



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y
CÁLCULO ESTRUCTURAL DE
FUNDACIONES DIRECTAS**

Autor: Bastidas V. Gerardo A.

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 8712394



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO
ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES DIRECTAS**

**Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

Autor: Bastidas V. Gerardo A.
C.I.: 20.005.696

Tutor: Ing. Pocaterra Alejandro
C.I.:7.109.571

San Diego, Enero 2018



Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería

FI-CV-038-2018-1

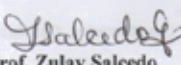
Valencia, 25 de Enero de 2018.

Ciudadano:
Bastidas Gerardo
C.I. 20.005.696
Presente. -

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 1-2018 de fecha 25/01/2018 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado "PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES DIRECTAS" presentado por usted como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Alejandro Pocaterra C.I. 7.109.571 y la Ing. Alicia Yanez de Pizzella, C.I. 4.598.880 como Tutores Académicos que lo asesorarán en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,


Prof. Zulay Salcedo
Decana de la Facultad de Ingeniería



c. c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

ZS/fr



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Alejandro, Pocaterra portador de la cédula de identidad N° 7.109.571, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por el ciudadano Gerardo A. Bastidas V. Portador de la cédula de identidad N° 20.005.696, titulado **PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES DIRECTAS**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 18 días del mes de Octubre del año dos mil diecisiete (2017).


Ing. Alejandro, Pocaterra

C.I.: 7.109.571

ÍNDICE

CONTENIDO	Pp.
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
INDICE DE CUADROS	vii
RESUMEN	viii
INTRODUCCIÓN	1
 CAPÍTULO	
 I. EL PROBLEMA	
1.1. Planteamiento del Problema.....	3
1.2. Formulación del Problema.....	4
1.3. Objetivos de la Investigación.....	5
1.3.1. Objetivo General.....	5
1.3.2. Objetivos Específicos.....	5
1.4. Justificación del Problema.....	5
1.5. Alcance.....	6
 II. MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes.....	7
2.2. Bases Teóricas.....	8
2.2.1. Formación de los Suelos.....	8
2.2.2. Clasificación de los Suelos y Rocas.....	11
2.2.3. Clasificación Geológica de los Suelos.....	11
2.2.4. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.....	13
2.2.5. Fundaciones.....	13
2.2.5.1. Tipos de Fundaciones.....	14
2.2.5.2. Clasificación de las Fundaciones.....	14
2.2.5.3. Fundación Superficial.....	14
2.2.5.4. Zapatas.....	15
2.2.5.5. Zapatas Aisladas.....	16
2.2.5.6. Fundaciones Continuas.....	16
2.2.5.7. Fundaciones Combinadas.....	17
2.2.5.8. Losa de Fundación.....	17
2.2.5.9. Consideraciones Generales.....	18
2.2.5.10. Desventajas.....	18

2.2.5.11. Fundación Profunda.....	19
2.2.5.12. Fundaciones Sometidas a Vibraciones.....	19
2.2.6. Requerimientos Básicos de una Fundación.....	19
2.2.7. Procedimiento General del Diseño de Fundaciones.....	20
2.2.8. Criterios de Selección del Tipo de Fundación.....	22
2.2.9. Procedimiento General de Selección.....	23
2.2.10. Mejoramiento del Suelo.....	24
2.2.11. Estabilización Mecánica.....	24
2.2.12. Estabilización Térmica.....	25
2.2.13. Estabilización Química.....	25
2.2.14. Estabilización con Materiales Geo-sintéticos.....	25
2.2.15. Cargas Actuantes.....	26
2.2.15.1. Consideraciones Generales.....	26
2.2.16. Cargas para Cálculo de Asentamientos.....	27
2.2.17. Investigación Geotécnica del Sitio.....	27
2.2.17.1. Propósito.....	27
2.2.18. Distribución de Esfuerzos en el Terreno de Fundación...	28
2.2.18.1. Metodología de Cálculo.....	28
2.2.19. Análisis de los Asentamientos.....	29
2.2.19.1. Asentamientos Inmediatos.....	30
2.2.19.2. Asentamientos por Consolidación.....	30
2.2.20. Análisis de la Distribución Inicial de Esfuerzos Efectivos en la Masa.....	30
2.2.20.1. Cálculo de la Distribución.....	30
2.2.20.2. Calculo de los Asentamientos Totales por Consolidación.....	30
2.2.21. Asentamientos Totales y Diferenciales.....	31
2.2.22. Análisis de Capacidad de Carga.....	31

III. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de Investigación.....	33
3.2. Diseño de la Investigación.....	33
3.3. Nivel de la Investigación.....	34
3.4. Población y Muestra.....	34
3.5. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos.....	35
3.6. Fases Metodológicas.....	35

IV. RESULTADOS

4.1. Fase I.....	37
4.2. Fase II.....	37
4.3. Fase III.....	62

4.4. Fase IV.....	63
4.5. Fase V.....	65
Normas establecidas.....	65

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.....	67
RECOMENDACIONES.....	67
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	69

INDICE DE TABLAS Pp.

TABLA

1. Clasificación Geológica de los Depósitos de Suelo.....	11
---	----

INDICE DE FIGURAS

FIGURA

1. Tipos de Zapatas.....	
2. Losas de Cimentación.....	
3. Momento Flector.....	
4. Mecanismo de falla por corte.....	
5. Mecanismo de falla por punzonado.....	
6. Área crítica de la columna, pedestal o columna equivalente.	
7. Adherencia y longitud de transferencia.....	
8. Anclaje.....	
9. Pedestales de concreto armado.....	
10. Recubrimientos mínimos en miembros de concreto armado.	
11. Planta de fundación enlazados con vigas riostras.....	
12. Dimensionado de viga de riostra.....	
13. Distancia entre columnas.....	



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO
ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES DIRECTAS**

Autor: Bastidas Gerardo

Tutor: Ing. Pocaterra Alejandro

Fecha: Octubre, 2017

RESUMEN

El propósito de la presente investigación tiene como objetivo principal elaborar un programa para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas. Esta investigación estará basada en buscar una alternativa que permita brindar a los estudiantes de la Universidad José Antonio Páez que pronto ejercerán la profesión de Ingeniero Civil, un programa de cálculo estructural con un manual de procedimientos que contengan los criterios mínimos necesarios para lograr los diseños adecuados. Esto beneficiara a los estudiantes a entender y obtener conocimientos de la diagramación y cálculo estructural de las fundaciones directas.

Descriptor: Programa de Cálculo Estructural, Diseño de Fundaciones Directas.

INTRODUCCION

Para que una estructura ofrezca seguridad y cumpla con las respectivas normas de construcción, ha de llevar una infraestructura adecuada, siendo el diseño de estas uno de los aspectos más importantes en un proyecto de ingeniería civil.

Hoy en día, existe una gran variedad de tipos de fundaciones, la elección de la más adecuada dependerá de diversos factores tales como los resultados obtenidos del estudio de suelo, factibilidad constructiva y el factor económico. Cabe destacar que de los tipos de fundaciones, uno de los más comunes en obra son las fundaciones directas las cuales son aquellas donde las cargas de la estructura pasan directamente al suelo y estas se utilizan cuando dicho estudio de suelo nos arroja un suelo resistente el cual se suele exigir una profundidad de 1.0 metros a 3.0 metros.

La rapidez del proceso de cálculo y diseño estructural, la reducción de errores en dichos procedimientos, el conocimiento que puede obtener el estudiante con la aplicación del programa, fueron las razones más relevantes por las cuales se planteó la elaboración de dicho programa de cálculo de fácil entendimiento, adaptado a los avances tecnológicos actuales que permita seleccionar la alternativa más óptima para realizar el diseño de una infraestructura.

En el presente trabajo, se elabora un programa de cálculo el cual analizara y diseñara un grupo de fundaciones directas tomando en cuenta la funcionabilidad que estas representan de acuerdo a los métodos y normas establecidas.

El trabajo de grado está estructurado por cuatro capítulos, que abarca la totalidad de los pasos a seguir para lograr resultados óptimos de la investigación.

El Capítulo I comprende el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación y alcances al cual estará proyectado. El Capítulo II expone todas las bases teóricas, el cual define y describe todos los aspectos relacionados con las

fundaciones y su formulación. El Capítulo III contempla una explicación de la metodología empleada para la elaboración del proyecto y los recursos utilizados. Y por último el Capítulo IV explica la selección y diseño del programa, abarcando la descripción de las formulaciones empleadas para el diseño y cálculo de las fundaciones directas.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

Actualmente, en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad José Antonio Páez no se ha realizado ninguna investigación relacionada con Programas de Cálculo Estructural para el Diseño de Fundaciones Directas y ni de otro tipo debido a la falta de información e interés sobre este tema, lo que ha traído como consecuencia que muchos estudiantes y jóvenes profesionales no cuenten con una herramienta de fácil aplicación realizado por los mismos estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil.

Es de hacer notar, que hoy en día existen en el mercado diversos programas para las diversas actividades, sin embargo muchos de estos son muy sofisticados e inaccesibles para un gran número de personas.

En el campo de la ingeniería civil existen una extensa variedades de aplicaciones tecnológicas para muchos tipos de cálculos bien sea estructurales, rendimiento de obras, análisis de costos, entre otros, las aplicaciones existentes en algunos casos no exponen con claridad la visualización del proceso de diseño de las fundaciones directas, lo que conlleva a una desconfianza a los valores que arroja dicha aplicación.

Tenemos que tomar en cuenta la importancia de un buen Diseño y Calculo estructural de Fundaciones para soportar las cargas proveniente de las estructuras, ya que todas las edificaciones son construida en dos partes fundamentales: la supra estructura, la cual se encuentra por encima del nivel de terreno y su función es servir como soporte directo en los enceres del hombre; la infraestructura, la cual se encarga de darle estabilidad al conjunto, transmitiendo los esfuerzos máximos generados en el

extremo inferior de la supra estructura al suelo, soporte universal de todas las edificaciones. La fundación es aquella parte de la estructura que tiene como fin transmitir las cargas gravitacionales al suelo, dentro de estas se encuentran las fundaciones directas, en base a esto surgió la necesidad de optimizar su proceso de diseño con las herramientas tecnológicas disponibles actualmente, dentro de una economía razonable y segura para el uso del estudiante y profesional de la rama de la Ingeniería Civil.

En muchas universidades a nivel mundial los estudiantes de ingeniería, diseñan sus mismos programas de cálculo para su uso intelectual y profesional.

Por lo tanto el objetivo principal del presente trabajo de investigación, es buscar una alternativa que permita brindar a los estudiantes de la Universidad José Antonio Páez que pronto ejercerán la profesión de Ingeniero Civil, un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de fundaciones directas con un manual de procedimientos que contengan los criterios mínimos necesarios para lograr los diseños adecuados. Es importante señalar que es responsabilidad del ingeniero profundizar su investigación, según sea el caso, para calcular y detallar adecuadamente cada uno de los elementos de la estructura.

1.2. Formulación del Problema

¿Cómo crear un programa para el diseño y calculo estructural de fundaciones directas tomando en cuenta los métodos y las normas establecidas?

1.3 Objetivo de la Investigación

1.3.1 Objetivo General

Elaborar un programa para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas de acuerdo a la normativa vigente.

1.3.2 Objetivo Específicos

- Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas.
- Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes.
- Realizar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de fundaciones directa.
- Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.
- Elaborar un manual de procedimiento que ayude al usuario a ejecutar la diagramación y el cálculo estructural de fundaciones directas.

1.4 Justificación del Problema

La finalidad de este trabajo de grado es elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de fundaciones directas, para que a partir de los manuales de procedimientos los estudiantes y profesionales de la escuela de ingeniería civil de la Universidad José Antonio Páez tengan una herramienta fundamental que los ayude a entender y obtener conocimientos de la diagramación y cálculo estructural de las fundaciones directas.

1.5 Alcance

Este trabajo se limita en la elaboración de un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de fundaciones directas siguiendo las normas vigentes, analizando el método estático para el diseño estructural de fundaciones directas y el método de elementos finitos para el diseño estructural de vigas de arriostramiento, con el fin de diseñar el cálculo estructural y comprobar con ejemplos numéricos la veracidad del programa.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes

Canales, Galeana, A.A. (2005), en su trabajo titulado: **“Programa Didáctico de Ayuda Secuencial del Diseño de Cimentaciones Superficiales”**, presentado para optar por el título de Ingeniero Civil de la Universidad de Las Américas de Puebla – México; establece que una losa de cimentación es una estructura que puede soportar varias columnas o muros al mismo tiempo, se emplean cuando la capacidad del suelo es muy baja, y las zapatas aisladas resultan ser una opción poco viable.

EstaireGepp, José, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (2004), en su trabajo titulado **“Comportamiento de Cimentaciones Superficiales Sobre Suelos Granulares Sometidas a Solicitaciones Dinámicas”**, presentado para optar por el título de Doctor de la Universidad Politécnica de Madrid – España, donde expone: para llevar a cabo el estudio de cimientos bajo cargas dinámicas se deben determinar el comportamiento geo-mecánico de los suelos granulares, y se centra principalmente tres aspectos: una primera parte experimental basada en la ejecución de diferentes ensayos de laboratorios, segundo un análisis de los resultados obtenidos en los laboratorios, como tercero su validación y aplicación a casos reales, finalizando con la modelización de la respuesta tenso-deformacional del material en las distintas situaciones impuestas en los ensayos.

Martinez, Karelia y Lira, Verania (2010), en su trabajo titulado: **“Diseño y Análisis Para Torre de Telefonía Celular”**, presentado para optar por el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería de Managua, donde expone: para el diseño de cargas admisibles se debe contar con datos exactos del suelo debajo de la cimentación y de la estructura que se construirá sobre la cimentación.

2.2 Bases Teóricas

En el trabajo habitual y práctico de un ingeniero civil, el suelo cobra vida a una parte muy importante, por lo tanto es muy frecuente encontrarse con una diversidad de situaciones o problemas derivados del terreno. Ya que el mismo siempre va a servir de cimiento, y como cimiento debe tolerar y proyectarse para soportar estructuras de diferentes características y usos. Esta cualidad hace que sea de gran importancia el estudio de los suelos desde su formación hasta sus propiedades mecánicas, físicas y químicas para poder comprender la mecánica de suelos y rocas y el comportamiento de materiales y tierra bajo cargas.

