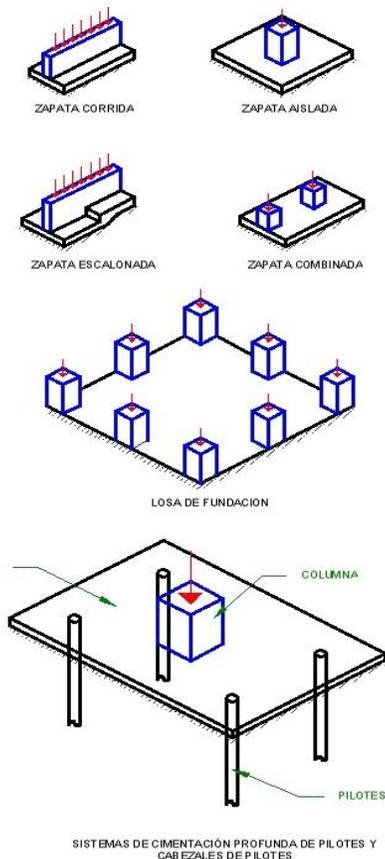


Figura 1. Tipos de fundaciones
Fuente: Autor.

Dentro de estos tipos de fundaciones se encuentran las losas de fundaciones (superficiales). Estas generalmente se usan cuando la capacidad de carga del suelo es baja ya que disminuyen la presión de contacto al repartir las cargas en una mayor área. También en lugares donde exista riesgo de estabilidad, como en suelos

erráticos con materiales blandos y compresibles distribuidos al azar dentro del subsuelo, ya que, por su resistencia y continuidad estructural, sirven de puente, permitiendo asentamientos uniformes en toda el área de la estructura, ya que, disminuyen la presión de contacto al repartir las cargas en una mayor área. También en lugares donde exista riesgo de estabilidad, como en suelos erráticos con materiales blandos y compresibles distribuidos al azar dentro del subsuelo, ya que, por su resistencia y continuidad estructural, sirven de puente, permitiendo asentamientos uniformes en toda el área de la estructura.

Losas de fundación

Una losa de fundación es una placa de concreto que sirve de soporte a varias columnas o a toda una estructura y que, salvo en condiciones de suelos de extrema dificultad, se apoya directamente sobre el subsuelo.

En general, en las estructuras usuales de edificios, resulta más económico fundar las diferentes columnas y muros en bases aisladas o corridas, con armadura únicamente en la cara inferior de las zapatas. En las placas, por el contrario, el volumen de concreto es considerable y por lo general se les arma junto a los bordes superior e inferior, lo cual encarece su costo.

Sin embargo, en ciertos casos, se prefiere recurrir al uso de losas de fundación, por las ventajas que ofrecen de una mayor rigidez del conjunto y un mejor comportamiento estructural, especialmente en los

siguientes casos:

- Cuando el suelo de fundación ofrece una limitada capacidad portante.
- Para evitar asentamientos considerables si el subsuelo presenta zonas débiles o defectos.
- Si existe posibilidad de ascenso del nivel freático, con una supresión que puede levantar las bases aisladas poco cargadas.
- Como apoyo de muros y columnas muy cargados, cuya base independiente exigen un área en planta que supera el 50% del área del predio.

Clasificación de las losas de fundación

No existe una única clasificación de las losas de fundación, ya que tal clasificación depende del objetivo mismo de ella y de los métodos aplicables. De modo que, las losas de fundación pueden ser clasificadas según:

- a) su forma en planta;
- b) su sección transversal;
- c) el tipo de sollicitación;
- d) las cargas que soportan y
- e) la rigidez estructural.

a) Según la sección transversal:

- **Placas macizas:** son las más simples con espesor

uniforme entre 0,75 y 2 m de altura, y armadas en dos direcciones ortogonales en forma ininterrumpida, en sus bordes superior e inferior, como se detalla a continuación.

Cuando los esfuerzos en el concreto de las placas macizas son excesivos, se pueden buscar soluciones alternas tales como:

- Aumentar la altura útil de la placa (figura 2 a).
- Colocar pedestales en la base de las columnas (esquema b y c).
- Ensanchar la base de las columnas en forma de campana (esquema d).
- Acartelar la placa en el plano inferior de la fundación, bajo las columnas (esquema e).
- Armar la placa con acero a corte y punzonado en la placa.

Construir una placa nervada, con vigas conectando las columnas en el borde superior de la placa.

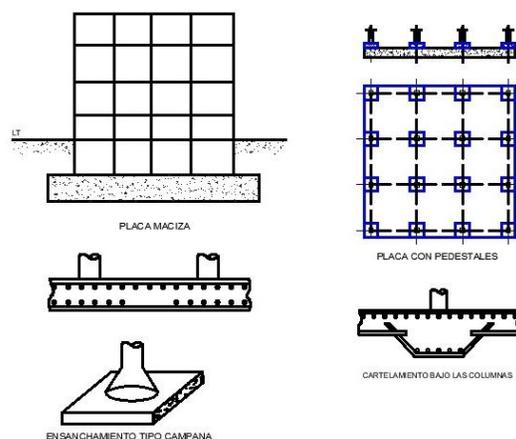
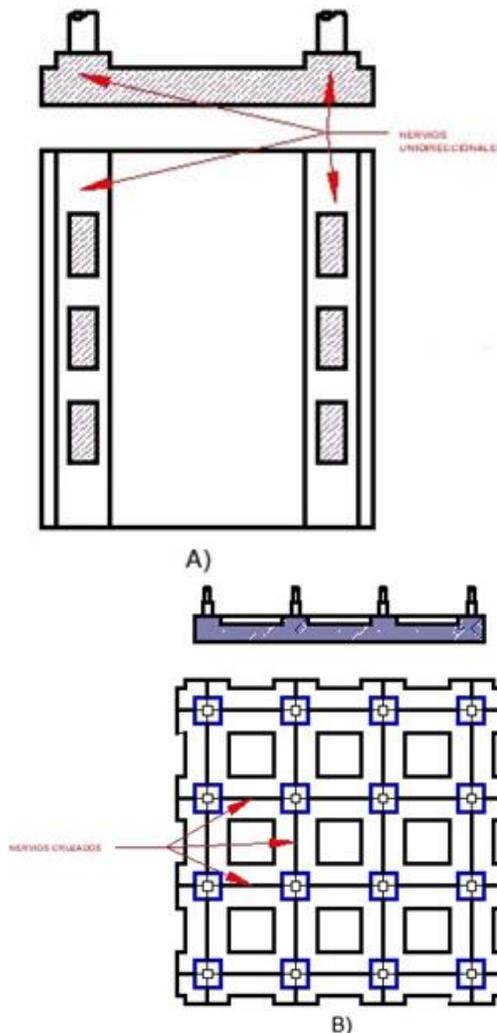


Figura 2. Tipos de placas macizas.

Fuente: Autor.

- **Placas nervadas:** son las que presentan nervios o vigas conectando las columnas, con lo

cual se logra incrementar la rigidez de la fundación. Los nervios pueden ser unidireccionales o colocados en forma de cuadrícula, ortogonalmente. Ver la figura 3 a) y b).



- Figura 3. Tipos de losas nervadas.
- Fuente: Autor.

En el primer caso (figura A), la fundación trabaja como una losa transversalmente apoyada en la dos vigas paralelas, es decir según su

luz más corta. En el segundo caso (esquema B), los nervios ortogonales trabajan bidireccionalmente como un entramado y dividen la superficie total de la placa en áreas parciales de dimensiones más reducidas.

- **Placas tipo cajón:** En este caso, se construyen para minimizar o anular los asentamientos diferenciales, especialmente en suelos débiles y compresibles, o con defectos en el subsuelo, las cuales permiten aumentar considerablemente la inercia del conjunto con peso reducido, ya que están formadas por placas delgadas rigidamente vinculadas en los nodos, formando vanos (luces) interiores que se pueden utilizar como sótanos, tal como ilustra en la figura 4.

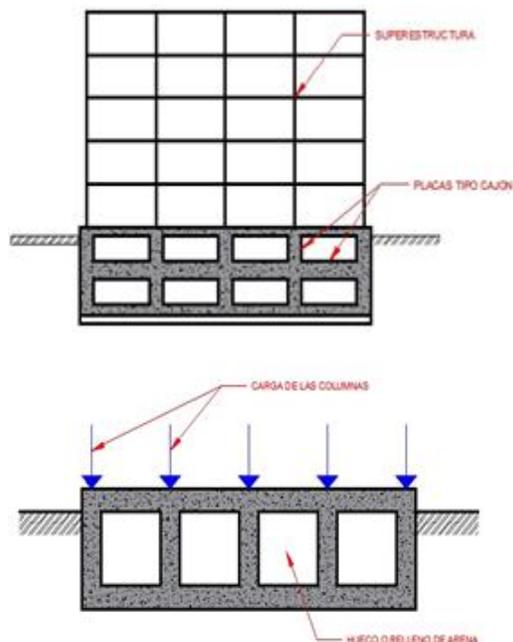


Figura 4. Losa de fundación tipo Cajón.

Fuente: Autor.

b) Según la forma en planta:

Este tipo de diseño responde a las necesidades estructurales del edificio o estructura en relación al espacio disponible. Generalmente se diseñan cuadradas o rectangulares. Sin embargo, en ciertos casos como en silos, chimeneas o torres de planta circular, se adopta la forma circular o poligonal concéntrica, de modo que se adapte mejor al comportamiento del conjunto.

c) Según su tipo de

solicitación: en lo referente al tipo de solicitación, las placas que resisten las cargas en sentido bidireccional, por lo cual se las arma en forma cruzada ver figura 2 a). En el caso de que trabajen como losas, en forma unidireccional (figura 3 a), la armadura principal es siempre la ubicada en dirección ortogonal a las vigas longitudinales que conectan las columnas.

d) Según el tipo de carga que soporta:

las cargas que actúan sobre las losas de fundación pueden ser estáticas o dinámicas. Las primeras son debidas al peso propio y sobrecargas fijas de la superestructura y las dinámicas al viento, sismo, impactos, paso de vehículos, vibraciones de maquinarias

etc.

Las cargas estáticas pueden ser puntuales, como en el caso de las columnas, o lineales como en los muros, de acuerdo a su eje longitudinal. Ver figura 5.

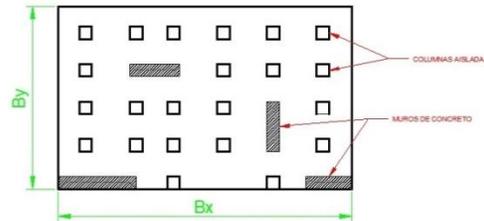


Figura 5. Losa de fundación sometida a cargas estáticas.

Fuente: Autor.

e) Según la rigidez relativa de una losa de fundación con respecto al suelo se clasifican en:

- **Placas rígidas:** para este tipo de bases, la distribución en el suelo de fundación de las reacciones resulta uniforme o lineal, con un área comprimida que depende de la ubicación del centro de presiones con respecto al baricentro de la base.

Las placas macizas como la de la figura 2 a), pueden resultar rígidas o flexibles, dependiendo de su espesor, de la distancia entre columnas, y de la magnitud de las cargas que éstas transmiten a la placa. Para que sean rígidas se deben cumplir ciertas condiciones, entre las cuales están:

- El estado de solicitación debe estar controlado por el corte o el punzonado.
- El espesor de la placa debe ser tal que el concreto solo, resista los esfuerzos tangenciales, sin la colaboración de acero de refuerzo por corte.

- Las cargas entre columnas adyacentes no varíen en más del 20% entre sí.
- El espaciamiento entre columnas adyacentes no varíe en más del 20% y sea inferior a:

$$S \leq \frac{\pi}{2} L_e + b$$

S: separación entre ejes de las columnas.

b: ancho de la columna.

L_e : Longitud elástica ficticia.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_c I}{K B}}$$

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I : Momento de inercia de la sección transversal de la base de ancho b_x .

K : Coeficiente de rigidez del suelo o módulo de balastro.

Otra de las condiciones que se debe tener en cuenta tiene que ver con la resultante de las cargas de todas las columnas que se apoyan en la placa, donde su centro de presiones debe estar contenido dentro del núcleo central de la base para que la losa de fundación se halle totalmente comprimida. De modo que se cumpla:

$$q_s = \frac{v \sum P}{A} \leq q_{adm}$$

En el caso de que el centro de presiones no

coincide con el baricentro de la placa, pero está contenido en el núcleo central, los esfuerzos en el suelo de fundación, bajo la placa se obtienen:

$$q_{max} = \frac{v \sum P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{B_x} + \frac{6e_y}{B_y} \right] \leq q_{adm}$$

$$q_{min} = \frac{v \sum P}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{B_x} - \frac{6e_y}{B_y} \right] \geq 0$$

Donde:

B_x y B_y : Son los lados en planta de la losa de fundación.

e_x y e_y : Son las excentricidades de la resultante de las cargas, con relación al baricentro de la base (ver figura 6).

v : Factor de mayoración (se asume 1,4).

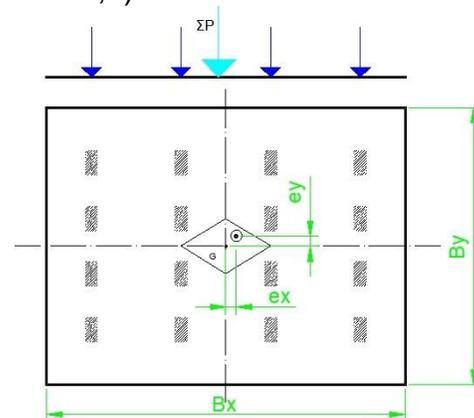


Figura 6. Losa de fundación parcialmente comprimida.

Fuente: Autor.

En general se exige que toda el área de la losa se halle comprimida bajo la acción de las cargas estáticamente aplicadas. Se exceptúa en caso de las cargas de sismo, para las cuales se permite que hasta un 25% del área en planta de la base se halle encuentre traccionada, y el esfuerzo admisible se adopta en este caso igual a $1,33 q_{adm}$

El método usual de diseño de las placas rígidas con columnas

doblemente alineadas que cumplen con las condiciones precedentes es el Método de las Franjas, el cual se detalla en el manual: "Métodos para el diseño de losas de fundación vol. 2".

- **Placas flexibles:** Cuando las placas de fundación no cumplen con las condiciones de rigidez estipuladas anteriormente mencionadas, se comportan como flexibles. Para su resolución se pueden aplicar métodos especiales, entre los cuales están:
 - El método aproximado de diseño.
 - El método de las diferencias finitas.
 - El método de los elementos finitos

Para la resolución de este tipo de fundaciones, el procedimiento que se detalla en el manual: "Métodos para el diseño de losas de fundación vol. 2", se limita al método aproximado o método flexible aproximado.

En el método de diseño rígido convencional, la losa se supone que es infinitamente rígida. Además, la presión en el suelo está distribuida en una línea recta y el centroide de la presión en el suelo

coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas, como se mencionó anteriormente (ver figura 7 a). En el método de diseño flexible aproximado, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como se muestra en la figura 7 b). A esta suposición en ocasiones se le refiere como hipótesis Winkler. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le llama coeficiente de reacción de la subrasante K (módulo de balasto).

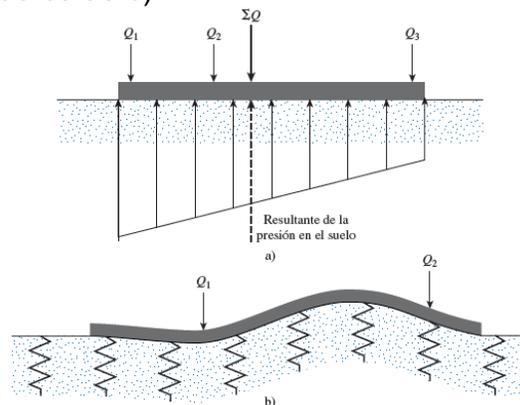


Figura 7. a) Principios de diseño mediante el método rígido convencional; principios del método flexible aproximado. Fuente: Braja Das, (2012).

Pedestales

Los pedestales son ensanchamientos de la parte inferior de las columnas, que permiten incrementar el área de contacto de éstas con la base, transmitiendo las cargas axiales y los momentos flectores a la fundación o a las vigas de riostra (Ver figura 8).

La sección transversal de los pedestales puede ser diferente a la de las columnas, pero se exige que ambas sean concéntricas. Entre las

funciones que cumplen los pedestales se enumeran:

- Transmitir más uniformemente las caras de las columnas a las zapatas.
- Disminuir las magnitudes de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las bases, producidas por la reacción del suelo.
- Dar mayor estabilidad al conjunto de las fundaciones.

La altura de los pedestales es variable, según las necesidades de cada proyecto, pero generalmente se halla entre 1 m y 1,5 m.

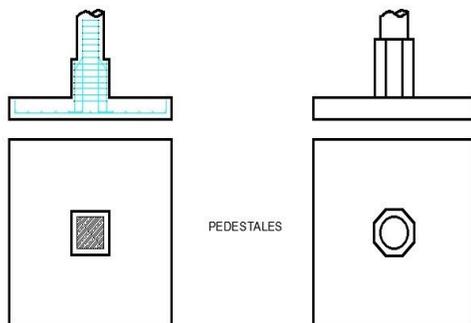


Figura 8. Tipos de pedestales.

Fuente: Autor.

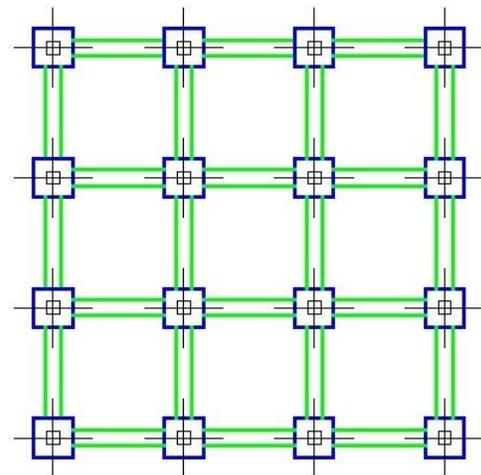
Vigas de riostra

Las bases aisladas deben conectarse entre sí y con el resto de las fundaciones de la estructura, mediante vigas de riostra que cumplen la función de encadenado.

En zona sísmica las vigas

se conectan en direcciones ortogonales con los extremos inferiores de las columnas o con la parte superior de las zapatas, como muestra la figura 9. Además, ubicadas perimetralmente, vinculan las bases excéntricas de lindero. Se forma así un retículo en planta que impide todo desplazamiento lateral de las bases y mantiene el conjunto en posición estable, rigidizándolo.