2.2.1 Formación de los Suelos

En el proceso de formación de un suelo, este puede ser sedimentario, residual, o colocado por el hombre. Así mismo se puede decir que el suelo es resultado de la interacción de cinco factores:

- El material parental o regolita, que en la ciencia del suelo, significa el material geológico inalterado (generalmente roca madre o de un depósito superficial o arrastrado) en donde se irán formando los horizontes del suelo, es decir, es el sustrato a partir del cual se desarrolla el suelo. De éste se deriva directamente la fracción mineral del suelo y ejerce una fuerte influencia sobre todo en la textura del suelo.
- El relieve que hace referencia a las formas que tiene la corteza terrestre o litosfera en la superficie, tanto al referirnos a las tierras emergidas, como al relieve submarino, es decir, al fondo del mar, el relieve afecta a la cantidad de agua que penetra en el suelo y a la cantidad de material que es arrastrado, sea por el agua o el viento.
- El tiempo que es una magnitud física con la que medimos la duración o separación de acontecimientos sujetos a cambio, el tiempo es necesario para un

completo desarrollo del suelo. El tiempo de formación de un pequeño volumen de suelo es muy largo (1 cm³ de suelo puede tardar entre 100 y 1000 años en formarse) pero su destrucción es muy rápida.

- El clima, abarca los valores estadísticos sobre los elementos del tiempo atmosférico en una región durante un período representativo: temperatura, humedad, presión, vientos y precipitaciones, el clima influye en la formación del suelo a través de la temperatura y la precipitación, los cuales determinan la velocidad de descomposición de los minerales y la redistribución de los elementos; así como a través de su influencia sobre la vida animal y vegetal.
- Los seres vivos (plantas, animales, bacterias y hongos) que viene a ser un conjunto de átomos y moléculas, que forman una estructura material muy organizada y compleja, en la que intervienen sistemas de comunicación molecular que se relaciona con el ambiente con un intercambio de materia y energía de una forma ordenada, son el origen de la materia orgánica del suelo, y facilitan su mezcla con la materia mineral.

Los tres primeros factores desempeñan un rol pasivo, mientras que el clima y los seres vivos participan activamente en la formación del suelo.

Un suelo sedimentario es aquel donde el lugar donde se deposita o disponen las partículas, es distinto al lugar de donde se formaron u originaron. El principio de la formación de sedimentos lo constituye la meteorización física y química de las rocas en la superficie terrestre. Las partículas de arena, grava y limo se originan por la meteorización física de las rocas, mientras que las partículas arcillosas proceden de la alteración química de las mismas. Hay cinco agentes por los que los sedimentos pueden ser transportados como lo es el agua, aire, gravedad, hielo y seres vivos; el transporte afecta a los sedimentos ya que en el traslado suelen y pueden ocurrir cambios de tamaño, forma, textura de las partículas por abrasión, impacto, disolución o desgaste, también se ven afectados por que esto genera una reclasificación o graduación de las

partículas. Cuando se depositan forman un suelo sedimentario, las razones principales por las que las partículas se depositan son la disminución de la velocidad, la reducción de la solubilidad y un incremento de la presencia de electrolitos.

Los suelos residuales son aquellos que con escaso o nulo desplazamiento de las partículas, se forma por la meteorización de la roca in situ. El principio de la formación de los suelos residuales es cuando los productos de la meteorización de la roca no son transportados como sedimentos sino que se acumulan en el sitio. Si la velocidad de arrastre de los productos de descomposición es menor a la velocidad de descomposición de la roca, se produce una acumulación de suelo residual. Los factores que influyen en las velocidades que alteran la naturaleza de los productos de meteorización son el tiempo, las características físicas-químicas de la roca, el clima, la vegetación, el drenaje, y la actividad de bacterias. Los suelos residuales tienden a ser más abundantes en zonas húmedas, templadas, favorables al ataque químico de las rocas y con suficiente vegetación para evitar que los resultados de la meteorización sean fácilmente arrastrados y formen sedimentos.

También están los depósitos artificiales que tienen que ver más con la manipulación de la naturaleza por el hombre, toda modificación o depósito realizado por la mano del hombre se denomina terraplén, que vendría siendo un depósito sedimentario en el que todos los procesos de formación son realizados por el hombre.

Estructura del suelo

Al hablar de estructura del suelo, se hace referencia a la distribución y orientación de las partículas en una masa de suelo, y a las fuerzas de naturaleza electroquímicas entre las partículas.

2.2.2 Clasificación de los Suelos y Rocas

Todos los suelos en su origen, son producto de la desintegración mecánica o la alteración química de un macizo rocoso, el cual ha sido expuesto a los procesos de intemperismo. Los componentes del suelo generalmente son modificados por los medios de transporte como se mencionó anteriormente, en consecuencia pueden ser conferidos a una clasificación geológica, al igual que una clasificación de elementos constitutivos.

Los tipos de rocas según su formación se clasifican en general como ígneas, metamórficas y sedimentarias. La calidad o capacidad asignada a la roca, para el diseño o análisis, debe reflejar el grado de alteración de los minerales debido al intemperismo, la susceptibilidad de deterioro cuando la roca está expuesta a la intemperie y la frecuencia de discontinuidades dentro de la masa rocosa.

2.2.3 Clasificación Geológica de los suelos

Con respecto a la depositación y su historia geológica, La clasificación de un depósito de suelo, es un paso importante para entender la variación en el tipo de suelo y de esfuerzos máximos impuestos sobre el depósito desde su formación. En la tabla 1 se muestra una clasificación geológica que identifica la forma de depositación de los suelos.

Tabla 1. Clasificación Geológica de los Depósitos de Suelo

Clasificación	Modo de Formación
Eolianos	
Duna	Deposición por viento (en costas y desiertos)

Loess	Depositados durante los periodos glaciales
Aluviales	
Aluvio	Depositados por ríos y corrientes
Lacustrio	Aguas lacustres, incluyendo lagos glaciales
Planicie de Inundación	Aguas de Inundación
Coluviales	
Coluvio	Movimiento del suelo pendiente abajo
Talo	Movimiento pendiente debajo de escombros de roca
Glaciares	
Morrena del Terreno	Depositados y consolidados por los glaciares
Morrena Terminal	Arrastradas y transportadas en el frente de hielo
Deslaves	Aguas de deshielo de los glaciares
Marinos	
Playa	Deposición por olas
Estuarino	Deposición en estuarios de ríos
Lagunal	Deposición en lagunas
Ciénaga Salina	Deposición por mareas en zonas protegidas
Residuales	
Suelo Residual	Alteración completa por la intemperización en sitios
Saprolito	Alteración y disolución incompletas pero intensas

Laterita	Alteración compleja en un medio ambiente tropical
Roca Descompuesta	Alteración avanzada dentro de la roca madre

Fuente; Merrit, Loftin, Ricketts, “Manual Del Ingeniero Civil”, 4ta. Edición McGraw-Hill/Interamericana de Editores S.A.; Tomo 1 – ISBN 970-10-2255-6, Ingeniería Geotécnica.

2.2.4 Sistema Unificado de Clasificación de los suelos

El sistema unificado de clasificación de los suelos, es el sistema más utilizado de entre los sistemas de clasificación que se basan en los componentes del suelo y correlacionan el comportamiento generalizado del mismo con el tipo de suelo. (Ver Anexo 1).

2.2.5 Fundaciones

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

Lo anterior conduce a que los cimientos son en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen casi invariablemente en concreto armado.

Para poder realizar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura. La correcta clasificación de los materiales del suelo y sus capas es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que podrían anticiparse durante y después de la construcción.

El detalle con el que se describen, prueban y valoran las muestras, depende del tipo de estructura que se va a construir, de consideraciones económicas de la naturaleza de los suelos, y en cierto grado del método con el que se hace el muestreo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio clasificando el material en uno de los grupos principales: grava, arena, limo y arcilla.

2.2.5.1 Tipos de fundaciones

Los diversos tipos de fundaciones pueden clasificarse atendiendo al “tipo de solicitaciones actuantes bajo condiciones normales de operación” y a “la profundidad de fundación”.

2.2.5.2 Clasificación de las fundaciones

En cuanto a la clasificación de los tipos de fundación, en realidad no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una fundación superficial de una profunda. Terzaghi (1943) sugirió que una fundación superficial es aquella cuya relación profundidad a ancho (D_f/B) es igual o menor a la unidad.

2.2.5.3 Fundación Superficial

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

Se refiere a una fundación en la que la relación profundidad a ancho (D_f/B) de la misma usualmente varía entre 0,25 y 1 aunque pudiera alcanzar valores cercanos a 3. Se distinguen entre otros los tipos de fundaciones superficiales siguientes: Zapatas; Fundaciones Continuas; Fundaciones Combinadas; y Losas de Fundación

2.2.5.4 Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o zapata continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. En la figura 1, se pueden observar los tipos de zapatas, que posteriormente serán expuestas con detalle. (Ver figura 1)

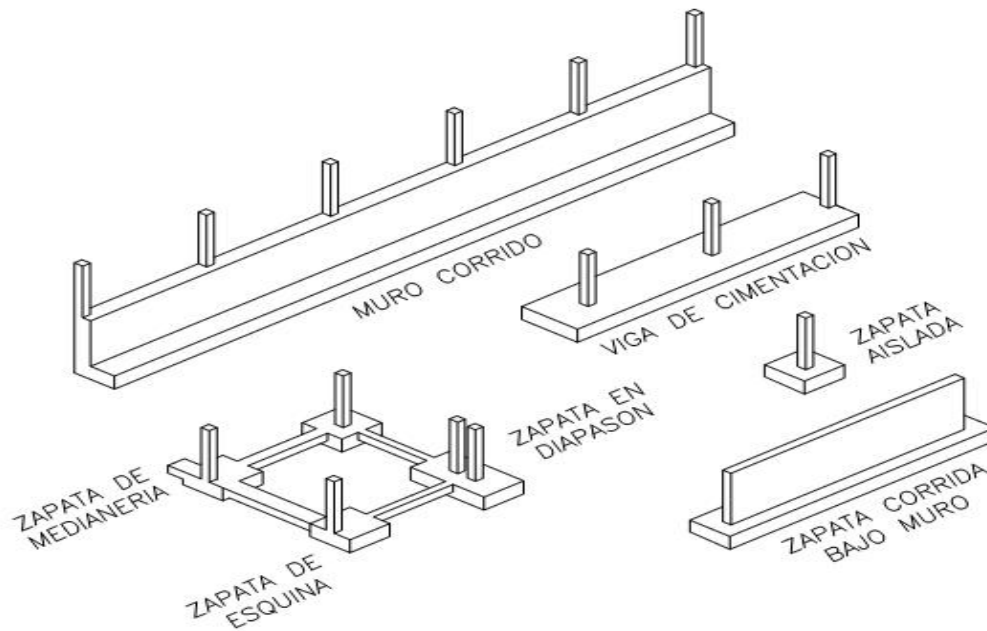


Figura 1: Tipos de Zapatas

Fuente: Montoya, Pinto, "CIMENTACIONES", Universidad de Los Andes, Mérida, Agosto del 2010.

2.2.5.5 Zapatas Aisladas

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

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

La profundidad del plano de apoyo se fija basándose en el informe geotécnico, sin alterar el comportamiento del terreno bajo el cimiento, a causa de las variaciones del nivel freático.

2.2.5.6 Fundaciones Continuas

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

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

2.2.5.7 Fundaciones Combinadas

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

2.2.5.8 Losas de Fundación

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas.

Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas.

Las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si no hay una distribución uniforme de las cargas de las columnas o bien el suelo es tal que pueden producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas deben reforzarse para evitar deformaciones excesivas. En la figura 2 se muestran a grandes rasgo la representación de losas de cimentación. (Ver figura 2)

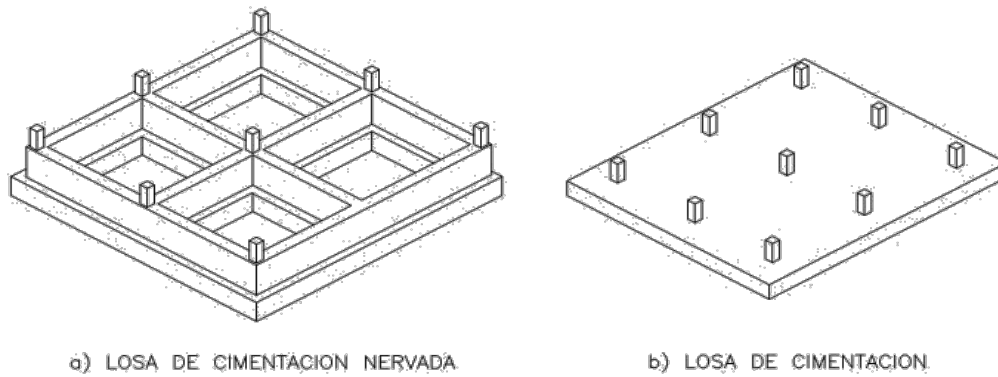


Figura 2: Losas de Cimentación

Fuente: Montoya, Pinto, “CIMENTACIONES”, Universidad de Los Andes, Mérida, Agosto del 2010.

2.2.5.9 Consideraciones Generales

2.2.5.10 Desventajas

Cabe mencionar que entre más grande sea la losa más costosos resultan los procedimientos constructivos, en estos casos pudiera ser preferente una cimentación a base de pilas o pilotes. El costo de construcción no es la única desventaja de este tipo de cimientos, al estar en contacto con el suelo una gran área de la losa, es necesario protegerla contra la acción humedad, la acción de los álcalis y la lixiviación entre otros fenómenos indeseables para el buen funcionamiento de la cimentación.

Drenaje, impermeabilización y protección contra la humedad es casi inevitable que ocurran filtraciones de agua en los sótanos de los edificios, ya que es precisamente esta parte de la construcción la que está en contacto directo con el suelo, más aun si consideramos los posibles defectos de la construcción. También es importante el considerar las condiciones de aguas freáticas del suelo al proyectar la profundidad de la excavación necesaria para desplantar la losa o cajón de cimentación. Si debe desplantarse por debajo del nivel freático, debe tomarse precauciones especiales para evitar filtraciones importantes dentro de la estructura.

En general se utilizan dos métodos: la utilización de drenajes y la impermeabilización.

2.2.5.11 Fundación Profunda

Se refiere a una fundación en la que la relación profundidad a ancho (Df/B) de la misma es superior a la unidad y usualmente varía entre 5 y 20.

Los principales tipos de fundaciones profundas son los siguientes:

- Micro-Pilotes o Pilotines (diámetros entre 10 y 20 cm).
- Pilotes (diámetros entre 20 y 100 cm).
- Pilas (diámetros entre 100 y 220 cm).
- Cilindros (diámetros entre 300 y 600 cm).
- Cajones (sección rectangular de dimensiones similares a los cilindros).

2.2.5.12 Fundaciones Sometidas a Vibraciones

a) Fundación Superficial

Se distinguen los siguientes tipos de fundaciones superficiales:

Bloque Simple; Bloque Inercial Aislado; Losas Rígidas; Pedestales Elevados.

b) Fundación Profunda

Básicamente se refiere a una fundación sobre pilotes.