Se estima suficiente que las vigas de riostras sean capaces de resistir cargas axiales de tracción o compresión de magnitud igual al 10% o 15% de la carga axial de la columna más cargada de las dos que conecta. Adicionalmente, las vigas de riostra resistirán los momentos flectores transmitidos por las columnas o pedestales.



VIGA DE RIOSTRA

Figura 9. Fundaciones aisladas rigidizadas por vigas de riostras.

Fuente: Autor.

Análisis y diseño de fundaciones superficiales

En las fundaciones superficiales, al igual que los restantes elementos que forman parte de un sistema estructural, se deben satisfacer las exigencias de resistencia y estabilidad para cualquier combinación de cargas exteriores actuantes previstas en el cálculo. Se deben distinguir dos etapas:

1) **El análisis de la base:**

Corresponde a la determinación de su forma y dimensiones en planta (área).

2) **El diseño de la base:**

Mediante el cual se define su altura útil "d", y la cantidad y forma de distribución del acero de la armadura resistente.

La determinación de la forma y dimensiones en planta depende varios factores:

- a) La magnitud de las cargas de servicio que debe resistir la base.
- b) La calidad del suelo de fundación y sus esfuerzos admisibles.
- c) La profundidad del estrato en el cual apoya la base.
- d) El espacio disponible en planta para ubicarla.

La determinación de las dimensiones en planta de las bases se realiza con cargas de servicio y esfuerzos admisibles del suelo, mientras que el

diseño exige cargas mayoradas y resistencias minoradas, para todo tipo de secciones en concreto armado.

Cuando ya se han determinado la forma y dimensiones de una base, se procede a su diseño para cargas mayoradas, según las combinaciones de cargas estipuladas en el manual "Requisitos generales para el diseño de miembros de concreto armado vol. 3".

Estados límites de fundaciones

Las fundaciones en forma análoga a los demás elementos estructurales de concreto armado se diseñan para cargas actuantes mayoradas y para las resistencias minoradas, con la finalidad de eliminar los posibles riesgos de falla que el sistema suelo-fundación pueda presentar durante su vida útil. Dentro de estas complicaciones se hallan las que se nombran a continuación:

1) Estado límite por condición de servicio o de funcionamiento

En estos casos, la estructura aparentemente se ve sin ningún daño físico; pero presentan problemas en el suelo o la fundación, provocando las siguientes complicaciones:

a.- Asentamientos diferenciales y totales entre dos fundaciones continuas de una misma edificación. Trae como consecuencia el ladeo o inclinación de la estructura que podría llevarla a un posible volcamiento.

b.- Desplazamientos o levantamientos excesivos causados por suelos expansivos.

c.- Daños locales o generales causados por fenómenos de erosión interna, lixiviación o dispersión.

d.- Vibraciones excesivas causadas por estructuras o cargas móviles (motores o maquinas) que afecten el “confort” de los ocupantes.

e- Daños locales en partes de la estructura por falta de juntas de expansión y de contracción.

2) Estados límites por condiciones de falla por resistencia

Son complicaciones asociados por la falta de sincronización de comportamiento entre el suelo y la fundación, provocando algunos de los siguientes problemas:

- a) Falla del suelo por exceder su capacidad portante.
- b) Disminución del equilibrio por inestabilidad del terreno.
- c) Amplificación y modificación de las ondas sísmicas que viajan por el suelo, produciendo falla de la estructura al entrar en resonancia con ella.
- d) Falla de la estructura por el cambio de las propiedades del suelo al presentarse el

fenómeno de licuefacción durante un sismo.

- e) Falla de la estructura de la fundación como tal.
- f) Falla de la estructura por falta de amarres que den integridad estructural.

En el manual “Requisitos generales para el diseño de miembros de concreto armado Vol.3”, se profundiza a fondo sobre todo lo relacionado con este tópico y sus requisitos según lo establecido en la Norma Venezolana 1753-2006 y el código ACI 318-14.

Solicitaciones

Las solicitaciones son las combinaciones que se obtienen del análisis estructural; de donde se obtienen los resultados de los diferentes casos planteados tomando en cuenta principalmente los más desfavorables y finalmente se realiza el estudio de cada caso con la finalidad de realizar una evaluación real del sistema de fundación.

Para llevar a cabo este proceso es necesario realizar la selección de las diferentes cargas que actuarán sobre la estructura:

❖ **Selección de carga:** una fundación por ser el último eslabón de la estructura sobre la cual se sostiene, se encontrará solicitada por una combinación de cargas que produce la superestructura, es decir, por las siguientes:

➤ **Cargas muertas:** son las provenientes del peso de la estructura y todos los materiales

con carácter permanente, como: acabados, paredes, equipos fijos, etc.

➤ **Cargas vivas:** son las provenientes de cargas verticales que no tienen carácter permanente y que son impuestas a la estructura de acuerdo al uso que se le asigne. Cabe destacar que no hay regla fija sobre cuánto del total de la carga viva debe ser considerada para el diseño de una fundación, ya que esto depende del uso total de la estructura.

➤ **Cargas laterales:** en este caso se puede involucrar todo tipo de cargas provenientes de movimientos sísmicos, presiones de agua, presiones de tierra y cargas de viento y en general de equipos pesados como grúas, etc. Las cargas laterales de diseño que transmiten a una fundación, son proporcionales al número de fundaciones que existan y al método de cálculo utilizado y depende del tipo de fundación que se utiliza.

Las cargas anteriormente mencionadas se combinan sobre las bases de lo estipulado por el código ACI 318-14 y la norma 1753-2006, con la finalidad de obtener las solicitaciones a través del

análisis estructural. Dichas combinaciones de cargas para los estados límites resistentes se detallan en el manual “Requisitos generales para el diseño de miembros de concreto armado vol. 3”.

Referencias Bibliográficas

FONDONORMA. (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural 1753-2006. 1ra Revisión Caracas.

American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14). Michigan: Autor.

Febres, E. (1992). Fundaciones Superficiales. Facultad de Ingeniería. Merida, Venezuela.

FRATELLI, M. (1993). Suelos, fundaciones y muros. Caracas, Venezuela: Editoriales Varias.

Das, Braja M. (2012). Principios de Ingeniería de Fundaciones. 7ª Edición. Cengage Learning Editores, México.



Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil
Elaborado por: Soylen S. Márquez S.
Jesús L. Misel R.
Correo: Soylenmarquez@gmail.com
Jesusmisel.13@gmail.com
Tutor: Jhonatan A. Martínez G.

MÉTODOS PARA EL DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN VOL. 2.

Resumen.

En el segundo manual se realiza una breve introducción sobre los métodos de diseño de acuerdo al tipo de losa fundación y sus aplicaciones. Sin embargo, el contenido del mismo se basa en el método rígido convencional (método de las franjas) para losas rígidas, y el método aproximado flexible para el caso de las losas flexibles.

También se hace una completa descripción del módulo de balasto y sus características como parámetro fundamental en el análisis y diseño de fundaciones.

Abstract.

In the second manual there is a brief introduction about the design methods according to the type of foundation slab and its applications. However, its content is based on the conventional rigid method (strip method) for rigid slabs, and the flexible approximate method for flexible slabs.

A complete description of the ballast module and its characteristics is also made as a fundamental parameter in the analysis and design of foundations.

Introducción

Para el diseño de losas de fundación se utilizan diversos métodos los cuales son aplicables dependiendo del tipo o de acuerdo a su clasificación. Sin embargo, las losas de fundación se diseñan principalmente por su rigidez: rígidas y flexibles; los métodos de diseño que generalmente se usan se conocen como el método rígido convencional o método de las franjas y el método aproximado flexible, respectivamente. Aunque es importante mencionar que existen otros métodos de diseño como el método de las diferencias finitas, el cual permite la resolución de losas de fundación basándose en la ecuación diferencial de cuarto orden de Lagrange – Germain, dando como resultado un sistema de ecuaciones que cubren toda el área en estudio; de la integración de estas ecuaciones se pueden conocer la magnitud de los momentos flectores, los momentos torsores y los esfuerzos tangenciales en la placa que se analiza. Sin embargo, el método presenta inconvenientes por el hecho de que se deben tomar consideraciones como las condiciones de borde de la losa, el cual exige un elevado número de procedimientos, y cuando existen pares en los nodos, ya que las ecuaciones resultan muy complejas; por lo que para su aplicación es necesario el uso de un computador.

Otro de los métodos más utilizados para la resolución de los problemas del medio continuo, es el método de los elementos finitos. El concepto básico de este método, es que el medio continuo puede ser subdividido en regiones o elementos ponderables, en cada uno de los cuales el comportamiento puede describirse por un conjunto de funciones que representan el estado tensional o de desplazamiento de esa región.

En los problemas prácticos de ingeniería estructural, el método de los elementos finitos requiere el planteo y solución de un sistema de ecuaciones algebraicas que involucre la totalidad del medio continuo, y las matrices resultantes de esta operación se resuelven mediante la ayuda del computador digital.

Alcance

De los métodos de diseño mencionados anteriormente, los procedimientos que se detallan en esta sección hacen referencia al método de las franjas, para el caso de losas rígidas doblemente alineadas que cumplen con las condiciones previamente establecidas.

Por otra parte, se presenta la metodología para el método aproximado flexible, aplicable al caso de losas flexibles que no cumplen con los requisitos establecidos para las losas rígidas.

Método de las franjas

El método de las franjas se aplica para resolver placas macizas rígidas, con columnas alineadas ortogonalmente y que cumplen con las condiciones establecidas en el manual "Fundamentos teóricos de losas de fundación Vol.1", para placas rígidas. Para ello, se divide la placa en bandas o franjas definidas por las líneas medias que separan las diferentes filas de las columnas y se analizan como bases continuas independientes (ver figura 1).

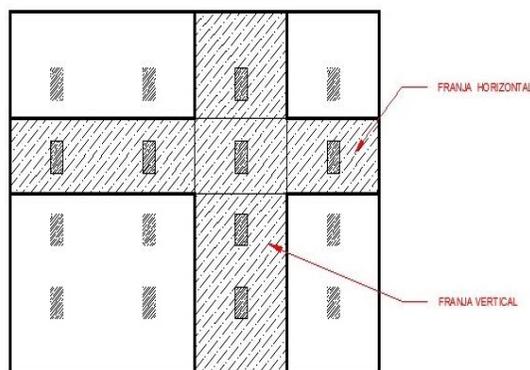


Figura 1. Placa maciza rígida.
Fuente: Autor.

El procedimiento que sigue el método de las franjas para el diseño de losas de fundación maciza es el siguiente:

1. Verificar que las columnas estén alineadas en ambas direcciones.
2. El espaciamiento entre columnas adyacentes no debe diferir en más del 20%.
3. Las cargas de las columnas adyacentes no debe superar

el 20% de diferencia, con respecto a la más cargada.

4. Ubicar el centro de presiones de la resultante de las cargas y momentos de las columnas, en régimen de servicio.
5. Definir el área requerida en planta de la base:

$$A_{req} = \frac{v \sum P}{q_{adm}} \quad \text{para } v = 1.4$$

6. Determinar las dimensiones necesarias haciendo coincidir el centro de presiones hallado con el baricentro de la base. Si por razones de espacio en planta esto no fuera posible, el centro de presiones debe quedar ubicado dentro del núcleo central de la base.

En el primer caso se tendrá una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo, y en el segundo, una distribución lineal, con los esfuerzos en los vértices.

7. Mayorar las cargas de las columnas. Cuando en el análisis se desconoce la magnitud de las cargas parciales permanentes y accidentales, en régimen de servicio, para mayorarlas se utiliza un factor de mayoración global al 1,6.
8. Hallar la reacción ficticia mayorada del suelo:

$$\sigma_u = \frac{\sum P_u}{A}$$

A: Área total en planta de la placa.

La Ecuación anterior es aplicable cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas mayoradas coincide con el baricentro de la base.

En caso contrario, hallar la distribución de los esfuerzos q_u con la ecuación:

$$\sigma_{u \min}^{max} = \frac{\sum P}{A} \left[1 \pm \frac{e_{ux}}{B_x} \pm \frac{e_{uy}}{B_y} \right]$$

9. Dividir la placa en franjas, con rectas equidistantes de las columnas en ambos sentidos ortogonales. Cada una de las franjas se analizará independientemente.
10. En cada franja, ajustar en valor de las cargas y reacciones de modo que se cumpla:

$$\int_{A_i} \sigma_u dA_i = \sum P_{ui}$$

A_i : Es el área de la franja i analizada. La ecuación anterior asegura que se cumplan las condiciones de la estática.

11. Cuando q_u no es uniforme, se adopta un q_u promedio en cada franja:

$$q_u = \sigma_u B_i$$

B_i : Es el ancho de la

franja i analizada.

12. Adopte una altura útil d de modo que resulte una sección dúctil en flexión y el concreto solo, pueda resistir los esfuerzos de corte y punzonado, para cualquier franja.
13. Verificar la rigidez de la placa. Para ello calcule la longitud elástica ficticia L_e en cada franja de ancho B .

Para que el espaciamiento S entre ejes de columnas cumpla:

$$S \leq \frac{\pi}{2} L_e + b$$

Leer K de la tabla 2.1

14. Hallar el área de acero de la armadura resistente en ambas direcciones ortogonales, y verificar el acero mínimo y longitud de adherencia y anclaje de las barras.

Verificar asimismo los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto de las columnas y la placa.

15. Calcular el peso propio de la base y la tierra de relleno, de cómo que resulte correcto el valor de ν adoptado al inicio del análisis.

Método flexible aproximado

El método flexible aproximado de diseño supone que el suelo está formado por un

conjunto de infinito de resorte individuales e independientes entre sí, cuyas constantes elásticas corresponde al coeficiente de reacción del suelo, o módulo de balastro K, el cual representa la relación existente entre la presión ejercida contra la placa y el asentamiento producido en un determinado punto del suelo. La figura 2 grafica este ejemplo.

Por lo tanto, la placa se comporta como apoyada en un medio elástico, cuya resolución matemática exacta es muy compleja, por lo cual se debe aplicar hipótesis simplificativas a los fines de diseño.

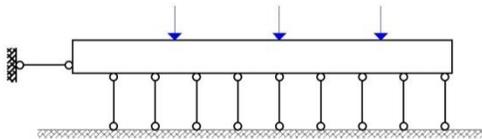


Figura 2. Principio del método flexible aproximado.
Fuente: Autor.

El siguiente método se basa en el procedimiento que propone la Norma ACI 446. El uso del procedimiento de diseño, que se basa principalmente en la teoría de placas, permite que se evalúen los efectos (es decir, momento, cortante y deflexión) de una carga concentrada de una columna en el área que lo rodea. Si las zonas de influencia de dos o más columnas se sobreponen, se puede emplear la superposición para obtener el momento neto, el cortante y la deflexión en cualquier punto. El método requiere seguir los

siguientes pasos:

1. Determinar la altura de la placa, como si fuera rígida.
2. Determinar la rigidez D de la placa:

$$D = \frac{E_c d^3}{12(1 - \mu^2)} \text{ (Kg/cm)}$$

Siendo μ el coeficiente de Poisson del concreto $\mu \cong 0.20$

3. Hallar el factor de rigidez efectiva L:

$$L = \sqrt{\frac{D}{K}} \text{ (cm)}$$

El cual es válido en un radio de influencia de $4L$ alrededor de cada columna.

4. Leer la magnitud de los factores de Z y Z' debidos a Henteyi (1946), del grafico de la figura 3.
5. Calcular los momentos radiales y tangenciales usando las siguientes ecuaciones:

$$M_r = \frac{P}{4} \left(Z_2 - \left[\frac{1 - \mu}{x} \right] Z_{1'} \right)$$

$$M_t = \frac{P}{4} \left(\mu Z_2 + \left[\frac{1 - \mu}{x} \right] Z_{1'} \right)$$

En el sistema de coordenadas cartesiano (ver figura 3):

$$M_x = M_r \cos^2 \theta + M_t \sin^2 \theta$$

$$M_y = M_r \sin^2 \theta + M_t \cos^2 \theta$$

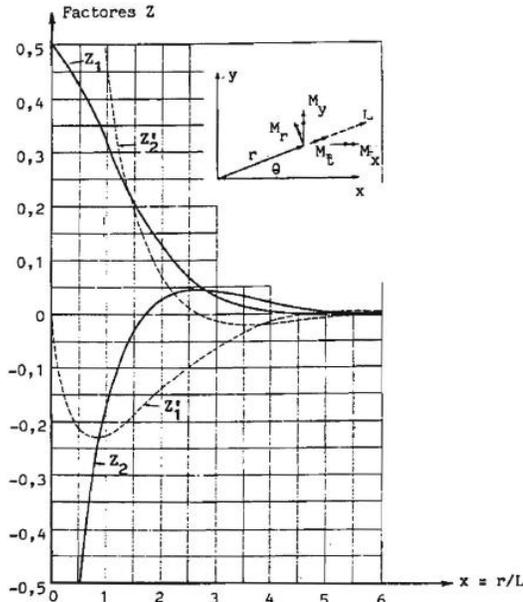


Figura 3. Método flexible aproximado (Henteyi 1946).

Fuente: Fratelli, (1993).

6. Hallar el valor del corte por unidad de ancho:

$$V = \frac{P}{4L} Z_2' \quad (Kg/cm)$$

7. En las placas flexibles, el asentamiento bajo las columnas se obtiene:

$$\Delta = \frac{PL^2}{8D} \quad (cm)$$

Y a distancia r de la columna:

$$\Delta = \frac{PL^2}{4D} Z_1$$

Para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de fundación, se deben conocer los principios comprendidos al

evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante o módulo de balasto, K . Por lo que en la siguiente sección se examina con detalle este coeficiente y todo lo relacionado con el mismo.

Definición del módulo de balasto

Si una fundación de ancho B (ver figura 4) se somete a una carga por área unitaria q , ésta sufrirá un asentamiento Δ . El coeficiente del módulo de la subrasante (módulo de balasto) se puede definir como:

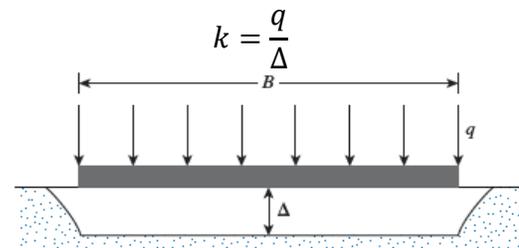


Figura 4. Definición del módulo de balasto K .

Fuente: Braja Das, (2012).

Coefficiente de Balasto vertical

En todo análisis estructural es necesario conocer o estimar las deformaciones asociadas con las cargas que transfiere una fundación al terreno natural. Para realizar el análisis estructural de las fundaciones se modela el suelo representándolo por un número infinito de resortes cada uno de los cuales no es afectado por el otro. La constante que define la función fuerza-desplazamiento de estos resortes es conocida como el coeficiente

de balasto y puede ser vertical u horizontal, dependiendo de la dirección de las fuerzas analizadas.

El coeficiente de balasto no es un parámetro intrínseco del suelo, sino que el mismo depende de las dimensiones de la fundación y las propiedades mecánicas del terreno. Esto se debe a que al cargar una fundación se generan esfuerzos en la masa de suelos los cuales depende del tamaño y la geometría de la fundación. Ahora bien, las deformaciones, y por ende los asentamientos, debajo de una fundación depende del módulo de elasticidad del suelo.

Cabe destacar, que la naturaleza no lineal del comportamiento del suelo se debe a que el mismo es un agregado de partículas, el cual es muy difícil de modelar de manera correcta con las teorías convencionales de la mecánica. Es por ello que se hace necesario verificar por separado los problemas de capacidad de soporte y deformaciones de las fundaciones. La solución de un caso, por ejemplo la capacidad de soporte, no garantiza que los asentamientos o desplazamientos laterales estarán satisfechos y es necesario verificar dicha condición. El diseño es entonces controlado por la condición más desfavorable de ambas.

En la figura 5 se representa la definición del coeficiente de balasto vertical como la recta

secante que une el esfuerzo capaz de generar un asentamiento de 0.05" de una placa de 30 cm x 30 cm de lado (un pie cuadrado) en el terreno. La penetración de 0.05" equivale a 1,27 mm. En otras palabras, el coeficiente de balasto vertical es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "esfuerzo-asentamiento" para un asentamiento de la placa de 1,27 mm.

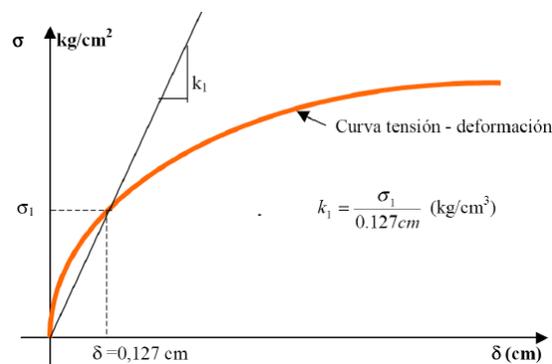


Figura 5. Definición del coeficiente de balasto vertical.

Fuente: Leoni, (2000).

El valor de 1,27 mm para el asentamiento se considera apropiado ya que el bulbo de esfuerzos para un plato de 30 cm de lado (un pie) alcanza unos 75,6 cm por debajo del mismo, con lo cual la deformación vertical estaría en el orden de 0,17 % a 0,2%, es decir bastante por debajo del 1%. Considerando que en general el pico de las curvas esfuerzo deformación de la mayoría de los suelo se obtiene a deformaciones entre 0,3% y 2%

para ensayos triaxiales y de compresión sin confinar, el módulo obtenido al 0,2% de deformación es adecuado para trabajar en la zona inicial de carga antes de alcanzar el pico de la resistencia del suelo.

Ahora bien, para el caso de una fundación de ancho, B , en el terreno la zona de influencia dada por el bulbo de esfuerzos se extiende hasta una profundidad de al menos dos veces y media el lado de la fundación ($2,5 B$). Para esas condiciones debemos limitar los asentamientos verticales z tal que:

$$\frac{z}{(2,5 B)} \leq 0,2 \%$$

Lo anterior implica asentamientos por debajo de 10 mm para una fundación de 2 m de ancho, lo cual es generalmente satisfecho. En caso de no satisfacer esta condición, el suelo tomará menos carga y se deformará más de lo esperado al acercarse al pico de la curva esfuerzo-deformación.

Coefficiente de balasto vertical para fundaciones tipo placa (losas).

Para obtener el coeficiente de balasto vertical diversos autores han desarrollado fórmulas que toman en cuenta el módulo de elasticidad del suelo (E) y el coeficiente de Poisson (μ). Los parámetros del suelo (módulos de elasticidad y coeficiente de

Poisson), pueden ser obtenidos, preferiblemente, a partir de ensayos triaxiales (CIU, CAU, UU) y de compresión sin confinar (CSC) realizados en muestra no perturbadas o inalteradas.

Para el caso de una fundación de ancho B , y de longitud L , soportando una carga Q , y apoyada a una profundidad D , en un terreno elástico, uniforme, con un módulo de elasticidad constante con la profundidad E , que transmite al terreno donde se apoya un esfuerzo q , se puede decir que el asentamiento que la misma experimentará por deformación elástica del terreno se representa por la expresión:

$$y = \frac{q * B * (1 - \mu^2) * I}{E}$$

Donde:

μ : Coeficiente de Poisson.

I : Coeficiente que toma en cuenta la forma del área cargada y la rigidez de la base.

Considerando la definición anterior, el coeficiente de balasto queda expresado de la siguiente manera:

$$k = \frac{q}{y} = \frac{E}{B * (1 - \mu^2) * I} = \frac{Cc * E}{B}$$

Donde:

Cc : Constante que se estima a partir de las dimensiones de la fundación y el tipo de suelo tal como se indica a continuación:

- Suelos arcillosos:

Considerando una placa cuadrada ($B=L$), apoyada sobre una superficie, se tiene la siguiente expresión:

$$k = 1,5 \frac{E}{B}$$

- Suelos granulares:

$$k = 1,30 \frac{E}{B}$$

Cuando se tienen fundaciones rectangulares de ancho B y largo L en donde la relación de $L/B > 1$, la expresión 1 es multiplicada por un factor de corrección por forma k' :

$$k = k' = \left(\frac{L + 0,5 * B}{[1,5 * L]} \right)$$

En el caso que se tenga placas rectangulares sobre suelos cohesivos, donde L es mucho mayor que B , la expresión se reduce a:

$$k = \frac{E}{B}$$

Donde: B es el lado menor de la fundación.

Las expresiones anteriores se basan en el módulo de elasticidad del suelo sin considerar la prueba con el plato de un pie cuadrado. En caso de que se conozca el resultado de una prueba de carga realizada con dicho plato se tiene que para suelos granulares, es decir, sin cohesión, el coeficiente de balasto puede ser estimado a partir de la siguiente expresión:

$$k = k_1 \left[\frac{B + 30}{2 * B} \right]^n$$

Donde:

B : Es expresado en centímetros y el valor de n varía entre $2 < n < 3$.

k_1 : Representa el valor obtenido de la prueba de carga.

En el caso en que la fundación esté empotrada a una profundidad " D ", se multiplica por la siguiente expresión:

$$f = \left(1 + 2 * \frac{D}{B} \right)$$

En la siguiente tabla se dan los valores de K para diferentes tipos de suelos, el cual se asume constante en toda el área del suelo en contacto con las fundaciones de la estructura.

Tabla 1. Módulo de balasto para diferentes tipos de suelos.

TIPO DE SUELO		K (Kg/cm³)
Densidades compactadas	Gravas	
	Buena granulometría	13 a 20
	Granulometría mediana	12 a 18
	Granulometría pobre	11 a 13
	Arenas	
	Buena granulometría	10 a 12
	Granulometría mediana	8 a 11
	Granulometría pobre	7 a 9
	Arenas arcillosas	5 a 8
	Arenas limosas	3 a 7
	Arenas y limos	
	poco compresibles	2 a 6
	Limos y Suelos orgánicos	
Compresibles	1 a 3	
Densidades no compactadas	Arcillas y limos	
	Compresibles	0,7 a 2
	Muy compresibles	0,5 a 1,5
	Suelos orgánicos	
Compresibles	0,3 a 1	

Fuente: Fratelli, (1993).

Coefficiente de balasto vertical para perfiles heterogéneos

Es importante destacar que las ecuaciones para el cálculo del módulo de balasto mencionadas

anteriormente, son aplicables para condiciones de perfiles geotécnicos homogéneos respecto a la profundidad, es decir, que no varía el tipo de suelo con la profundidad; además que el módulo de elasticidad (E), se supone también constante con la profundidad. Sin embargo, es frecuente encontrar perfiles geotécnicos estratificados en capas con módulos de elasticidad distintos en cada capa.

Lo anteriormente mencionado trata de explicar que para el caso de perfiles heterogéneos, la determinación del módulo de balasto vertical a partir de estas expresiones se hace menos exacto, y por lo tanto, es necesario realizar dichas estimaciones de otra manera. En ese caso, existen alternativas para el cálculo del coeficiente de rigidez para fundaciones aisladas o losas de fundación, como el uso de programas para análisis estructural a través del método de los elementos finitos, tales como Staad Pro, SAP 2000 u otros similares, con los cuales se modela la fundación y los estratos del suelo en un entorno de aproximadamente el doble de la máxima dimensión en planta de la fundación.

El procedimiento consiste en colocar una carga vertical unitaria por metro cuadrado (m²) sobre toda el área de la fundación (no se debe considerar el peso propio de la misma) de manera que el programa calcule las deflexiones

verticales considerando las constantes elásticas de los distintos estratos de suelo hasta alcanzar el equilibrio. Y el valor promedio de los desplazamientos verticales de cada una de las juntas de la fundación. El asentamiento calculado de esta manera considera la contribución de todos los estratos en la zona de influencia de la fundación.

Los valores del coeficiente de balasto vertical calculados por este método se pueden considerar a juicio de los autores como valores relativamente ajustados al comportamiento real del conjunto suelo—fundación. Sin embargo, este procedimiento conlleva a una preparación del modelo con elementos finitos tipo sólido, la cual es bastante laboriosa. Por lo que no entra dentro del alcance de este trabajo de investigación, de manera que solo se ha permitido hacer una somera referencia sobre esta condición.

Referencias Bibliográficas

COVENIN. (2006). Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural 1753-2006. 1ra Revisión Caracas: FONDONORMA

American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural

Concrete (ACI 318R-14). Michigan: Autor.

Febres, E. (1992). Fundaciones Superficiales. Facultad de Ingeniería. Merida, Venezuela.

FRATELLI, M. (1993). Suelos, fundaciones y muros. Caracas, Venezuela: Editoriales Varias.

Das, Braja M. (2012). Principios de ingeniería de fundaciones. 7ª edición. Cengage Learning editores, México.

Leoni, (2000). Apunte de Coeficiente de Balasto, Facultad de Ingeniería, U.N.L.P.



Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil
 Elaborado por: **Soylen S. Márquez S.**
Jesús L. Misel R.
 Correo: **Soylenmarquez@gmail.com**
Jesusmisel.13@gmail.com
 Tutor: **Jhonatan A. Martínez G.**

REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO VOL 3.

Resumen.

Este apartado presenta los requisitos para el análisis y diseño de fundaciones de acuerdo a lo establecido en la Norma 1753-2006 y lo aplicable según reglamento ACI 318-14. Presenta los parámetros relacionados al análisis de las condiciones naturales correspondientes al subsuelo, como la capacidad de carga y admisible del suelo, la estimación de los esfuerzos en el suelo y los asentamientos que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Por otro lado, establece los requisitos que rigen el análisis y diseño de estos miembros estructurales, como los estados límites de las fundaciones, los requisitos de diseño por resistencia, etc.

Abstract.

This section presents the requirements for the analysis and design of foundations according to what is established in the Standard 1753-2006 and what is applicable according to regulation ACI 318-14. It presents the parameters related to the analysis of the natural conditions corresponding to the subsoil, such as the carrying capacity and admissible of the soil, the estimation of the efforts in the soil and the settlements that may occur during the useful life of the structure.

On the other hand, it establishes the requirements that govern the analysis and design of these structural members, such as the limit states of the foundations, the design requirements for resistance, etc.

Introducción

Dentro del campo de la ingeniería los profesionales además del conocimiento y experiencia en el área, deben contar con la creatividad, razonamiento, análisis, y buena selección, ya que son fundamentales al momento de darle solución a los problemas que se presenten durante la ejecución de cualquier sistema estructural. Así pues, dichos elementos deben ser aplicados por el ingeniero a la hora de elaborar una fundación para una estructura determinada.

El comportamiento suelo-fundación debe satisfacer las condiciones de seguridad, funcionalidad y confiabilidad, de manera que se proporcione una adecuada estabilidad, resistencia y se controlen los asentamientos dentro de los límites permitidos; tanto para la fundación, como para el suelo. Es por ello, que dentro del proyecto para el diseño del sistema de fundaciones, se pueden diferenciar dos etapas, a saber: el análisis de las condiciones naturales correspondiente al subsuelo (es decir, el perfil geotécnico), y el análisis y diseño estructural de la fundación en sí.

Lo primero hace referencia a la determinación de la capacidad de carga (q_u), y admisible del suelo (q_{adm}), con el objeto de proveer un margen de seguridad para evitar una falla por capacidad

de carga última.

Por otro lado está la estimación de los esfuerzos en el suelo, lo cual su distribución en la masa del suelo se determina generalmente considerando al suelo como un medio linealmente elástico con condiciones de borde que se aproximan a las del problema real; todo esto con la finalidad de poder calcular las deformaciones y asentamientos que se pueden producir dentro de la masa del suelo causados por las cargas a las que éste estará sometido.

Otro de los factores que toma mucha importancia dentro del análisis del perfil geotécnico, es la determinación de los asentamientos, ya que las condiciones del suelo son susceptibles a cambios antes, durante y después a la construcción de la estructura. La mayoría de los daños en las construcciones, vinculados a fallas de la fundación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas, principalmente por una investigación inapropiada del suelo y la no identificación del comportamiento del mismo. Es por ello que el conocimiento sobre los asentamientos es de importancia para el proyecto de fundaciones.

Dentro de la segunda etapa en el proyecto de fundaciones, se encuentran los requisitos y parámetros que rigen el análisis y diseño de estos miembros

estructurales, los cuales están fijados por la norma Venezolana 1753-2006, y en este caso, es aplicable también lo que establece el código internacional ACI 318-14.

Es importante mencionar que la teoría de los Estados Límites es la que condiciona el análisis y diseño de las fundaciones; generalmente las dimensiones en planta de las zapatas (Bx, By) se realizan de acuerdo a las condiciones de servicio (Estados Límites de Servicio); mientras que el diseño se efectúa mediante el Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual se refiere tanto a la falla del suelo como a la de la estructura de fundación. Aunque ambas situaciones son independientes entre sí, debido a que el factor de seguridad en las estructuras para cargas de agotamiento es alrededor de 2 y el de los suelos de 3 o más, además de no resultar práctico un análisis al agotamiento del conjunto suelo-fundación, se acepta la hipótesis de suponer para la mayoría de los casos que la falla estructural de la fundación tiende a producirse antes que la falla del suelo. De manera que la resistencia estructural de la fundación estará provista por su capacidad resistente a la fuerza cortante y a la flexión, para lo cual se selecciona un espesor de la zapata y el área de acero de refuerzo de la misma.

Alcance

El presente manual contiene los tópicos referentes a las condiciones que deben satisfacer la parte natural de toda fundación, tales como: la capacidad de carga, capacidad admisible, la distribución de esfuerzos en el suelo y los asentamientos totales del mismo.

Posteriormente, se estudiarán los requisitos generales concernientes al análisis y diseño de las fundaciones superficiales, con el fin de estimar los espesores, cuantías de aceros de refuerzo que deben cumplir con los requerimientos de corte, flexión, adherencia, transferencia de esfuerzos y aplastamiento establecidos en la FONDONORMA 1753-2006, y los aplicables por el ACI 318-14.

1. Parámetros asociados al estudio del suelo.

En esta sección se describen los parámetros que condicionan el comportamiento del suelo, y lo relacionado a éste en cuanto al diseño de fundaciones. Estos son:

- Capacidad de carga última
- Esfuerzos en el suelo
- Asentamientos

Capacidad de carga última

Uno de los problemas fundamentales en el diseño de una construcción es el poder determinar la capacidad portante del suelo donde apoya, con el fin de asegurar su estabilidad ante

las cargas que le impondrá la superestructura.

Cuando se analiza un suelo, se le supone un material isótropo y homogéneo de comportamiento lineal bajo las cargas. Sin embargo, estas condiciones son sólo ideales, ya que en la realidad el suelo es una masa heterogénea, formada por diversas partículas, y anisótropa pues generalmente presenta plano preferencial de deformación. Además su comportamiento es línea solo para solicitaciones de pequeña magnitud.

La capacidad de carga de un suelo puede definirse como el estado tensional límite que soporta, más allá del cual se produce la falla por corte del mismo.

Generalmente, en la mayoría de los casos se puede obtener una carga última Q_{ult} que el conjunto suelo-fundación puede soportar; la presión de contacto promedio que ejerce la zapata sobre el suelo, correspondiente a esta carga última Q_{ult} , se le denomina capacidad de carga última del suelo q_u , cuyo valor es:

$$q_u = \frac{Q_{ult}}{A_f}$$

Donde A_f es el área de la fundación.

La tensión máxima para el cual se produce la falla por corte, se designa como q_{ult} , pero el análisis de las fundaciones se

basa en q_{adm} que son las tensiones que el suelo puede soportar sin excesivos asentamientos y sin fallar por corte, por lo que:

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

Donde FS es un factor de seguridad que depende de variables tales como tipo de suelo, tipo y duración de las cargas, tipo de la estructura, vida útil de la obra, etc. En cualquier caso, dicho factor debe ser al menos 3 en todos los casos.

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características:

1. La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo (el termino *excesivo* es relativo, ya que el grado de asentamientos permisibles en una estructuras depende de diversos factores).

Antes de describir las teorías propuesta para determinar la capacidad de carga última del suelo para fundaciones superficiales, es importante mencionar los tipos de falla que

existen.

Tipos de fallas por capacidad de carga

Los principales modos de falla por corte bajo fundaciones superficiales han sido descritos en la literatura como falla general por corte (Terzaghi, 1943), falla local por corte (Terzaghi, 1943; De Beer y Vesic, 1958) y falla por corte punzonado (De beer y Vesic 1958; Vesic, 1963).

Falla general por corte

Esta falla se caracteriza por la existencia de un patrón de falla bien definido, que consiste en una cuña de suelo y dos superficies continuas de deslizamiento que se extienden desde cada lado de la zapata hasta la superficie del terreno tal y como se muestra en la figura 1 a).

Falla local por corte

El patrón de falla solo está bien definido debajo de la zapata cuando se produce una falla local (figura 1 b). Dicho patrón consiste en la formación de una cuña y dos superficies de deslizamiento que comienza a cada lado de la zapata, pero que, al contrario de la falla general por corte, terminan en algún sitio dentro de la masa de suelo. La falla local por corte constituye un modo transicional entre la falla general y la falla por punzonado.