2.2.6 Requerimientos Básicos de una Fundación

Toda fundación debe ser capaz de satisfacer los requerimientos siguientes:

- La fundación debe estar convenientemente ubicada considerando cualquier influencia futura que pueda afectar desfavorablemente su funcionamiento, particularmente en el caso de fundaciones aisladas y losas de fundación, las

cuales pueden estar sometidas a la erosión superficial o encontrarse sin suficiente confinamiento lateral en el caso de fundaciones en taludes.

- El suelo de fundación debe tener suficiente grado de seguridad contra una falla por capacidad portante.
- La fundación no debe sufrir asentamientos totales y diferenciales de tal magnitud que ocasionen daños a la estructura o que impidan su funcionamiento.
- La fundación debe ser estable ante los efectos de deslizamiento y volcamiento.

2.2.7 Procedimiento General del Diseño de Fundaciones

En términos generales se puede constituir el proceso de diseño con los siguientes pasos:

1. Determinar los objetivos del proyecto y las condiciones de diseño o evaluación. Se debe conocer:
 - El propósito con el que se asigna al proyecto y el alcance del trabajo asociado.
 - Los criterios de carga y profundidades de fundación.
 - Los requerimientos de operación de las instalaciones y tolerancias de los asentamientos totales y diferenciales.
 - El software de construcción.
 - Las restricciones generadas por las condiciones climáticas.
 - Las limitaciones económicas.
2. Estimar las cargas actuantes.
3. Obtener las características de estratigrafía del sitio, las propiedades físicas y mecánicas de cada estrato del suelo y los niveles de oscilación del agua subterránea.

Dibujar un perfil representativo del suelo de fundación con la información antes mencionada (en un sitio pueden requerirse varios perfiles representativos, según el grado de variabilidad del suelo).

Esta información debe estar contenida en el informe geotécnico del sitio en donde se desarrollará el proyecto.

4. Identificar los niveles de apoyo factibles y proporcionar los posibles sistemas de fundación considerando el tipo de estructura, la magnitud de las cargas y el perfil del suelo.
5. Evaluar previamente los tipos de fundaciones más adecuados, considerando aspectos de: constructibilidad y práctica local, capacidad para soportar las cargas previstas, y susceptibilidad de sufrir asentamientos indeseables.

Seleccionar el tipo de fundación o en su defecto un número reducido de opciones de fundación.

Para cada opción de fundación realizar un análisis según se indica en los pasos siguientes:

- Elegir la mínima profundidad de fundación.
- Escoger dimensiones apropiadas para la fundación.
- Efectuar un análisis de capacidad de soporte de la fundación, considerando las propiedades mecánicas del suelo, la profundidad y dimensiones en planta de la fundación y un adecuado factor de seguridad.
- Estimar los asentamientos, inclinaciones y desplazamientos horizontales de la fundación debidos a las fuerzas y momentos actuantes sobre ella y comparar esos valores con los permitidos.
- Verificar la estabilidad de la fundación ante las acciones de fuerzas horizontales y verticales de levantamiento.
- Preparar un estimado de costo de cada opción de fundación analizada y seleccionar la “solución de fundación”, como aquella que ofrezca el mejor balance entre los aspectos de buen comportamiento y economía. El concepto de “solución de fundación” incluye también cualquier mejoramiento requerido del suelo de fundación.

6. Realizar el diseño estructural de la fundación.

7. Evaluar la necesidad de instalar drenajes y/o protecciones de impermeabilización al sistema de fundación seleccionado.
8. Preparar los planos de construcción.
9. Preparar las especificaciones de construcción tomando en cuenta las recomendaciones particulares incluidas en el estudio geotécnico correspondiente.

2.2.8 Criterios de Selección del Tipo de Fundación

La selección del tipo de fundación más adecuado para una estructura dada constituye una de las actividades más difíciles de realizar en el proceso de diseño de la subestructura.

Estas complejidades se derivan de los numerosos factores y requisitos controlantes entre los que se puede citar: la fundación de la estructura, las cargas actuantes, las condiciones del subsuelo y el costo de la fundación en relación con el costo de la estructura. Por otra parte, es pertinente mencionar que, debido a las relaciones existentes entre los factores antes citados, usualmente pueden desarrollarse varias soluciones aceptables para cada problema de fundación.

La experiencia profesional y la amplia bibliografía especializada disponible sobre la materia constituyen valiosas ayudas en la formación de criterios para la selección del tipo de fundación. Los conceptos tratados a continuación solo pretenden aportar algunas ideas desde un punto de vista práctico en los casos más frecuentes del proceso de selección del sistema de fundación.

Se supone como premisa que el ingeniero ha obtenido información sobre la naturaleza de la superestructura y las cargas actuantes sobre la fundación y ha determinado las condiciones geotécnicas del subsuelo.

2.2.9 Procedimiento General de Selección

El ingeniero procederá a considerar varias opciones posibles de fundación analizando las ventajas y desventajas asociadas con cada opción, para lo cual se tendrán presente las siguientes consideraciones:

Una vez establecida la profundidad de apoyo y la capacidad portante del suelo de fundación a dicha profundidad, se estudiara como primera aproximación la opción de emplear una fundación directa tipo zapata.

Cuando exista un estrato relativamente delgado de suelo compresible por debajo del nivel freático difícil de deprimir, convendría analizar la posibilidad de reducir las presiones de contacto sobre el suelo, mediante el empleo de una losa de fundación.

En condiciones de apoyo marginales, se debe prestar consideración al mejoramiento de la calidad del estrato potencial de apoyo. Las técnicas de mejoramiento del suelo incluyen entre otras: la excavación y sustitución, el recubrimiento de los subsuelos inadecuados con rellenos de apoyo de carga, precarga de los suelos compresibles, densificación del suelo o inyección de morteros. Los métodos de densificación incluyen impacto de alta energía en la superficie, compactación vibratoria de las capas y la compactación vibratoria del subsuelo por medio de técnicas de vibro-flotación.

Otro enfoque para mejorar las condiciones de apoyo implica el refuerzo “in situ”, mediante las técnicas de: columnas de piedra, columnas de cal, refuerzo con geo-mallas y tierra reforzada. La selección de la técnica de mejoramiento del suelo más apropiada depende en gran medida de la tolerancia de la estructura a los asentamientos y de la magnitud y naturaleza de las cargas aplicadas.

En términos generales las fundaciones profundas constituyen una opción válida en los casos en que técnica y económicamente convenga trasladar las cargas en la base

de las estructuras a estratos profundos competentes, a través de estratos relativamente débiles y compresibles.

2.2.10 Mejoramiento del Suelo

Los suelos para fundaciones pueden mejorarse para dar ciertas características deseadas. El costo relativo a las alternativas determinara si se debe hacer una u otra. Las investigaciones de las condiciones del suelo y del agua superficial en un sitio indicaran si se requiere mejorar o estabilizar el suelo.

La estabilización del suelo puede mejorar o incrementar la resistencia, aumentar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad del material, disminuir el levantamiento debido a las heladas en las zonas propensas a esas características climáticas. Las principales técnicas utilizadas son: rellenos reconstruidos, reemplazo de suelos indeseables, sobrecargas, refuerzos, estabilización mecánica, térmica y química.

2.2.11 Estabilización Mecánica

Son una variedad de técnicas las que existen para redistribuir, añadir o remover las partículas del suelo. El fin principal radica casi siempre en aumentar la densidad del suelo, disminuir el contenido de aguas o mejorar la clasificación. Al mezclar las capas de un suelo estratificado las partículas se pueden redistribuir, al igual que al remoldear un suelo no perturbado o al aumentar la densidad de un suelo. En algunos casos es suficiente con un drenaje, pero en la mayoría de los casos se necesita una operación de compactación además del control de las aguas.

2.2.12 Estabilización Térmica

La estabilización térmica casi siempre es costosa, y su aplicación está limitada a aquellas condiciones para las que no son adecuados otros métodos. Un caso sería el aplicar un aumento de temperatura (calor) para aumentar la resistencia de los no

saturados y así disminuir su compresibilidad en suelos cohesivos, otro sería congelar un suelo húmedo, convirtiéndolo en un material de resistencia considerable y mucho más rígido, pero habría que en esos casos mantener el estado de congelación.

2.2.13 Estabilización Química

La estabilización química incluye el empleo de cemento portland, de asfalto y otros materiales cementosos, casi siempre satisface los requerimientos. En tratamientos a la superficie complementa la estabilización mecánica, y hace más duraderos sus efectos. En tratamientos al subsuelo se usan sustancias químicas que mejoran las capacidades de apoyo del suelo y disminuyen su permeabilidad.

2.2.14 Estabilización con Materiales Geo-sintéticos

Se utilizan materiales geo-textiles tejidos o sin tejer para mejorar las capacidades sustentadoras de caminos sobre suelos débiles y para reducir las huellas del paso de vehículos. Actúa básicamente como barrera de separación, el material geo-sintético también puede tener fundaciones secundarias, ya que puede actuar como filtro impidiendo que los materiales finos pasen a la grava y arena debido a la alta presión del agua. El geo-textil también permite el drenaje del agua intersticial para que filtre y se disipe en el suelo que está debajo.

2.2.15 Cargas Actuantes

2.2.15.1 Consideraciones Generales

La magnitud y las características de las cargas actuantes reciben una gran importancia en la selección y diseño de las fundaciones. Los criterios y normas

específicas sobre estos aspectos se encuentran en la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002-88, “Criterios y Acciones Mínimas Para el Proyecto de Edificaciones”.

En el diseño de una fundación es preciso conocer el tipo, la dirección y la magnitud de cada carga actuante. Los tipos de cargas son los siguientes:

- Cargas Axiales: Aquellas que actúan perpendicularmente al plano de la sección.
- Fuerza de Corte: las que actúan paralelamente al plano de la sección (los cuales pueden expresarse en función de sus componentes V_x y V_y).
- Momentos Flectores: Expresados también en términos de sus dos componentes perpendiculares (M_x y M_y).
- Cargas de Torsión: las cuales generalmente no son de significación y usualmente son ignoradas en la mayoría de los diseños de fundaciones.

Cada uno de estos tipos de cargas incluye componentes de cargas: permanentes, variables, accidentales y de operación que pueden variar en magnitud y dirección durante la vida de la estructura.

Usualmente, la determinación de las cargas de diseño de las fundaciones se realiza como parte del análisis y diseño de la superestructura, sin embargo con frecuencia se presenta el caso en que es necesario adelantar el diseño preliminar de las fundaciones antes de estar completo el diseño de la superestructura. En consecuencia será necesario, en esos casos, calcular con mayor precisión las magnitudes y distribuciones de las cargas muertas una vez que se conozcan las características reales de la estructura.

Las cargas muertas siempre deben considerarse en cualquier combinación de carga en la que se analice la posibilidad de falla por insuficiente resistencia al corte.

2.2.16 Cargas para Cálculo de Asentamientos

Desde el punto de vista de estimación de los asentamientos es conveniente tener presente las siguientes consideraciones:

Las cargas muertas actúan en forma continua durante toda la vida de la fundación, por esa razón son las principales causantes de los asentamientos de las estructuras, particularmente en aquellas fundadas sobre suelos de alta compresibilidad.

En estructuras fundadas sobre suelos cohesivos, los asentamientos ocurren en un período relativamente largo. En esos casos los cálculos de los asentamientos deben realizarse considerando sólo las cargas que actúan en períodos suficientemente largos sobre la estructura y afecten el proceso de consolidación del suelo de fundación.

En contraste, en el caso de estructuras fundadas sobre suelos granulares, las cuales experimentan asentamientos inmediatos de significación, la carga del cálculo a considerar debe ser la máxima que pueda actuar durante la vida de la estructura.

2.2.17 Investigación Geotécnica del Sitio

2.2.17.1 Propósito

El propósito principal de la investigación geotécnica del sitio es obtener la información requerida, sobre las condiciones en la superficie y el subsuelo, para diseñar y construir las fundaciones y la superestructura de las instalaciones, así como evaluar y mitigar los riesgos geológicos.

La investigación del sitio se debe entender como una parte esencial de un proceso integrado que incluye:

- La recopilación de los datos disponibles.
- Las investigaciones de campo y laboratorio.
- La identificación de la estratigrafía del sitio y las propiedades del suelo.
- Los análisis de ingeniería.
- El establecimiento de los criterios de diseño y construcción.

Se entiende entonces que antes de diseñar las fundaciones y determinar los correspondientes métodos de construcción a utilizar es necesario realizar la investigación geotécnica del sitio para establecer el carácter y la variabilidad de los estratos existentes en el subsuelo. En particular, es necesario evaluar aquellas propiedades que pueden afectar el comportamiento de la estructura y la selección del método constructivo.

Las propiedades físicas más importantes de los suelos, para los efectos del diseño de fundaciones, son: la resistencia al esfuerzo cortante, la compresibilidad, y la permeabilidad.

2.2.18 Distribución de Esfuerzos en el Terreno de Fundación

2.2.18.1 Metodología de Cálculo

El cálculo de los esfuerzos inducidos en el terreno de fundación por las cargas aplicadas es de fundamental importancia debido a que se requieren para:

- Calcular los esfuerzos verticales para estimar los asentamientos elásticos y de consolidación.
- Calcular los esfuerzos cortantes para el análisis de la estabilidad de la obra.

Actualmente, no se cuenta con una teoría general que permita modelar rigurosamente el comportamiento de los estratos del suelo sometido a la acción de cargas. Sin embargo, en la práctica habitual se hace uso de la teoría de la elasticidad, debido a que existen soluciones disponibles para problemas cuyas condiciones de contorno corresponden aproximadamente a las encontradas en problemas de interés en los suelos. En todo caso la conveniencia de aplicar la teoría elástica debe analizarse para cada problema específico. Suponiendo que el terreno de fundación pueda ser considerado como elástico, para calcular los esfuerzos en él inducidos, se podrán utilizar los resultados de la teoría de la elasticidad.

En la bibliografía que se hace reseña y referencia se encuentran para los casos más comunes las soluciones dadas por la teoría de la elasticidad en el caso de medios semi-infinitos, homogéneos e isótropos, y fundaciones perfectamente flexibles. Igualmente, pueden conseguirse en esas fuentes los diagramas de influencia que permiten el cálculo de los esfuerzos verticales sobre un plano a una determinada profundidad.

2.2.19 Análisis de los Asentamientos

Los asentamientos del terreno bajo el efecto de las cargas transmitidas por la fundación pueden ser clasificados en los tres tipos siguientes:

- Asentamientos inmediatos, al aplicar la carga.
- Asentamientos debidos a la consolidación del terreno con variación de volumen y expulsión del agua intersticial.
- Asentamientos por compactación bajo cargas dinámicas.

2.2.19.1 Asentamientos Inmediatos

Los asentamientos inmediatos se calcularán empleando la teoría de la elasticidad, con base en un conocimiento previo del módulo de Young y de la relación de Poisson del terreno de fundación.