Falla por punzonado

El patrón de falla en este

caso no es fácil de observar. A medida que se incrementa la carga, se comprime el suelo inmediatamente debajo de la zapata y se produce el desplazamiento vertical de la misma, tal y como se ilustra en la figura 1 c).

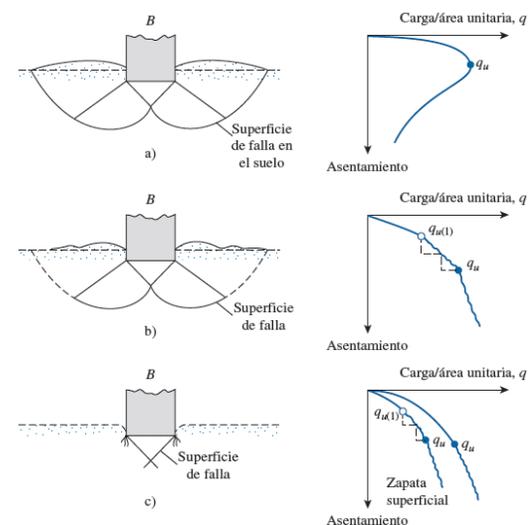


Figura 1. Naturaleza de la falla en el suelo por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local de corte; (c) falla de corte por punzonamiento (tomado de Vesic 1973).

Fuente: Braja Das, (2012)

Teoría de la capacidad de carga

Resulta difícil elegir una teoría, entre las tantas que se han desarrollado sobre la capacidad de carga por diversos autores. Por lo que la selección de las expresiones para el proyecto de fundaciones está condicionado por la normativa internacional que se utilice, y de acuerdo a la que

mejor se adapte al problema real de un proyecto de fundaciones.

Dada la complejidad del comportamiento de los sistemas de fundación-suelo, con fines de ingeniería, es suficiente en la mayoría de los casos, emplear las formular de terzaghi con los factores modificados.

En 1943 Terzaghi presentó su teoría para determinar la capacidad de agotamiento del suelo de fundación. Dicha teoría está basada en los estudios realizados por Prandtl en 1920. Sin embargo, dichas expresiones no contemplan una cantidad de variables y factores (algunos fueron considerados superficialmente), tales como la forma y el tamaño de la fundación, la profundidad de la cota de fundación, la inclinación y excentricidad de las cargas, la compresibilidad del suelo, la posición del nivel freático, etc. Los cuales tienen incidencia en la determinación de la capacidad de carga del suelo.

Como resultado de todo esto, Meyerhof (1963), sugirió la siguiente expresión conocida como ecuación general de capacidad de carga; ecuación que se puede utilizar para determinar la capacidad de carga última en el caso de losas de fundación:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

Donde:

c' = cohesión

$q = \gamma D_f$ (Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación)

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la fundación (dimensión menor de la losa)

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

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

F_{ci}, F_{qi}, F_{yi} = factores de inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_y = factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga se dan en la tabla B-7; así como los factores de forma, profundidad e inclinación se resumen en la tabla B-8 del apéndice B respectivamente.

Esfuerzos en el suelo

Cuando se aplica una carga a una determinada profundidad en un estrato del suelo, los esfuerzos producidos dentro de la masa del mismo, se distribuyen tanto en profundidad como lateralmente. Su magnitud en los diferentes puntos del subsuelo puede determinarse mediante:

- Métodos aproximados de distribución de esfuerzos
- Métodos basados en la teoría de la elasticidad

Todos los métodos aproximados para el cálculo de los esfuerzos normales verticales en la masa del suelo, se realizan teniendo en consideración que éste se

encuentra sometido a la acción de cargas uniformemente distribuidas en los estratos superficiales del terreno. Todos ellos suponen que los esfuerzos dentro de la masa se transmiten como una pirámide trunca cuyas aristas tienen pendiente entre 1:1 y 2:1 (ver figura 2).

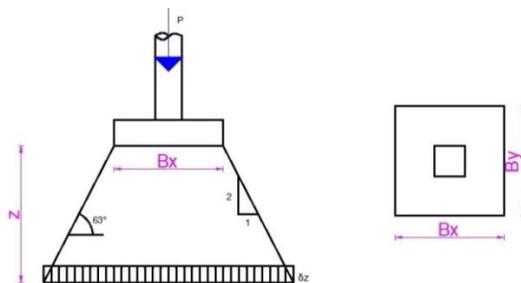


Figura 2. Distribución de esfuerzos en la masa del suelo con pendiente 2:1 por el método aproximado.

Fuente: Autor.

Por su parte, los métodos basados en la teoría de la elasticidad generan valores más exactos de la distribución de los esfuerzos en el suelo. En este caso, dicha distribución depende de 2 factores a saber: la rigidez de las fundaciones y las propiedades estáticas del suelo. De manera de simplificar el problema se supone el suelo como un sólido semi-infinito, de masa homogénea, elástica e isotrópica que se extiende en todas direcciones por debajo de la fundación.

La figura 3 muestra la distribución de los esfuerzos de

acuerdo a la teoría de la elasticidad.

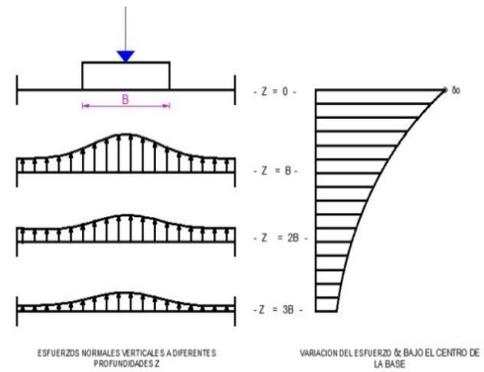


Figura 3. Distribución de esfuerzos en el suelo de acuerdo a la teoría de la elasticidad.

Fuente: Autor.

En esta sección se estudiarán los métodos basados en la teoría de la elasticidad, de los cuales se presenta un breve resumen.

Ecuación de Boussinesq

Esta ecuación permite obtener las presiones normales verticales bajo una carga centrada P en función de la profundidad z bajo la carga y a distancia lateral r de su recta de acción, como muestra la figura 4 a). Estas presiones se suponen distribuidas en planos horizontales, y son simétricas con respecto a la fuerza P . además, el coeficiente de Poisson del suelo se adopta $\mu = 0$. De manera que los esfuerzos verticales en un punto A del subsuelo se determinan con la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2 [1 + (r/z)^2]^{5/2}}$$

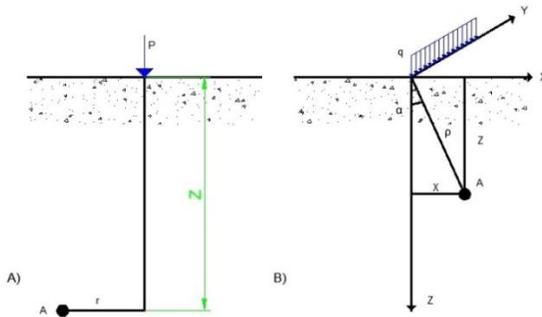


Figura 4. Esfuerzo vertical en un punto A causado por una carga vertical.
Fuente: Autor.

Ecuación de Westergaard

La ecuación de Westergaard se ajusta mejor al caso de una masa de suelo con estratos superpuestos, bajo el efecto de una fuerza concentrada vertical P:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z^2 [1 + (r/z)^2]^{3/2}}$$

Ecuación de Melan

En el caso de que la carga no sea concentrada, sino linealmente distribuida q, la presión en un punto A a la profundidad z y a distancia horizontal x del plano vertical que contiene a la carga q, resulta:

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi z (1 + x^2/z^2)^2} = \frac{2q}{\pi \rho} \cos^3 \alpha$$

La figura 4 b), muestra las magnitudes de los términos de la ecuación anterior.

Ecuación de Froehlich

La ecuación desarrollada por Froehlich toma en cuenta las características elásticas del suelo,

para obtener la siguiente ecuación de los esfuerzos σ_z .

$$\sigma_z = \frac{n p}{2 \pi \rho^2} \cos^{n-2} \alpha$$

n es un factor que toma en cuenta la anisotropía del suelo, y se conoce por factor de concentración.

Los valores de n se dan en la tabla 1 para diferentes tipos de suelos en función de ϕ .

Tabla 1. Factor de concentración para diferentes tipos de suelos.

Tipo de suelo	ϕ	n
Arcilla compacta	0	3
	5	3,2
	10	3,4
Arcilla arenosa	15	3,7
Arena arcillosa	20	4
	25	4,5
Arena compacta	30	5
	35	5,7

Fuente: Fratelli, (1993)

Asentamientos

Es un deslizamiento de la fundación en sentido vertical. Las causas de los asentamientos son variadas, entre las que se incluyen:

- La influencia de cargas estáticas, permanentes o variables, tales como el propio peso de las estructuras, peso de mobiliario, personas y equipos, etc.
- La influencia de cargas dinámicas o transitorias, como

son las cargas impuestas por maquinarias, los efectos del viento, los efectos sísmicos, etc.

- Las vibraciones, especialmente en suelos granulares sueltos.
- Cambios en el contenido de humedad en el suelo producidos por fluctuaciones estacionales del nivel freático, o por la absorción de agua por grandes árboles, etc.
- Deterioro de las fundaciones, causado por la acción de agentes corrosivos presentes en el suelo, especialmente sales y azufre.
- Abatimiento del nivel freático por extracción de agua del suelo mediante bombeo o cualquier otra causa.
- El fenómeno de licuación que se produce en las arenas finas saturadas cuando son sometidas a movimientos telúricos.

Los asentamientos causados por cargas estáticas, son los que se producen comúnmente en la práctica. Sin embargo no se puede dejar pasar por alto, que en una situación particular, el efecto de cualquier de las otras causas de asentamientos puede ser de igual o mayor significado que el de las cargas.

Cualquier incremento de esfuerzos en el suelo producidos por las fundaciones causará deformaciones que resultarán en asentamientos de la estructura, los cuales han de ser calculados para asegurar que no se sobrepasen los asentamientos

máximos tolerables por la estructura o equipo. De manera general, el asentamiento total S de una fundación vendrá dado por:

$$S = S_e + S_c + S_s$$

Donde:

S_e : Asentamiento inmediato (“elástico”).

S_c : Asentamiento por consolidación

S_s : Asentamiento por consolidación secundario.

Los asentamientos inmediatos o por distorsión ocurren simultáneamente con la aplicación de la carga, primordialmente por distorsión dentro de la masa de suelo.

Los restantes componentes del asentamiento se producen por una gradual expulsión del agua intersticial y una compresión simultánea del esqueleto del suelo.

Para una mejor comprensión del cálculo de los asentamientos en fundaciones superficiales, se recomienda ver: Febres (1992) “*Fundaciones Superficiales*”

Análisis y diseño de fundaciones superficiales

Otra etapa durante el proceso de diseño de fundaciones superficiales tiene que ver con el análisis y diseño de dichos miembros (diseño estructural), el cual se basa en los requisitos que establece el código local de cada país. En Venezuela se utiliza la

Norma 1753-2006 como reglamento técnico-legal para el diseño de miembros estructurales de concreto armado, sobre la cual se basa la presente sección; de igual manera, se tomará en consideración los requisitos establecidos en el código ACI 318-14, que sean aplicables al diseño de estos miembros estructurales, en este caso, las fundaciones superficiales.

El concreto por sus propiedades de gran durabilidad y resistencia, en combinación con acero de refuerzo (concreto armado), es el material que se utiliza para el diseño de fundaciones superficiales.

La ecuación para determinar el módulo de elasticidad para concretos de peso normal (1440 – 2500 kgf/m³), es la siguiente (1753-2006 Art. 8.5):

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

Donde: f'_c : Resistencia del concreto (kgf/cm²).

El módulo de elasticidad del acero (E_s) se toma igual a $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Por otra parte, el coeficiente de Poisson (μ), se asume como 0,20.

Requisitos de resistencia para el diseño concreto armado

La norma venezolana 1753-2006, establece que cualquier miembro de concreto armado

debe ser diseñado en base al método de la rotura. Los valores de las solicitaciones, así como de las resistencias deben ser afectados por factores de mayoración y minoración (Φ) respectivamente, con la finalidad de que los miembros soporten las cargas impuestas por la estructura en régimen de servicio.

Los factores de seguridad mencionados anteriormente son de dos tipos:

- Factores de mayoración de cargas.
- Factores de minoración de resistencia.

Las cargas de servicio utilizadas deben ser combinadas y transformadas en cargas últimas o de diseño, las cuales se obtienen de multiplicar dichas cargas por los factores, como se mencionan en la tabla 2:

Tabla 2. Combinaciones de cargas para el estado límite de agotamiento resistente.

$U = 1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV}$
$U = 0,75 (1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV}) \pm 1,0 \text{ S}$
$U = 0,9 \text{ CP} \pm 1,0 \text{ S}$
$U = 0,75 (1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV} + 1,6 \text{ W})$
$U = 0,9 \text{ CP} + 1,3 \text{ W}$
$U = 1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV} + 1,4 \text{ CF}$
$U = 0,9 \text{ CP} + 1,4 \text{ CF}$
$U = 0,75 (1,4 \text{ CP} + 1,4 \text{ CT} + 1,7 \text{ CV})$
$U = 1,4 (\text{CP} + \text{CT})$

Fuente: FONDONORMA (1753-2006)

Donde: U es la carga mayorada (se tomará el valor más desfavorable), CP es la carga permanente, CV es la carga variable, S es la carga de sismo, W la carga de viento, CF las cargas de pesos y presiones de fluidos y CT efectos secundarios como asentamientos diferenciales, fluencia, retracción o cambios de temperatura.

Es importante acotar que, se debe prestar atención a los signos al determinar la carga U ya que dependiendo de estos, dichas cargas pueden producir efectos de sentido contrario al de otras. También se deben tomar en cuenta todas las combinaciones posibles de cargas a los efectos de considerar la condición más crítica de diseño.

Mientras que, para tener en consideración la calidad del trabajo y otras incertidumbres se deben utilizar los factores de minoración de resistencia (Φ), los cuales se detallan en la tabla 3.

Tabla 3. Factores de minoración de resistencia teórica.

Tipo de Solicitación	Φ
En flexión sin carga axial	0,90
Tracción axial y flexotracción	0,90
Compresión axial y flexo compresión:	
Miembros zunchados	0,70
Miembros con estribos o ligaduras	0,65
Corte y torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65

Fuente: FONDONORMA (1753-2006).

En todos los casos de combinación de cargas, la resistencia de diseño debe cumplir la condición:

$$U \leq \phi[\text{Resistencia Nominal}]$$

La resistencia nominal de la sección transversal de un miembro estructural en concreto armado es la que se obtiene suponiendo que las dimensiones y las propiedades de los materiales son exactamente las especificadas en el proyecto. Es por ellos, que a esta resistencia se le debe afectar por los factores de minoración de resistencia mencionados en la tabla 3.

A continuación, se detallan los requisitos esenciales para el diseño de fundaciones superficiales, los cuales se mencionan en el siguiente orden específico:

- Requisitos por flexión
- Requisitos por corte
- Requisitos de transferencia de esfuerzos.

Requisitos por flexión

La resistencia de miembros de concreto armado sujetos a flexión se determina a partir de ciertas hipótesis simplificativas entre las cuales se mencionan:

- La distribución de las deformaciones en la sección transversal es lineal
- El concreto no resiste esfuerzos de tracción
- No existe deslizamiento relativo entre las barras de

acero y el concreto

- La distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto adopta la forma rectangular que muestra la figura 5.

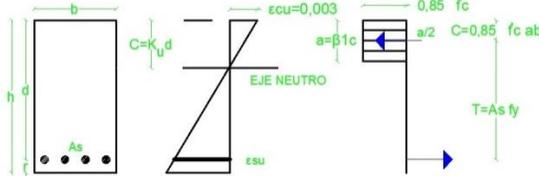


Figura 5. Ecuaciones para el diseño de concreto armado por la teoría de rotura. Fuente: Autor.

Para el cálculo de momentos la sección crítica está situada en la cara del pedestal o de la columna cuando estos son de concreto; en el caso de que la sección sea circular o en forma de polígono regular, la misma, se deberá transformar en una cuadrada de área equivalente (Art. 15.5.2). Mientras que para muros de mampostería M_u se ubica en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro; y en columnas con plancha de acero M_u se considerará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha, como se muestran en la figura 6 (Art. 15.5.4).

La sección 10.2 de la norma establece las hipótesis de diseño para el cálculo por el método de la rotura. De la figura 5 mediante sumatoria de fuerzas horizontales $\sum F_H = 0$, se obtiene $C = T$, sustituyendo los valores y resolviendo la ecuación se

determina:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

Haciendo $n = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} b$ resulta:

$$a = \frac{A_s}{n}$$

La expresión del momento de agotamiento para las secciones simplemente amadas, por sumatoria de momentos respecto al punto de aplicación de la fuerza de compresión $\sum M = 0$, introduciendo el factor de minoración (Φ), resulta el siguiente:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\therefore A_s = \frac{M_u \phi f_y}{d - \frac{a}{2}}$$

Los valores de a y A_s se puede resolver mediante un sistema de ecuaciones con dos incógnitas, o introduciendo el valor de $a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$ en M_u se despeja A_s obteniéndose así el área de acero en tracción:

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b}}}{\frac{f_y}{0,85 f'_c b}}$$

El área de acero en los miembros solicitados a flexión debe

cumplir con los requisitos mínimos que se mencionan a continuación (Art. 10.3.1.1).

$$A_{s_{min}} = \frac{0,79\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

para $f'_c \geq 315 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

para $f'_c < 315 \text{ kgf/cm}^2$

Cuantía de acero longitudinal

La cuantía de acero de la armadura en tracción se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

La cuantía correspondiente a la falla balanceada es:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6000}{f_y + 6000}$$

Donde: β_1 es un coeficiente de forma que transforma el área de esfuerzos con distribución parabólica en la zona del concreto comprimido, en su equivalente de forma rectangular.

Los valores de β_1 se dan en la tabla 4 (Art. 10.2.3).

Tabla 4. Valores del factor β_1

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85

$$1,05 - \frac{f'_c}{1400} > 0,65$$

$> 280 \text{ kgf/cm}^2$

Fuente: FONDONORMA (1753-2006)

De acuerdo al artículo 10.3.1.3, el valor mínimo de ρ para el caso de losas de espesor uniforme será igual al requerido por retracción y temperatura (Art. 7.7).

$$\rho_{min} = 0,0020 \text{ para } f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \text{ para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para fundaciones de espesor variable el valor mínimo de la cuantía de acero ρ_{min} , es el requerido por flexión (Art. 10.5.1).

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

En zonas sísmicas la cuantía de acero máxima ρ_{max} no debe exceder de 0,025 (Art. 18.3.3).

Separación del acero de refuerzo (barras).

La separación máxima del refuerzo en losas y zapatas de espesor uniforme, no debe exceder al menor valor entre tres veces el espesor de la losa o 45 cm (Art. 10.3.1.3); ni inferior a d_b o 2,5 cm (Art. 7.2.3.1); ni inferior a 1,33 veces el tamaño nominal máximo del agregado (Art. 3.3.1).

$$S \leq \begin{cases} 3h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \text{ (Art. 10.3.1.3)}$$

Donde: h es el espesor del miembro.

Recubrimiento del acero de refuerzo.

El recubrimiento mínimo de acuerdo al artículo 7.2.4 para miembros expuestos a la intemperie es de 5 cm; para miembros vaciados con encofrado de 4 cm y en el caso de piezas en contacto con el terreno (fundaciones superficiales) de 7,5 cm.

Estos requisitos se ilustran en la figura 6.

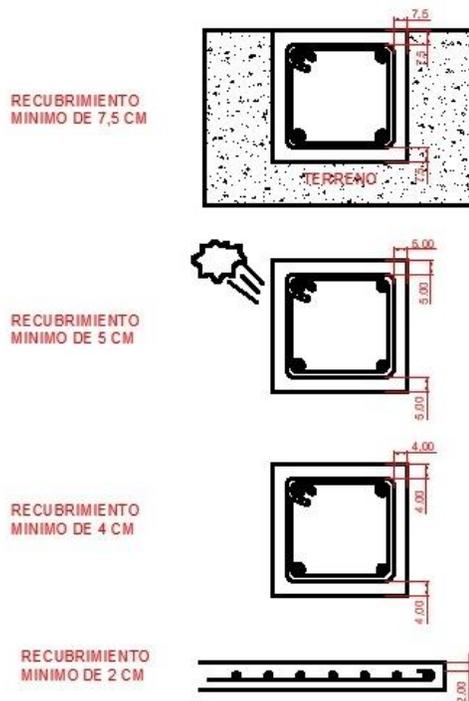


Figura 6. Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo.

Fuente: Autor.

Longitud de transferencia del acero de refuerzo en tracción

La longitud de desarrollo para las armaduras en tracción (barras, alambres o estriados) se determina mediante la ecuación general (Art. 12.2.1):

$$L_d = \left[0,283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{C_d + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm}$$

Donde:

$\alpha, \beta, \gamma, \lambda$ = Factores de modificación de la longitud de transferencia.

C_d = El menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo.

K_{tr} = Índice del acero de refuerzo transversal (Como regla general, se puede usar un valor igual a 0).

Se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\alpha \beta < 1,7 \quad \frac{C_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

Los factores $\alpha \beta \gamma \lambda$ se dan en la tabla B-4 del apéndice B.

Requisitos por Corte

El capítulo 11 de la norma establece las disposiciones en el diseño por corte. Los miembros de concreto armado diseñados

para resistir los esfuerzos a corte deben cumplir con la siguiente condición, tal como se establecen en la ecuación 3.9 (Art. 11.2):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u : Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

ϕV_n : La resistencia teórica al corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde: V_c es la resistencia del concreto al corte y V_s la resistencia nominal del acero de refuerzo al corte.

Resistencia nominal del concreto al corte

La resistencia nominal del concreto al corte en miembros sometidos únicamente a flexión y corte en estructuras con nivel de diseño ND1, se puede determinar por medio de la siguiente ecuación: (Art. 11.3):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Resistencia nominal del acero de refuerzo al corte

Para obtener la resistencia nominal al corte, asignada al acero de refuerzo V_s , de acuerdo a lo establecido en el artículo 11.4, es mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_V f_Y d}{s}$$

Donde: A_V es el área de la sección transversal de la armadura a corte, en forma de estribos perpendiculares al eje del miembro, y s su separación.

Y debe cumplir con la condición:

$$V_s \leq 2,12 \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (Art. 11.2)}$$

Por su parte, el artículo 11.4.2 establece la resistencia de cedencia del acero de refuerzo transversal f_y , no mayor a 4200 Kg/cm^2 .

Requisitos de resistencia al corte en losas y zapatas

La condición para determinar la altura útil de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por punzonamiento, o por viga ancha. En zapatas cuadradas cuando la columna está centrada y cargada concéntricamente, domina siempre punzonado, mientras que en zapatas rectangulares o zapatas cargadas excéntricamente tiende a prevalecer viga ancha; sin embargo, tal afirmación no es segura, de modo que se debe chequear siempre por punzonado.

Corte por punzonado

La sección crítica por punzonado (flexión en dos

direcciones) se encuentra en un plano perpendicular al plano de la losa o zapata, a una distancia menor a $d/2$ de la columna o pedestal (Art. 11.9b). El corte unitario tiene la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

Donde: V_u es la fuerza de corte última mayorada que actúa en la sección del perímetro b_o y la altura útil d .

Cuando en el diseño de losas o zapatas no se prevé la colocación de armadura de corte bajo cargas concentradas, la resistencia al corte por punzonado será el menor entre las siguientes ecuaciones (Art. 11.9.2.1):

$$V_c = \left(0,53 + \frac{1,06}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde: β_c se conoce como relación de aspecto.

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} \text{ del área cargada}$$

$$V_c = \left(0,53 + \alpha_s \frac{d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde: α_s es un factor que depende de la ubicación de la columna:

Para columnas interiores $\alpha_s = 10,6$

Para columnas laterales $\alpha_s =$

8,0

Para columnas de esquina $\alpha_s = 5,3$

$$V_c = 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Cuando se utiliza acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte V_c , y la resistencia teórica nominal V_n no deben cumplir con las siguientes condiciones respectivamente (Art. 11.9.3):

$$V_c \leq 0,53 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_n \leq 1,60 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Para obtener el valor de la altura útil d , se acostumbra a igualar $v_u = v_c$, de manera que satisfaga los requerimientos de tensión diagonal.

Corte por viga ancha (flexión unidireccional)

En este caso, el artículo 11.9 establece que la sección crítica a ser investigada se encuentra a una distancia d de la cara de la columna, pedestal, o borde del área cargada extendiéndose en un plano a través de todo el ancho del miembro (Art. 11.2d), y el corte unitario tiene un valor de:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

Este esfuerzo nominal no debe ser menor al corte unitario

resistente del concreto v_c , que afectado por el factor de minoración tiene el siguiente valor:

$$V_c \leq 0,53 \phi \sqrt{f'_c}$$

Igual que el caso anterior, el valor de la altura útil d se obtiene al hacer $v_u = v_c$, de manera que satisfaga los requerimientos de viga ancha.

Por su parte, para el caso de columnas con sección circular o de polígono regular se deben transformar en secciones cuadradas de área equivalente, con el fin de ubicar la sección crítica (Art 15.5.2).

Perímetro crítico por punzonado

Para el caso de corte por punzonado en zapatas o cabezales con cargas aplicadas cerca de los bordes, en áreas rectangulares, el perímetro b_o de punzonado resultante será correspondiente a la línea llena, con tres lados únicamente, cuando la longitud b_o resulte menor a la del perímetro que rodea completamente al rectángulo, a distancia $d/2$, indicado con la línea punteada como muestra la figura 7.

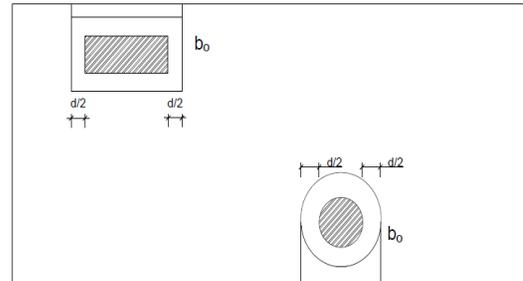


Figura 7. Perímetros críticos en los bordes de la zapata.

Fuente: Autor

Si el área cargada es circular, y está ubicada cerca de un borde de la zapata o cabezal, el perímetro de punzonado estará formado por una semicircunferencia, a distancia $d/2$, con tramos rectos tangentes, siempre que el b_o así obtenido sea menor a la longitud completa de la circunferencia dibujada en trazos punteados.

Sin embargo, en el caso de columnas o pedestales de concreto en forma de círculo o de polígono regular, la Norma Venezolana, permite para zapatas o cabezales, asimilarlas a secciones cuadradas de área equivalente, a fin de ubicar los planos críticos para momentos, fuerza cortante y desarrollo del refuerzo.

Cuando el área cargada esté próxima a una esquina de la zapata o cabezal, el perímetro mínimo b_o resultante, puede presentar solo dos lados, como muestra la figura 8. En el caso de áreas circulares, el b_o mínimo se obtiene como indica la figura.

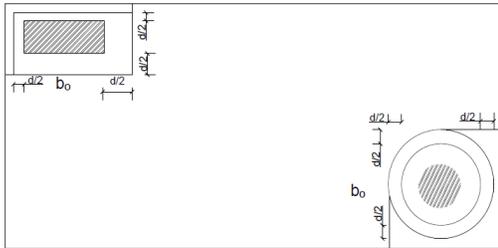


Figura 8. Perímetros críticos en las esquinas de la zapata.

Fuente: Autor

Existe además la posibilidad, para columnas o pedestales muy próximos, que sus secciones críticas se intersecten tal como se ilustra en la figura 9. En este caso,

el perímetro crítico b_o debe tomarse como la envolvente de menor longitud de las secciones críticas individuales. La cual resistirá realmente el corte crítico para el grupo que se considera.

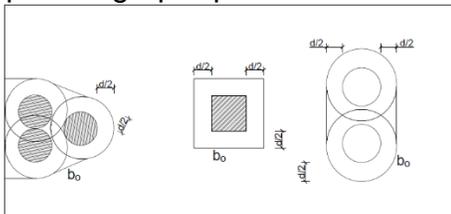


Figura 9. Perímetros críticos en intersecciones.

Fuente: Autor

Requisitos de transferencia de esfuerzos (resistencia al aplastamiento)

Los esfuerzos que actúan en la base de las columnas o pedestales se deben transferir a la zapata por aplastamiento directo sobre el concreto reforzado, barras de transferencia de la fundación y anclajes mecánicos.

El área del acero de refuerzo longitudinal mínimo en la superficie de contacto de la

columna o pedestal será el mayor valor de (Art. 15.4.6c):

$$A_s \geq \begin{cases} 0,01A_{col} \\ 0,005A_{ped} \end{cases}$$

Donde: A_{col} es el área o sección transversal de la columna, y A_{ped} es el área o sección transversal del pedestal.

Además, se debe utilizar 4 barras como mínimo donde la designación mínima de éstas es N° 4 o 14 M.

Por su parte la resistencia del concreto al aplastamiento no excederá de $\phi(0,85f'_c A_1)$ para $\phi = 0,65$, siendo A_1 el área cargada de la zapata (Art. 10.8).

Se exceptúa el caso cuando la superficie de apoyo sea más ancha que el área cargada en todos los lados. En este caso, la resistencia de diseño del apoyo sobre el área cargada se podrá multiplicar por:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde: A_2 es el área máxima de la base del mayor tronco de pirámide o de cono, cuya base esté contenida completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada (ver figura 10a).

En el caso de que la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada, A_2 podrá tomarse como base inferior del mayor

tronco de pirámide, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales con la relación 1 vertical a 2 horizontal (ver figura 10b).

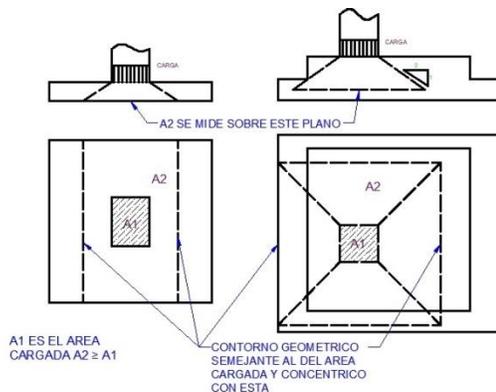


Figura 10. Áreas para determinar la resistencia del concreto al aplastamiento.
Fuente: Autor.

En caso que se excede la resistencia de aplastamiento del concreto, se usarán refuerzos o anclajes mecánicos. Pero sea este o no el caso, deberá tener un mínimo de refuerzos o anclajes igual a $0,005A_g$ y no menor a 4 barras.

Longitud de transferencia del acero de refuerzo en compresión

Por lo que se refiere a las barras del acero de transferencia deben cumplir los requerimientos que establece el Artículo 12.2.2, donde L_{dc} se calcula mediante la siguiente expresión y con los factores de modificación λ_c que se mencionan en la tabla 5:

$$L_{dc} = 0,075 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dc} \geq 0.004 d_b f_y$$

Donde: d_b es el diámetro de la cabilla utilizada.

El factor de modificación λ_c que cuando se coloca acero en exceso del requerido mediante calculo, vale:

$$\lambda_c = \frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}}$$

En cualquier caso, $L_{dc} \geq 20 \text{ cm}$

Referencias Bibliográficas

COVENIN. (2006). Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural 1753-2006. 1ra Revisión Caracas: FONDONORMA

American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14). Michigan: Autor.

Febres, E. (1992). Fundaciones Superficiales. Facultad de Ingeniería. Merida, Venezuela.

FRATELLI, M. (1993). Suelos, fundaciones y muros. Caracas, Venezuela: Editoriales Varias.

Das, Braja M. (2012). Principios de ingeniería de

**fundaciones. 7ª edición.
Cengage Learning editores,
México.**

**Gutiérrez Arnaldo, (2017).
N° 32: Fundaciones II,
consideraciones estructurales.
Parte 2: Losas de Fundación.
[Documento.en.línea]
Disponible:<http://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-32-fundaciones-ii-consideraciones-estructurales-parte-2-losas-de-fundacion>**



Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil
Elaborado por: Soylen S. Márquez S.
Jesús L. Misel R.
Correo: Soylenmarquez@gmail.com
Jesusmisel.13@gmail.com
Tutor: Jhonatan A. Martínez G.

EJEMPLOS DE DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN EN
CONCRETO ARMADO VOL 4.

Resumen.

El último manual de este curso contiene la parte práctica referente al análisis y diseño de losas de fundación, y presenta 2 ejercicios usando el método rígido convencional. En el primer caso se muestra una losa de fundación de geometría rectangular con los parámetros que muestra el ejemplo #1; en el segundo caso (ejemplo #2), se da la geometría y las condiciones de cargas para su resolución, así como los parámetros de diseño necesarios, resultando como mejor opción una losa en forma de T.

Abstract.

The last manual of this course contains the practical part regarding the analysis and design of foundation slabs, and presents 2 exercises using the conventional rigid method. In the first case, a rectangular geometry foundation slab with the parameters shown in example # 1 is shown; in the second case (example # 2), the geometry and loading conditions for its resolution are given, as well as the necessary design parameters, resulting in a T-shaped slab as the best option.

Introducción

Anteriormente se había definido las bases teóricas referente al diseño de fundaciones, a saber: los tipos de fundaciones, su función, características, métodos de análisis y diseño, etc. Así mismo, se han establecido los requisitos por la normativa Venezolana 1753-2006 y lo aplicable según el código ACI 318-14.

En la presente sección se muestran 2 ejemplos demostrativos de losas de fundación utilizando el método rígido convencional.

Ejemplo #1:

Se diseñará la losa corrida rígida que se muestra en la figura 4.1. Todas las columnas son de 35cmx35cm y la carga permanente es el 60% de la carga dada en la figura. La losa se colocará en la superficie del terreno ($D_f = 0$), y el suelo tiene una capacidad admisible de carga $q_a = 0,75 \text{ kg/cm}^2$. Las cargas sobre cada columna se detallan en la tabla 1. Utilizar $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

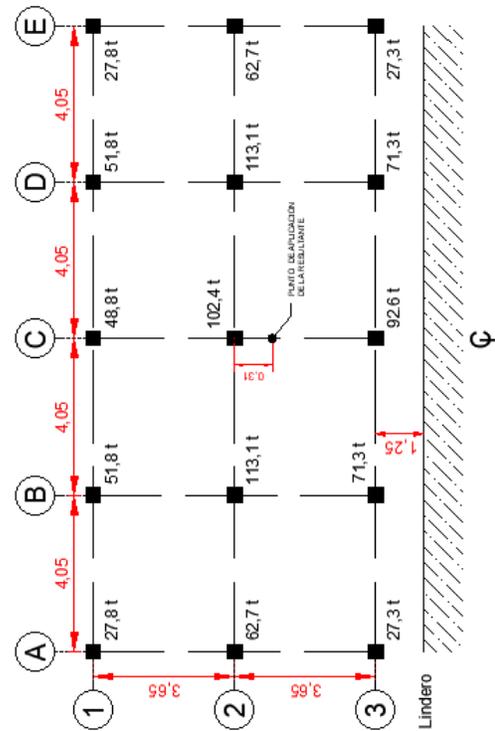


Figura 4.1 Condiciones de carga
Fuente: Autor.

Tabla 1. Cargas sobre las columnas

Columna	CV (Tn)	CP (Tn)	Carga total (Tn)
A1=E1	11,12	16,68	27,80
B1=D1	20,70	31,08	51,80
A2=E2	25,08	37,62	62,70
B2=D2	45,24	67,86	113,10
A3=E3	10,92	16,38	27,30
B3=D3	28,52	42,78	71,30
C1	19,52	29,28	48,80
C2	40,96	61,44	102,40
C3	37,04	55,56	92,60
ΣQ	380,72	571,08	951,80

Solución:**Dimensionado de la losa**

La losa se puede calcular como rígida si el espesor es aproximadamente igual 1/10 de la luz mayor. Adicionalmente, en este caso se puede utilizar el método convencional porque las luces en cada sentido son iguales y la relación de luces es de solo 1,11 (<1,2 valor recomendado por ACI, 1966).

Área de la losa de fundación (A_f)

Como $q_a = 7,5 \text{ Tn}/\text{m}^2$ supondremos un espesor de $h = 40 \text{ cm}$, de manera que:

$$A_f = \frac{951,8 \text{ Tn}}{7,5 \text{ Tn}/\text{m}^2 (2,4 \times 0,4)} = 145,5 \text{ m}^2$$

Cálculo del punto de aplicación de la resultante.