2.2.19.2 Asentamientos por Consolidación

El análisis de los asentamientos por consolidación en suelos finos compresibles constará de los pasos siguientes:

2.2.20 Análisis de la Distribución Inicial de Esfuerzos Efectivos en la Masa

Se requerirá para ello conocer la distribución de las presiones hidrostáticas en la masa de suelo, así como los resultados de pruebas de consolidación realizadas en el

laboratorio sobre muestras “inalteradas” del subsuelo (para determinar la carga de pre-consolidación del suelo). Se comparará gráficamente la distribución de presiones verticales debidas al peso propio del terreno de fundación con las presiones de pre-consolidación antes mencionadas.

2.2.20.1 Cálculo de la Distribución

Cálculo de la distribución de los incrementos de esfuerzos verticales en la masa de suelo, originados por la carga de una fundación superficial o procesos constructivos (abatimiento de nivel freático, excavación, etc).

2.2.20.2 Cálculo de los Asentamientos Totales por Consolidación

El análisis de los asentamientos por consolidación en suelos finos compresibles se basa en el conocimiento de los módulos de compresibilidad volumétrica del suelo, obtenidos de pruebas de consolidación de laboratorio, en muestras inalteradas.

El cálculo de los asentamientos totales por consolidación se efectúa del modo indicado por la teoría de la consolidación unidimensional de K. Terzaghi (1943).

2.2.21 Asentamientos Totales y Diferenciales

Algunas estructuras han experimentado asentamientos de gran magnitud y han continuado prestando servicio, por lo que se puede entender que los asentamientos diferenciales o relativos entre distintas partes de la estructura son de mayor trascendencia para la estabilidad de la superestructura que la magnitud de los asentamientos totales. El cálculo de los asentamientos diferenciales de la estructura se realiza repitiendo el cálculo de los asentamientos totales para distintos puntos del área cargada. Deberá verificarse que los asentamientos totales y diferenciales que ocurran durante la construcción y vida útil de la obra no afectan su estabilidad ni la de construcciones vecinas, ni alteren su funcionamiento. La estimación de los asentamientos tolerables o permisibles de una estructura en particular debe realizarse

atendiendo a criterios básicos de: estabilidad, desempeño o función y apariencia. Se han realizado diversos estudios con el fin de establecer criterios límites empíricos de diseño respecto a asentamientos totales, diferenciales y distorsiones angulares. Los más difundidos son los de Skempton y MacDonald (1956), Bjerrum (1963) y Wahls (1981), los cuales pueden servir de referencia.

2.2.22 Análisis de la Capacidad de Carga

La capacidad de carga depende de las características geométricas de la fundación, de las propiedades mecánicas e índices del terreno, así como de la localización del nivel freático.

Para calcular la capacidad de carga se utilizan las teorías desarrolladas por varias autoridades, entre ellas algunas de las más usadas se indican a continuación:

- Teoría de Terzaghi (1943)
Para fundaciones superficiales y cualquier tipo de suelo.
- Teoría de Skempton (1951)
Para fundaciones superficiales o profundas en suelos puramente cohesivos.
- Teoría de Meyerhof (1951)
Para fundaciones profundas en arenas y gravas sin cohesión.
Para fundaciones superficiales cargadas excéntricamente o desplantadas sobre un talud.

Es difícil precisar cuál sea la teoría a utilizar en un caso específico, por lo que siempre es necesario aplicar el buen juicio profesional y justificar la elección de la ecuación de capacidad de carga finalmente seleccionada.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Según Tamayo y Tamayo (2003), “la metodología constituye la medula del plan; se refiere a la descripción de las unidades de análisis o de investigación, técnicas de observación y recolección de datos, los instrumentos, los procedimientos y las técnicas de análisis”. Para el caso de estudio cuyo objetivo se orientó en elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas. Se definen los siguientes aspectos:

3.1. Tipo de Investigación

Enfocando el punto de percepción a la investigación educativa, interpretando a González, R. (2007) “La investigación educativa tiene su inicio en el planteamiento de preguntas relacionadas con el proceso educativo: cómo funcionan las instituciones educativas, métodos de enseñanza, diseño curricular, entre otros, que crean la necesidad de identificar, diagnosticar y generar acciones en pro de la educación. Al momento de plantear todas estas interrogantes se comienza un proceso o etapas para definir las, cuyo fin es elaborar un proyecto o guía para ponerla en práctica.”

Este trabajo de grado está orientado a una investigación de tipo educativa, la cual pretende dar un aporte que permita el entendimiento y la utilización de una nueva metodología para el desarrollo de un proyecto a los estudiantes y profesionales de la universidad José Antonio Páez.

3.2. Diseño de la Investigación

Según Arias (2006) El diseño de investigación “es aquel que consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos”

El diseño de investigación es el plan y a la estructura de un estudio. Es el plan y estructura de una investigación concebidas para obtener respuestas a las preguntas de un estudio. El diseño de investigación señala la forma de conceptualizar un problema de

investigación y la manera de colocarlo dentro de una estructura que sea guía para la experimentación (en el caso de los diseños experimentales) y de recopilación y análisis de datos.

3.3. Nivel de Investigación

Según lo señalado por Hurtado (2006), “la investigación alcanza un nivel comprensivo de carácter descriptivo; es decir, que se estudia el evento en su relación con otros eventos y se caracteriza dentro de un contexto particular, captando la presencia del evento, enumerando sus características y describiendo el desarrollo o los procesos de cambio a lo largo del tiempo”. Es decir, a partir de la descripción de los lineamientos y la definición de las metodologías de diseño se realizó un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas, aportando una valiosa información a la comunidad universitaria e ingenieril Venezolana con respecto a la diagramación y cálculo estructural de dichas fundaciones.

3.4. Población y Muestra

Población

Se entiende por población “el conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio”. (Arias, 2006)

Por lo anteriormente expuesto, se delimitará como población para esta investigación a todos los estudiantes de ingeniería civil y profesionales ingenieros que puedan beneficiarse de lo propuesto en esta investigación

Muestra

Enfocándose en ‘Muestra’, Sabino (1992), define el termino como la “parte del todo que llamamos universo y que sirve para representarlo”.

3.5. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de datos

Arias (1999), manifiesta que “las técnicas de recolección de datos son las distintas formas de obtener información”. La manera en la que se extraerán los datos para la ejecución de este proyecto será mediante la: Observación directa, registro y formalización de la observación. Según Arias (2006) define la Observación como “una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos preestablecidos”. De esta manera este principio será empleado para comprender de manera óptica cual será el desenvolvimiento y efectividad que se aportara en el área de estudio.

3.6. Fases Metodológicas

Fase I: Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas.

En esta fase se definieron tres métodos para el desarrollo del diseño y cálculo estructural de fundaciones directas. Los métodos aplicados son los siguientes:

- Diseño de Fundaciones Directas Método Estático.
- Diseño de Vigas de Arriostre Método Estático.

Fase II: Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes.

Dentro de esta fase se realizó la elaboración de tres hojas de cálculo por Excel con los tres métodos de diseño y calculo estructural de fundaciones directas tomando en cuenta las normas vigentes.

Fase III: Realizar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de fundaciones directa.

Para esta fase se tomó el lenguaje programático AngularJS para el desarrollo del programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas en base a las hojas de cálculo y normas vigentes.

Fase IV: Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.

Una vez desarrollado el programa de cálculo estructural se comparó con programas de cálculo de alta veracidad y hojas de cálculo ya existentes en el ente laboral.

Fase V: Elaborar un manual de normas y procedimiento que ayude al usuario a ejecutar la diagramación y el cálculo estructural de fundaciones directas.

Por último en esta fase se elaboró un manual de normas y procedimiento donde especifica cada paso y ejecución que arroje el programa.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Luego de haber planteado el objetivo general y los objetivos específicos del presente trabajo, haber realizado la investigación teórica y metodológica del mismo, es pertinente presentar el registro de los resultados obtenidos producto del desarrollo de cada fase definida durante el análisis metodológico del trabajo especial de grado.

4.1. Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas.

Cuando ya se han determinado el tamaño y forma de la fundación en planta, de acuerdo con el esfuerzo admisible del suelo, se procede a diseñarlas en concreto armado, permitiendo hallar los momentos flectores y los esfuerzos de corte y punzonado para definir la altura útil y la distribución del área necesaria de las barras de acero de la armadura resistente.

El concreto armado, por su durabilidad en contacto íntimo con el suelo, facilidad de construcción y adaptabilidad en el diseño, es el material exclusivamente usado en la construcción de las fundaciones superficiales.

El diseño estructural de la fundación consiste en determinar el espesor y cuantías de acero de refuerzo para cumplir con los requerimientos de corte, flexión, adherencia, transferencia de esfuerzos y aplastamiento.

La normativa que rige el diseño estructural de fundaciones está conformada por la norma ACI 318-14.

Diseño por flexión:

La flexión es producida por la reacción del suelo de fundación, y los momentos máximos se encuentran en el borde de la columna o pedestal.

Se toman los momentos en ambos sentidos con el valor total de la carga uniformemente distribuida. Aquí es bueno aclarar que la fundación es como una losa apoyada sobre columnas y las cargas que flectan las zapatas actúan de abajo hacia arriba, con la reacción del suelo bajo las cargas transmitidas por las columnas; es decir, que ni el peso propio de la zapata de fundación ni la tierra encima de ella producen flexión o corte en la fundación

El momento flector en una sección de zapata de fundación se determinará pasando un plano a través de la sección considerada, tomando la totalidad de las fuerzas que actúan sobre el área de la zapata entre el plano y el borde exterior de la zapata de fundación.

Plano

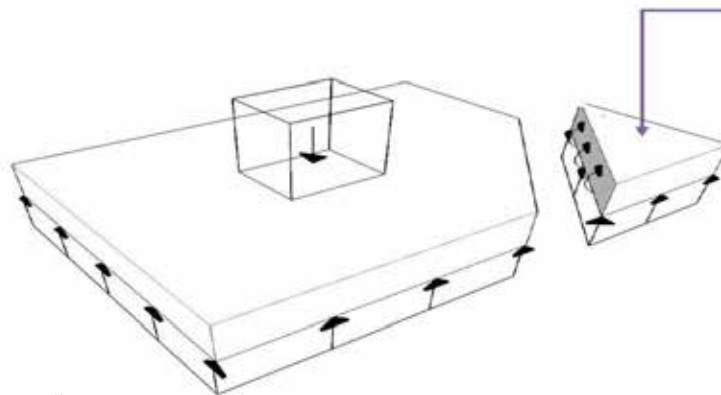


Figura.3. Momento flector
Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte:

Podríamos decir que la capacidad de las fundaciones está regido por los esfuerzos cortantes.

El mecanismo de falla por corte en las bases de fundación se asemeja al de las placas de entrepiso. Es necesario tener una idea clara del proceso de fisuración por corte, para aplicar las hipótesis usadas en el análisis y diseño de las fundaciones.

Las fisuras inclinadas comienzan siempre a formarse cerca de las cargas concentradas transmitidas por las columnas, con ángulos de 45° . Los esfuerzos de corte verticales son el resultado del corte total que debe soportarse en la zona comprimida, por encima de las fisuras inclinadas.

La fuerza cortante en una sección de zapata de fundación se determinará pasando un plano a través de la sección considerada, tomando la totalidad de las fuerzas que actúan sobre el área de la zapata entre el plano y el borde exterior de la zapata de fundación.

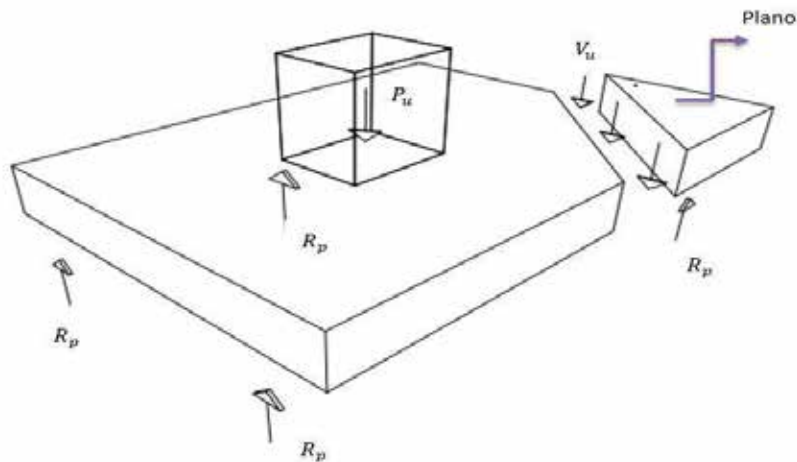


Figura.4. Mecanismo de falla por Corte.
Fuente: Elaboración propia

Fuerza cortante en fundaciones superficiales:

La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante máxima mayorada originada por la flexión, se determinará a una distancia d (altura útil de la zapata de fundación):

- De la cara de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de concreto.
- De la mitad entre el eje central y el borde de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de mampostería.
- De la mitad entre el borde de la columna metálica y el borde de la plancha base de acero, para zapatas que soportan columnas metálicas sin pedestal.
- Es poco usual que las fundaciones superficiales se armen por corte. Por lo tanto, los esfuerzos cortantes deben resistirse únicamente con el concreto de la fundación.

Diseño por punzonado:

El punzonado es un corte doble, donde el área cargada atraviesa o perfora un elemento estructural bidimensional.

Los esfuerzos cortantes por punzonado producen fisuras inclinadas formando una pirámide trunca en el pie de la columna o pedestal. Como resultado, se crean fuerzas cortantes en planos a distancia $d/2$ rodeando las caras de la columna o pedestal, así como fuerzas axiales de compresión, adicionalmente a la acción de membrana de la placa.