Para calcular el punto de aplicación de la resultante de las cargas hacemos momento en el eje C.

$$X_R = 0 \text{ (Por simetría).}$$

Hacemos momento en el eje 2 en sentido Y.

$$Y_R = \frac{3,65[2(27,8 + 51,8) + 48,8] - 3,65[2(27,3 + 71,3) + 92,6]}{951,8} = -0,31$$

Ancho mínimo y máximo de la losas (B_{min} y B_{max}).

Con la finalidad de tener una

presión uniforme en toda la losa y cubrir las columnas del eje 1, el ancho mínimo será:

$$B_{min} = 2x(0,31 + 3,65 + 0,175) = 8,27 \text{ m}$$

$$L = 145,5 \text{ m}^2 / 8,27 \text{ m} = 17,59 \text{ m}$$

Para mejorar el comportamiento estructural de la losa en sentido transversal colocaremos el máximo volado posible en la parte superior, resultando:

$$B_{max} = 2(3,65 - 0,31 + 1,25) = 9,18 \text{ m} \approx 9,20 \text{ m}$$

Al hacer el ancho 9,20 m se introduce una excentricidad de 0,01 m la cual es despreciable.

$$L = 145,5 \text{ m}^2 / 9,2 \text{ m} = 15,82 \text{ m} < 4 \times 4,05 + 0,35 = 16,55 \text{ m}$$

La longitud se tomará de $L = 17,5 \text{ m}$ con la finalidad de tener en los dos lados un volado igual al que se colocó en la parte superior, también con la finalidad de mejorar el comportamiento estructural de la losa en este sentido.

Cálculo de la altura útil

Se calculará la altura útil por punzonado en la columna B2 o D2 por ser las más cargadas (ver tabla 1), y se chequeará en las columnas A1 y A2 debido a su condición de 2 y tres lados respectivamente.

El factor de mayoración de cargas promedio será entonces:

$$FM = \frac{1,4 \times 0,6 + 1,7 \times 0,4}{1,0} = 1,52$$

$$R_u = 951,8 \times 1,52 = 1447 \text{ Tn}$$

$$q_u = \frac{1447}{(9,2 \times 17,5)} = 8,99 \text{ Tn/m}^2$$

$$v_u = \frac{1,52 \times 113,1 - 8,99(0,35 + d)^2}{4(0,35 + d)d}$$

$$v_c = 1,06\phi \sqrt{f'_c} = 1,06(0,85)\sqrt{210}$$

$$= 13,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore v_c = 130,60 \text{ Tn/m}^2$$

Haciendo $v_u = v_c$ se obtiene $d = 0,42 \text{ m}$

Si se utilizan cabillas de $\frac{1}{2}$ ", el espesor total de la losa resulta:

$$h = 42 + 7 + 0,5 \times 1,27 \approx 50 \text{ cm}$$

Chequeo del espesor de la losa

$$1/10 \text{ luz mayor} = 405/10$$

$$= 45 \text{ cm}$$

$$1/12 \text{ luz mayor} = 405/12$$

$$= 33,75 \text{ cm}$$

Como el espesor de la losa se debe encontrar entre estos 2 valores asumiremos un espesor igual a:

$$h = 35 \text{ cm}$$

Cálculo de rigidez de la losa

Considerando la franja 3 de la losa, sentido longitudinal se tiene:

$$.B = 3,075 \text{ m}$$

$$I = \frac{3,075 \times 0,35^3}{12} = 0,0110 \text{ m}^4$$

$$E_c = 15100\sqrt{210} = 2,2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 2,2 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2$$

El módulo de reacción del suelo se puede tomar de la siguiente manera (bowles, 1974):

$$k_s = 120 \times q_a = 900 \text{ Tn/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{900 \times 3,075}{4(2,2 \times 10^6 \times 0,0110)}} = 0,411$$

$$\frac{1,75}{0,411} = 4,26 > 4,05 \text{ Cumple } \therefore h_f$$

$$= 35 \text{ cm}$$

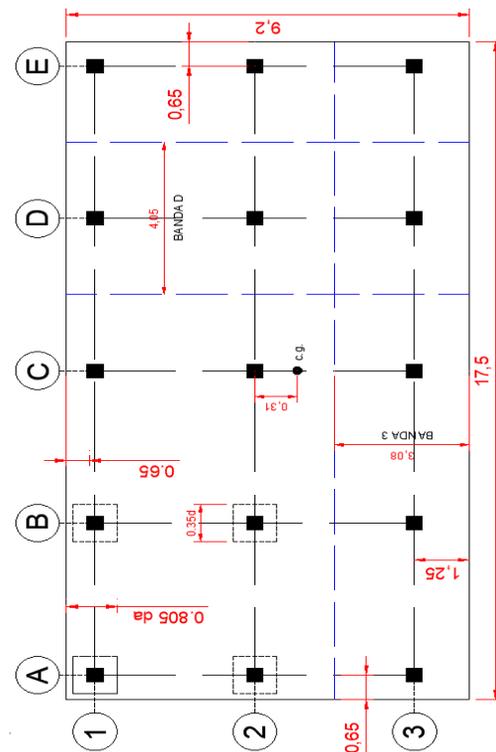


Figura 4.2 secciones críticas de punzonado y las críticas para el cálculo de aceros.

Fuente: Autor

La losa se hará de 35 cm de espesor y en las columnas B2 C2 y D2, por debajo de la losa se deberá construir un ábaco de 15 cm de espesor y de 1,2x1,2 m de extensión en planta, para totalizar los 50 cm requeridos por punzonado. Si se utilizan cabillas de 1/2" como refuerzo de la losa, su altura útil será de:

$$d = 35 - 7 - 1,27/2 = 27,4 \text{ cm}$$

Para hacer el chequeo por punzonado de la columna A2, hay que ver cual perímetro es menor, el de 3 lados o el normal de 4 lados.

$$P_{3\text{lados}} = (0,35 + 0,274) + 2(0,825 + 0,274/2) = 2,55 \text{ m}$$

$$P_{4\text{lados}} = (0,35 + 0,274)4,0 = 2,50 \text{ m}$$

El más crítico es el perímetro de 4 lados por lo que el corte unitario en la sección es:

$$v_u = \frac{1,52 \times 62,7 - 8,99(0,35 + 0,274)^2}{2,50 \times 0,274}$$

$$v_u = 134,0 \text{ t/m}^2$$

Lo que resulta mayor que $v_c = 130,6 \text{ t/m}^2$. Hay que engrosar la losa debajo de esta columna (y de la E2), por lo que se un ábaco de iguales dimensiones a los anteriores pero de solo 5 cm de espesor.

Despreciando la reacción del suelo en la columna A1, para un perímetro de punzonado de dos lados, se obtiene:

$$v_u = \frac{1,52 \times 27,8}{2(0,805 + 0,274/2)0,274}$$

$$v_u = 81,9 \text{ t/m}^2 < 130,6 \text{ t/m}^2 \text{ OK.}$$

Cálculo del acero longitudinal

Por ser la presión uniforme el acero por metro de ancho será igual en toda la losa, así que basta con analizar una de las franjas para determinar este acero. Usaremos la franja 3 de ancho $b = 307,5 \text{ cm}$, para ver el procedimiento de cálculo.

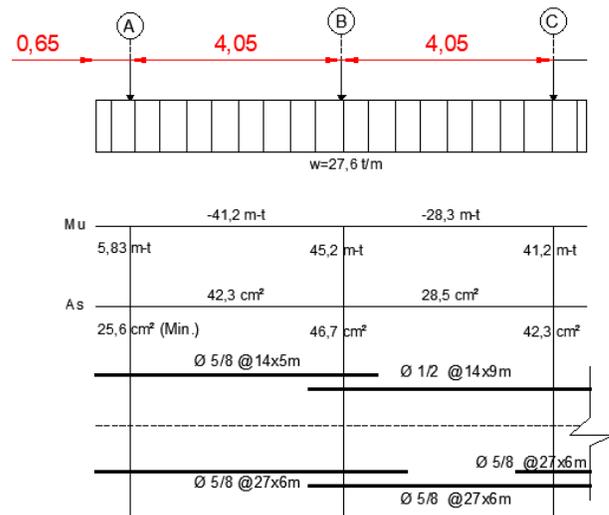


Figura 4.3 Acero longitudinal de la losa

Fuente: Autor.

La carga por metro de franja será igual a la presión mayorada multiplicada por el ancho de la banda.

$$w = 8,99 \times 3,075 = 27,6 \text{ Tn/m}$$

Los aceros, para los momentos calculados de acuerdo con el Art. 8.2 de la de la Norma

(1753-2006) se reportan en la figura. 4.3.

Cálculo del acero transversal

Para el cálculo de estos aceros usaremos la banda D. de ancho $b = 405$ cm, y se colocaran internamente (debajo del acero longitudinal superior y encima del inferior). De forma tal que la altura útil es $d = 27,4 - 1,27 = 26,1$ cm.

$$w = 8,99 \times 4,05 = 36,4 \text{ Tn/m}$$

Los aceros calculados se reportan en la figura 4.4.

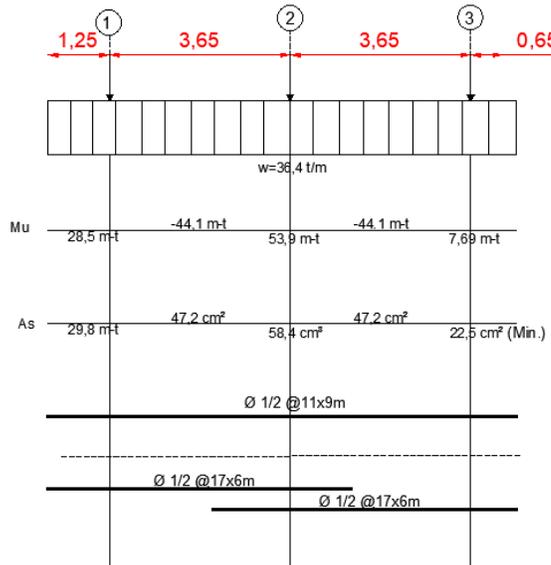


Figura 4.4 Acero transversal
Fuente: Autor.

Ejemplo #2:

Diseñar una losa rígida para las condiciones de carga y la geometría mostradas en la figura 4.5. Todas las columnas son de 30x30 cm y la carga permanente

es el 60% de la carga dada en la figura. La losa se colocará en la superficie del terreno ($D_f = 0$). El suelo tiene una capacidad admisible de carga de $q'_a = 1,00 \text{ Kg/cm}^2$. Utilizar $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

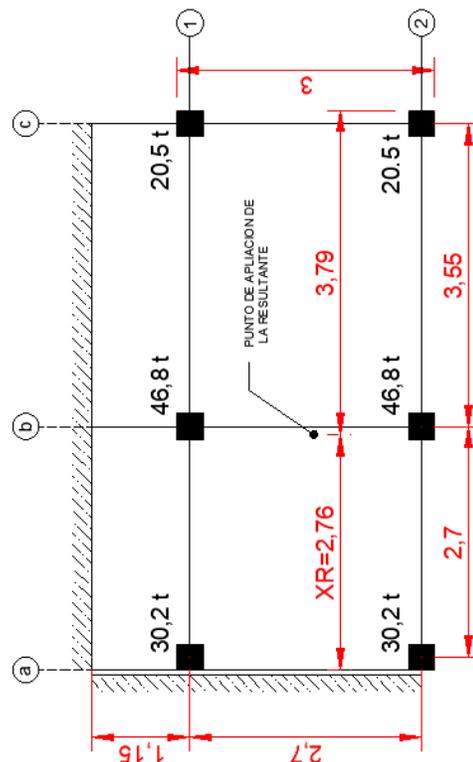


Figura 4.5 Condiciones del ejemplo
Fuente: Autor.

Solución:

Dimensionado de la losa. Considerando la losa de 25 cm de espesor.

$$q_{neta} = \frac{2(30,2 + 46,8 + 20,5)}{A_f} + 2,4 \times 0,25 = 10 \text{ T/m}^2$$

$$\therefore A_f = 20,74 \text{ m}^2$$

Tomando momentos con relación al lindero izquierdo para ubicar la resultante de cargas, se tiene:

$$R = 2(30,2 + 46,8 + 20,5) = 195 \text{ Tn}$$

$$X_R = \frac{2(30,2 \times 0,15 + 46,8 \times 2,85 + 20,5 \times 6,4)}{195}$$

$$X_R = 2,76 \text{ m}$$

La losa no puede ser rectangular porque la longitud mínima debe ser $L_{min} = 2,7 + 3,55 + 0,30 = 6,55 \text{ m}$, con la finalidad de cubrir todas las columnas.

$$2,76 \neq 6,55/2 = 3,275 \text{ m}$$

Se puede pensar en hacer una losa trapezoidal, sin embargo resulta en un ancho mayor b sobrepasa el lindero superior. La única alternativa es hacer la losa en forma de T, tal como se indica en la figura 4.6.

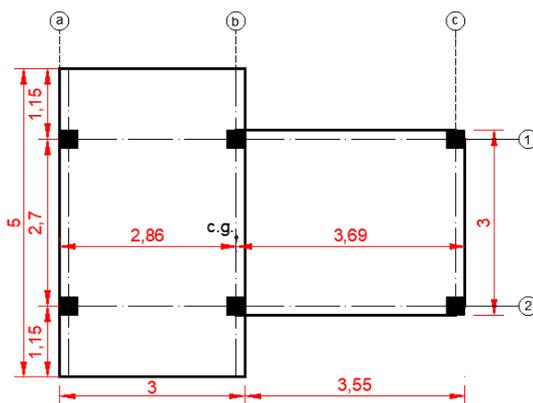


Figura 4.6 Geometría de la losa
Fuente: Autor.

La distancia del borde izquierdo al centro de gravedad de la losa es:

$$X_{cg} = \frac{3 \times 5 \times 1,5 + 3,55 \times 3 \times (3 + 3,55/2)}{3 \times 5 + 3,55 \times 3}$$

$$= 2,86 \text{ m}$$

Como quiera que $X_{cg} \neq X_R$ existe excentricidad

$$e = 2,76 - 2,86 = -0,10 \text{ m}$$

$$M_y = 195 \times (-0,1) = -19,5 \text{ m} - t$$

$$A_f = 3 \times 5 + 3,55 \times 3 = 25,7 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{5 \times 3^3}{12} + 5 \times 3 \times (2,86 - 1,5)^2$$

$$+ \frac{3 \times 3,55^2}{12}$$

$$+ 3 \times 3,55 \times (0,14 + 3,55/2)^2 = 89,2 \text{ m}^4$$

$$q_{max} = \frac{195}{25,7} + \frac{-19,5 \times (2,86)}{89,2}$$

$$= 8,22 \text{ Tn/m}^2$$

Se supondrá un espesor de losa de 26 cm para calcular su peso propio.

$$q_{maxneta} = 8,22 + 2,4 \times 0,26$$

$$= 8,84 \text{ Tn/m}^2 < q'_a$$

$$= 10 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{195}{25,7} + \frac{-19,5 \times 3,69}{89,2}$$

$$= 6,79 \text{ Tn/m}^2$$

En el quiebre de la losa

$$q = \frac{195}{25,7} + \frac{-19,5 \times 0,14}{89,2}$$

$$= 7,56 \text{ Tn/m}^2$$

La variación de la presión de

contacto es poca, por lo que no se producirá una inclinación apreciable.

Para evitar concentraciones de esfuerzos en los sitios donde la losa cambia de ancho, ésta se diseñará armada en un solo sentido (vertical) apoyada sobre vigas longitudinales que sobresalen por debajo de la misma, tal como se muestra en la figura 4.7.

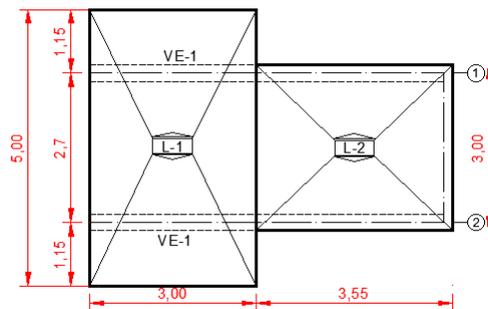


Figura 4.7 Esquema de diseño de la losa
Fuente: Autor.

Diseño de la losa L-1

El cálculo de la losa se hará por metro de ancho y, como la presión de contacto varía, se usará el promedio. La altura útil solo se calculará por viga ancha ya que no existe punzonado. Utilizando el factor promedio de mayoración $FM = 1.52$, calculado en el ejemplo anterior, la carga sobre la losa (sin incluir el peso propio de la misma) es:

$$w = 1,52 \frac{8,22 + 7,56}{2} 1,00 = 12,0 \text{ Tn/m}$$

Los diagramas de corte y de momento se presentan en la figura 4.8

$$v_u = \frac{16,2 - 12,0(0,15 + d)}{1,0d} = v_c = 65,3 \text{ Tn/m}^2$$

$$\therefore d = 18,4 \text{ cm}$$

$$h = 18,4 + 7 + 0,5 \times 1,27 = 26 \text{ cm}$$

Con $d = 18,4 \text{ cm}$ y $b = 100 \text{ cm}$ se calculan los acero reportados en la figura 4.8.

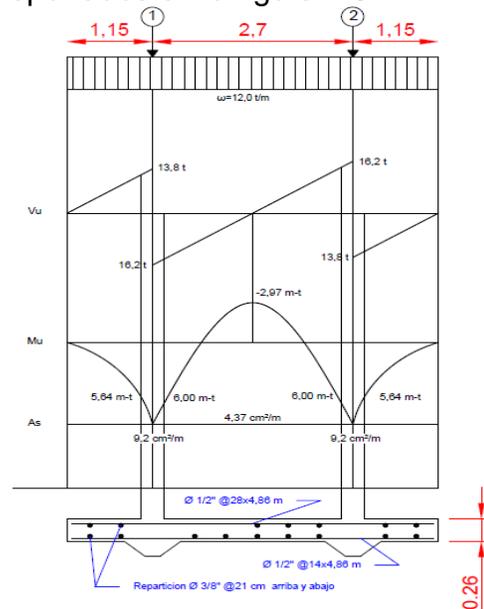


Figura 4.8 Diseño de losa L-1
Fuente: Autor.

Diseño de losa L-2

$$w = 1,52 \frac{6,79 + 7,56}{2} 1,00 = 10,91 \text{ Tn/m}$$

Los diagramas de corte y de momento se presentan en la figura 4.9.

$$v_u = \frac{14,73 - 10,91(0,15 + d)}{1,0 d} = v_c$$

$$= 65,3 \text{ Tn/m}^2$$

$$\therefore d = 0,172 \text{ m} < 0,184 \text{ m}$$

Se usará el mismo espesor de la losa $h = 26 \text{ cm}$

Chequeo de rigidez

En sentido transversal se chequeará la losa L-1.

$$B = 3,00 \text{ m}; E_c = 2,2 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2$$

$$I = 3,00 \times 0,26^3 / 12 = 0,0439 \text{ m}^4$$

$$k_s = 120 \times 10 = 1200 \text{ Tn/m}^3$$

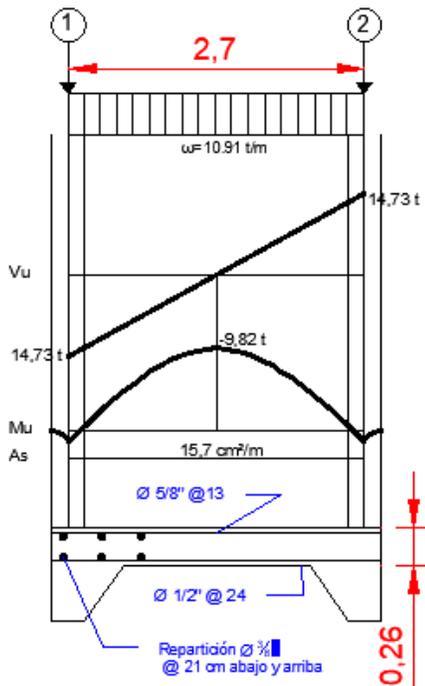


Figura 4.9 Diseño de losa L-2
Fuente: Autor.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4 E_c I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{1200 \times 3,00}{4 \times 2,2 \times 10^6 \times 0,00439}} = 0,552$$

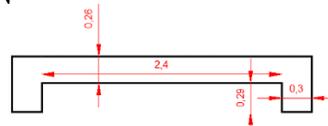
$$1,75 / \lambda = 1,75 / 0,552 = 3,17 \text{ m} > 2,70 \text{ m OK.}$$

En sentido longitudinal se debe a utilizar la sección transversal compuesta de vigas y losa de las figuras 4.8 y 4.9. Para la losa L-2, cuya sección transversal simplificada se muestra en la figura 4.10, se debe calcular primero el c.g de la sección compuesta, para luego hallar el momento de inercia. Tomando momentos con relación al borde superior de la losa.

$$\gamma = 2 \frac{2(0,3 \times 0,55^2 / 2) + 2,4 \times 0,26^2 / 2}{2 \times 0,3 \times 0,55 + 2,4 \times 0,26} = 0,180 \text{ m}$$

$$I = 2 \left(\frac{0,3 \times 0,55^3}{12} + 0,3 \times 0,55 \left(\frac{0,55}{2} - 0,182 \right)^2 + 2,4 \frac{0,26^3}{12} + 2,4 \times 0,26 \left(0,180 - 0,26 / 2 \right)^2 \right) = 0,01459 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1200 \times 3,00}{4 \times 2,2 \times 10^6 \times 0,01459}} = 0,409$$



4.10 idealización de la sección transversal de la losa L-2.

Fuente: Autor.

$$1,75 / 0,409 = 4,27 \text{ m} >$$

3,55 m, puede considerar rígida.

Calculo de las vigas

La carga sobre la viga es igual a las reacciones de las losas

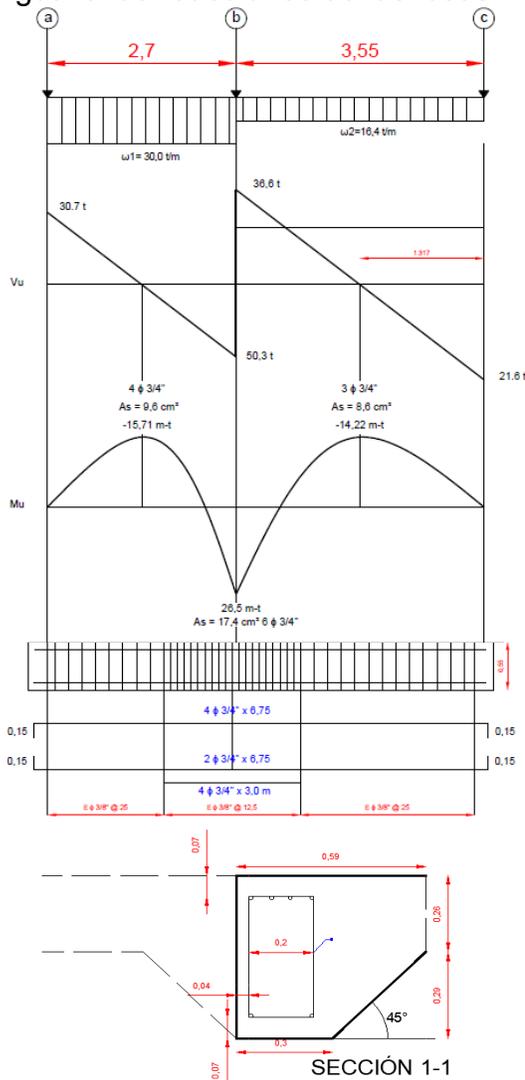


Figura. 4.11 detalles del diseño de las vigas VE-1
Fuente: Autor.

$$W_1 = \frac{5,00 \times 12,0}{2} = 30,0 \text{ Tn/m}$$

$$W_2 = \frac{3,00 \times 10,91}{2} = 16,4 \text{ Tn/m}$$

Los diagramas de corte y de

momento se reportan en la figura 4.11, así como los aceros requeridos. En el tramo (acero superior) la sección de concreto es de ancho $b = 30 \text{ cm}$ y la altura útil $d = 55 - 7 - 0,5 \times 1,91 = 47 \text{ cm}$. En el apoyo, la sección es una viga L invertida con el ala asimétrica, la cual se calcula como una sección rectangular de ancho $b = 59 \text{ cm}$ (el Art. 8.9.1 de la Norma permite considerar un ancho mayor) y $d = 47 \text{ cm}$.

Para el cálculo de estribos a d de la cara izquierda de la columna central se tiene:

$$v_u = \frac{50,3 - 30,0(0,15 + 0,47)}{0,30 \times 0,47} = 225 \text{ Tn/m}^2$$

$$v_s = v_u = v_c = 225 - 65,3 = 159,7 \text{ Tn/m}^2$$

La separación estribos de 3/8" de dos ramas resulta de:

$$s = \frac{2 \times 0,748 \times 4200}{15,97 \times 30} = 12,5 \text{ cm}$$

Se deben colocar estribos a 12,5 cm de separación hasta una distancia a $2d = 2 \times 47 = 94 \text{ cm}$ de dos caras de la columna central. En el resto de la viga se colocarán estribos en la separación máxima permitida por la Norma, ya que el cálculo resulta en separaciones mayores.

$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{47}{2} = 23,5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

APÉNDICE

**APÉNDICE A. EJERCICIOS PROPUESTOS DE LOSAS DE
FUNDACIÓN**

Dentro de este apartado se muestra una serie de problemas propuestos con la finalidad de poner en práctica lo aprendido durante el curso (MOOC), de losas de fundación.

Problema 1.

Diseñar una fundación rígida y colocada en la superficie del terreno ($D_f=0$), para las condiciones de carga $q_a= 1,00\text{Kg}/\text{cm}^2$ de la figura A-1. La losa debe tener presión uniforme y la mayor área de contacto posible. Todas las columnas son de $35\times 35\text{cm}$ y la carga permanente es del 60% de la carga mostrada en la figura. Utilizar $f'c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

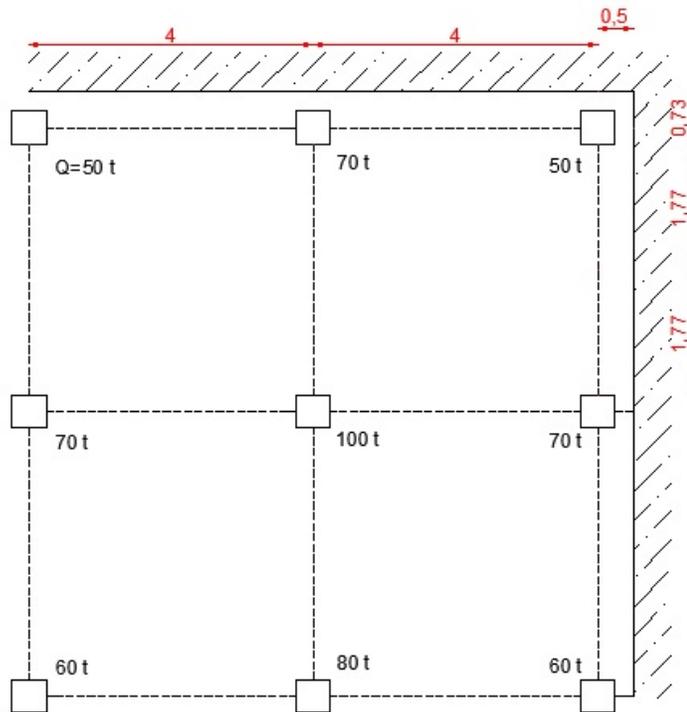


Figura A-1

Problema 2.

En la figura A-2 se muestra la planta de una losa de fundación. Calcule la presión en el suelo en los puntos A, B, C, D, E y F. Las columnas serán de $50\times 50\text{cm}$ con un $f'c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

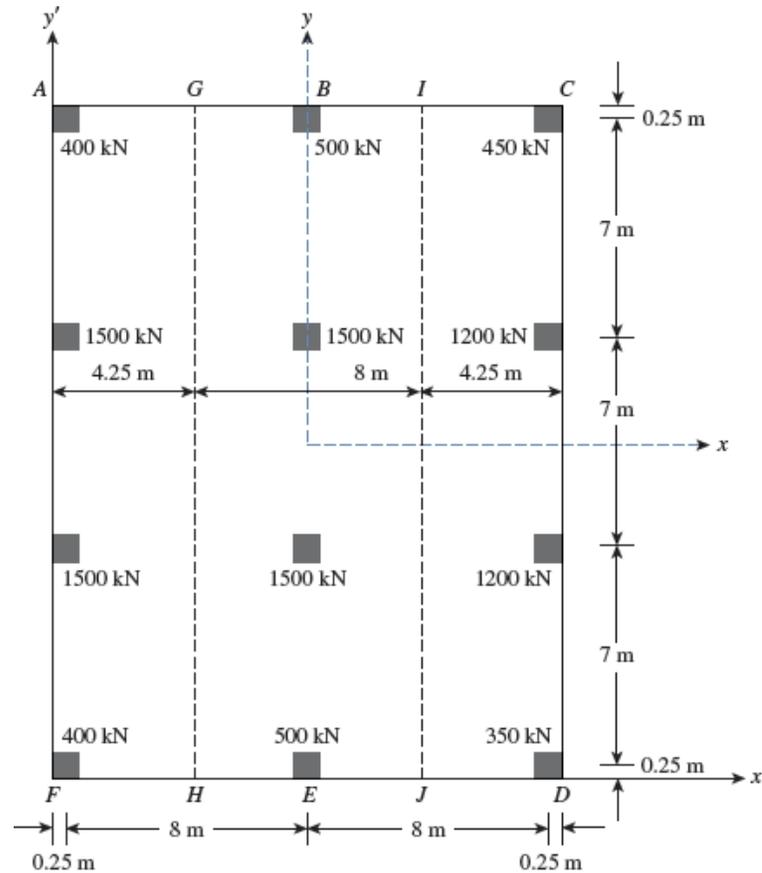


Figura A-2

Problema 3.

Divida la losa que se muestra en la fig. A-2 en tres franjas, como AGHF ($B_1 = 8\text{ m}$) e ICDJ ($B_1 = 4,25\text{ m}$). Utilice el resultado del ejemplo 2 y determine los requisitos de refuerzo en la dirección y aquí $f'_c = 20.7\text{ MN/m}^2$ y $f_y = 413,7\text{ MN/m}^2$ y el factor de carga es 1.7.

Problema 4.

Diseñe la placa de fundación (figura A-3) aplicando el método rígido convencional, se utilizará $f'_c = 250\text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 3500\text{ kg/cm}^2$. La profundidad de la fundación 3,8 m, el suelo de arcilla limosa compacta, con $q_{adm} = 3,1\text{ kg/cm}^2$ $\gamma_s = 1800\text{ kg/cm}^3$, las columnas 2 y 5 serán de 55x55 cm con una carga permanente de 80 Tn y una carga variable de 70 Tn; las

columnas 1 y 4 serán de 50x50cm con una carga permanente de 60 Tn y una variable de 70 Tn y las columnas 3 y 6 serán de 60x60cm y la carga permanente de 90 Tn y la variable de 90 Tn.

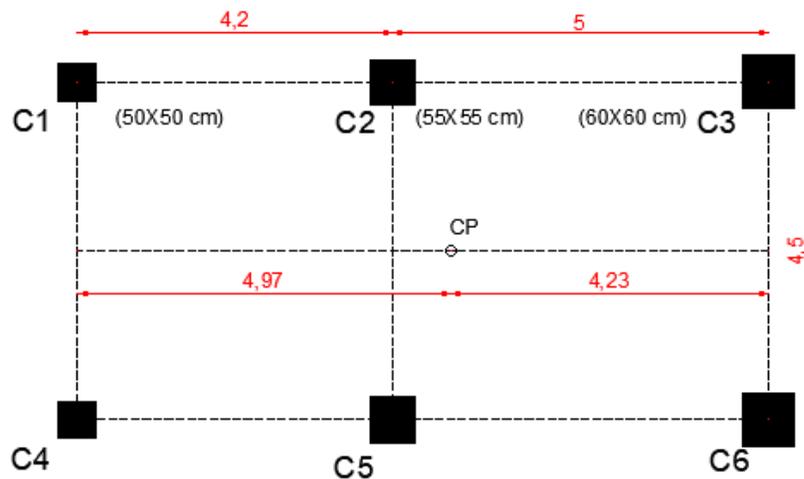


Figura A-3

APÉNDICE B. TABLAS DE DISEÑO

En esta sección se han recopilado varias tablas de datos que sirven de apoyo para el análisis y diseño de losas de fundación, basadas en los requisitos descritos anteriormente por la FONDONORMA 1753 y el código ACI 318-14.

Del mismo modo, se presentan tablas extraídas de libros, manuales y catálogos de acuerdo a las referencias que se hacen en los capítulos anteriores, o simplemente son de utilidad para el diseño de estos elementos.

Tabla B-1 Características de las barras de refuerzo.

DESIGNACIÓN		DIÁMETRO ⁽¹⁾	ÁREA ⁽¹⁾	PESO ⁽¹⁾
Nº ⁽²⁾	Milímetros ⁽³⁾	mm	cm ²	kgf/m
--	6M	6,00	0,28	0,222
--	8M	8,00	0,50	0,394
3	--	9,53	0,71	0,559
--	10M	10,00	0,78	0,617
--	12M	12,00	1,13	0,888
4	--	12,70	1,27	0,994
--	14M	14,00	1,54	1,208
5	--	15,88	1,98	1,554
--	16M	16,00	2,01	1,577
6	--	19,05	2,85	2,237
--	20M	20,00	3,14	2,465
7	--	22,22	3,88	3,044
--	25M	25,00	4,91	3,854
8	--	25,40	5,07	3,977
9	--	28,65	6,45	5,059
--	32M	32,00	8,04	6,309
10	--	32,26	8,17	6,403
11	--	35,81	10,07	7,906
--	36M	36,00	10,18	7,981
--	40M	40,00	12,57	9,850
14	--	43,00	14,52	11,383
--	45M	45,00	15,90	12,482
--	56M	56,00	24,63	19,334
18	--	57,33	25,81	20,237

(1) Las dimensiones de una barra con resaltes son equivalentes a las de una barra lisa que tenga el mismo peso por metro.

(2) Los números (Nº) utilizados para designar las barras, están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal. El área nominal de la barra N° 9 es la de un cuadrado de lado 1 pulgada; para la barra N° 10 es la de un cuadrado de lado 1 1/8 de pulgada; para la barra N° 11 es la de un cuadrado de lado 1 1/4 de pulgada; para la barra N° 14 es la de un cuadrado de lado 1 3/8 pulgada y para la barra N° 18 es la de un cuadrado de lado 2 pulgadas.

(3) Se han intercalados los números de designación de las barras basados en el diámetro nominal en milímetros seguido de la letra **M** como indicación de unidades correspondiente al Sistema Internacional, **SI**.

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-2 Momentos flectores y fuerzas cortantes aproximadas en vigas y losas continuas.

Vigas	Momentos positivos	$q_u L_n^2 / 11$
	a. Tramo extremos: El extremo discontinuo no está empotrado El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo.	$q_u L_n^2 / 14$ $q_u L_n^2 / 16$
Vigas	b. Tramos interiores	
	Momentos negativos	
	a. En la cara externa del primer apoyo interior Dos tramos Más de dos tramos	$q_u L_n^2 / 9$ $q_u L_n^2 / 10$
	b. En las demás caras de los apoyos internos	$q_u L_n^2 / 11$
	c. Vigas cuya rigidez sea inferior al octavo de la suma de las rigideces de las columnas en cada extremo del tramo. Véase Artículo el 8.8.3	$q_u L_n^2 / 12$
Losas	Momentos negativos en losas continuas	
	a. En las caras internas de los apoyos extremos de losas construidas monolíticamente con sus apoyos: Cuando el apoyo es una viga perimetral Cuando el apoyo es una columna	$q_u L_n^2 / 24$ $q_u L_n^2 / 16$
	b. En la cara de los apoyos de losas con luces no mayores de 3 m.	$q_u L_n^2 / 12$
Fuerza cortante en vigas y losas continuas		
	a. En miembros extremos en la cara del primer apoyo interior	$1,15 q_u L_n / 2$
	b. En las caras de todos los demás apoyos	$q_u L_n / 2$

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-3 Longitudes de transferencias de tensiones.

REQUISITOS	BARRAS CON RESALTES
La separación libre entre las barras ancladas en el concreto o empalmadas no será menor que la obtenida al aplicar uno de los dos grupos de condiciones siguientes:	
<p>a. El mayor diámetro de la barra, d_b; el recubrimiento de protección pero no menor al diámetro de la barra; o la separación entre los estribos o ligaduras dispuestos en la longitud de transferencia L_d, y que cumplen con los requisitos mínimos especificados en esta Norma.</p> <p>b. Mayor que $2 d_b$; el recubrimiento de protección pero no menor al diámetro de la barra d_b</p>	<p>Fórmula (12-3):</p> $L_d = \left(\frac{0,192 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Cuando no se cumplan los requisitos precedentes	<p>Fórmula (12-4):</p> $L_d = \left(\frac{0,288 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
En las ecuaciones (12-3) y (12-4), se ignora el factor del tamaño de las barras, γ , y debe cumplirse con la condición : $\alpha \beta < 1,7$	

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-4 Factores de modificación de la longitud de transferencia de tensiones.