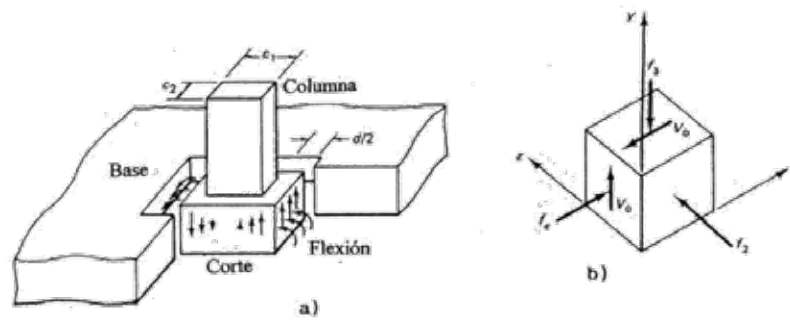
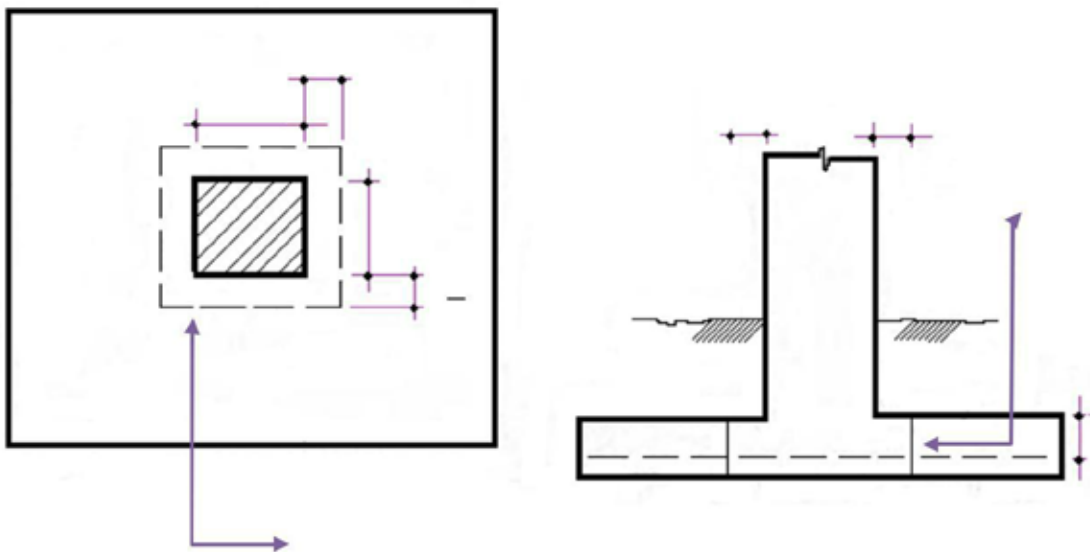


Figura.5 Mecanismo de falla por punzonado.

Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo cortante que se produce no por la flexión sino por el efecto punzante alrededor de la columna sobre la zapata, se determinará este en el área crítica **bo** a una distancia **d**



Diseño por Aplastamiento:

Tiene sentido hablar de aplastamiento cuando la resistencia nominal del concreto a la compresión de la columna (f'_c de la columna), sea mayor que la

importante cuando la carga es transmitida por una columna de acero.

Si la capacidad de aplastamiento del concreto no es suficiente, el exceso se puede trasladar por el acero de refuerzo de la columna si se requieren.

Adherencia y longitud de transferencia:

- No se permiten solapes en cabillas mayores a las N° 11
- El cálculo de la adherencia y longitud de desarrollo se hará en las secciones definitivas para momento flector y en los planos donde ocurra cambio de sección.

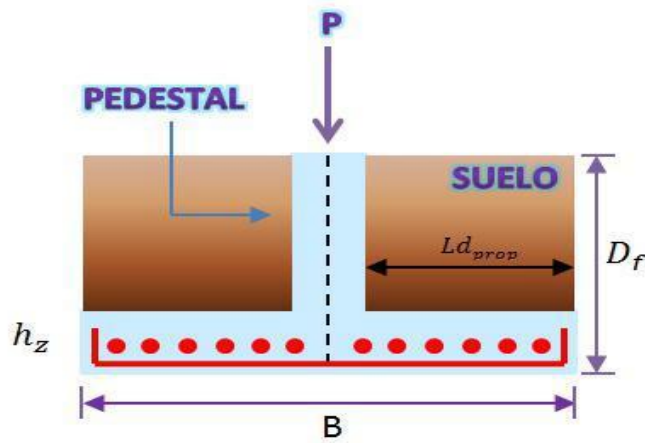


Figura.7 Adherencia y Longitud de Transferencia

Fuente: Elaboración propia

Requerimientos de transferencias de esfuerzos:

- Todas las cargas de las columnas o pedestal se transferirán a la zapata por contacto directo con el concreto y mediante armaduras.

- Solo se requerirá armadura mínima con:

co

Se deberá prolongar todas las cabillas provenientes del pedestal dentro de la zapata y se verificará su anclaje (**L_{dh}**).

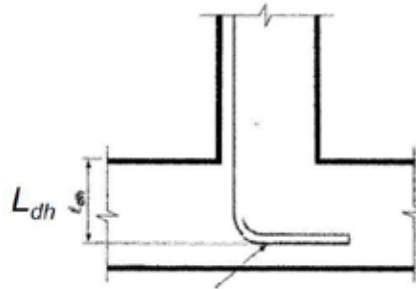


Figura.8. Anclaje

Fuente: Elaboración propia

Recubrimientos mínimos

- El recubrimiento mínimo entre el refuerzo y la superficie de contacto con el suelo será de 7.5 cm.
- Altura mínima de la zapata:

Pedestales

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

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

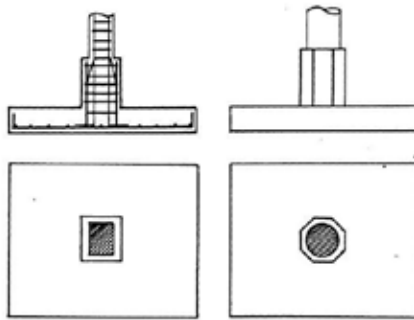


Figura9. Pedestales de concreto armado.

Fuente: Elaboración propia.

En Venezuela y otros países de Latinoamérica se acostumbra a reforzar los pedestales con la misma cantidad de acero de refuerzo que tienen las columnas, simplemente prolongando las cabillas hasta las zapatas. Esta cantidad de acero de refuerzo es siempre mayor que la requerida por el pedestal ya que fue calculada por la columna sometida a flexo compresión.

Las dimensiones del pedestal deben ser mayores que las de la columna debido a que, como está en contacto con el suelo, se debe proveer mayor

recubrimiento al acero de refuerzo. Las dimensiones mínimas del pedestal serán las de la columna más (2.5 cm – 5.0 cm) adicionales de cada lado.

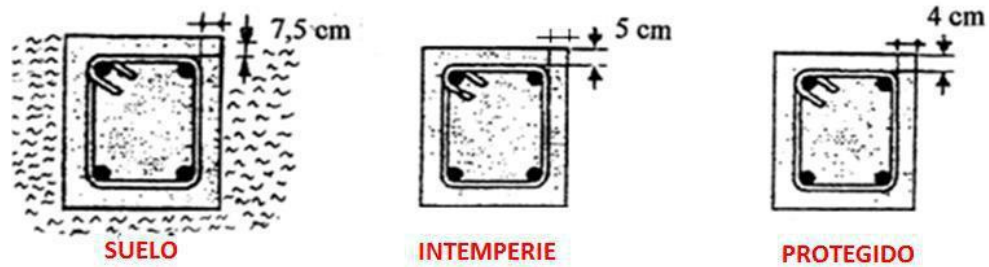


Figura 10. Recubrimientos mínimos en miembros de concreto armado

Fuente: Maria Graciela Fratelli, “Suelo, Fundaciones y Muros”.

Vigas de Riostra

Las vigas de riostras son elementos estructurales horizontales que unen o atan a las fundaciones de una edificación en dos direcciones ortogonales con la finalidad de mantener invariable la separación entre las mismas.

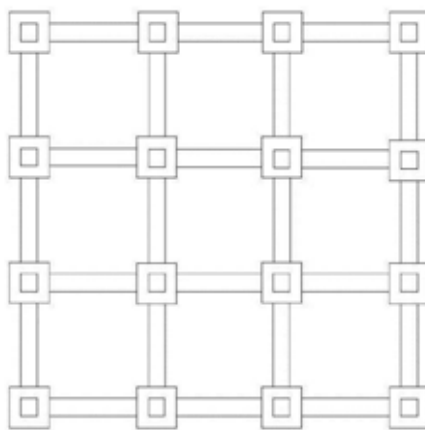


Figura 11. Planta de Fundaciones enlazadas con Vigas de Riostras

Fuente: Elaboración propia.

Las vigas de riostras que actúan como vínculo horizontal entre cabezales de fundaciones se dimensionarán para que se cumpla que la relación entre la luz libre y la altura de la viga sea L_n/h

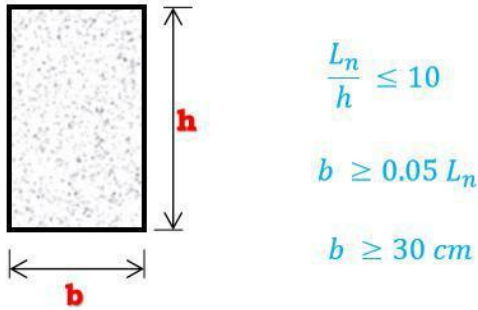


Figura 12. Dimensionado de Viga de Riostra.

Fuente: Elaboración propia

El lado menor de la viga de riostra debe ser 5% de la luz libre entre los miembros conectados, pero no menor de 30cm.

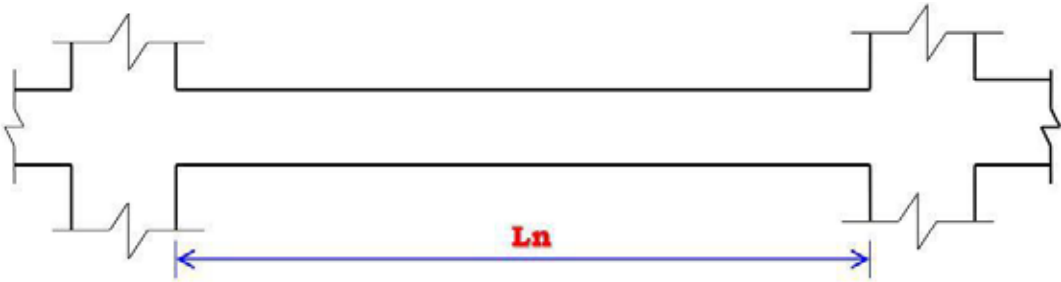


Figura.13. Distancia entre columnas.

Fuente: Elaboración propia.

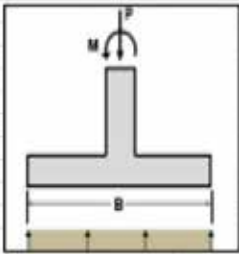
La fuerza axial de tracción o de compresión que debe soportar una viga de riostra, es el 15% de la carga vertical que transmite la columna más cargada que conecta. Además puede recibir cargas gravitacionales de paredes, tabiques o muros.

4.2. Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes.

Una vez definido los métodos de aplicación se realizó la elaboración de tres hojas de cálculo por Excel con los casos de diseño, cálculo estructural de fundaciones directas y cálculo de vigas de arriostamiento tomando en cuenta las normas vigente.

Bases cuadradas con columnas cuadradas y columnas rectangulares

Cálculo del problema, datos obtenidos de Maria Graciela Fratelli, (1993) “Suelo, Fundaciones y Muros”.



Datos Generales del Problema:

CP :	156,00	Tons.	=	156.000,00	Kg.
CV :	84,00	Tons.	=	84.000,00	Kg.
f'c :	250,00	Kg / cm ²			
F'y :	3.500,00	Kg / cm ²			
Esf. Admisible:	2,50	Kg / cm ²			
Bx =	340,00	cm			

En el sentido del Momento Actuante.

b _x	Pedestal d x c =	60,00	cm	x	60	cm	b _x
b _y	Pedestal d x c =	0,60	m	x	0,6	m	b _y

Profundidad H	λ	λ Seleccionada
H ≤ 1,5 m	1,15	1,2 m
1,5 m < H ≤ 3 m	1,20	
3 m < H ≤ 5 m	1,30	

Criterio

$q = P / \text{Area}$

Primera:

Mayoración de Cargas Iniciales para obtener Carga de Servicio:

Carga Servicio:	λ x CP + CV	=	288,00	Tons	=	288.000,00	Kg.
-----------------	-------------	---	--------	------	---	------------	-----

Segunda:

Transformar Unidades del Esfuerzo admisible del suelo:

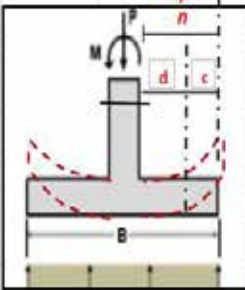
a) Esf. Adm. =	2,50	Kg. / cm ²	[1 Tonn / 1000 Kg	10000 cm ² / 1 m ²	=	25,00	Ton / m ² .
----------------	------	-----------------------	---	------------------	--	---	-------	------------------------

Nota: Si no hubiera cargas diferenciadas, sino una total, simplemente se mayor por un factor de seguridad recomendado: 1,35

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Tercero:				Cuarto:							
Calculo del Area de la Zapata a partir del Esfuerzo del Suelo y la Carga actuante.				Diseño Estructural.							
				Calculo de la Carga Actuante ultima de Diseño.							
a) Esf. Adm. =	Cservicio	=		q ultimo =	1,2	x	CP	+	1,6	x	CV
	Area Zapata.	=		q ultimo =	321,60	Tons.					
25,00	=	$\frac{288,00}{Area Zapata.}$		Quinto:							
				Calculo del Esfuerzo Actuante Mayorado.							
Area Zapata.	=	$\frac{288,00}{25,00}$	=	11,52	m ²	Esf. Mayorado = $\frac{321,60}{11,56}$ Tons. = 27,820 T/m ²					
Lado Zapata =	3,39	Se aproxima.	=	3,40	m						
Area Zapata F =	11,56	m ²									

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Sexto: Chequeo por Deflexion.									
A- Diseño de la Zapata a flexion Pura:		Multimo = $\frac{q \times l^2}{2}$							
		Se diseña:							
Se debe llevar la carga (ESFUERZO) de metro cuadrado a metro lineal y; por ello; se multiplica el esfuerzo entre B.		Multimo = $\frac{q \times n^2 \times B}{2}$ = 92,6965 Ton x metro. 9.269.647,06 kg x cm							
q =	27,820 Tons / m ² .								
n =	1,4 m								
B =	3,40 m								
Altura Util por Flexion de Zapata (d)=	$\sqrt{\frac{Multimo}{m \times f'c \times b}}$	=	27,44 cm.						
μ	Mín recomendado = 0,1448	(Puede estar entre 0.13 y 0.15)							
Se adopta $\mu = 0,1448$, para asegurar la ductilidad de la sección									
		<table border="1"> <tr> <td>d</td> <td>27,44</td> <td>h ≥ 30</td> </tr> <tr> <td>Asumimos d =</td> <td>30</td> <td></td> </tr> </table>		d	27,44	h ≥ 30	Asumimos d =	30	
d	27,44	h ≥ 30							
Asumimos d =	30								
		Criterio							

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

B.- Chequeo Por Corte de la Fundacion: El mayor corte aparecera a una distancia *d* de la cara del pedestal. Asi con esta distancia, formaria 45º con la horizontal.

Datos: (Vienen de los calculos previos)

Primero: Dimensiones de la Zapata.

<i>n</i> =	1,4	m	<i>n</i> =	140	cm
<i>d</i> =	55,00	cm			

Datos de la Zapata: *B* = 3,40

Esf. May.	=	321,60	Tons.	=	21,820	1/m2
		11,56	m2			

Segundo: Dimensiones de la Zapata.

<i>C</i> = <i>n</i> - <i>d</i> =	85,00	cm
	0,85	m

Tercero: Corte producido en la Zapata ya previamente diseñada.

<i>Vu</i> = Esfuerzo Mayorado x <i>B</i> x <i>C</i> =	80,40	Toneladas.
---	-------	------------

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Cuarto: Cortante ultimo resistido por el Concreto en la Zapata.

$$Vu \text{ concreto} = F1 \times 0.53 \times Ra1z^2 (f'c) \times B \times d =$$

<i>F1</i> =	0,75
<i>B</i> =	3,40 m
<i>d</i> =	55,00 cm
<i>f'c</i> =	250,00 Kg/cm2

$$Vu \text{ concreto} = F1 \times 0.53 \times Ra1z^2 (f'c) \times B \times d =$$

<i>Vu</i> Cortante:	117530,0021	Kg.
<i>Vu</i> Cortante:	117,53	Tons.

Quinto: Se debe chequear que el corte que se produce por las dimensiones de la zapata, sea menor al resistido por el concreto de la misma pieza.

<i>Vu</i> =	80,40	Toneladas.
<i>Vu</i> Cortante:	117,53	Toneladas.

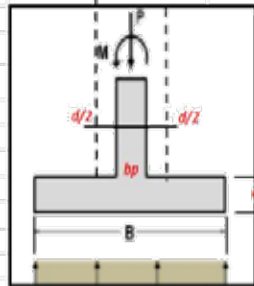
80,40	Es menor a:	117,53
Toneladas.		Toneladas.

La pieza diseñada tambien Funciona por Corte, con espesor: 55,00

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

C.- Chequeo Por Punzonado de la Zapata de la Fundación:

Primero: Se debe chequear el punzonado producido por las condiciones de la Zapata previamente diseñada.



Pedestal $d \times c =$	0,60 m	Esta dimension es b	
d =	55,00 cm	=	0,55 metros.
$b_o =$	Perimetro de Punzonado	=	$4 \times (b_c + d) =$ 4,6
Esf. May.	= 321,60 Tons.		
	11,56 m ²	=	27,820 T/m ²
Carga Servicio =	$(1.2 \times CP) + (1.6 \times CV) =$		321,60 Tons.

$$\text{Punzonado Ultimo} = (\text{Carga Servicio} \cdot (\text{Esfuerzo Mayorado} \times (b + d)^2))$$

$$\text{Punzonado Ultimo} = 284,81 \text{ Tons.}$$

Segundo: Se calcula el maximo punzonado resistido por el concreto de la zapata diseñada.

Fi =	0,75	La norma anterior 0.85
f'c =	250,00	Kg / cm ² .

$$\text{Punzonado resistido por el Concreto} = P_c = Fi \times 1.05 \times \text{Raiz}^2 (f'c) \times b_o \times d =$$

Pc =	318022,3586 Kg.
Pc =	318,02 Tons.

Tercera: Se compara el valor de punzonado ultimo debido a la carga de servicio, con el que puede resistir el concreto de la pieza diseñada.

$$P_u = 284,81 \text{ Tons. Es menor que: } P_c = 318,02 \text{ Tons.}$$

La pieza diseñada tambien funciona por punzonado.

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

D.- Aplastamiento:

Primero: Se calcula la carga maxima que soporta la columna.

Fi =	0,7	
f'c =	250,00	Kg / cm ² .
Area Columna =	3600	cm ²
Area Base Fundacion =	115600	cm ²

$$P_u \text{ max col} = Fi \times 0.85 f'c \times \text{Area Col} \geq P_u$$

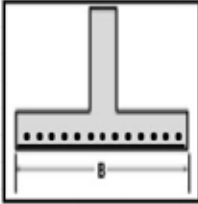
Pu max col =	535500	kg.
Pu max col =	535,5	Tons.

Segundo: Se compara el valor de la carga maxima que soporta la columna con el Pu mayorado.

$$P_u = 321,60 \text{ Tons. Es menor que: } P_u \text{ max col} = 535,5 \text{ Tons.}$$

Tercero:	Pu Max Base.	$\begin{aligned} Pu \text{ max base} &= 3034500 \text{ Kg.} \\ Pu \text{ max base} &= 3034,5 \text{ Tons.} \end{aligned}$	
	Chequear Primera:	1)	$\text{si } \frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}} > 2, \text{ entonces: } Pu \text{ max col x 2}$
		2)	$\text{si } \frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}} < 2, \text{ entonces: } Pu \text{ max col x } \sqrt{\frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}}}$
			$\text{raiz } (A/Ac) = 5,0666667$
		1)	$\begin{aligned} Pu \text{ max col x 2} &= 1071000 \text{ Kg.} \\ Pu \text{ max col x 2} &= 1071 \text{ Tons.} \end{aligned}$
		2)	$\begin{aligned} Pu \text{ max col x Raiz2 } (A \text{ fundación}/A \text{ columna}) &= 3034500 \text{ Kg.} \\ Pu \text{ max col x Raiz2 } (A \text{ fundación}/A \text{ columna}) &= 3034,5 \text{ Tons.} \end{aligned}$
Cuarto:	Tomando en cuenta el criterio del paso anterior:		
	$Pu \text{ max base} =$	Opción 1) u Opción 2)	1) $Pu \text{ max base} = 1071 \text{ Tons.}$ 2) $Pu \text{ max base} = 3034,5 \text{ Tons.}$
	$Pu \text{ max base} > Pu$		
			$Pu \text{ max base} > 321,60$

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

E.- Diseño del Acero de la Pieza.																	
	Primero:	Se calcula el momento flector al que esta sometida la zapata.															
	$As = \frac{\text{Momento Ultimo}}{(f_i \times j_u \times f_y \times d)} =$		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pieza:</th> <th>Diametro cm:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3/8"</td> <td>0,953</td> </tr> <tr> <td>4/8"</td> <td>1,27</td> </tr> <tr> <td>5/8"</td> <td>1,588</td> </tr> <tr> <td>6/8"</td> <td>1,905</td> </tr> <tr> <td>7/8"</td> <td>2,222</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>2,54</td> </tr> </tbody> </table>	Pieza:	Diametro cm:	3/8"	0,953	4/8"	1,27	5/8"	1,588	6/8"	1,905	7/8"	2,222	1"	2,54
	Pieza:	Diametro cm:															
3/8"	0,953																
4/8"	1,27																
5/8"	1,588																
6/8"	1,905																
7/8"	2,222																
1"	2,54																
	<table border="1"> <tr> <td>$f_i = 0,85$</td> <td>Para el Concreto</td> <td>$q = 27,8200692 \text{ Tons/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>$j_u = 0,95$</td> <td></td> <td>$n = 1,4 \text{ m}$</td> </tr> <tr> <td>$F_y = 3.500,00$</td> <td>$\text{Kg./cm}^2$</td> <td>$B = 3,40 \text{ m}$</td> </tr> <tr> <td>$d = 55,00$</td> <td>$\text{cm.}$</td> <td>$h = 0,63 \text{ m}$</td> </tr> </table>	$f_i = 0,85$	Para el Concreto	$q = 27,8200692 \text{ Tons/m}^2$	$j_u = 0,95$		$n = 1,4 \text{ m}$	$F_y = 3.500,00$	Kg./cm^2	$B = 3,40 \text{ m}$	$d = 55,00$	cm.	$h = 0,63 \text{ m}$				
$f_i = 0,85$	Para el Concreto	$q = 27,8200692 \text{ Tons/m}^2$															
$j_u = 0,95$		$n = 1,4 \text{ m}$															
$F_y = 3.500,00$	Kg./cm^2	$B = 3,40 \text{ m}$															
$d = 55,00$	cm.	$h = 0,63 \text{ m}$															
Calculo del Momento:	$\text{Momento Ultimo} = \frac{q \times n^2 \times B}{2} = 92,70 \text{ Ton x m.}$		<table border="1"> <tr> <th>Designación #</th> <th>6</th> </tr> <tr> <th>Diametro</th> <td>1,905</td> </tr> </table>	Designación #	6	Diametro	1,905										
Designación #	6																
Diametro	1,905																
	$\text{Momento Ultimo} = 9.269.647,06 \text{ Kg x cm.}$																
Segundo:	Calculo del Acero de la Zapata.	$As = \frac{\text{Momento Ultimo}}{(f_i \times j_u \times f_y \times d)} =$															
	$As \text{ pieza} = \frac{9.269.647,06}{0,85 \times 0,95 \times 3.500,00 \times 55,00}$																
	$As \text{ pieza} = 59,63 \text{ cm}^2$																

Tercero: Se compara con el acero mínimo requerido por la pieza diseñada, por retracción y temperatura pre escrito en la norma.

As mínimo =	0,0018	x	B	x	h
As mínimo =	0,0018	x	340	x	63,4525
As mínimo =	38,83293	cm ²			

El acero requerido por retracción y temperatura es menor que el requerido a flexion, por tanto manda el mayor acero calculado.

As por metro = 17,53924993 cm²/m

Designación # 6

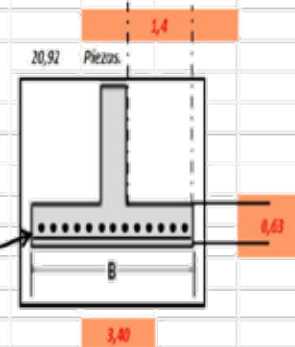
Cuarto: Se selecciona el tipo de acero que se quiere colocar. Sin separarlo mas de 25 centímetros.

Pieza:	Area Acero.
3/8" =	0,71
4/8" =	1,27
5/8" =	1,98
6/8" =	2,85
7/8" =	3,87
1" =	5,06

$$\text{No de Barras} = \frac{\text{Acero Requerido}}{\text{Pieza Elegida}} = \frac{59,63}{2,85} = 20,92 \text{ Piezas}$$

$$\text{Separacion de Barras} = \frac{B}{\text{No Barras}} = \frac{340}{16} = 21,25 \text{ cm}$$

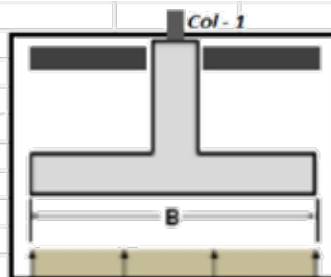
Son 21 piezas de 6/8" colocadas a cada 16 centímetros.



A.- Diseño de Pedestal:

Datos:

Seccion 15.4.6.- Norma 1753 - 2006



CP:	156,00	Tons.
CV:	84,00	Tons.
f'c =	250,00	Kg / cm ²
F'y =	3.500,00	Kg / cm ²
Esf. Admisible:	2,50	Kg / cm ²
Ancho Columna =	60,00	cm
Area de la Columna =	3.600,00	cm ²

Primero: Si la Columna es de Concreto o Acero y no tiene Plancha de Soporte.

Primer Tanteo:

$$\text{Ancho del Pedestal} = \text{Ancho Columna} + 2 \times (2,5)$$

$$\text{Pedestal} = 65,00 \text{ cm} \quad \text{Area Pedestal No 1} = 4.225,00 \text{ cm}^2$$

Segundo Tanteo:

$$\text{Ancho del Pedestal} = \text{Ancho Columna} + 2 \times (5,0)$$

$$\text{Pedestal} = 70,00 \text{ cm} \quad \text{Area Pedestal No 2} = 4.900,00 \text{ cm}^2$$

Segundo: Cálculo del Acero del Pedestal.						
Primer Criterio: $As = 1\%$ del Area Bruta de la Columna.						
	$As1_1 =$	36,00	cm ²	Implica:	Si se usan 5/8"	No Barras = 18,18 19 Barras de 5/8"
	$As1_2 =$	36,00	cm ²		Si se usan 6/8"	No Barras = 12,63 13 Barras de 3/4".
Pieza:	Area Acero.					
3/8 "	0,71					
4/8 "	1,27					
5/8 "	1,98					
6/8 "	2,85					
7/8 "	3,87					
1"	5,06					
Segundo Criterio: $As = 0.50\%$ del Area Bruta del Pedestal.						
	$As2_1 =$	21,13	cm ²	Implica:	Si se usan 5/8"	No Barras = 10,67 11 Barras de 5/8"
	$As2_2 =$	24,50	cm ²		Si se usan 6/8"	No Barras = 8,60 9 Barras de 3/4".



Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Tercero: Si la columna es de acero sobre una plancha embutida en el pedestal.						
Unico Tanteo:						
$Ancho\ del\ Pedestal = Ancho\ Columna + 2 \times (7.5)$						
Pedestal -	75,00	cm	Area Pedestal No 1 -	5.625,00	cm ²	
$As = 1\%$ del Area Bruta de la Columna.						
	$As1_1 =$	36,00		Implica:	Si se usan 5/8"	No Barras = 18,18 19 Barras de 5/8"
$As = 0.50\%$ del Area Bruta del Pedestal.						
	$As2_2 =$	28,13	cm ²	Implica:	Si se usan 5/8"	No Barras = 14,20 15 Barras de 5/8"

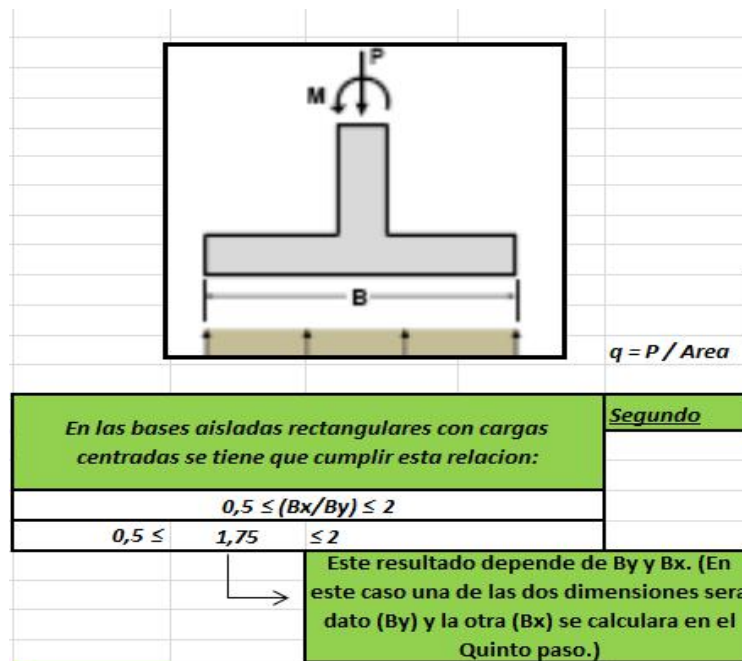
Base Aislada rectangular

Datos Generales del Problema:					
CP:	125,00	Tons.	=	125.000,00	Kg.
CV:	85,00	Tons.	=	85.000,00	Kg.
f'c:	280,00	Kg/cm ²			
f'y:	4.200,00	Kg/cm ²			
Est. Admisible:	2,00	Kg/cm ²			
Dato By-	2,80	m			
Calculado Bx-	4,90	m	En el sentido del Momento Actuante.		
Lado mayor	b _x =	65,00	cm	x	55
	b _x =	0,65	m	x	0,55
				cm	b _y
				m	b _y
					Lado menor

Primero	Verificar lado mayor columna pedestal y lado menor columna pedestal, para el calculo de Bc.
VERIFICAR	
$B_c = \frac{\text{Lado mayor columna pedestal}}{\text{Lado menor columna pedestal}} = 1,18181818$	Dato 1,18181818

El programa debe preguntar estos datos: lado mayor columna pedestal? Y lado menor columna pedestal?

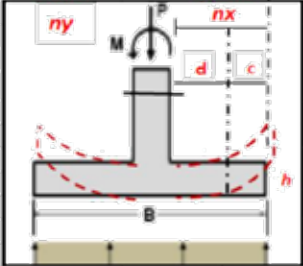
Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.



Profundidad H	λ		λ Seleccionado	
$H \leq 1,5 \text{ m}$	1,15	Criterio:	1,3	m
$1,5 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	1,20			
$1,5 \text{ m} < H \leq 5 \text{ m}$	1,30			
tercero:			Seleccionamos un λ por criterio de profundidad o por un factor de seguridad recomendado	
Mayoración de Cargas Iniciales para obtener Carga de Servicio:				
Carga Servicio:	$\lambda \times CP + CV$	=	273,00	Tons = 273.000,00 Kg.
Nota: Si no hubiera cargas diferenciadas, sino una total, simplemente se				
mayora por un factor de seguridad recomendado: 1,35				

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Cuarto:				
Transformar Unidades del Esfuerzo admisible del suelo:				
a) Esf. Adm. =	2,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\left[\frac{1 \text{ Ton}}{1000 \text{ Kg}} \frac{10000 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}^2} \right]$	= 20,00 Ton / m ² .
Quinto:				
Calculo del Area de la Zapata a partir del Esfuerzo del Suelo y la Carga actuante.			Seato:	
			Diseño Estructural.	
			Calculo de la Carga Actuante ultima de Diseño.	
a) Esf. Adm. =	$\frac{C_{servicio}}{\text{Area Zapata}}$	=	$q_{ultima} = 1,2 \times CP + 1,6 \times CV$	
			$q_{ultima} = 286,00$	Tons.
20,00	=	$\frac{273,00}{\text{Area Zapata}}$	Septimo:	
			Calculo del Esfuerzo Actuante Mayorado.	
Area Zapata.	=	$\frac{273,00}{20,00}$	=	13,65 m ²
			Esf. Mayorado =	$\frac{286,00 \text{ Tons.}}{13,72 \text{ m}^2} = 20,845 \text{ T/m}^2$
Bx	4,88	Se aproxima.	=	4,80 m
Area Zapata F=	13,72	m ²	El programa arroja un resultado en varios decimales, tenemos que aproximarlos a una dimension real y obtener el area real.	

Octavo:	Chequeo por Deflexion.			
A.- Diseño de la Zapata a Flexion Pura:	$Multimo = \frac{q \times l^2}{2} =$			
1,125	2,125			
	<i>Se diseña:</i> <i>Se debe llevar la carga (ESFUERZO) de metro cuadrado a metro lineal y; por ello; se multiplica el esfuerzo entre B.</i>			
	$Multimo Xx = \frac{q \times nx^2 \times By}{2} =$	131,7825	Ton x metro.	13.178.252,55 kg x cm
	$q = 20,845$ Tons / mZ.	$q = 20,845$	Tons / mZ.	
	$nx = 2,125$ m	$ny = 1,125$	m	
	$By = 2,80$ m	$Bx = 4,90$	m	
	Altura Util por Flexion de Zapata (d1)=	$\sqrt{\frac{Multimo}{m \times f'c \times by}}$	=	34,07 cm.
	μ	Miu recomendado = 0,1448	(Puede estar entre 0.13 y 0.15)	
Se adopta $\mu = 0,1448$, para asegurar la ductilidad de la sección				

$Multimo Yy = \frac{q \times ny^2 \times Bx}{2} =$	64,6373	Ton x metro.	6.463.727,68	kg x cm
--	---------	--------------	--------------	---------

La norma 1753 - 06 Indica que no puede ser menor a 30 cm

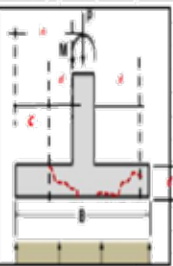
7.2.4 Recubrimiento minimo 7.5 cm

7.2.4 Se debe incluir el diametro de la barra /2.	Altura Util por Flexion de Zapata (d2)=	$\sqrt{\frac{Multimo}{m \times f'c \times bx}}$	=	18,04
---	---	---	---	-------

Criterio	d	34,07	$h \geq 30$	Comparo los resultados de d1 y d2, el mayor de los dos sera igual a "d"
	Asumimos d =	55		

B.- Chequeo Por Corte de la Fundacion:

El mayor corte aparece a una distancia d de la cara del pedestal. Así con esta distancia, formaría 45° con la horizontal.

	Datos: (Vienen de los calculos previos)			
Primos: Dimensiones de la Zapata.	$nx = 2,125$ m	$nx = 212,5$ cm	$ny = 1,125$ m	$ny = 112,5$ cm
	$d = 55,00$ cm		$d = 55,00$ cm	
Datos de la Zapata:	$Bx = 4,90$		$By = 2,80$	
	Est. May. = 206,01 Tons.		20,845 T/m2	
Segundo: Dimensiones de la Zapata.	$Cx = nx - d = 1,575$ m	$Cy = ny - d = 0,575$ m		
Tercero: Corte producido en la Zapata ya previamente diseñado.	$Vax = Esfuerzo Mayorado \times By \times Cx = 91,91$ Toneladas.		$Vay = Esfuerzo Mayorado \times Bx \times Cy = 58,73$ Toneladas.	

Cuarto: Cortante último resistido por el Concreto en la Zapata.

$Vux \text{ concreto} = F_i \times 0.53 \times Raiz^2 (\sqrt{f_c}) \times B_y \times d =$		$Vuy \text{ concreto} = F_i \times 0.53 \times Raiz^2 (\sqrt{f_c}) \times B_x \times d =$	
$F_i = 0.75$		$F_i = 0.75$	
$B_y = 2.80 \text{ m}$	280 cm	$B_x = 4.90 \text{ m}$	490 cm
$d = 55.00 \text{ cm}$		$d = 55.00 \text{ cm}$	
$f_c = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$		$f_c = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$	
$Vux \text{ concreto} = F_i \times 0.53 \times Raiz^2 (\sqrt{f_c}) \times B_y \times d =$		$Vuy \text{ concreto} = F_i \times 0.53 \times Raiz^2 (\sqrt{f_c}) \times B_x \times d =$	
$Vux \text{ Cortante: } 96789.41348 \text{ Kg}$		$Vuy \text{ Cortante: } 369381.4736 \text{ Kg}$	
$Vux \text{ Cortante: } 96.79 \text{ Tons.}$		$Vuy \text{ Cortante: } 169.38 \text{ Tons.}$	

Deben cumplir los dos

Quinto: Se debe chequear que el corte que se produce por las dimensiones de la zapata, sea menor al resistido por el concreto de la misma pieza.

$Vux = 91.93 \text{ Toneladas.}$		$91.93 \text{ Es menor a: } 96.79$	
$Vux \text{ Cortante: } 96.79 \text{ Toneladas.}$		Toneladas.	Toneladas.
$Vuy = 58.73 \text{ Toneladas.}$		$58.73 \text{ Es menor a: } 169.38$	
$Vuy \text{ Cortante: } 169.38 \text{ Toneladas.}$		Toneladas.	Toneladas.

Funciona por Corte, con espesor: 55.00

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

C. Chequeo Por Punzonado de la Zapata de la fundación:

Primero: Se debe chequear el punzonado producido por las condiciones de la Zapata previamente diseñada.

$b_x = 0.65 \text{ m}$	$b_y = 0.55 \text{ m}$	
$d = 55.00 \text{ cm}$	$= 0.55 \text{ metros.}$	
$b_o = \text{Perimetro de Punzonado} = 2 \times (b_x + b_y + 2d) = 4.6$		460
$Ej. \text{ Moy.} = 286.00 \text{ Tons.}$	$= 20.843 \text{ T/m}^2$	
13.72		
$\text{Carga Servicio} = (1.2 \times CP) + (1.6 \times CV) = 286.00 \text{ Tons.}$		

Punzonado Ultimo = (Carga Servicio - (Esfuerzo Mayorado x (bx+d) x (by+d)))

Punzonado Ultimo = 258.48 Tons.

Segundo: Se calcula el mínimo punzonado requerido por el concreto de la zapata diseñada.

$F_i = 0.75$	La misma anterior 0.85
$f_c = 250.00 \text{ Kg/cm}^2.$	

Punzonado resistido por el Concreto = $P_t = F_i \times 1.06 \times Raiz^2 (\sqrt{f_c}) \times b_o \times d =$

$P_c = 336563.2289 \text{ Kg.}$
$P_c = 336.56 \text{ Tons.}$

$VU = \frac{\text{Punzonado Ultimo}}{f_i \times b_o \times d} \leq 1.06 \sqrt{f_c}$	$= 13,62234335$	$\leq 17,737193$
$VU \leq v_c = 0.33 + \frac{1.06}{B_c} \sqrt{f_c}$	$= 13,62234335$	$\leq 15,588394$
$B_c \text{ Columna} = \begin{matrix} \text{Lado mayor columna pedestal} \\ \text{Lado menor columna pedestal} \end{matrix}$	B_c	$1,18181818$

Tercera: Se compara el valor de punzonado ultimo debido a la carga de servicio, con el que puede resistir el concreto de la pieza diseñada.

$P_u =$	258,48	Tons.	Es menor que:	$P_c =$	336,56	Tons.
La pieza diseñada tambien funciona por punzonado.						

Tercera: P_u Max Base.

P_u max base =	3689691,671	kg.
P_u max base =	3689,692571	Tons.

Comprobar Primero:

1)	si	$\frac{A_{fundacion}}{A_{columna}} > 2$, entonces: P_u max col x 2	raiz2 (A fundacion/A columna)	6,14867504
2)	si	$\frac{A_{fundacion}}{A_{columna}} < 2$, entonces: P_u max col x		

1)	P_u max col x 2 =	1191190	kg.	2)	P_u max col x Raiz2 (A fundacion/A columna) =	3689691,67	kg.
	P_u max col x 2 =	1191,29	Tons.		P_u max col x Raiz2 (A fundacion/A columna) =	3689,69267	Tons.

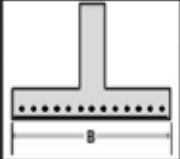
Cuarta: Tomando en cuenta el criterio del paso anterior:

P_u max base =	Opción 1) u Opción 2)	1)	P_u max base =	1191,29	Tons.
		2)	P_u max base =	3689,69267	Tons.
P_u max base > P_u					
	P_u max base >		286,00		(El P_u max base puede ser la opcion 1) u opcion 2), dependra del chequeo cual se adaptara.

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

E- Diseño del Acero de la Pieza.

Primero: Se calcula el momento flector al que esta sometida la zapata.



$F_i =$	0,85	Para el Concreto	$q =$	26,84548105	Tons / m2.
$A_x =$	0,95		$n_x =$	2,125	m
$F_y =$	4.200,00	Kg. / cm2.	$B_y =$	2,80	m
$d =$	55,00	cm.	$h =$	0,63	m
			$n_y =$	1,13	m
			$B_x =$	4,90	m

Piezar	Diámetro cm.
3/8 "	0,953
4/8 "	1,27
5/8 "	1,588
6/8 "	1,905
7/8 "	2,222
1 "	2,54

Calculo del Momento:

Momento Ultimo $M_x =$	$\frac{q \times n_x^2 \times B_y}{2}$	=	111,78	Ton x m.	Designacion #	6
Momento Ultimo $M_x =$	11.178.752,55	kg x cm.			Diámetro	1,905
Momento Ultimo $M_y =$	$\frac{q \times n_y^2 \times B_x}{2}$	=	66,64	Ton x m.		
Momento Ultimo $M_y =$	6.661.727,98	kg x cm.				

Tomamos el momento mayor

Segundo:	Calculo del Acero de la Zapata.	$As = \text{Momento Ultimo} / (F_i \times J_u \times f_y \times d) =$						
	Asx pieza =	13.178.252,55						
		0,85	x	0,95	x	4.200,00	x	55,00
	Asx pieza =	70,65	cm2					
	Asy pieza =	6.463.727,68						
		0,85	x	0,95	x	4.200,00	x	53,10
	Asy pieza =	35,90	cm2					

Tercero:	Se compara con el acero mínimo requerido por la pieza diseñada, por retraccion y temperatura pre escrito en la norma.						
	Asx mínimo =	0,0018	x	B	x	h	
	Asx mínimo =	0,0018	x	280	x	63,4525	
	Asx mínimo =	31,98006	cm2				
	El acero requerido por retraccion y temperatura es menor que el requerido a flexion, por tanto manda el mayor acero calculado.						
	Asx por metro =	25,23167853	cm2/m		Designacion #	6	

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

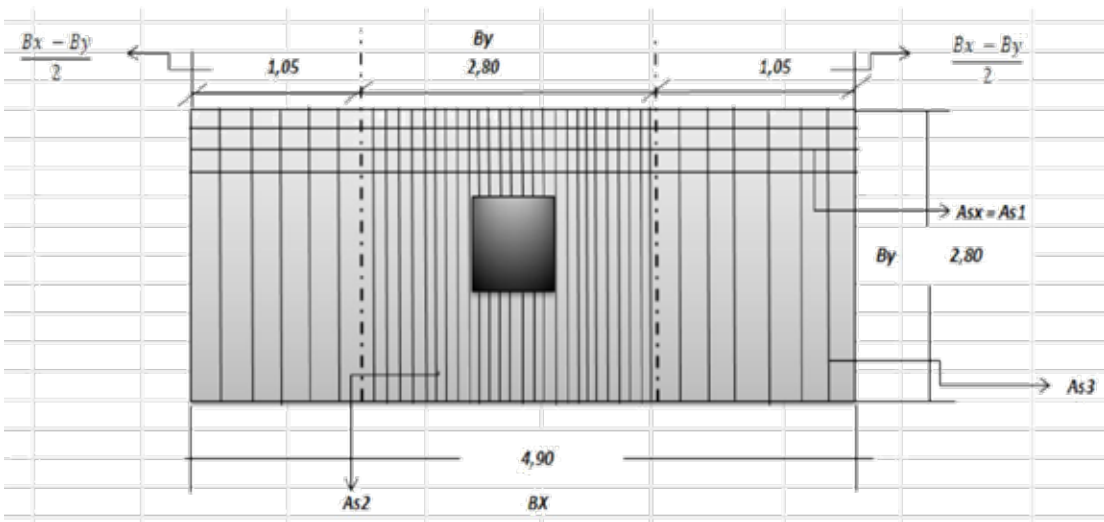
$As2 = \frac{2 \cdot Asy}{Bc + 1}$	Bc zapata 1,75	=	$\frac{\text{Lado mayor zapata}}{\text{Lado menor zapata}}$		
As2 =	26,10567376	cm2			
As2 por metro =	9,323454913	cm2/m	As min por metro =	11,42145	cm2/m
No de Barras AS2 =	Acero Requerido Pieza Elegida.	=	$\frac{31,98}{1,27}$	=	25,18 Piezas
Separacion de Barras =	B / No Barras.	=	11	cm.	
As3 = Asy - As2					
As3 =	9,79	cm2	As2 y As3 ≥ Asmin		

Cuarta: Se selecciona el tipo de acero que se quiere colocar. Sin separarlo mas de 25 centímetros.

Pieza:	Area Acero:
3/8"	0,71
4/8"	1,27
5/8"	1,98
6/8"	2,85
7/8"	3,87
1"	5,06

No de Barras $Asx=As1 =$ $\frac{\text{Acero Requerido}}{\text{Pieza Elejda.}} = \frac{70,65}{2,85} = 24,79$ Piezas

Separación de Barras = $B/\text{No Barras.} = \frac{4,90}{24,79} = 0,197$ cm.



Quinta: Verificación de adherencia y longitud de desarrollo

Abarrax	2,85	dbx	1,005	Ingresar los datos de Abarrax, dbx, Abarray y dby
$f'c =$	280,00	Kg / cm ² .		
$f_y =$	4.700,00	Kg / cm ² .		
Abarray	1,27	dby	1,27	

En la dirección x:					
$(b_x - b_x)/2 - rec$	=	205	cm	> $L_{dx} \max$	$L_{dx} \geq 1,4 \times 0,06 \times A_{bx} \times f_y / \rho_{lx} 2 f'c$ 60,0889231 cm $L_{dx} \geq 1,4 \times 0,006 \times dbx \times f_y$ 67,2084 cm
En la dirección y:					
$(b_y - b_y)/2 - rec$	=	105	cm	> $L_{dy} \max$	$L_{dy} \geq 1,4 \times 0,06 \times A_{by} \times f_y / \rho_{ly} 2 f'c$ 26,7754675 cm $L_{dy} \geq 1,4 \times 0,006 \times dby \times f_y$ 44,8056 cm

$(b_x - b_x)/2 - rec > L_{dx} \max$

$(b_y - b_y)/2 - rec > L_{dy} \max$

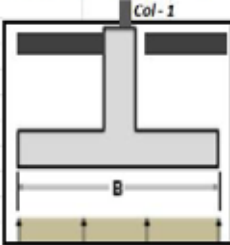
Tiene que cumplir en los dos casos.

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Viga de Arrostriamiento:

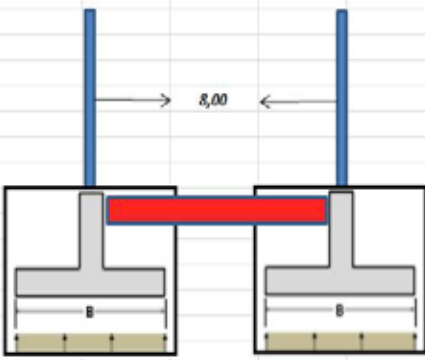
A.- Diseño de Vigas de Arriestre:

Sección 15.4.6.- Norma 1753 - 2006



Datos:

CP:	156,00	Tons.
CV:	84,00	Tons.
f'c:	250,00	Kg/cm ²
Fy:	3.500,00	Kg/cm ²
Esf. Admisible:	2,50	Kg/cm ²
Ancho Columna =	60,00	cm
Area de la Columna =	3.600,00	cm ²
fi =	0,70	



Primero: Cálculo de la Carga de Servicio Mayorada.

Cálculo de la Carga:	Carga Servicio:	$1,10 \times CP + CV$	=	255,60	Tons	=	255.600,00	Kg.
	Carga ultima =	1,2	x	CP	+	1,6	x	CV
	Carga ultima =	321,60	Tons.	Igual a=	321600	Kg.		

Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

Segundo: Pre Dimensionado de la Viga de Arriestre.

1.- La altura H, no debera ser menor de:

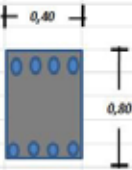
Luz Libre	ó	Luz Libre
10		7
H1 = 0,8 m		H2 = 1,14

2.- La base de la viga no sera menor al 5% de la luz libre. Ademas nunca podra ser menor a 30.

B1 = 0,40	B2 = 0,40
-----------	-----------

Tercero: Acero de Vigas de Arriestre. $Area\ de\ Acero = 0,15 \times Pultima / (Fi \times Fy)$

H Definitiva:	0,80	Area de Acero =	19,69	cm ²	Si se utiliza 6/8" =	6,91	7 Barras de 6/8"
B Definitiva:	0,40	Area Concreto:	3.200,00	cm ²			Arriba y Abajo.




Cuarta: Se debe verificar que el area de concreto no sea menor a:

Pieza:	Area Acero.
3/8" =	0,71
4/8" =	1,27
5/8" =	1,98
6/8" =	2,85
7/8" =	3,87
1" =	5,06

Aconcreto =	$1,5 \times Pu \times ((1/f'c) - 1/(Fy \times Fi))$
	1.732,70

Se verifica que la seccion escogida, no es menor a la seccion requerida para soportar la carga estimada.



Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas.

5.3. Realizar un programa para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas.

Se realizó un programa con el código de programación AngularJS obteniendo el siguiente resultado:

Datos: Se calcula la carga máxima que soporta la columna.

$f_c =$	3,7
$f_s =$	236,00 kg/cm ² .
Area Columna =	3575 cm ²
Area Base Fundación =	140000 cm ²

$Pu \text{ max col} = f_c \times 0,85 \times f_s \times \text{Area Col} = Pu$

$Pu \text{ max col} =$	595,995	kg.
$Pu \text{ max col} =$	595,995	Tons.

Se compara: Se compara el valor de la carga máxima que soporta la columna con el Pu mayorado.

$Pu =$	236,00	Tons.	Es menor que:	$Pu \text{ max col} =$	595,995	Tons.
--------	--------	-------	---------------	------------------------	---------	-------

Dato: $Pu \text{ Max Base}$

$Pu \text{ max base} =$	3727151,43	kg.
$Pu \text{ max base} =$	3727,15143	Tons.

Comprobar Primer:

1)	si	$\frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}} > 2$ entonces: $Pu \text{ max col} \times 2$	ratio: (A fundación/A columna) 6,257982188
2)	si	$\frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}} < 2$ entonces: $Pu \text{ max col} \times \sqrt{\frac{A \text{ fundación}}{A \text{ columna}}}$	

1)	$Pu \text{ max col} \times 2 =$	1191,99	kg.	2)	$Pu \text{ max col} \times \text{Ratio} =$	3727151,4	kg.
	$Pu \text{ max col} \times 2 =$	1191,19	Tons.		$Pu \text{ max col} \times \text{Ratio} =$	3727,1514	Tons.

Cuarta: Tomando en cuenta el análisis del paso anterior:

$Pu \text{ max base} =$	Opción 1) u Opción 2)	1)	$Pu \text{ max base} =$	1191,19	Tons.
		2)	$Pu \text{ max base} =$	3727,15143	Tons.

$Pu \text{ max base} > Pu$

$Pu \text{ max base} >$	236,00
-------------------------	--------

(El $Pu \text{ max base}$ puede ser la opción 1) u opción 2), dependiera del chequeo cual se adaptara.

Traslación del cálculo estructural a los algoritmos propios del lenguaje angularjs:

```

//----- CHEQUEO POR APLASTAMIENTO
$scope.cAplastamiento=function(){
if($scope.columnax != $scope.columnay){
$scope.areaColumna=$scope.columnax*$scope.columnay;
}else{
$scope.areaColumna=$scope.columnax*$scope.columnax;
}

$scope.PuMax=$scope.fi3*0.85*$scope.fc*$scope.areaColumna;
if($scope.columnax == $scope.columnay){
$scope.PuMaxBase=$scope.PuMax*Math.sqrt($scope.area_Nueva_z*10000/$scope.areaColumna);
}else{
$scope.PuMaxBase=$scope.PuMax*Math.sqrt($scope.area_Nueva_z*10000/$scope.areaColumna);
}
var aux=Math.sqrt($scope.area_Zapata/$scope.areaColumna);
if(aux > 2){
$scope.PuMaxCol=$scope.PuMax*2;
}else{
$scope.PuMaxCol=$scope.PuMax*Math.sqrt($scope.area_Nueva_z*10000/$scope.areaColumna);
}
$scope.dAcero();
}

```

Link: <https://tesisgerardobastidas.firebaseio.com>

5.4. Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.



Fuente: Ing. Alejandro Pocaterra, modificado por Gerardo Bastidas

Diseño de acero :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{104 \times 10^5}{0,9^2 \times 3.500 \times 55} = 66,7 \text{ cm}^2$$

adoptando $j_u = 0,9$ para simplificar el diseño. El acero por metro resulta :

$$A_s = \frac{66,7}{3,4} = 19,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De Tabla 7.4 se obtiene : ϕ 5/8" c/ 10 cm

con $A_s = 19,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_s = 19,8 > A_{s \text{ min}} = 0,002 b h = 0,002 \times 100 \times 65 = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cumple

Fuente: Maria Graciela Fratelli, (1993) "Suelo, Fundaciones y Muros".

Momento Ultimo x 92.70 Ton*m
Momento Ultimo y 92.70 Ton*m
Diseño del Acero
acero 59.63 cm2
acero 59.63 cm2
acero minimo 43.12 cm2
numero de barras 30.12 #

Fuente: Angularjs. Programa para el Diseño y Cálculo Estructural de Fundaciones Directas

5.5. Elaborar un manual de normas y procedimiento que ayude al usuario a ejecutar la diagramación y el cálculo estructural de fundaciones directas.

- Paso 1: Se procede a ejecutar el programa.
- Paso 2: En este segundo paso se debe iniciar conociendo Topografía, profundidad de cimentación, características del suelo de fundación y

suelo de relleno, sismicidad, características del material, y altura de la zapata de la fundación.

- Paso 3: Aquí se ingresan los datos anteriormente mencionados en el renglón de datos del programa.
- Paso 4: El programa se actualiza automáticamente sin presionar algún botón.
- Paso 5: Haga clic en los botones parte 2 y parte 3 donde desplegara los resultados obtenidos.
- Paso 6: Evaluar los resultados obtenidos del programa

Normas establecidas

Covenin Mindur 1753 – 2006

Capítulo 9: Requisitos para los estados límites

- Tabla 9.4, 9.4 (a), 9.4 (b) Factores de minoración

Capítulo 10: Flexión y Cargas Axiales

- Artículo 10.3 Diseño por Flexión
- Artículo 10.8 Resistencia al Aplastamiento

Capítulo 11: Corte y Torsión

- Artículo 11.9 Requisitos especiales para losas, placas y zapatas
 - a) Por flexión unidireccional
 - b) Por punzonamiento
- Artículo 11.9.1 Resistencia al Corte
- Artículo 11.9.2 Resistencia del Concreto al Corte
- Artículo 11.9.3 Acero de Refuerzo por Corte
- Artículo 11.9.4.1 Dimensiones de las parrilla
- Artículo 11.9.4.2 Sección Critica

Capítulo 12: Longitudes de Transferencia

Capítulo 15: Fundaciones

- Artículo 15.5 Zapatas y Cabezales
- Artículo 15.6 Viga de Riostra

Covenin Mindur 1756 - 2-01

Capítulo 11: Fundaciones, muros de sostenimiento y terrenos en pendientes

- Artículo C-11.4.2 Vigas de Riostra
- Artículo C-11.4.3 Pedestales
- Artículo C-11.4.5 Fundaciones Superficiales

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se realizó un programa para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas a partir de hojas de cálculo y de procedimientos estructurales conocidos (1753, 1756), con el fin de ofrecer una herramienta gratuita y de fácil aplicación para los estudiantes y profesionales de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad José Antonio Páez.

Se determinó a partir de las normas covenin mindur 1753 y 1756, y de los enunciados de la Dra. Fratelli un método general para el diseño y cálculo estructural de fundaciones directas.

Se diseñó el cálculo estructural de fundaciones directas concéntricas y excéntricas a partir de ejemplos numéricos, tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes.

Se elaboró un manual de procedimiento que ayuda al usuario a ejecutar la diagramación y cálculo estructural de fundaciones directas, a partir de procedimientos y métodos reconocidos.

Se comprobó la veracidad de la hoja de cálculo de Excel programada a partir de la comparación de sus resultados, con otros cálculos ya existentes.

5.2. Recomendaciones

Para proceder a utilizar la aplicación se aconseja leer el manual, el mismo que forma parte de esta tesis, para facilitar la comprensión sobre el uso correcto del mismo.

Se debe tener conocimiento de las normas venezolanas Covenin Mindur 1753 y Covenin Mindur 1756 para una mejor comprensión de los resultados obtenidos.

Las propiedades del suelo que se necesitan deben ser obtenidas mediante un estudio de suelos, debido a la gran importancia que tienen estos datos para el óptimo cálculo estructural.

Se recomienda seguir profundizando el estudio de otras fundaciones directas e indirectas con este lenguaje programático, a partir del presente trabajo de grado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arias, F. (2006): “El Proyecto de Investigación. Introducción a la metodología científica”. (5ª. ed.). Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.

Braja M. Das, California State University, Sacramento, Cuarta Edición: “Principios de Ingeniería de Cimientos”

González, R. (2007) “La investigación en la Práctica Educativa” FARESO, S.A. Madrid.

González de Vallejo, Luis & Otros (2004). “Ingeniería Geológica”. Pearson Educación, S.A. Madrid.

Hurtado, J (2006). “Metodología de la Investigación Científica”. Cuarta Edición. Caracas: Sypal.

Maria Graciela Fratelli, (1993) “Suelo, Fundaciones y Muros”.

Peck, Ralph & Otros (2004). “Ingeniería de Cimentaciones. Editorial”. Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.

Sabino, C. (1996): “El Proceso de Investigación”. Caracas, Venezuela: Editorial Panapo.

Tamayo y Tamayo M. (2003): “El Proceso de Investigación Científica”. México: Editorial Limusa