FACTOR DE MODIFICACION	MULTIPLICADOR
<p>Factor de ubicación del refuerzo, α.</p> <p>Barras horizontales colocadas de tal manera que por debajo de la longitud de transferencia o de empalme se asegure el vaciado de 30 cm o más de concreto fresco.</p> <p>Para los otros casos.</p>	<p>$\alpha = 1,3$</p> <p>$\alpha = 1,0$</p>
<p>Factor de recubrimiento del refuerzo, β.</p> <p>Barras recubiertas de material epóxico con recubrimiento de concreto no menor que $3d_b$ o la separación libre menor que $6d_b$</p> <p>Otras barras recubiertas de material epóxico.</p> <p>Barras no recubiertas</p>	<p>$\beta = 1,5$</p> <p>$\beta = 2,0$</p> <p>$\beta = 1,0$</p>
<p>Factor del tamaño de la barra con resalto, γ</p> <p>Barras No. 6 (20M) o menores.</p> <p>Barras No. 7 y mayores.</p>	<p>$\gamma = 0,8$</p> <p>$\gamma = 1,0$</p>
<p>Factor por el peso del concreto, λ</p> <p>a. Concreto con agregado de peso normal</p> <p>b. Concreto con agregado liviano</p> <p>Cuando se especifica f'_{ct}</p>	<p>$\lambda = 1,0$</p> <p>$\lambda = 1,3$</p> <p>$\lambda = 1,8 \sqrt{f'_c} / f'_{ct} \geq 1,0$</p>
<p>Separación o recubrimiento, c_d</p>	<p>El menor valor entre:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La distancia del centro de la barra a la superficie más cercana del concreto, c_d; 2. La mitad de la separación centro a centro de las barras que se anclan, s.

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-5 Factor de modificación de la longitud de transferencia en compresión L_{dc} .

REQUISITOS	FACTOR DE MODIFICACIÓN λ_c
El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis estructural, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de f_y sea requerido específicamente o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} \leq 1,0$
Para aceros de refuerzos encerrados por zunchos y ligaduras no menor que 6 mm y con un paso menor que 10 cm o encerradas por estribos No. 4 (12M), conformes con la Sección 7.5.2, y separadas a una distancia, centro a centro, menor que 10 cm.	0,75

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-6 Factor de modificación λ_{dh} para la longitud de anclaje L_{dh} .

BARRAS CON GANCHOS ESTÁNDAR	FACTOR DE MODIFICACIÓN λ_{dh}
1. Barra No. 11 (36M) y menores con ganchos Recubrimiento lateral del gancho no menor de 6.0 cm, y recubrimiento de la extensión del gancho de 90° recubrimiento no menor de 5 cm.	0,70
2. Barras No. 11 (36M) y menores con ganchos de 90° i) En la longitud de anclaje, L_{dh} , se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal. La separación entre la cara externa del gancho y el centro de la ligadura o estribo adyacente no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal. ii) En la extensión del gancho, incluyendo el doblez, se colocan ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra. La separación entre la cara externa de la barra y el centro de la ligadura o estribo no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal.	0,80
3. Barras No.11 (36M) y menores con ganchos de 180° En la longitud de anclaje, L_{dh} , se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal.	
4. El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de f_y sea específicamente requerido o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$

Fuente: Proyectos y construcción de obras en concreto estructural (1753-2006).

Tabla B-7 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 de Cimentaciones (Braja Das, 2012).

Tablas B-8 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> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (Braja Das, 2012).

Tabla B-9 Área de acero según la separación.

Separación entre barras (cm)	Diámetro nominal del acero de refuerzo						
	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 11
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
Área de acero (cm ² / m)							
7	10,2	18,1	28,3	40,7	55,4	72,4	143,9
8	8,91	15,8	24,8	35,6	48,5	63,3	125,9
9	7,92	14,1	22,0	31,7	43,1	56,3	111,9
10	7,13	12,7	19,8	28,5	38,8	50,7	100,7
11	6,48	11,5	18,0	25,9	35,2	46,1	91,6
12	5,94	10,6	16,5	23,8	32,3	42,2	83,9
13	5,48	9,75	15,2	21,9	29,8	39,0	77,5
14	5,10	9,05	14,1	20,3	27,7	36,2	71,9
15	4,75	8,45	13,2	19,0	25,9	33,8	67,1
16	4,46	7,90	12,4	17,8	24,2	31,7	63,0
17	4,19	7,45	11,6	16,8	22,8	29,8	59,2
18	3,96	7,04	11,0	15,8	21,5	28,2	56,0
19	3,75	6,67	10,4	15,0	20,4	26,7	53,0
20	3,57	6,33	9,90	14,2	19,4	25,3	50,4
21	3,40	6,03	9,43	13,6	18,5	24,1	48,0
22	3,24	5,76	9,00	13,0	17,6	23,0	45,8
23	3,10	5,51	8,61	12,4	16,9	22,0	43,8
24	2,97	5,28	8,25	11,9	16,2	21,1	42,0
25	2,85	5,10	7,92	11,4	15,5	20,3	40,3
30	2,38	4,22	6,60	9,50	12,9	16,9	33,6

Nota: Se entra con el área de acero en cm² y se obtiene la separación en cm. para diversos diámetros.

Fuente: SIDETUR, (2004).

Tabla B-10 Detallado del acero de refuerzo.

Designación de la barra	Diámetro nominal (cm) (Pulgadas)		Peso (kgf / m)	Número de cabillas									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				Área (cm ²)									
3	0,953	3/8"	0,559	0,71	1,43	2,14	2,85	3,57	4,28	4,99	5,70	6,42	7,13
4	1,270	1/2"	0,994	1,27	2,53	3,80	5,07	6,33	7,60	8,87	10,14	11,40	12,67
5	1,588	5/8"	1,554	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,89	13,87	15,85	17,83	19,81
6	1,905	3/4"	2,237	2,85	5,70	8,55	11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	25,65	28,50
7	2,222	7/8"	3,044	3,88	7,76	11,63	15,51	19,39	23,27	27,15	31,02	34,90	38,78
8	2,540	1"	3,977	5,07	10,13	15,20	20,27	25,34	30,40	35,47	40,54	45,60	50,67
11	3,581	1 3/8"	7,906	10,07	20,14	30,22	40,29	50,36	60,43	70,50	80,58	90,65	100,72

Fuente: SIDETUR, (2004).

Tabla B-11 Diámetro mínimo de doblé, D.

Designación de la barra (N°)	Acero de refuerzo	
	Longitudinal D (cm)	Transversal D (cm)
3	5,72	3,81
4	7,62	5,08
5	9,53	6,35
6	11,43	11,43
7	13,33	13,33
8	15,24	15,24
11	28,65	No aplica

Fuente: SIDETUR, (2004).

Tabla B-12 Gancho estándar.

Gancho estándar	Acero de refuerzo		
	Longitudinal		Transversal
Ángulo de doblé	180°	90°	135°
Designación de la barra (N°)	Longitud Extensión Recta L (cm)		
3	6,35	11,4	7,50
4	6,35	15,2	7,62
5	6,35	19,1	9,53
6	7,62	22,9	11,43
7	8,89	26,7	13,33
8	10,2	30,5	15,24
11	14,3	43,0	no aplica

Fuente: SIDETUR, (2004).

APÉNDICE C. TEST DE EVALUACIÓN TEÓRICO.

La presente sección tiene el objetivo de poner a prueba los conocimientos teóricos de los integrantes del MOOC de losas de fundación, de acuerdo a las bases expuestas en los manuales y demás texto que se encuentren dentro del curso.

El test se encuentra estructurado en 2 secciones típicas (selección simple y de análisis), como sigue a continuación:

I) Selección Simple:

1. La función principal de una fundación es:

- Resistir las cargas de servicio de la estructura
- Darle estabilidad a la estructura durante su vida útil
- Resistir las fuerzas de sismo, viento, hielo, etc
- Transmitir al suelo todas las cargas que impone la superestructura

2. El código ACI 318-14 establece los requisitos referente el análisis y diseño de fundaciones en su capítulo:

- 20
- 18
- 13
- 9

3. Las losas de fundación son elementos que soportan:

- Dos columnas
- Varias columnas paralelas en una franja
- Todas las columnas de una estructura
- Ninguna de las anteriores

4. Las losas rígidas y flexibles se clasifican de acuerdo a:

- La sección transversal
- Su forma en planta
- La rigidez estructural
- El tipo de sollicitación

5. La Norma 1753 y el reglamento ACI 318 mencionan como requisito para las losas rígidas, que la separación entre columnas adyacentes no varíe en más del:

- 20%
- 15%
- 30%
- 12%

6. Los elementos que conectan entre sí las bases aisladas en un sistema de fundación se conoce como:

- Pedestales
- Columnas
- Vigas de riostra
- Zapatas

7. De acuerdo a lo que estipula la FONDONORMA, las dimensiones en planta de las fundaciones se determinan con:

- Las cargas mayoradas
- Las cargas de sismos (1756)
- Las cargas de servicio
- Ninguna de las anteriores

8. El método más común para el diseño de losas de fundación rígidas se conoce como:

- Método de las diferencias finitas
- Método de los elementos finitos
- Método aproximado flexible
- Ninguna de las anteriores

9. El método de las diferencias está basado de acuerdo a:

- FONDONORMA 1753-2006
- ACI 446
- ACI-318-14
- COVENIN 1756-2003

10. El coeficiente de Poisson, de acuerdo a lo establecido por la 1753 tiene un valor de:

- 0,20
- 0,18
- 0,020
- 0,30

11. El módulo de balasto se conoce como la relación:

- Carga axial/asentamiento
- Carga por área unitaria/asentamiento
- Carga lateral/asentamiento
- Ninguna de las anteriores

12. El proyecto de losas apoyadas sobre el terreno debe cumplir con las hipótesis y propiedades elásticas del modelo:

- Fundación-Superestructura.

- Suelo-Estructura.
- Suelo-Subestructura.
- Ninguna de las anteriores.

13. Para el proyecto de fundaciones se reconocen dos etapas que son:

- Predimensionado y Diseño de la estructura.
- Análisis de las cargas y diseño de la estructura.
- Análisis de los parámetros naturales y Análisis y diseño de la estructura.
- Ninguna de las anteriores.

14. Para el análisis de las fundaciones la capacidad portante del suelo que se usa es:

- Capacidad de carga ultima.
- Carga ultima.
- Capacidad de carga admisible.
- Ninguna de las anteriores.

15. La capacidad de carga última propuesta por Meyerhof (1963), se conoce como:

- Capacidad de carga ultima por corte.
- Ecuación general de la capacidad de carga.
- Capacidad de carga por punzonado.
- Ninguna de las anteriores.

16. El peso unitario normal para concreto se encuentra en el rango de:

- $1440 - 2500 \text{ kgf/m}^3$
- $1800 - 2400 \text{ kgf/m}^3$
- $1500 - 2550 \text{ kgf/m}^3$
- $1400 - 3000 \text{ kgf/m}^3$

17. La resistencia mínima del concreto para el diseño de fundaciones

es:

- 250 kgf/cm^2
- 280 kgf/cm^2
- 210 kgf/cm^2
- Ninguna de las anteriores

18. La resistencia de cendencia del acero de refuerzo a corte es:

- 5650 kgf/cm^2
- 4500 kgf/cm^2
- 4200 kgf/cm^2
- Ninguna de las anteriores

19. La separación máxima del refuerzo en losas y zapatas de espesor uniforme no deben exceder:

- $5h$ o 45 cm
- $3h$ o 45 cm
- $3h$ o 30 cm
- $2h$ o 45 cm

20. El recubrimiento mínimo de acuerdo lo establecido en la 1753 para fundaciones es:

- 5 cm
- 7 cm
- $2,5 \text{ cm}$

- 7,5 cm

21. La longitud de transferencia L_d en tracción no debe ser menor a:

- 20 cm
- 25 cm
- 35 cm
- Ninguna de las anteriores

22. El valor del factor de minoración asignado a la resistencia al aplastamiento es:

- 0,70
- 0,85
- 0,75
- 0,65

23. La longitud de la transferencia del acero de refuerzo en compresión mínima es:

- 25 cm
- 30 cm
- 20 cm
- 15 cm

II) Preguntas de análisis:

- 1- ¿Cuáles son los parámetros asociados a la transferencia de esfuerzos, desde el sistema de fundación hacia el suelo y por qué afectan estos en la estimación de dichos esfuerzos?
- 2- ¿Por qué es importante realizar un estudio de los suelos como primer paso en el proyecto de fundaciones?

- 3- ¿Cuáles son los pasos que se deben considerar en la selección de un sistema de fundación?
- 4- ¿Cuáles son las funciones de un sistema de fundación?
- 5- ¿Cuáles son los tipos de fundaciones que establece el ACI 318-14?, y explique cómo funciona cada uno.
- 6- ¿Por qué se recurre al uso de losas de fundación y en qué casos ofrece más ventaja su uso?
- 7- ¿Cómo se clasifican las losas de fundación? Explique.
- 8- ¿Cuáles son los elementos de una fundación y cómo funcionan?
- 9- ¿Cuál es el alcance de las etapas en el diseño de las fundaciones superficiales?
- 10- ¿De qué se trata la teoría de los Estados Límites?
- 11- Nombre los Estados Límites relacionados al diseño de fundaciones y explique de que se tratan.
- 12- ¿Qué son las solicitaciones y cuáles son las cargas que se usan para el análisis y diseño de miembros de concreto armado bajo condiciones normales?
- 13- ¿En qué se basa la Norma 1753 y el código ACI 318 para el cálculo de los factores de cargas en las diferentes combinaciones de carga? Razone su respuesta.
- 14- ¿Cuáles son los métodos más utilizados de análisis y diseño de losas de fundación y cómo es el procedimiento para su aplicación?
- 15- ¿Cómo se define el coeficiente de la subrasante o módulo de balasto (K), y por qué es importante considerarlo en el diseño de los sistemas de fundación?
- 16- ¿Cuáles son las condiciones que debe satisfacer el modelo suelo-fundación? Explique.

- 17- Dentro de las etapas en el proyecto de fundaciones: ¿Cuál es el alcance de estas y qué parámetros se consideran en el análisis y diseño de estos elementos? Explique.
- 18- Realice un esquema gráfico donde refleje los tipos de fallas en fundaciones superficiales y explique cómo funcionan cada una de éstas.
- 19- ¿Qué son los asentamientos y cuáles son las causas que ocasionan este fenómeno?
- 20- ¿Por qué es importante tomar en cuenta los asentamientos en las estructuras? Razone su respuesta.
- 21- ¿De qué trata la teoría de la rotura en el diseño de miembros de concreto armado? Razone su respuesta.
- 22- ¿Cuáles son las hipótesis que se consideran en el diseño por flexión?
- 23- ¿Cuáles son los requisitos mínimos para la longitud de desarrollo a tracción y compresión en el acero de refuerzo y diga la finalidad de cumplir con estos requisitos?
- 24- Explique los requisitos de resistencia a corte que exige la norma 1753 de manera detallada y mencione las condiciones que se deben cumplir en este caso.
- 25- ¿Cómo funciona la transferencia de esfuerzos por aplastamiento? Mencione los requisitos mínimos de área de acero longitudinal.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

TÍTULO	DISEÑO DE CONTENIDO PARA CURSO ABIERTO MASIVO EN LINEA (MOOC) DE LOSAS DE FUNDACIÓN.
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Soylen S. Márquez S.	VLAC: 25.434.045 E MAIL: soylenmarquez@gmail.com
Jesús L. Misel R.	CVLAC: 21.328.136 E MAIL: jesusmisel.13@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALABRAS O FRASES CLAVES: MOOC, Losas de fundación, Diseño, FONDORNORMA, ACI, Concreto.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS	INGENIERIA CIVIL

RESUMEN (ABSTRACT):

El objetivo principal de este proyecto consistió en el diseño de un Curso Abierto Masivo en Línea (MOOC), de losas de fundación, según los requisitos de diseño de miembros de concreto armado establecidos por la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 y el código ACI 318-14. El alcance de este estudio se limitó al uso de los cursos MOOC en la Universidad de Oriente a nivel de pregrado. Se realizó una revisión bibliográfica de libros, documentos en línea, publicaciones de estudios, catálogos y normas, con el propósito de recopilar la información necesaria sobre el tema en estudio. Con la información recopilada, se desarrollaron varias guías teórico-prácticas, y videos con ilustraciones y ejemplos que sirvan como material de apoyo para las personas que ingresen a este curso. De igual forma se elaboró una metodología de evaluación basada en el contenido presentado con el objetivo de poder medir el conocimiento adquirido por los estudiantes durante el curso; así mismo, se realizó una sección con tablas de datos recopiladas para el análisis y diseño de losas de fundación.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Jhonatan Martínez	ROL	CA	AS X	TU	JU
	CVLAC:	15.376.400			
	E_MAIL	Jhonatanmartinez@udo.edu.ve			
	E_MAIL				
Carlos Cermeño	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	8.494.906			
	E_MAIL	Carloscermeno@hotmail.com			
	E_MAIL				
Cabrera, Daniel	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	C.I 17.421.606			
	E_MAIL	Danielcabrera@udo.edu.ve			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2018	05	11
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS: DISEÑO.DE.CONTENIDO.PARA.CURSO.ABIERTO.MAS IVO.EN.LINEA.(MOOC).DE.LOSAS.DE.FUNDACIÓN.	Application/ms word

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H
I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v
w x y z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL:

(OPCIONAL)

TEMPORAL:

(OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas

INSTITUCIÓN:

Universidad De Oriente – Núcleo De Anzoátegui / Extensión Centro - Sur
Cantaura

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CU Nº 0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC Nº 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR <i>[Firma]</i>
FECHA <u>5/8/09</u> HORA <u>5:30</u>

Cordialmente,

[Firma]
JUAN A. BOLAÑOS CUMPEL
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telesinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/manuja

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO:**

DERECHOS

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado:

“Los Trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”

Autor (es)

Soylen S. Márquez S.
C.I: 25.434.045

Jesús L. Misel R.
C.I: 21.328.136

Prof. Jhonatan Martínez
TUTOR

Prof. Cabrera, Daniel
JURADO

Prof. Carlos Cermeño
JURADO

POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO