

Universidad del Valle de Guatemala

Facultad de Ingeniería



Análisis comparativo entre zapatas aisladas y losas de cimentación para edificios sobre suelo típico.

Trabajo de investigación presentado por

Carlos Abraham Chávez Urrutia

para optar al grado académico de

Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2014

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ZAPATAS
AILSADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN PARA
EDIFICIOS SOBRE SUELO TÍPICO**

Universidad del Valle de Guatemala

Facultad de Ingeniería



Análisis comparativo entre zapatas aisladas y losas de cimentación para edificios sobre suelo típico.

Trabajo de investigación presentado por

Carlos Abraham Chávez Urrutia

para optar al grado académico de

Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2014

PREFACIO

El presente trabajo de graduación aborda como tema la comparativa entre zapatas aisladas y losas de cimentación. En Guatemala el tipo de suelo es muy cambiante. Dependiendo de los mismos, usualmente se recurre al pilotaje o a la implementación de zapatas aisladas ya que la presión admisible del terreno hace que sean las formas viables de cimentación. Utilizando un modelo de zapatas aisladas y comparándola con losas de cimentación con espesor uniforme se busca generar un estudio detallado sobre las principales diferencias de diseño, capacidad y reacciones generadas por los dos casos.

En búsqueda de información relevante sobre las diferentes ventajas y desventajas utilizando este método, se encontró que las fuentes comparativas son poco profundas y no presentan un marco experimental completo de comparación. Se decidió optar por un trabajo investigativo que aborde un marco comparativo entre las dos metodologías de cimentación previamente mencionadas. Después de investigar y realizar un marco experimental utilizando métodos de diseño computarizado, se diseñó las dos opciones de cimentaciones superficiales para un mismo edificio utilizando parámetros similares en cuanto a condiciones iniciales para llegar a un análisis comparativa optima de ambos sistemas.

Se le agradece al Ing. Antonio Jiménez, debido al apoyo brindado durante la realización del presente trabajo de graduación, aportando grandes conocimientos en la rama de análisis estructural y diseño. Se le agradece a los catedráticos de la Universidad del Valle de Guatemala, quienes aportaron valor a la metodología de diseño y a la elaboración del presente. Un especial agradecimiento a mis padres, Abraham y Claudia, y a mis hermanos, Pedro y Ana, quienes con su esfuerzo y dedicación me han apoyado a cumplir el sueño, tener un futuro prometedor; a mis abuelos Edgar, Raquel y Gloria por el apoyo que han brindado a base de conocimiento, consejos y buenos deseos. Finalmente, a mis tíos, primos y amigos quienes me han apoyado incondicionalmente durante el desarrollo de esta tesis.

Este trabajo de graduación esta dedicado a mi abuelo el Ing. Edgar Urrutia Pons, quien me ha inspirado y apoyado en el largo camino hacia la obtención de un título universitario en ingeniería civil y a mi primo José Enrique Urrutia quien me enseñó que nunca hay que rendirse, hay que luchar para alcanzar nuestras metas.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	vi
LISTADO DE FIGURAS	xi
LISTADO DE TABLAS	xiii
ABREVIATURAS	xiv
RESUMEN	xv
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVOS	2
A. Objetivo general	2
B. Objetivos específicos	2
III. MARCO TEÓRICO	3
A. Introducción a las cimentaciones superficiales: Mecánica de suelos, capacidad de carga y asentamiento	3
1. Definición	3
2. Mecánica de suelos	4
3. Depósitos de suelo natural	5
4. Tamaño de las partículas de suelo	5
a. Análisis mecánico del suelo	6
b. Análisis por cribado	6
c. Análisis hidrométrico	7
d. Comparación del suelo	8
e. Consolidación	8
f. Consideraciones sobre consolidación	9
g. Pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio	9
h. Coeficiente de consolidación	9
i. Resistencia cortante del suelo	9
1) Criterios de falla de Mohr - Coulomb	9
j. Inclinación del plano de falla causado por cortante	11
k. Prueba de corte directo	12

5.	Capacidad de carga última en cimentaciones superficiales	13
a.	Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	15
b.	Factor de seguridad	18
c.	Ecuación general de la capacidad de carga de Meyerhof	19
d.	Cimentaciones cargadas excéntricamente	22
6.	Capacidad de carga y asentamiento admisible en cimentaciones superficiales ..	25
a.	Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por la carga de cimentación	25
1)	Esfuerzo debido a una carga concentrada	25
2)	Esfuerzo debido a un área circular cargada	26
3)	Esfuerzo debajo de un área rectangular	27
4)	Incremento del esfuerzo vertical promedio debido a un área rectangular cargada	31
b.	Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad	34
c.	Relaciones para el asentamiento por consolidación primaria	36
d.	Asentamiento debido a consolidación secundaria	38
e.	Asentamiento tolerables en edificios	39
B.	Diseño estructural losas de cimentación y zapatas aisladas	41
1.	Diseño estructural de losas de cimentación	41
a.	Tipos de losas de cimentación	41
b.	Capacidad de carga de losas de cimentación	43
c.	Asentamiento diferencial	44
d.	Diseño estructural de losas de cimentación. Método de rigidez convencional	44
2.	Diseño estructural de zapatas aisladas cuadradas	48
a.	Espesor mínimo	49
b.	Esfuerzo cortante	49
c.	Refuerzo por esfuerzo cortante	51
d.	Momentos	51
c.	Diseño estructural de concreto pre esforzado	52
1.	Definición	52
2.	Ventajas y desventajas del concreto pre esforzado	52
a.	Ventajas	52
b.	Desventajas	53

3.	Sistemas de concreto pre esforzado	53
4.	Materiales de concreto pre esforzado	54
	a. Concreto y acero de refuerzo	54
	b. Tendones	55
	c. Ductos	56
5.	Cálculos de esfuerzos	56
6.	Pérdidas de pre esfuerzo	59
	a. Acortamiento elástico del concreto	59
	b. Contracción y fluencia plástica del concreto	60
	c. Relajación o flujo plástico en los tendones	61
	d. Deslizamiento en los sistemas de anclaje del postensado	61
	e. Fricción a lo largo de los ductos usados en el postensado	61
7.	Resistencia última de secciones pre esforzadas	61
8.	Deflexiones de secciones pre esforzadas	63
9.	Fuerza cortante de secciones pre esforzadas	65
	a. Método aproximado	66
	b. Método detallado	66
	c. Método de diseño del refuerzo por corte	68
IV.	MARCO METODOLÓGICO	70
	A. Descripción de procedimiento de diseño	70
	B. Descripción del proceso de diseño del modelo estructural de zapatas aisladas	72
	1. Memoria de cálculo de diseño de zapatas aisladas	76
	C. Diseño del modelo estructural de losas de cimentación	85
	1. Memoria de cálculo del refuerzo de acero para la losa de cimentación diseñada	90
	D. Diseño del modelo estructural de losas de cimentación postensadas	101
	1. Ejemplificación de memoria de cálculo realizada para diseño de torones de postensado	109
	E. Planos	109
V.	DISCUSIÓN DE ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ZAPATAS AISLADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN	110
	A. Diseño estructural utilizando programa de diseño SAFE	110
	B. Comparación entre diseño de zapatas aisladas y losas de cimentación	111
	C. Utilización de concreto postensado	115

VI.	CONCLUSIONES	120
VII.	RECOMENDACIONES	122
VIII.	BIBLIOGRAFÍA	123
IX.	APÉNDICES	125
	A. Tablas	125
	B. Imágenes de campo de proceso postensado	128
	C. Planos	132

LISTADO DE FIGURAS

No.		Página
1.	Elevación de zapata aislada	3
2.	Ejemplificación gráfica de losas de cimentación	4
3.	Análisis por cribado	7
4.	Consolidómetro	9
5.	Envolvente de falla de Mohr	10
6.	Criterios de falla Mohr - Coulomb	11
7.	Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor	12
8.	Círculo de Mohr y envolvente de falla	12
9.	Equipo para la prueba de corte directo	13
10.	Falla por corte general	14
11.	Falla por corte local	14
12.	Falla por corte por punzonamiento	15
13.	Modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático	18
14.	Falla por capacidad de carga en suelo	21
15.	Cimentaciones cargadas excéntricamente	23
16.	Esfuerzo vertical en el punto A, causado por una carga puntual sobre la superficie	26
17.	Incremento de la presión bajo una superficie flexible circular cargada uniformemente	27
18.	Imagen para la determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular	29
19.	Esfuerzo debajo de cualquier punto de una superficie flexible rectangular cargada	31
20.	Incremento del esfuerzo vertical promedio debido a un área rectangular cargada	32
21.	Factor de influencia de Griffiths	33
22.	Incremento promedio de presión	34
23.	Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas	34
24.	Asentamiento por consolidación	37
25.	Variación de e con Log (t) bajo un incremento de carga	39
26.	Comparación entre zapatas aisladas y losas de cimentación	41
27.	Tipos de losas de cimentación	42
28.	Diseño por rigidez convencional	45
29.	Planta de franja con cargas modificadas	47

30.	Cama de concreto pre esforzado y viga postensada	54
31.	Concreto postensado	54
32.	Diagrama de esfuerzo para un elemento de viga pre esforzado	57
33.	Tendones arqueados	59
34.	Deflexión debida a una fuerza de tendones rectos	64
35.	Deflexión según cables parabólicos	64
36.	Deflexiones en el centro de una viga simple con carga uniforme	65
37.	Elevación de edificio a modelar	70
38.	Vista isométrica de diseño de edificio en ETABS	72
39.	Elevación zapata aislada	73
40.	Planta típica de refuerzo para zapata aislada	74
41.	Capacidad de respuesta de carga del suelo	87
42.	Planta de capacidad de respuesta de carga del suelo	88
43.	Resumen de punto con punzonamiento máximo en losa de cimentación	89
44.	Momentos mayorados para franja representativa horizontal	89
45.	Gráfica de refuerzo requerido adicional al refuerzo mínimo en eje representativo horizontal	89
46.	Distribución parabólica de torones eje representativo 7	105
47.	Diseño de torones en software SAFE	105
48.	Capacidad de respuesta de carga del suelo utilizando método de postesnsado	107
49.	Punzonamiento máximo presentado en elemento postensado	107
50.	Distribución gráfica de refuerzo de acero requerido para franjas representativas	108
51.	Comparativa gráfica de costos de materiales para cimentaciones	113
52.	Comparación gráfica de inversión total de materiales para estructuras	114
53.	Comparativa de costos de materiales	118
54.	Comparación de costo total de inversión en cuanto a materiales	118
55.	Colocación de anclaje activo en formaleta	128
56.	Metodología usada para asegurar tendones en posición y altura	129
57.	Posicionamiento de grupo de tendones	129
58.	Fila de anclajes activos cercanos a muros	130
59.	Marca de altura requerida en punto específico del tendón	131

LISTADO DE TABLAS

No.		Página
1.	Límites de tamaño de suelo separado	6
2.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi	16
3.	Factores de carga modificados	21
4.	Variación de I_c	30
5.	Factor de profundidad de Fox	35
6.	Valores límite para parámetros relativos a los asentamientos diferenciales	40
7.	Valores admisibles para razón de deflexión según código de construcción soviético	40
8.	Valores para la distorsión angular límite	40
9.	Recomendaciones del Comité Europeo para Estandarización de los parámetros de asentamientos diferenciales	41
10.	Valores de razón de asentamiento según factor de rigidez	44
11.	Resultados obtenidos en franja representativa eje 7	103
12.	Resultados obtenidos en franja representativa B	103
13.	Distribución de torones eje representativo 7	104
14.	Distribución de torones eje representativo B	104
15.	Cálculo de refuerzo de acero mínimo para sección de postensado	106
16.	Refuerzo adicional en forma de bastones eje representativo 7	106
17.	Refuerzo adicional en forma de bastones eje representativo B	106
18.	Cantidad de materiales utilizada para diseño de cimentaciones	112
19.	Costos generales para una sección representativa	113
20.	Comparativa entre estructuras de cimentaciones estudiadas	116
21.	Presentación de costos de materiales principales para estructuras de cimentación	117
22.	Costos de inversión para torones en ejes representativos	117
23.	Variación del factor de fluencia I para cálculo de esfuerzo debajo de un área rectangular ..	125
24.	Variación de F_1 y F_2 según Bowles con m' y n' para cálculo de asentamiento elástico	127

Vo. Bo. :

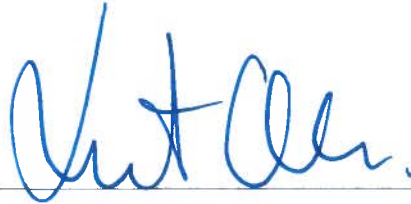
(f)



Ing. Manuel Antonio Jiménez
Asesor

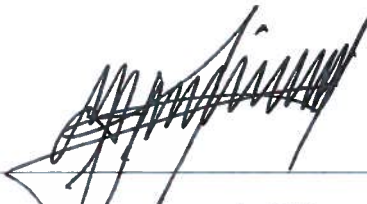
Tribunal Examinador:

(f)



Ing. Roberto Godo
Director del Depto. De Ingeniería Civil

(f)



Ing. Manuel Antonio Jiménez
Asesor

(f)



Ing. Andrés Herrera

Fecha de aprobación: Guatemala, 2 de diciembre de 2014

ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ACI – American Concrete Institute

AGIES – Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

ASCE – American Society of Civil Engineers

ASD – Allowable Stress Design (Diseño por Servicio)

ASTM – American Society for Testing and Materials

CSI – Computers & Structures, Inc.

IBC – International Building Code

LRFD – Load and Resistance Factored Design (Diseño por Resistencia)

PCI – Precast/Prestressed Concrete Institute

RESUMEN

Este proyecto toma en consideración un tema no muy profundizado del código ACI 318: las losas de cimentación. Por supuesto, se hace mención a las mismas, mas no muestra una comparación entre estas y el método de zapatas aisladas en un estudio con utilizando un suelo típico. Se realiza la comparación entre estos dos métodos de cimentación en un caso con iguales condiciones de suelo que permita tener una mejor noción de sus principales diferencias tanto en asentamiento de suelo como en volumen de concreto y cantidad de refuerzo que estas requieren. Realizando este análisis comparativo se pueden alcanzar diferentes conclusiones dentro un marco óptimo entre dos metodologías de cimentaciones superficiales.

Para el marco experimental que sentará los parámetros comparativos de los sistemas de cimentaciones superficiales en cuestión, se realizan dos diseños estructurales de cimentaciones para un mismo edificio con condiciones de suelo iguales. La estructura seleccionada para el análisis comparativo de cimientos consiste en un edificio de 12 niveles de apartamentos y oficinas, 3 sótanos y un nivel de azotea para cuarto de maquinas con un área total de construcción de 34,992 metros cuadrados. El primer diseño realizado consiste en un sistema de zapatas aisladas utilizando una metodología de diseño por resistencia en base al código de diseño de concreto reforzado ACI 318-11R empleando cargas de diseño establecidas por el código AGIES NSE2-10. El segundo diseño consiste en el de losas de cimentación utilizando el programa de diseño utilizando elementos finitos “SAFE” en el cual se ha realizado un estudio detallado de asentamiento, capacidad de carga ultima de suelo y diseño estructural.

Se pretende optimizar el diseño de la losa de cimentación al considerar una losa de concreto postensado. El análisis comparativo entre estos diseños de cimentaciones superficiales permite evaluar el ahorro en materiales y costos. Este estudio también permite tener un modelo computarizado de las reacciones de asentamiento y capacidad de carga ultima que permite comparar de mejor manera ambos métodos de cimentaciones superficiales. Los resultados obtenidos utilizando dicho programa de diseño se presentan como parte de los hallazgos últimos del análisis comparativo. El fin último de este proyecto es dar una mayor información sobre el método de cimentación de losas de cimentación para la construcción guatemalteca y como utilizando un método de diseño de concreto postensado, estas losas de cimentación no solo son cimientos funcionales, además, son elementos estructurales económicos de alta resistencia y durabilidad.

I. INTRODUCCIÓN

Las diferentes constructoras inician las labores de planificación y ejecución de proyectos en un mundo competitivo por lo que buscan balancear productos de calidad con tiempos de entrega acelerados y bajos costos. En el sector de la construcción, esto significa estructuras durables sin excedentes de material y rápidas de construcción para el ahorro de costos indirectos en obra. En muchos casos, la capacidad de los diseñadores estructurales para diseñar estructuras resistentes en bajos costos debe tomar en cuenta características del terreno y la estructura que requieren de una inversión elevada debido a la cantidad de material requerido y la dificultad en su elaboración.

El presente trabajo de graduación aborda el diseño de estructuras de cimentación a desarrollarse en la Ciudad de Guatemala. En éste, se busca realizar un marco comparativo entre dos estructuras de cimentación: las losas de cimentación y las zapatas aisladas. El marco comparativo se basa en las capacidades estructurales, costos y beneficios de ambos sistemas para la superestructura en cuestión, por lo que se realiza un estudio teórico de ambos sistemas bajo las mismas características de carga y terreno.

Debido a que es conocido que las losas de cimentación con dimensiones uniformes requieren una inversión mayor en materiales constructivos a las zapatas aisladas, se decide investigar e implementar la metodología de concreto postensado para las mismas esperando que este sistema constructivo permita presentar ahorro en costos. Para el diseño de zapatas aisladas se utiliza la metodología de diseño presentada por la norma ACI 318-11 para estructuras de concreto reforzado con metodología de diseño por trabajo. Para el diseño de losas de cimentación y losas de cimentación con concreto postensado, se utiliza un programa de diseño de losas llamado SAFE, en el cual se utilizan metodologías de diseño de elementos finitos para cálculos teóricos de diseño estructural de losas y cimentaciones.

Se ha decidido usar la metodología de concreto postensado para el diseño alternativo de losas de cimentación debido a que el uso de torones de postensado permite teóricamente reducir la cantidad de concreto y refuerzo de acero en las estructuras. Se formula la hipótesis que con la utilización de este sistema de diseño, aplicado en ejes representativos se podrá notar un ahorro de costos de materiales constructivos que permitan concluir que la metodología aportaría un beneficio al diseño de la estructura de cimentación en cuestión. Además de esto, permitirá mostrar que existen actualmente alternativas viables para que las diferentes desarrolladoras de proyectos usen y logren encontrar un método constructivo rentable, de rápido desarrollo y de gran calidad.

II. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Modelar y evaluar la cimentación de un edificio de más de diez niveles implementando losas de cimentación uniformes, losas de cimentación implementando la metodología de pos tensado y zapatas aisladas para un análisis comparativo de las mismas de volumen de concreto y cantidad de refuerzo de acero, asentamiento del suelo y resistencia de las estructuras.

B. Objetivos específicos

- Recopilar información comparativa entre losas de cimentación y zapatas aisladas implementándolas en una estructura idéntica bajo las mismas condiciones de carga y suelo.
- Diseñar un sistema de losa de cimentación uniforme, un sistema de zapatas aisladas y un sistema de losa de cimentación con postensado utilizando el software de diseño SAFE comparar la distribución de cargas y el asentamiento de suelo uniforme.
- Calcular los requerimientos de material constructivo para los diferentes sistemas a utilizar y basándose en dichos diseños presentar un análisis comparativo de inversión económica medida en volumen de concreto a utilizar y refuerzo de acero.
- Implementar el sistema de losas de cimentación en casos de terreno uniforme, comparándolas con zapatas aisladas para evaluar los beneficios de la losa en diferentes tipos de suelo.
- Presentar un informe detallado de las pruebas realizadas utilizando tanto el software como cálculos teóricos presentando conclusiones concreta sobre la viabilidad del uso de losas de cimentación en la Ciudad de Guatemala.

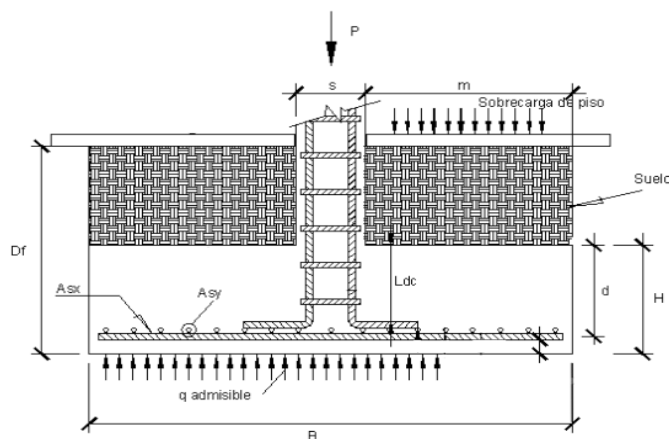
III. MARCO TEÓRICO

A. Introducción a las cimentaciones superficiales: Mecánica de suelos, capacidad de carga y asentamiento.

1. Definición. El estudio comparativo de dos o más metodologías establecidas en cualquier ámbito profesional es parte de los avances tecnológicos que permiten a cierta área profesional desarrollar mejoras en beneficio de la humanidad. No se debe de iniciar una comparación sin antes definir las partes que “competirán” en dicho ejercicio. La cimentación es aquella parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas generadas al suelo. Las cargas transmitidas por la estructura hacia el terreno provocan en este ciertas tensiones. La evaluación de dichas tensiones se estudian principalmente desde un punto de vista geotécnico y desde un punto de vista estructural.

Las zapatas son cimentaciones superficiales y, como toda cimentación, garantiza de forma permanente, la estabilidad y transmisión de carga de la estructura que soporta. Por su forma de trabajar las zapatas se dividen en: Aisladas, combinadas, continuas bajo pilares, continuas bajo muros y arriostradas. Las zapatas aisladas, son elementos estructurales de concreto armado que reparten las cargas de las columnas al suelo de tal manera que la resistencia del suelo las soporte. Dependiendo de la buena resistencia del suelo, dichas zapatas tendrán menor dimensión a comparación de las zapatas colocadas en suelos de menor resistencia. Estas zapatas aisladas fallan por flexión, adherencia y anclaje, cortante punzante y cortante por flexión. Para el diseño de las mismas es necesario conocer la carga axial de la estructura, la sección y aceros de la columna que soporta y la resistencia admisible del suelo (q_{adm}) sobre el que se diseña la zapata. (Rodríguez Sequén, 2012)

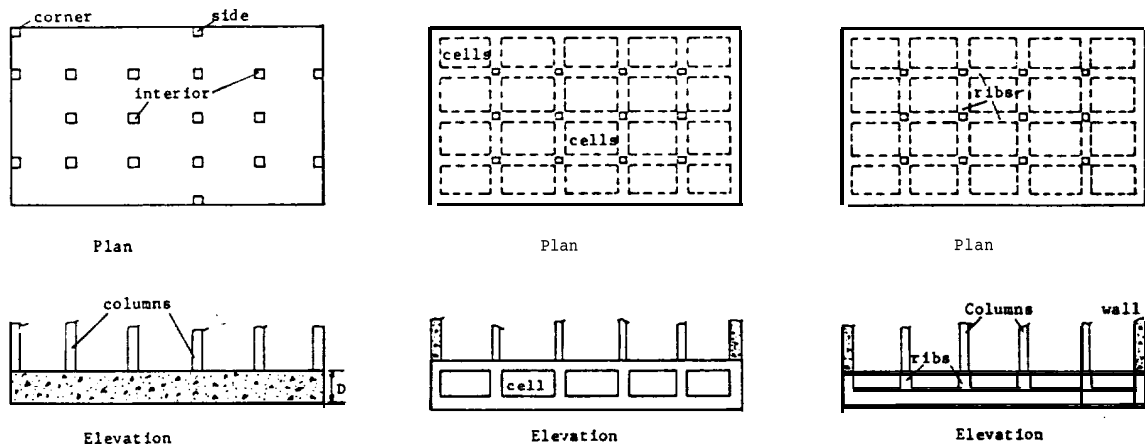
Figura No. 1. Elevación de zapata aislada.



Fuente: Rodríguez Sequén 2012

Una losa de cimentación se define como una estructura que puede soportar varias columnas o muros al mismo tiempo. Según el comité de ACI 336 en el artículo llamado “Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats” las losas de cimentación se utilizan comúnmente en subsuelos irregulares o relativamente débiles en los que se requiere un gran número de zapatas corridas y un estrato de apoyo bien definido para cimentaciones profundas que no está cerca de la base de la cimentación. A menudo, una losa de cimentación se utiliza cuando las zapatas corridas cubren más de la mitad de la zona de los cimientos. Las losas de cimentación se colocan a menudo de modo que el espesor de la losa está plenamente integrada en el suelo circundante. Las losas de cimentación para edificios están por lo general por debajo de un sótano que se extiende al menos la mitad del nivel por debajo del grado circundante. Además, la superficie superior de la losa puede funcionar como una planta de sótano. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que los servicios públicos y las tuberías son más fáciles de instalar y mantener si se colocan por encima de la losa de concreto. En función de la geometría de la estructura y el peso, una losa de cimentación puede "hacer flotar" la estructura en el suelo de modo que se controla el asentamiento. (ACI Committee 336, 2002)

Figura No. 2. Ejemplificación gráfica de losas de cimentación.



Fuente: ACI 336.2R-02, 2002.

2. Mecánica de suelos. La mecánica de suelos es la rama de la ciencia que trata el estudio de sus propiedades físicas y el comportamiento de masas de suelos sometidas a varios tipos de fuerzas. La ingeniería de suelos es la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos. La ingeniería geotécnica es la ciencia y práctica de aquella parte de la ingeniería civil que involucra materiales naturales encontrados cerca de la superficie de la Tierra. En el estudio de cimentaciones, la mecánica de suelos juega un papel muy importante.

Dentro del diseño estructural de cimentaciones superficiales es de gran importancia tomar en cuenta el comportamiento y la capacidad de deformación asociada al esfuerzo de los suelos de soportar al sistema de

cimentación en cuestión. Además de esto, considerar las condiciones geológicas del suelo en cuestión también es de suma importancia para un ingeniero en cimentaciones. Las propiedades geotécnicas del suelo incluyendo granulometría, plasticidad, comprensibilidad y la resistencia al cortante pueden determinarse con pruebas apropiadas de laboratorio. Recientemente, se ha enfatizado en la determinación in situ de propiedades como resistencia y deformación de suelo para así evitar la perturbación de muestras en la exploración de campo. El ingeniero debe estar consiente que los depósitos de suelo natural sobre los que se construyen las cimentaciones no son homogéneos en su mayoría de casos. Debido a esto el ingeniero debe tener un conocimiento grande de la geología de la zona y las condiciones del agua del subsuelo.

3. Depósitos de suelo natural. El suelo se produce por la fractura y el rompimiento de diferentes clases de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos químicos y mecánicos. Algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se derivan y se llaman suelos residuales. Algunos otros en cambio, se transportan por medio de procesos físicos a otros lugares, estos se llaman suelos transportados. Estos se dividen en tres categorías principales: aluviales, glaciales y eólicos. En adición a estos suelos mencionados, las turbas se derivan de la descomposición de materiales orgánicos encontrados en áreas de poca altura donde el nivel freático esta cerca o arriba de la superficie del terreno. Cuando una cantidad grande de turba se mezcla con suelo inorgánico se le denomina suelo orgánico, los cuales son característicos por tener un contenido natural de agua de entre 200% y 300%. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2001)

4. Tamaño de las partículas de suelo. Para la definición de los diferentes tipos de suelo existentes los ingenieros utilizan el tamaño de sus partículas para su clasificación. Dicha clasificación se realiza independientemente del origen de estos suelos en cuestión. Los suelos se dividen en gravas, arenas, limos o arcillas, dependiendo del tamaño de las partículas de dichos suelos. Las gravas son fragmentos de roca con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales. Las arenas son partículas derivadas de cuarzo, feldespato y ocasionalmente otros minerales. Los limos son elementos microscópicos de suelo que consisten en granos de cuarzo y en hojuelas de minerales micáceos. Las arcillas son partículas sub microscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Las arcillas se definen como aquellas que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua. Para el estudio y descripción de los suelos varias organizaciones desarrollaron un sistema llamado limites de tamaño de suelo separado. Dentro de las organizaciones que desarrollaron dicho limite se encuentra el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el departamento de agricultura de Estados Unidos (USDA), Asociación Americana Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO) y la Asociación Americana para Pruebas y Materiales (ASTM).

Tabla No. 1. Límites de tamaño de suelo separado.

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
MIT	> 2	2 a 0.06	0.02 a 0.06	< 0.002
USDA	> 2	2 a 0.05	0.02 a 0.05	< 0.002
AASHTO	2 a 76.2	0.075 a 2	0.02 a 0.075	< 0.002
ASTM	4.75 a 76.2	0.075 a 4.75	< 0.075	

Fuente: Das 2006.

a. Análisis mecánico del suelo. El análisis mecánico es la metodología de determinación del rango del tamaño de partículas en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total de la muestra. Para este análisis se utilizan dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de dichas partículas del suelo: el análisis con cribado y el análisis hidrométrico. El primero de estos se utiliza para tamaños de partículas mayores de 0.075mm de diámetro y el segundo se utiliza para tamaños de partículas menores de 0,075mm de diámetro.

b. Análisis por cribado. Este análisis se utiliza para obtener fracciones de tamaños de partículas mayores a 0.075mm del suelo. Esto se logra al sacudir una muestra de suelo a través de un conjunto de mallas con aberturas progresivamente mas pequeñas que se llaman tamices hasta la malla numero 200 (0.074mm). Primero el suelo se seca en horno, y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas. Una vez finalizado el proceso de vibrado de los tamices, se recolectan de los mismos la cantidad de suelo retenida en cada una y son pesados por separado. Los resultados del análisis por cribado se expresan generalmente como porcentaje del peso total de suelo que ha pasado por las diferentes mallas.

Figura No. 3. Análisis por cribado.



Fuente: Santana 2007.

c. Análisis hidrométrico. Para los suelos con menor tamaño de partículas se analizan mediante el análisis hidrométrico. Este método está basado en el hecho que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es en función de su tamaño. El método fue inicialmente propuesto por Goldschmidt y por Bouyoucos, pero debido a los errores que este presentaba y el efecto negativo que tenían sobre las pruebas, el doctor A. Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos. El objetivo era el eliminar los errores principales y obtener fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley que se utiliza en el procedimiento del hidrómetro es la Ley de Stokes, la cual proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede ser establecida de forma empírica por medio de observaciones con microscopios o por procedimientos teóricos. En esta metodología por simplicidad, se supone que todas las partículas del suelo son esferas y que la velocidad de las mismas se expresa por la Ley de Stokes, según la cual

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

Donde:

- v = velocidad
- ρ_s = densidad de las partículas del suelo
- ρ_w = densidad del agua
- η = viscosidad del agua
- D = diámetro de las partículas del suelo

De la fórmula (1.1) despejando para D obtenemos la ecuación final de análisis hidrométrico para obtener el valor del diámetro del suelo. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2001)

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}}$$

d. Compactación del suelo. En el estudio de cimentaciones es importante tener en cuenta la compactación de los suelos al ser aplicada la carga de la estructura constructiva que se estará realizando. La compactación es la densificación del suelo al remover el aire del mismo. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación esta actúa como un ablandador que hace que las partículas del suelo se deslicen entre si y se muevan a una posición de empaque más denso. Cualquier incremento de agua tiende a reducir el peso específico seco ya que el agua ocupa los espacios que podrían haber sido ocupados por partículas de suelo. El contenido de agua bajo el cual se alcanza el máximo peso específico seco se llama contenido de agua óptimo. La prueba de laboratorio usada para obtener el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo es la prueba de proctor de compactación. La distribución granulométrica, la forma de los granos de suelo, la densidad de sólidos del suelo y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes tiene una gran influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo.

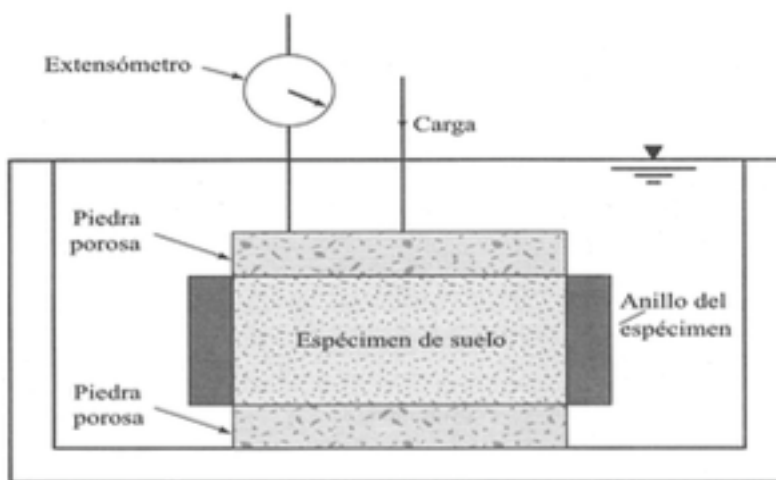
e. Consolidación. En el momento que se aplica un esfuerzo sobre el suelo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas los estratos de suelo se comprimen. Esta compresión se causa por la deformación de las partículas del suelo, el reacomodo de las partículas y la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. El asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres categorías:

- Asentamiento inmediato. Este es provocado por deformaciones elásticas del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin cambios en el contenido de agua.
- Asentamiento por consolidación primaria, este resulta de un cambio de volumen en suelos saturado cohesivos causado por la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- Asentamiento por consolidación secundaria, este se observa en los suelos saturados cohesivos y resulta del ajuste plástico de la estructura del suelo.

baja permeabilidad este no es el caso. El asentamiento por consolidación depende del tiempo. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2001)

g. Pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Este procedimiento fue sugerido por Terzaghi, el cual se efectúa en un Consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior y la otra en el fondo. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

Figura No. 4 Consolidómetro.



Fuente Das, 2001.

h. Coeficiente de consolidación. El coeficiente de consolidación (C_v) generalmente disminuye conforme el límite líquido del suelo aumenta. Para un incremento de carga que se da sobre un tipo de suelo, existen dos métodos gráficos para determinar C_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Uno de estos es el método del logaritmo del tiempo el cual fue propuesto por Casagrande y Fadum en 1940. El otro es el método de la raíz cuadrada del tiempo el cual fue sugerido por Taylor en 1942.

i. Resistencia cortante del suelo

1) Criterios de falla de Mohr – Coulomb. La resistencia cortante del suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plan dentro de él. Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta,

afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. La relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma:

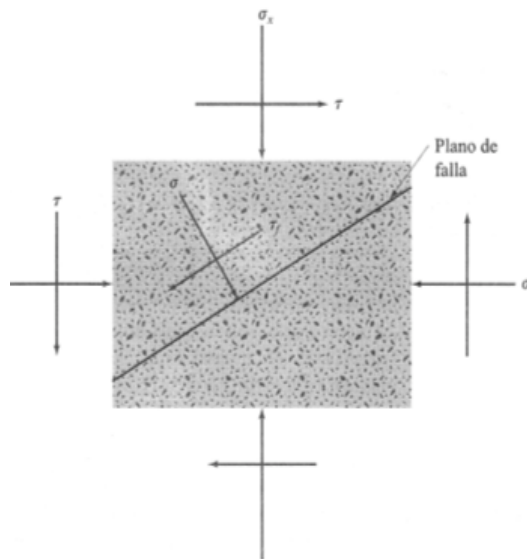
$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de la falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

Figura No. 5. Envolvente de falla de Mohr.



Fuente: Das, 2001

La envolvente de falla es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, se necesita solamente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal. La relación se escribe como:

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi$$

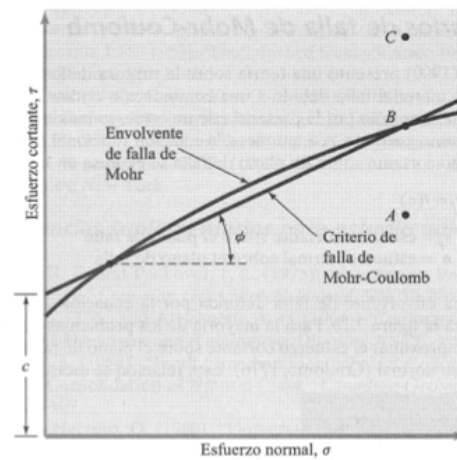
Donde:

C = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna.

Dicha ecuación se llama criterio de falla de Mohr – Coulomb.

Figura No. 6. Criterios de falla Mohr - Coulomb.

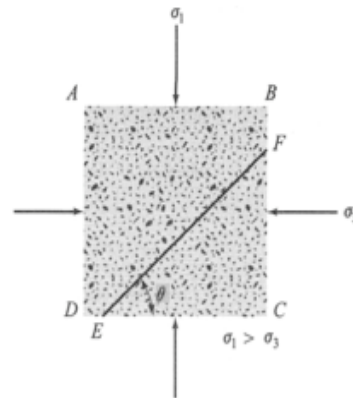


Fuente: Das, 2001.

La envolvente de falla se explica de esta forma: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A en la Figura No. 6, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B, entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque este queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2001)

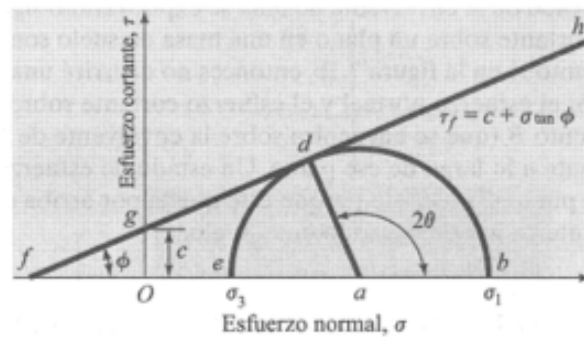
j. Inclinación del plano de falla causado por cortante. Como se establece en el criterio de falla Mohr – Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación previamente presentada. Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, donde σ_1 y σ_3 son, respectivamente, los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla forma un ángulo con el plano principal mayor, para determinar éste ángulo y la relación entre σ_1 y σ_3 se debe utilizar una gráfica del círculo de Mohr para el estado de esfuerzo.

Figura No. 7. Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor.



Fuente: Das, 2001.

Figura No. 8. Círculo de Mohr y envolvente de falla.



Fuente: Das, 2001.

k. Prueba de corte directo. Esta es la prueba de corte más antigua y simple. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el suelo a probar. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares y el tamaño generalmente es aproximadamente de 20 a 25 centímetros cuadrados transversalmente y de 25 a 30 milímetros de altura. La caja está cortada en dos partes horizontalmente y la fuerza normal sobre el suelo se aplica desde la parte superior de la caja. El esfuerzo normal sobre el espécimen debe ser tan grande como $1000 \text{ kN} / \text{m}^2$. La fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja respecto a la otra para generar la falla en el suelo. En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento

cortante se mide por medio de un anillo de ensayo horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo.

Figura No. 9. Equipo para la prueba de corte directo.



Fuente: Pinzuar Ltd. 2014.

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como

$$\sigma = \sigma' = \text{Esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

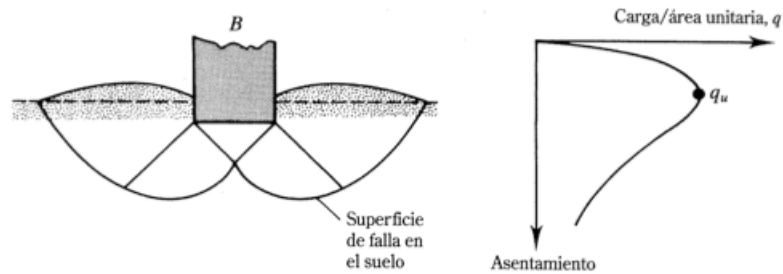
El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula como

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

5. Capacidad de carga última en cimentaciones superficiales. Considerando que existe una cimentación corrida que descansa sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo firme la cual recibe una carga aplicada gradualmente, se puede concluir que el asentamiento de esta se incrementará. En cierto punto del proceso, cuando la carga por unidad de área es igual a la carga última se tendrá una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la

superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , generalmente se llama capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla tiene lugar en el suelo, se denomina como falla por corte general.

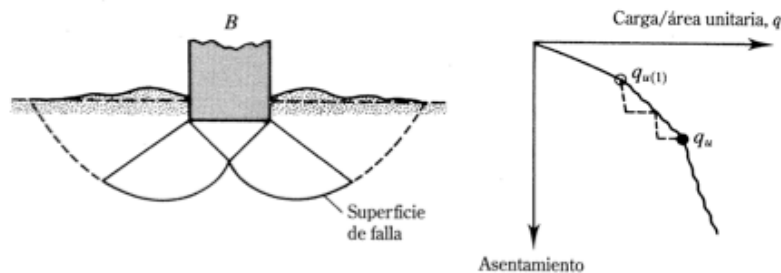
Figura No. 10. Falla por corte general.



Fuente: Das 2006

Si la cimentación descansase sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado el incremento de carga sobre la cimentación también será acompañada por un aumento de asentamiento. En este caso la superficie de falla en el suelo será extendida gradualmente hacia fuera desde la cimentación. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a q_u , el movimiento de la cimentación llevará sacudidas repentinas. La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última. Una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área se denomina carga de la primera falla. Esta falla es llamada falla por corte local del suelo.

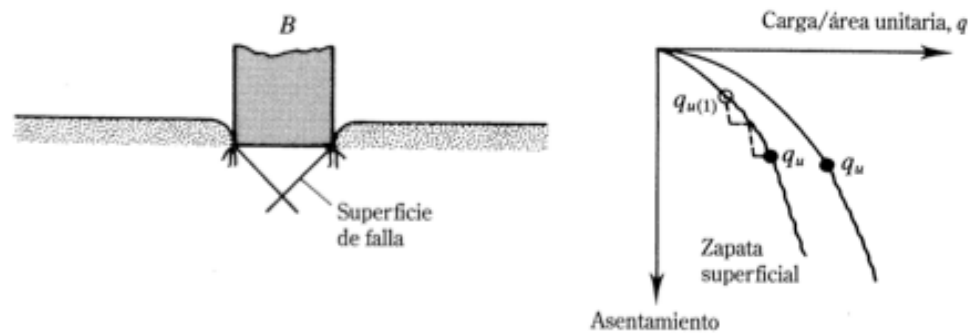
Figura No. 11. Falla por corte local.



Fuente: Das 2006.

Si la cimentación se encuentra sobre un suelo suelto, la superficie de falla en el suelo no se extiende hasta la superficie del terreno. Mas allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal. Esta falla se llama falla por corte del suelo.

Figura No. 12. Falla por corte por punzonamiento.



Fuente: Das 2006

a. **Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.** Karl Von Terzaghi fue el primero en presentar una teoría para evaluar las capacidades de carga última de cimentaciones superficiales rugosas. En ella establece que una cimentación es considerada como superficial si la profundidad definida como D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de esta. Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida, la cual es una cimentación donde la relación ancho - longitud de la cimentación tiende a cero, el efecto del suelo arriba del desplante de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$, donde γ es el peso específico de suelo. Usando el análisis de equilibrio sobre los diferentes efectos que una cimentación corrida, rígida y rugosa tiene sobre el suelo, Terzaghi expresó la capacidad de carga última como:

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga a dimensionales que están en función del ángulo ϕ' de fricción del suelo.

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas la ecuación de carga última puede modificarse a:

$$q_u = 1.3c' N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Para estimar la capacidad de carga última en cimentaciones circulares la ecuación se modifica en:

$$q_u = 1.3c' N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

En la ecuación de carga última para cimentaciones cuadradas B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación para cimentaciones circulares B es igual al diámetro de la cimentación. Para cimentaciones en las cuales el modo de falla es por corte local en suelos, Terzaghi realizó las siguientes modificaciones a las ecuaciones de carga última:

Cimentación corrida: $q_u = \frac{2}{3}c' N_c + qN_q + 0\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$

Cimentación cuadrada: $q_u = 0.867c' N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$

Cimentación circular: $q_u = 0.867c' N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$

Tabla No. 2. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

Φ	Nc	Nq	N_γ	Φ	Nc	Nq	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	18.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31

Continuación Tabla No. 2. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

Φ	Nc	Nq	$N\gamma$	Φ	Nc	Nq	$N\gamma$
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.90
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.00	50	347.50	415.14	1071.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente. Das, 2006

Cabe agregar que dichas ecuaciones de carga última presentadas se determinan con base en la hipótesis de que el nivel freático esta localizado muy debajo de la cimentación. Puede haber el caso en que el nivel freático esta cerca de la cimentación, en dicho caso es necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga. Existen tres casos que se pueden considerar en relación a la Figura No. 13.

Caso I. Si el nivel freático se localiza de forma que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga se reescribe como:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

donde:

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

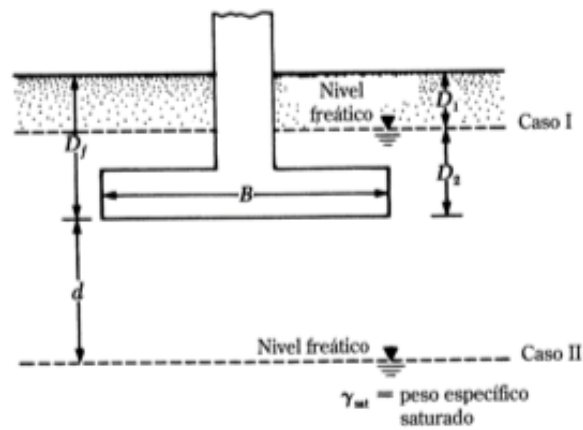
Caso II. Para un nivel freático localizado de una forma que $0 \leq D_1 \leq D_f$,

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en esta ecuación se debe de reemplazar por $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B(\gamma - \gamma')}$ cuando hipotéticamente no existe fuerza de filtración en el suelo.

Caso III. Cuando el nivel freático se localiza de la forma $d \geq B$, el agua no afectara la capacidad de carga ultima.

Figura No. 13. Modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático.



Fuente: Das, 2006.

b. Factor de seguridad. Para poder calcular la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales es necesario aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta. La capacidad de carga última neta se puede definir como la presión última por unidad de área de la cimentación que puede ser suportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de desplante de la cimentación si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone despreciable entonces se puede definir como: (Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2006)

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

Donde:

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

$$q = \gamma D_f$$

Entonces,

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

c. **Ecuación general de la capacidad de carga de Meyerhof.** Las ecuaciones de capacidad de carga ultima presentadas por Terzaghi son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Esta no se aplican en caso de cimentaciones rectangulares. Las ecuaciones además, no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del nivel de desplante de la cimentación. La carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todas las deficiencias Meyerhof definió al forma de ecuación general de capacidad de carga. (Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2006)

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

Donde:

c' = Cohesión.

q = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación.

γ = peso específico del suelo.

B= ancho de la cimentación. En caso de ser cimentación circular este será el diámetro.

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

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

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

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

Factores de forma. Las ecuaciones para los factores de forma fueron recomendadas por De Beer. Estas toman en consideración la longitud de la cimentación L la cual debe de ser mayor que su ancho B.

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi'$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

Factores de profundidad. Hansen propuso las siguientes ecuaciones para los factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Estas ecuaciones son válidas para $\frac{D_f}{B} \leq 1$. Para la relación $\frac{D_f}{B} \geq 1$ las ecuaciones sufren la siguiente modificación:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación. Al utilizar el ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a una vertical, Meyerhof y Hanna definieron las siguientes ecuaciones de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

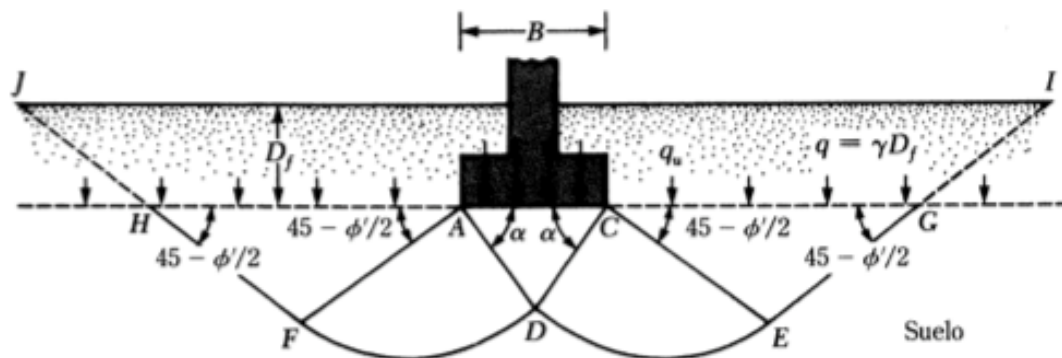
$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'} \right)^2$$

Donde:

$\beta =$ La inclinación de la carga con respecto a la vertical.

Factores de capacidad de carga. Para la ecuación general, los factores de capacidad de carga sugeridos por Terzaghi son aceptados. De igual manera se ha definido que el ángulo α mostrado en la siguiente figura es más cercano a ϕ' lo que permite definir a N_c , N_{qy} a N_γ en una forma modificada con valores diferentes.

Figura No. 14. Falla por capacidad de carga en suelo.



Fuente: Das 2006

La siguiente tabla muestra los valores modificados para N_c , N_q y N_γ :

Tabla No. 3. Factores de carga modificados.

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

Continuación Tabla No. 3. Factores de carga modificados.

Φ	Nc	Nq	N γ	Φ	Nc	Nq	N γ
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Das 2006

d. Cimentaciones cargadas excéntricamente. Habrá casos en los que las cimentaciones pueden estar sometidas a momentos además de la carga vertical. En estos casos la distribución de presión sobre el suelo debida a la cimentación no es uniforme. En estos casos la distribución nominal de la presión se presenta como:

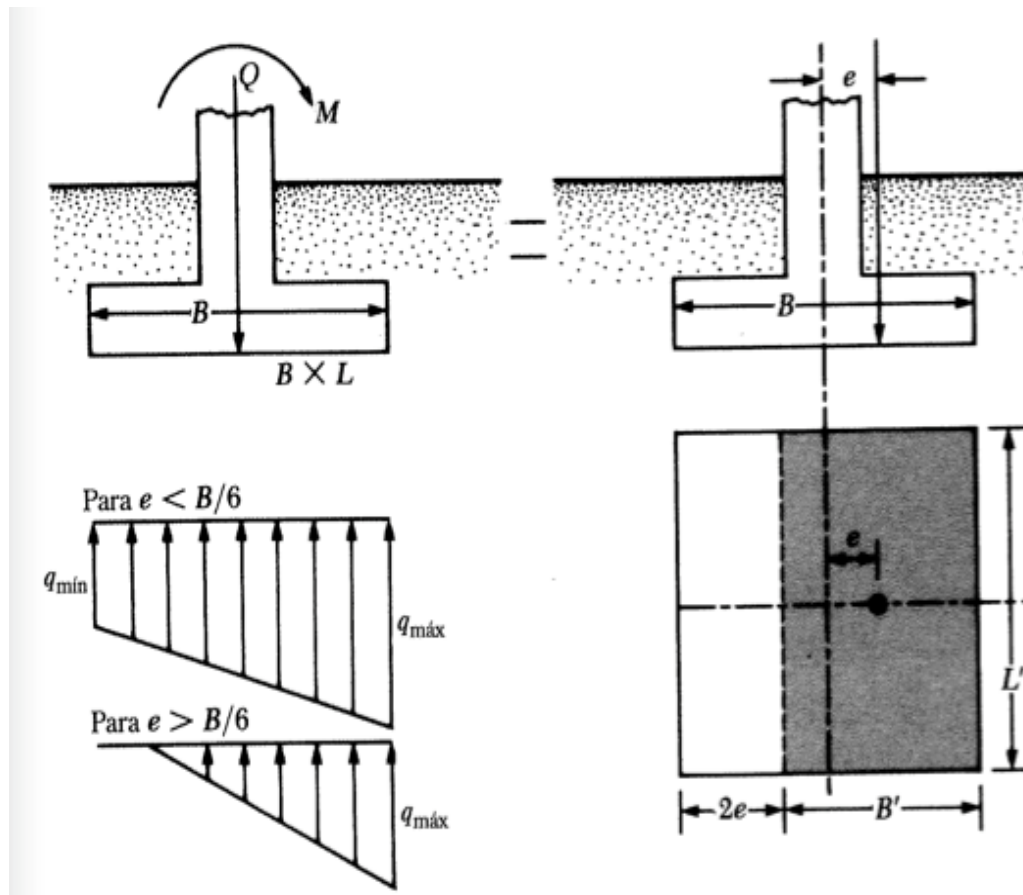
$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde,

- Q = carga vertical total
- M = momento sobre la cimentación

Figura No. 15. Cimentaciones cargadas excéntricamente.



Fuente: Das 2006.

En la Figura No. 15, se muestra un sistema de fuerzas equivalentes. La distancia e es la excentricidad definida por la ecuación:

$$e = \frac{M}{Q}$$

Sustituyendo dicha excentricidad en las ecuaciones de distribución nominal de presión se obtienen las ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

En estas ecuaciones, cuando la excentricidad e llega a ser $B/6$, q_{\min} es cero. Para $e > B/6$, q_{\min} es negativa, lo que significa que se desarrolla una tensión. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo subyacente. La naturaleza de la distribución de presión sobre el suelo será como en la figura 15. En este caso el valor de q_{\max} será entonces:

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)}$$

El factor de seguridad para los tipos de carga contra la falla por capacidad de carga se puede evaluar utilizando el método de área efectiva de Meyerhof. Dicho proceso sigue pasos específicos para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga. Los pasos son los siguientes:

- 1) Determinar de las dimensiones efectivas de la cimentación.

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{largo efectivo} = L$$

Esto muestra que si la excentricidad es en dirección del largo de la cimentación, el valor de $L' = L - 2e$ por lo que el valor de $B' = B$. Se debe de recordar que en todo momento, la menor de las dos dimensiones es el ancho efectivo de la cimentación.

- 2) Utilizar la ecuación general de carga de Meyerhof para la capacidad de carga última:

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

- 3) Calcular la carga última total que la cimentación soporta:

$$Q_{ult} = q_u (B' \cdot L')$$

- 4) Calcular el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

- 5) Verificar el factor de seguridad respecto a q_{\max} con la fórmula:

$$FS = q_u / q_{\max}$$

6. Capacidad de carga y asentamiento admisible en cimentaciones superficiales. El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales: (A) asentamiento elástico y (B) asentamiento por consolidación. El asentamiento elástico de una cimentación ocurre inmediatamente durante o después de la construcción del elemento. El asentamiento por consolidación a su vez, ocurre con el tiempo. El asentamiento total de una cimentación superficial es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación. Para el cálculo del asentamiento de la cimentación superficial tanto elástico como por consolidación, se requiere la estimación del incremento de esfuerzo vertical en la masa de suelo debido a la carga neta aplicada a la cimentación.

a. Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por la carga de cimentación.

1) Esfuerzo debido a una carga concentrada. Boussinesq desarrolló en 1885 las relaciones matemáticas para determinar los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de los medios homogéneos, elásticos e isótropos en base a una carga puntual concentrada en la superficie. Según el análisis realizado, el incremento de esfuerzo vertical en el punto A causado por la carga puntual de magnitud P se da por la fórmula:

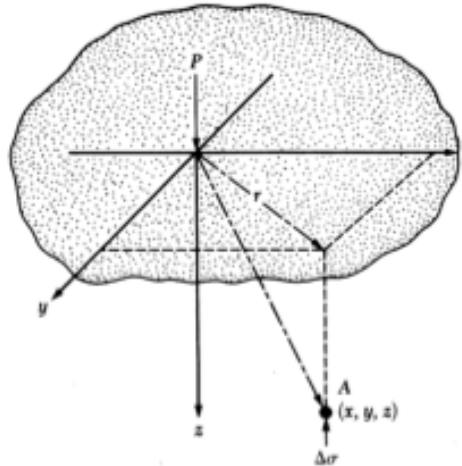
$$\Delta\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

Donde,

- $r = \sqrt{x^2 + y^2}$
- x, y, z = coordenadas del punto A.

Se debe tener en cuenta que esta ecuación no es una función de la relación de Poisson del suelo.

Figura No. 16. Esfuerzo vertical en el punto A, causado por una carga puntual sobre la superficie.



Fuente: Das 2006.

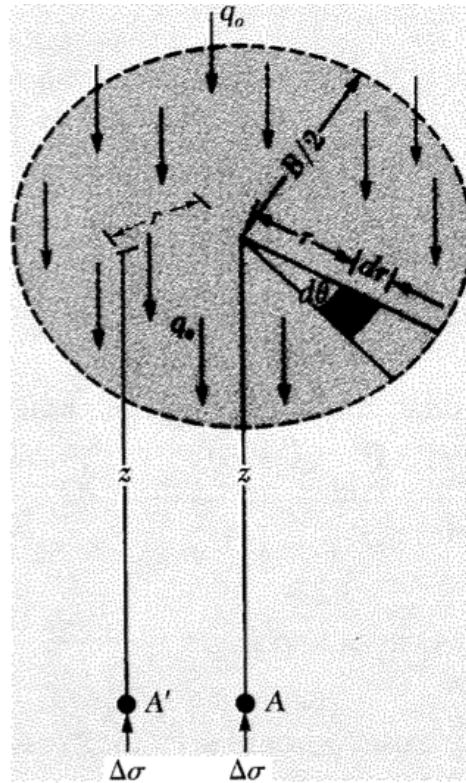
2) Esfuerzo debido a un área circular cargada. La ecuación de Boussinesq también se usa para la determinación del esfuerzo vertical bajo el centro de una superficie circular flexible cargada. Definiendo al radio de la superficie como $B/2$ y a la carga uniformemente distribuida por unidad de área como q_0 . La determinación del incremento de esfuerzo en un punto A, localizado a una profundidad z bajo el centro de la superficie circular se debe de considerar un área elemental sobre el círculo. La carga sobre dicha área elemental se puede considerar como carga puntual y expresarse como $q_0 r d\theta dr$. El incremento del esfuerzo en el punto A a causa de esta carga se determina con la ecuación:

$$d\sigma = \frac{3(q_0 r d\theta dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}$$

El incremento total del esfuerzo causado por toda la superficie cargada entonces se obtiene por la integración de dicha ecuación:

$$\Delta_{\sigma} = \int d\sigma = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=B/2} d\sigma = q_0 \left\{ \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right\}$$

Figura No. 17. Incremento de la presión bajo una superficie flexible circular cargada uniformemente.



Fuente. Das 2006

3) Esfuerzo debajo de un área rectangular. La ecuación de Boussinesq también permite evaluar el esfuerzo vertical en cualquier punto A bajo una esquina de una superficie flexible. Para lograr esto, se debe de considerar un área elemental $dA = dx dy$ sobre la superficie cargada. Considerando que la carga por unidad de área es q_0 , la carga total sobre el área elemental es: $dP = q_0 dx dy$. Esta carga puede considerarse como una carga puntual. El incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se evalúa usando la ecuación de Boussinesq. Sin embargo, hay que sustituir $dP = q_0 dx dy$ por P y $x^2 + y^2$ por r^2 en dicha ecuación. Se obtiene el incremento del esfuerzo A causado por dP :

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

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

$$\Delta_{\sigma} = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0 (dx dy) z^3}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I$$

Donde,

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

Cuando $m^2 + n^2 + 1 < m^2 n^2$, el argumento de \tan^{-1} es negativo por lo que la ecuación presenta la siguiente variación:

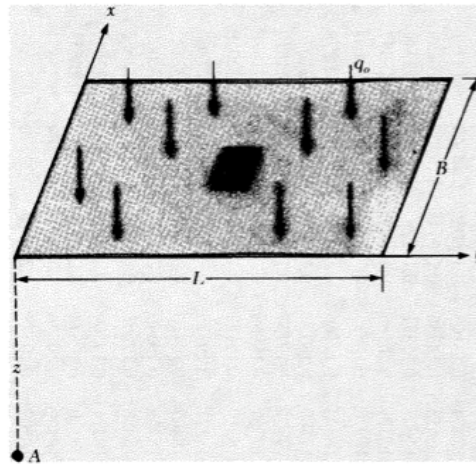
$$I = \text{Factor de influencia} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 2} + \pi + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2} \right) \right)$$

Para las ecuaciones de factor de influencia,

$$m = \frac{B}{z}$$

$$n = \frac{L}{z}$$

Figura No. 18. Imagen para la determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular.



Fuente: Das 2006.

Las variaciones de los valores de influencia con los diferentes valores m y n se dan en la tabla presentada en el Anexo A. El incremento del esfuerzo en cualquier punto por debajo de una superficie rectangular cargada también se encuentra usando la ecuación $\Delta_{\sigma} = q_0 I$. Para determinar el esfuerzo a la profundidad z debajo de un punto 0, se divide la superficie en cuatro rectángulos, luego se utiliza la ecuación $\Delta_{\sigma} = q_0 I$ para calcular el incremento del esfuerzo a la profundidad z debajo del punto 0 causado por cada superficie rectangular. El incremento total del esfuerzo causado por toda la superficie cargada se expresa usando la ecuación:

$$\Delta_{\sigma} = q_0 (I_1 + I_2 + I_3 + I_4)$$

En la mayoría de los casos, el esfuerzo vertical debajo del centro de una superficie rectangular es muy importante y se obtiene con la relación:

$$\Delta_{\sigma} = q_0 I_c$$

Donde,

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

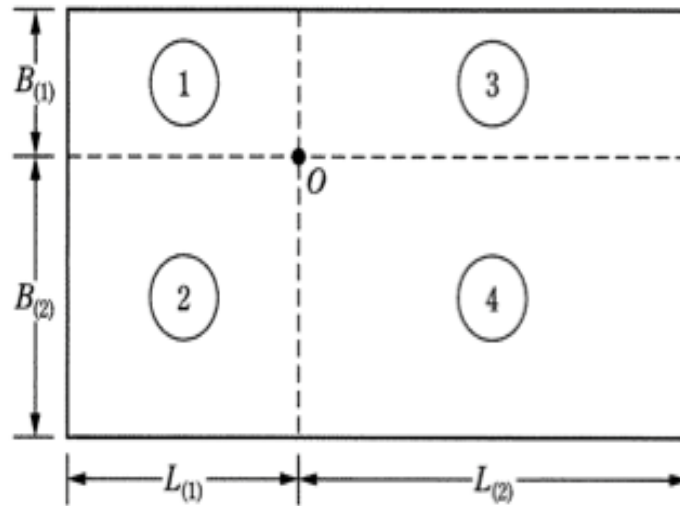
$$m_1 = \frac{L}{B}, \quad n_1 = \left(\frac{B}{2} \right)^z$$

Tabla No. 4. Variación de Ic.

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

Fuente: Das, 2006

Figura No. 19. Esfuerzo debajo de cualquier punto de una superficie flexible rectangular cargada.



Fuente: Das, 2006.

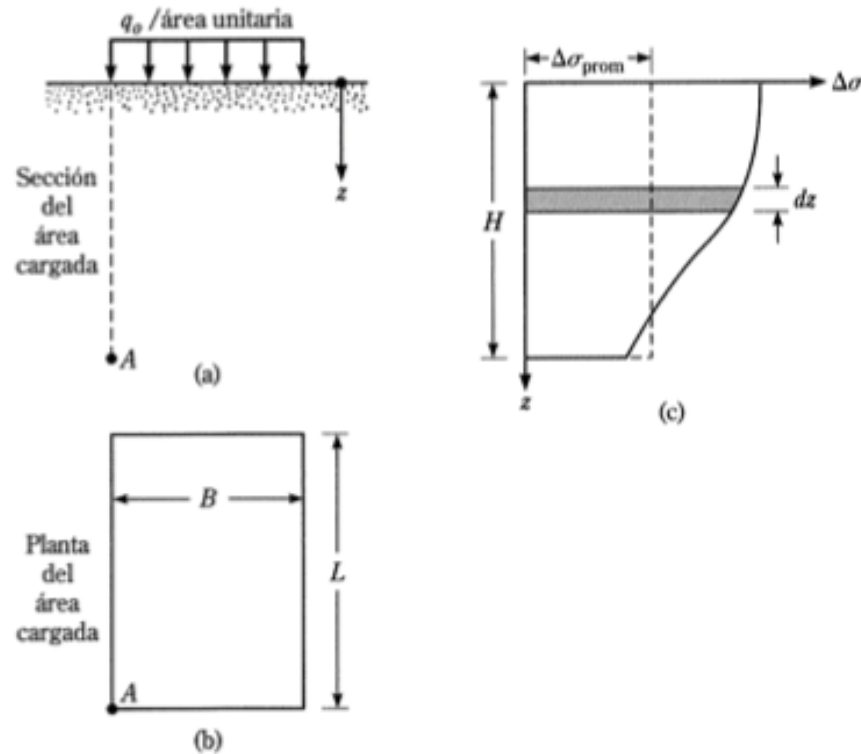
4) Incremento del esfuerzo vertical promedio debido a un área rectangular cargada. En muchos casos es requerido determinar el incremento promedio del esfuerzo por debajo de una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con límites $z=0$ a $z=H$ como se muestra en la Figura No. 20. Esto se evalúa como:

$$\Delta\sigma_{prom} = \frac{1}{H} \int_0^H (q_0 I_a) dz = q_0 I_a$$

Donde,

- $I_a = f(m, n)$
- $m = \frac{B}{H}$
- $n = \frac{L}{H}$

Figura No. 20. Incremento del esfuerzo promedio vertical debido a una superficie rectangular cargada



Fuente: Das 2006.

En la estimación del asentamiento por consolidación bajo una cimentación, se puede requerir el incremento promedio del esfuerzo vertical en solo un estrato dado; es decir, entre $z = H_1$ y $z = H_2$ como se muestra en la Figura No. 22. Esto se logra utilizando la ecuación propuesta por Griffiths:

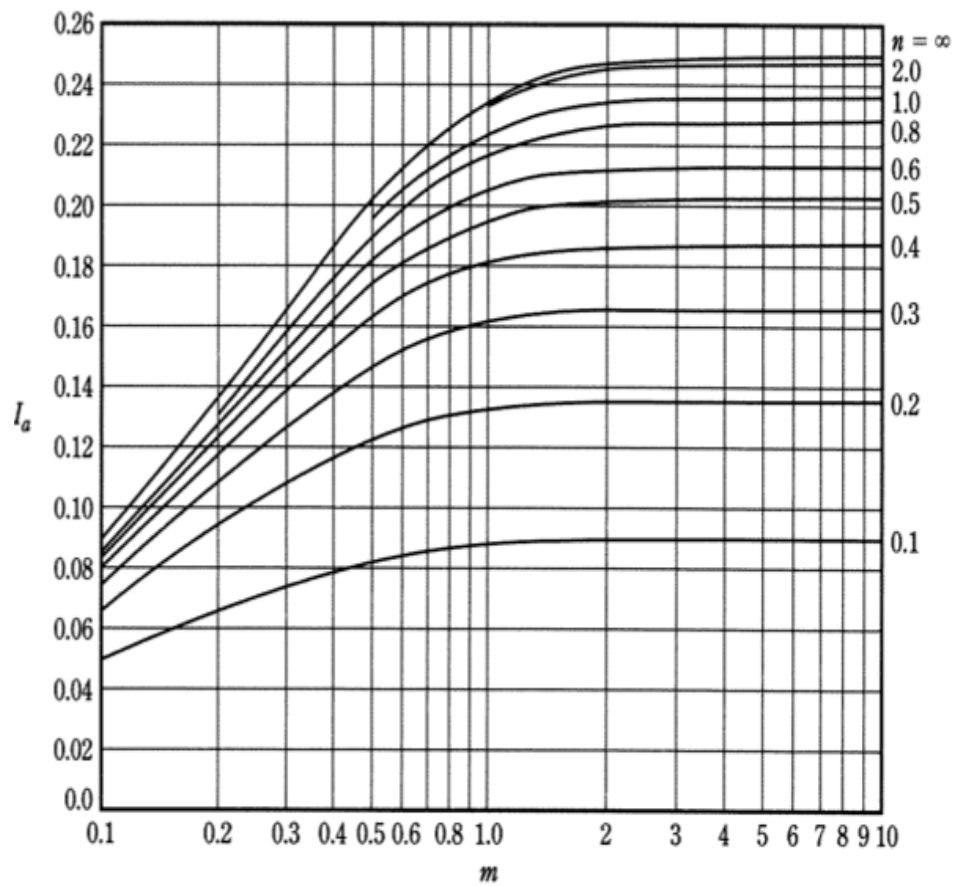
$$\Delta\sigma_{prom(H_2/H_1)} = q_0 \left[\frac{H_2 I_a(H_2) - H_1 I_a(H_1)}{H_2 - H_1} \right]$$

Donde,

- $\Delta\sigma_{prom(H_2/H_1)}$ = incremento promedio del esfuerzo inmediatamente debajo de una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente entre las profundidades $z = H_1$ y $z = H_2$.

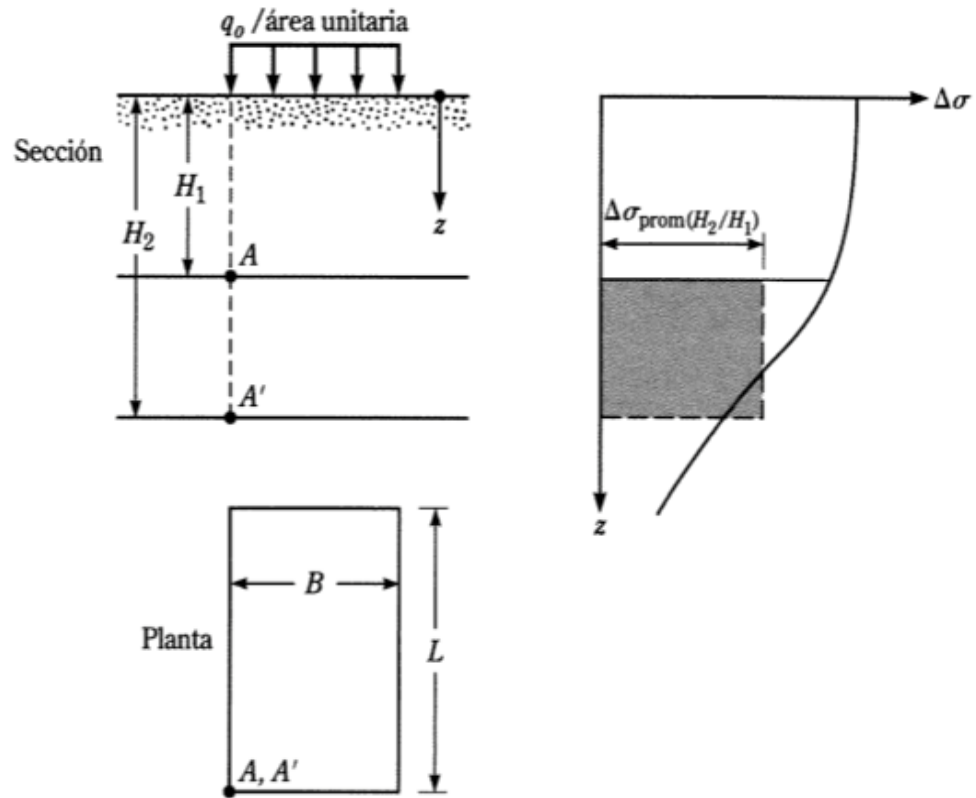
- $I_{a(H_2)} = f\left(m = \frac{B}{H_2}, n = \frac{L}{H_2}\right)$
- $I_{a(H_1)} = f\left(m = \frac{B}{H_1}, n = \frac{L}{H_1}\right)$

Figura No. 21. Factor de influencia de Griffiths.



Fuente: Das, 2006.

Figura No. 22. Incremento promedio de presión.



Fuente: Das, 2006.

b. Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad. El asentamiento elástico en una cimentación se estima usando la teoría de la elasticidad y la Ley de Hooke. En teoría, si la cimentación es perfectamente flexible, Bowles establece que el asentamiento se expresa como:

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

Donde,

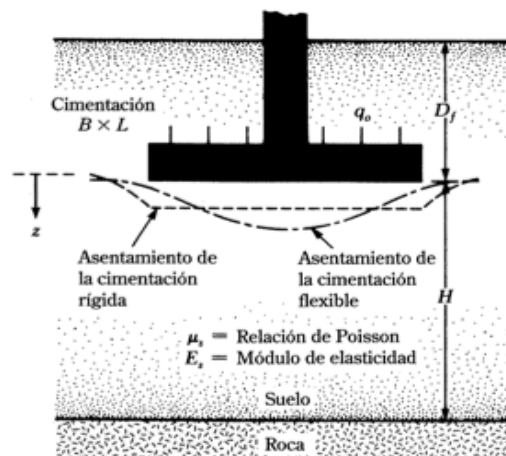
- q_0 = presión neta aplicada sobre la cimentación
- μ_s^2 = cuadrado de la relación de Poisson del suelo
- E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo bajo la cimentación medido de $z=0$ y $z=4B$

- $B' = B/2$ para el centro de la cimentación y B para una esquina de la cimentación.
- $I_s =$ factor de forma propuesto por Steinbrenner $= F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2$
- $I_f =$ factor de profundidad de Fox $= f\left(\frac{D_f}{B} \mu_s, \frac{L}{B}\right)$
- $\alpha =$ factor que depende de la posición de la cimentación donde el asentamiento esta siendo calculado. Para el centro de la cimentación se utiliza $\alpha = 4$ y para la esquina de la cimentación se utiliza $\alpha = 1$.
- Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación, $m' = \frac{L}{B}$ y $n' = \left(\frac{B}{2}\right)$.
- Para calcular el asentamiento en una esquina de la cimentación, $m' = \frac{L}{B}$ y $n' = \frac{H}{B}$.

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se estima utilizando la ecuación:

$$S_{e(rigida)} \approx 0.93 S_{e(flexible, centro)}$$

Figura No. 23. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas.



Fuente: Das 2006.

Los datos de F_1 y F_2 se presentan en el Anexo A. Estas variaciones basadas en m' y n' fueron propuestos por Bowles en 1987. La variación de factores de profundidad de Fox igualmente sugeridos por Bowles se presentan en la Tabla No. 5. Se observa que cuando la profundidad de la cimentación es igual a cero, el valor de factor de profundidad de Fox es 1 en todos los casos.

Tabla No. 5. Factor de profundidad de Fox.

D _r /B	L/B						
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	5.0
Relación de Poisson = 0.00 = μ_s							
0.05	0.950	0.954	0.957	0.959	0.961	0.963	0.973
0.10	0.904	0.911	0.917	0.922	0.925	0.928	0.948
0.20	0.825	0.838	0.847	0.855	0.862	0.867	0.903
0.40	0.710	0.727	0.740	0.752	0.761	0.769	0.827
0.60	0.635	0.652	0.666	0.678	0.689	0.698	0.769
0.80	0.585	0.600	0.614	0.626	0.637	0.646	0.723
1.00	0.549	0.563	0.576	0.587	0.598	0.607	0.686
2.00	0.468	0.476	0.484	0.492	0.499	0.506	0.577
Relación de Poisson = 0.10 = μ_s							
0.05	0.958	0.962	0.965	0.967	0.698	0.970	0.978
0.10	0.919	0.926	0.930	0.934	0.638	0.940	0.957
0.20	0.848	0.859	0.868	0.875	0.881	0.886	0.917
0.40	0.739	0.755	0.768	0.779	0.788	0.795	0.848
0.60	0.665	0.682	0.696	0.708	0.718	0.727	0.793
Relación de Poisson = 0.00 = μ_s							
0.80	0.615	0.630	0.644	0.656	0.667	0.676	0.749
1.00	0.579	0.593	0.606	0.618	0.628	0.637	0.714
2.00	0.496	0.505	0.513	0.521	0.528	0.535	0.606
Relación de Poisson = 0.30 = μ_s							
0.05	0.979	0.981	0.982	0.983	0.984	0.985	0.990
0.10	0.954	0.958	0.962	0.964	0.966	0.968	0.977
0.20	0.902	0.911	0.917	0.923	0.927	0.930	0.951
0.40	0.808	0.823	0.834	0.843	0.851	0.857	0.899
0.60	0.738	0.754	0.767	0.778	0.788	0.796	0.852
0.80	0.687	0.703	0.716	0.728	0.738	0.747	0.813
1.00	0.650	0.665	0.678	0.689	0.700	0.709	0.780
2.00	0.562	0.571	0.580	0.588	0.596	0.603	0.675
Relación de Poisson = 0.40 = μ_s							
0.05	0.998	0.990	0.991	0.992	0.992	0.993	0.995
0.10	0.973	0.976	0.978	0.980	0.981	0.982	0.988
0.20	0.932	0.940	0.945	0.949	0.952	0.955	0.970
0.40	0.848	0.862	0.872	0.881	0.997	0.893	0.927
0.60	0.779	0.795	0.808	0.819	0.828	0.836	0.886
0.80	0.727	0.743	0.757	0.769	0.779	0.788	0.849
1.00	0.689	0.704	0.718	0.730	0.740	0.749	0.818

Continuación Tabla No. 5. Factor de profundidad de Fox

D _r /B	L/B						
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	5.0
2.00	0.596	0.606	0.615	0.624	0.632	0.640	0.714
Relación de Poisson = 0.50 = μ_s							
0.05	0.997	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.999
0.10	0.988	0.990	0.991	0.992	0.993	0.993	0.996
0.20	0.960	0.966	0.969	0.972	0.974	0.976	0.985
0.40	0.886	0.899	0.908	0.916	0.922	0.926	0.953
0.60	0.818	0.834	0.847	0.857	0.866	0.873	0.917
0.80	0.764	0.781	0.795	0.807	0.817	0.826	0.883
1.00	0.723	0.740	0.754	0.766	0.777	0.786	0.852
2.00	0.622	0.633	0.643	0.653	0.662	0.670	0.747

Fuente: Bowles 1987.

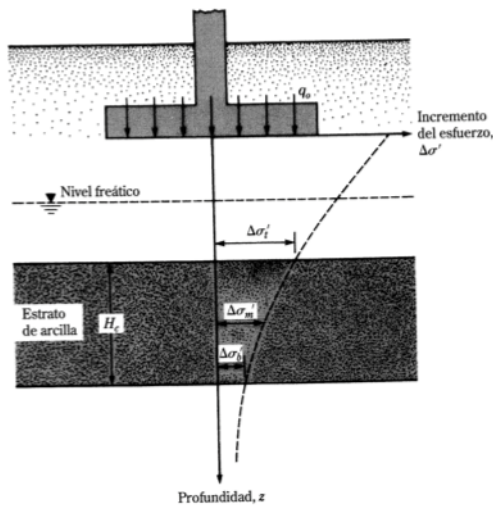
c. **Relaciones para el asentamiento por consolidación primaria.** El asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo. Este ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente generada por la acción de una cimentación. Usando la siguiente ecuación para el asentamiento unidimensional se define:

$$S_{c(p)} = \int \varepsilon_z dz$$

Donde,

- $\varepsilon_z = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$
- $\Delta e = f(\sigma'_0, \sigma'_c, \Delta \sigma'_c)$ = cambio en la relación de vacíos.

Figura No. 24. Asentamiento por consolidación.



Fuente: Das, 2006.

Gracias a los cálculos con ecuaciones unidimensionales de asentamiento, se obtienen las ecuaciones de asentamiento por consolidación para arcillas normalmente consolidada y para arcillas pre consolidadas:

- Para arcillas normalmente consolidadas:
$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_0}$$
- Para arcillas pre consolidadas con $\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom} < \Delta\sigma'_c$:
$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_0}$$
- Para arcillas pre consolidadas con $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}$:
$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_c}$$

Donde:

- σ'_0 = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de el elemento de cimentación.
- $\Delta\sigma'_{prom}$ = incremento promedio de la presión efectiva sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación
- σ'_c = presión de pre consolidación
- e_0 = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

- C_c = índice de compresibilidad
- C_e = índice de expansibilidad
- H_c = espesor del estrato de arcilla.

El incremento de presión efectiva sobre el estrato de suelo arcilloso no es constante con la profundidad. La magnitud de este incremento decrece con el incremento de la profundidad medida desde la base de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio de presión se aproxima por la siguiente ecuación.:

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

Donde:

- $\Delta\sigma'_t$ = incremento arriba del estrato de arcilla.
- $\Delta\sigma'_m$ = incremento en medio del estrato de arcilla.
- $\Delta\sigma'_b$ = incremento en el fondo del estrato de arcilla

d. Asentamiento debido a consolidación secundaria. Una vez finalizada la fase de consolidación primaria, después de la disipación completa de la presión del agua de poro, se presenta algún asentamiento causado por el ajuste plástico de las partículas del suelo. Esta etapa se conoce como consolidación secundaria. El asentamiento por consolidación secundaria es más importante para los suelos orgánicos e inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas pre consolidadas, dicho índice de compresibilidad secundaria es muy pequeño. La razón de la compresión secundaria debido a la primera para un espesor de estrato de suelo depende de la relación del incremento de esfuerzo al esfuerzo inicial efectivo de sobrecarga. Para relaciones muy pequeñas la razón de compresión secundaria a primaria es mayor.

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

Donde,

- C_α = índice de compresibilidad secundaria
- Δe = cambio de la relación de vacíos
- t_2, t_1 = tiempo

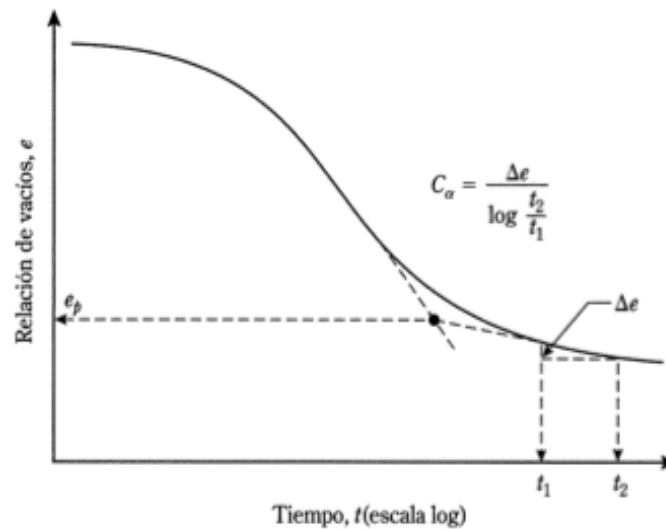
La magnitud de consolidación secundaria se puede calcular con la ecuación:

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

Donde:

- $C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$
- C_α = índice de compresibilidad secundaria
- e_p = relación de vacíos al final de la consolidación primaria.
- H_c = espesor del estrato de arcilla.
- t_2, t_1 = tiempo

Figura No. 25. Variación de e con $\log(t)$ bajo un incremento de carga.



Fuente: Das 2006.

e. Asentamiento tolerables en edificios. En la gran mayoría de los casos de construcción el subsuelo no presenta homogeneidad y la carga que este soporta en diferentes puntos de la estructura por cimentaciones superficiales puede variar considerablemente. El asentamiento diferencial de las partes de un edificio puede llevar a daños en la estructura. En 1970, Burland y Worth definieron los parámetros más importantes relativos a los asentamientos diferenciales. El asentamiento total en un punto dado es la diferencia en asentamiento total entre dos puntos cualquiera, la distorsión angular del suelo, la gradiente entre dos puntos sucesivos, la inclinación, la deflexión relativa la cual es el movimiento desde una línea recta que une dos puntos de referencia y la razón de deflexión. En 1956, Skempton y McDonald propusieron valores límite para asentamientos máximos y distorsión angular máxima para usarse en construcciones:

Tabla No. 6. Valores límite para parámetros relativos a los asentamientos diferenciales.

Parámetro	Valor Limite
Asentamiento máximo, $S_{T(máx.)}$	
En arena	32 mm
En arcilla	45 mm
Asentamiento diferencial máximo, $\Delta S_{T(máx.)}$	
Cimentaciones aisladas en arena	51 mm
Cimentaciones aisladas en arcilla	76 mm
Losa en arena	51 - 76 mm
Losa en arcilla	76 - 127 mm
Distorsión angular máxima, $\beta_{máx.}$	1/300

Fuente: Das, 2006.

Según el código de construcción soviético de 1955 los valores admisibles para razón de deflexión admisible según tipo de edificio y tipo de suelo se presentan en la siguiente tabla:

Tabla No. 7. Valores admisibles para razón de deflexión según código de construcción soviético

Tipo de edificio	L/H	Δ/L
Edificios de varios pisos y habitaciones civiles	≤ 3	0.0003 para arena
		0.0004 para arcilla
	≥ 5	0.0005 para arena
		0.0007 para arcilla
Talleres de un solo nivel		0.001 para arena y arcilla

Fuente: Das, 2006.

Para los valores de distorsión angular límite, Bjerrum recomendó en 1963 valores para las diferentes categorías de daño potencial.

Tabla No. 8. Valores para la distorsión angular límite.

Categoría de daño potencial	$\beta_{máx.}$
Límite seguro para muros flexibles de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural a edificios en general	1/150
Agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Inclinación visible de edificios rígidos altos	1/250
Primer agrietamiento de muros de panel	1/300
Límite seguro para no agrietamiento de edificios	1/500
Peligro para marcos con diagonales	1/600

Fuente: Bjerrum 1963.

Tabla No. 9. Recomendaciones del Comité Europeo para Estandarización de los parámetros de asentamientos diferenciales.

Concepto	Parámetro	Magnitud	Comentarios
Valores limite por servicio (Comité Europeo para Estandarización 1994)	S_T	25 mm	Cimentación superficial aislada
		50 mm	Losa de cimentación
	ΔS_T	5 mm	Marcos con revestimiento rígido
		10 mm	Marcos con revestimiento flexible
		20 mm	Marcos abiertos
	β	1/500	N/A
Movimiento máximo aceptable de la cimentación (Comité Europeo para Estandarización, 1994)	S_T	50 mm	Cimentación superficial aislada
	ΔS_T	20 mm	Cimentación superficial aislada
	β	~1/500	N/A

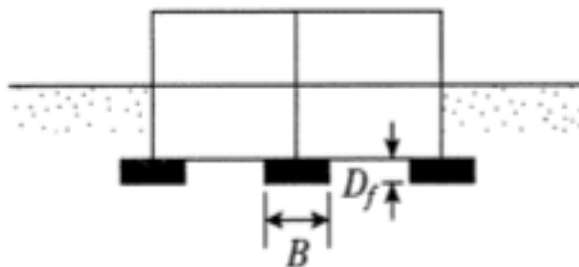
Fuente: Das, 2006.

B. Diseño estructural losas de cimentación y zapatas aisladas.

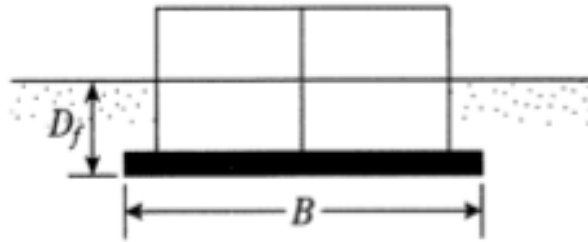
1. Diseño estructural de losas de cimentación

a. **Tipos de losas de cimentación comunes.** Las losas de cimentación son zapatas combinadas que según definidas por ACI cubren la totalidad del área bajo una estructura y que soporta varias columnas y muros. Las losas de cimentación se prefieren a veces en suelos que tienen poca capacidad de carga pero que deben de ser capaces de soportar grandes cargas de columnas o muros. En ciertas condiciones de construcción, las zapatas aisladas tendrían que cubrir más de la mitad del área de construcción, por lo que el uso de losas de cimentación pueden ser la elección más económica.

Figura No. 26. Comparación entre zapatas aisladas y losas de cimentación.



Continuación Figura No. 26. Comparación entre zapatas aisladas y losas de cimentación.

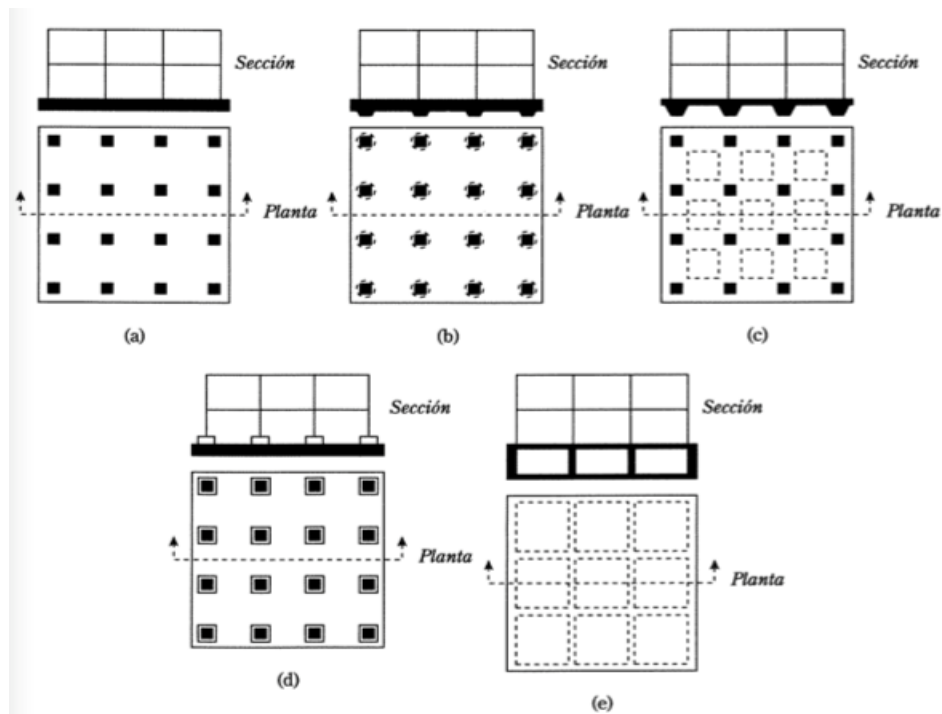


Fuente: Das 2010.

Hoy en día existen varios tipos de losas de cimentación, entre los más comunes se encuentran:

- 1) Losas planas de espesor uniforme. (27.a)
- 2) Losas planas engrosadas bajo las columnas (27.b)
- 3) Losas emparrilladas con vigas que corren en ambos sentidos y las columnas se ubican en las intersecciones de las mismas. (27.c)
- 4) Losas planas con pedestales (27d.)
- 5) Losas con muretes integrados para sótano o cajón de cimentación. Estos muretes trabajan como atiesadores de la losa. (27.e)

Figura No. 27. Tipos de losas de cimentación



Fuente: Das 2010

b. Capacidad de carga de losas de cimentación. Para la determinación de capacidad de carga última en una losa de cimentación se utiliza la misma ecuación que se emplea para cimentaciones superficiales:

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

En dicha ecuación, el término B es la dimensión más pequeña de la losa. La capacidad neta última de una losa de cimentación se calcula utilizando la fórmula:

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

Siempre se toma en cuenta un factor de seguridad adecuado para el cálculo de la capacidad de carga neta admisible. Para losas sobre arcilla este factor no debe ser menor a 3 bajo carga muerta y carga viva máxima. Bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser por lo menos de entre 1.75 y 2. Para losas construidas sobre suelo arenoso debe usarse un factor de seguridad de 3 normalmente. Finalmente, bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga en losas sobre arena es muy grande. Para arcillas saturadas con $\Phi=0$ y condiciones de carga vertical la ecuación de carga bruta última se expresa como:

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

Donde:

- c_u = cohesión sin drenado.
- $F_{cs} = 1 + \frac{0.195B}{L}$
- $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$

Por consiguiente, la capacidad de carga neta última y la capacidad de carga neta admisible se definen como:

$$q_{neta(u)} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right)$$

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_{neta(u)}}{FS}$$

c. Asentamiento diferencial. El comité 336 de ACI en su revisión 2002 del manual de diseño de losas de cimentación define el método para calcular el asentamiento diferencial de las losas de cimentación. Según este método, el factor de rigidez se calcula con la formula:

$$K_r = \frac{E' I_b}{E_s B^3}$$

Donde:

- E' = módulo de elasticidad del material usado en la estructura.
- E_s = módulo de elasticidad del suelo.
- B = ancho de la cimentación.
- I_b = momento de inercia de la estructura por unidad de longitud en ángulo recto con B .

Con base al valor del factor de rigidez, la razón del asentamiento diferencial al asentamiento total se puede estimar como:

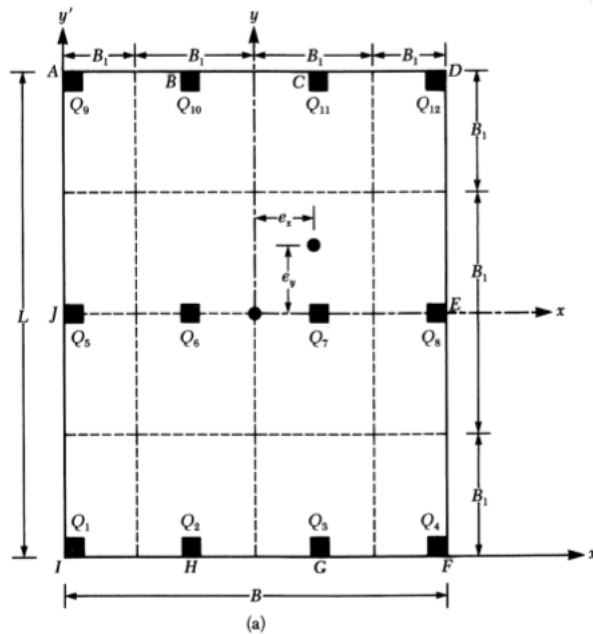
Tabla No. 10. Valores de razón de asentamiento según factor de rigidez

Kr	δ	
	Cimentaciones	
	Losas cuadradas	Largas
> 0.5	0	0
0.5	0.1	0.1
0	0.35	0.5

Fuente: Das, 2010.

d. Diseño estructural de losas de cimentación. Método de rigidez convencional. El diseño estructural para losas de cimentación se realiza por dos métodos: el método por rigidez convencional y el método por flexibilidad aproximado. Se mostrará en base a un ejemplo el método de rigidez convencional.

Figura No. 28. Diseño por rigidez convencional.



Fuente: Das 2010.

1) Se calcula la carga total de columnas dentro de la losa de cimentación $B \times L$ mostrada en la Figura No. 28.

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$

2) Se determina la presión sobre el suelo, debajo de los puntos A, B, C, D, ... mostrados en la Figura No. 28.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Donde:

- $A = BL$
- $I_x = (1/12) BL^3$ = momento de inercia respecto al eje x.
- $I_y = (1/12) LB^3$ = momento de inercia respecto al eje y.
- M_x = momento de las cargas de las columnas respecto al eje $x = Qe_y$
- M_y = momento de las cargas de las columnas con respecto al eje $y = Qe_x$

Las excentricidades de las cargas e en el eje x y el eje y se determinan usando coordenadas (x', y')

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q}$$

Y,

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

De igual forma,

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q}$$

Y,

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

3) Se compara los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión neta admisible del suelo para determinar si esta es menor.

4) Se divide la losa en varias franjas en ambas direcciones. Como se muestra en la Figura No. 28.

5) Se dibuja los diagramas de fuerza cortante, V, y momento flexionante, M, para cada franja individual en dirección X y Y. Por ejemplo, la presión promedio del suelo en la franja del fondo en la dirección X en la figura 28 es igual a:

$$q_{prom} \approx \frac{q_l + q_F}{2}$$

La reacción total del suelo es igual a $q_{prom} B_1 B$. Se obtiene la carga total en la columna sobre la franja la cual es $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$. Esta suma de cargas no es igual a $q_{prom} B_1 B$ ya que la fuerza cortante entre las franjas adyacentes no han sido tomadas en cuenta. La reacción del suelo y las cargas de columna necesitan el siguiente ajuste:

$$\text{carga promedio} = \frac{q_{prom} B_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

La reacción del suelo promedio modificada es:

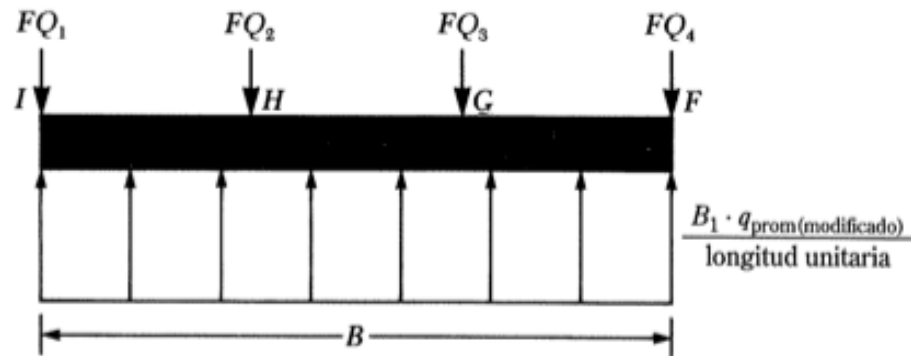
$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}} \left(\frac{\text{Carga Promedio}}{q_{\text{prom}} B_1 B} \right)$$

Y el factor por modificación de la carga de columna es

$$F = \frac{\text{Carga Promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}$$

Una vez encontradas estas cargas modificadas se dibujan los diagramas de corte u momento flexionante para la franja seleccionada. Este procedimiento se repite para cada franja en ambas direcciones.

Figura No. 29. Planta de franja con cargas modificadas.



Fuente: Das 2010.

6) Se determina la profundidad efectiva d de la losa revisando el corte por tensión diagonal carga de varias columnas. Según ACI 318-11 sección 11.12.2.1c, la fórmula para carga factorizada de la columna para la sección crítica se calcula como

$$U = b_0 d \left[\phi (0.34) \sqrt{f'c} \right]$$

Donde:

- U = carga factorizada de la columna
- ϕ = factor de reducción = 0.85
- $f'c$ = resistencia a compresión del concreto a los 28 días (MN/m²)

7) Se obtiene de los diagramas de momento de todas las franjas en una dirección, se debe obtener los momentos máximos positivo y negativo por ancho unitario, es decir, $M' = M / B_1$

8) Se determina las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo y negativo en las direcciones X y Y.

$$M_u = (M')(\text{factor de carga}) = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Y,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

- A_s = área de acero por ancho unitario.
- f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión.
- M_u = momento factorizado.
- $\phi = 0.9$ = factor de reducción.

2. Diseño estructural de zapatas aisladas cuadradas. Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. La presión permisible en un suelo debajo de una zapata regularmente se presenta en toneladas por pie cuadrado. Por lo que es necesario que ocurra una repartición de estas cargas sobre un área suficiente de suelo como para que este soporte las cargas en forma segura. Adicionalmente, se necesita transferir las cargas de la estructura al suelo en forma tal que no se generen asentamientos excedentes o dispares y rotaciones y resistencia al deslizamiento y volteo.

Las zapatas aisladas cuadradas generalmente se presentan como una solución más económica para la cimentación de columnas. La mayoría de las zapatas consta de losas de espesor constante, pero si los espesores calculados son mayores de 3 o 4 pies, puede ser más económico usar zapatas escalonadas. Las fuerzas cortantes u los momentos en una zapata son mayores cerca de la columna con el resultado de que se requiere un mayor espesor en esa zona en comparación con las partes exteriores de la zapata. Para zapatas muy grandes, las zapatas escalonadas proporcionan ahorros en la cantidad de concreto.

El código de construcción del ACI regula el diseño de zapatas de cimentación para cargas de diseño de columnas, siendo por lo general las ecuaciones de combinaciones de carga $U = 1.4D + 1.7L$ o bien $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$, las proporciones del área de soporte o de apoyo se seleccionan atendiendo a la presión admisible que se transmite al terreno bajo los valores reales de carga muera, viva, sísmica y

viento en el código general del ACI sección 15. Se requiere en consecuencia, que se seleccione el área de la zapata de cimentación para las cargas especificadas y que se efectúe el diseño estructural para las cargas factorizadas. Para diseñar la zapatas en forma que resistan a las cargas factorizadas se usa una presión supuesta de aplicación al terreno, la cual resulta de las cargas factorizadas. Esta carga se usa para determinar los esfuerzos de cortante y los momentos en el diseño por resistencia de las zapatas de cimentación al momento de dividir la carga factorizada de la columna entre el área de zapata de cimentación. Luego se emplea la presión admisible a aplicar al terreno por el factor de relación entre carga muerta y viva para determinar la carga que puede soportar la zapata de cimentación. El factor mencionado anteriormente para determinar el área de zapata requerida se presenta en el comentario 15.2 del ACI de 1971. Según este método, la presión admisible del suelo se incrementa a un valor último multiplicado por una relación igual a la usada para el incremento de la magnitud de cargas de servicio. La relación para las cargas D y L se da como:

$$\text{relación} = \frac{1.2D + 1.6L}{D + L}$$

La última presión resultante en el suelo se puede dividir entre la carga última de la columna para determinar el área requerida.

a. Espesor mínimo. El espesor mínimo arriba del refuerzo inferior prescrito para las zapatas de cimentación de concreto definida por ACI se presenta como el siguiente:

- Zapatas de concreto simple sobre el terreno: 8 pulgadas.
- Zapatas de concreto armado sobre el terreno: 6 pulgadas.
- Zapatas de concreto armado sobre pilotes: 12 pulgadas.

b. Esfuerzo cortante. Para el diseño de fuerzas cortantes se deben considerar dos condiciones. La primera condición es debida al cortante en un sentido o cortante viga. La fuerza cortante total (V_{u1}) es igual a la presión neta del suelo q_u multiplicada por un área seleccionada hacia fuera de la zapata. El valor máximo de la fuerza cortante total, si no se usan estribos es igual a ϕV_c que es $\phi \sqrt{f'_c} b_w$, siendo b_w el ancho total de la zapata y el espesor máximo requerido se define como:

$$d = \frac{V_{u1}}{\phi \sqrt{f'_c} b_w}$$

La segunda condición de esfuerzo al corte es la del cortante por penetración. La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, por lo que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada. En el código ACI sección 11.11.1.2 se establece que la sección crítica para el cortante por penetración se localiza a una distancia $\frac{d}{2}$ de la cara de la columna. La fuerza cortante V_{uz} consiste en toda la presión neta hacia arriba sobre el área fuera de la porción que tiene a ser penetrada de una zapata.

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos V_c del concreto, se especifica como:

$$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$$

Donde,

- b_0 = perímetro alrededor del área penetrada = $4(a + d)$.
- a = ancho de la columna.

Pruebas realizadas muestran que cuando las losas rectangulares de zapatas están sometidas a flexión en dos direcciones y el lado largo del área cargada es más de dos veces la longitud del lado corto, la resistencia por cortante puede ser demasiado alta. Por lo que se diseña la siguiente ecuación para cálculo de resistencia por cortante:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$$

Donde:

- β_c = la relación del lado largo de la columna al lado corto de la columna.

El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la proporción $\frac{b_0}{a}$. Para tomar en cuenta esto ACI desarrolló la ecuación:

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$$

Donde:

- α_s = termino usado para tomar en cuenta las variaciones en la proporción. Al aplicar la ecuación, esta se toma igual a:

40 para columnas interiores donde el perímetro es de cuatro lados

30 para columnas de borde, donde el perímetro es de tres lados

20 para columnas de esquina donde el perímetro es de dos lados

El valor de d requerido para el cortante en dos sentidos es el mayor que se obtiene de las siguientes expresiones:

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi 4 \lambda \sqrt{f'_c} b_0}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0}$$

c. Refuerzo por esfuerzo cortante. En raras ocasiones se utiliza refuerzo por esfuerzo cortante en zapatas aisladas de columnas o en zapatas de dos direcciones. Por lo general es mas económico seleccionar profundidades o espesores de zapatas de cimentación de manera que el esfuerzo por corte sea menor que el esfuerzo por corte permitido en concreto. En las zapatas de cimentación combinadas y en las zapatas aisladas conectadas por vigas de amarre, comúnmente se utiliza el refuerzo por esfuerzo cortante de punzonamiento. Dependiendo del caso se diseña tomando en cuenta ciertas limitantes dependiendo del esfuerzo de cortante que se muestre.

d. Momentos. El momento flexionante en una zapata cuadrada de concreto reforzado con una columna cuadrada es el mismo respecto a ambos ejes debido a la simetría. Si la columna es rectangular el mayor momento será en la dirección de la dimensión mas corta de la columna. Se debe notar que el peralte efectivo de la zapata no puede ser el mismo en las dos direcciones porque las varillas en una dirección se apoyan en las varilla de la otra dirección. El peralte efectivo usado en los cálculos podría ser el promedio para las dos direcciones o el valor asociado a las varillas superiores. Aunque el resultado implicaría mayor refuerzo de acero en una dirección, se considera que el acero en cualquier dirección debe ser suficiente para resistir el momento en esa dirección. El exceso de acero en una dirección no compensa la escasez en la otra dirección en un ángulo de 90°.

La sección crítica de flexión se toma en la cara de una columna de concreto. La determinación de los peraltes de la zapata por el procedimiento a menudo requiere varios ciclos de un procedimiento de ensayo y error. Existen tablas y manuales con los que pueden estimarse con precisión dichos peraltes de las zapatas.

El área de acero de refuerzo calculada según el código ACI para zapatas, a menudo es considerablemente menor que los valores mínimos especificados para miembros a flexión en la sección 10.5.1 del ACI. El código en su sección 10.5.4 establece que en las losas de espesor uniforme, el área mínima y la separación máxima de las varillas de refuerzo en la dirección de la flexión, deben ser iguales solo a aquellas requeridas para el refuerzo de contracción y temperatura. La separación máxima de las varillas de refuerzo no debe exceder la distancia menor de tres veces el espesor de la zapata o bien 18 pulgadas.

C. Diseño estructural de concreto pre esforzado

1. Definición. El pre esfuerzo se define como la imposición a una estructura de esfuerzos internos que son de carácter opuesto a los causados por las cargas de servicio o de trabajo. La teoría del pre esfuerzo es simple y se ha usado durante muchos años en varios tipos de estructuras. Por ejemplo, los barriles de madera se construyen con cinchos metálicos, que comprimen las dovelas entre sí formando un recipiente hermético con resistencia a las presiones de los líquidos contenidos. El pre esfuerzo se usa principalmente en las vigas de concreto para contrarrestar los esfuerzos de tensión causados por el peso propio del miembro y las cargas sobrepuestas. Si esas cargas causan un momento positivo en una viga, es posible pre esforzarla para introducir un momento negativo que contrarreste en parte o totalmente el momento positivo. Una viga ordinaria debe tener la suficiente resistencia para soportarse tanto a sí misma como a otras cargas, pero es posible producir una carga negativa con el pre esfuerzo que elimine el efecto del peso de la viga generando así, una viga sin peso propio. (McCormac & Brown, 2011)

2. Ventajas y desventajas del concreto pre esforzado.

a. Ventajas. Con el pre esfuerzo es posible utilizar las secciones transversales enteras de los miembros para resistir las cargas. De esta forma, se puede utilizar miembros más pequeños para el soporte de las mismas cargas o miembros del mismo tamaño para claros más grandes. Esto es ventajoso debido a que el peso de los miembros es una parte considerable de las cargas totales de diseño en estructuras de concreto. Los elementos de concreto pre esforzado no presentan agrietamiento bajo cargas de trabajo, por esto tienen mejor aspecto y son más impermeables, lo que implica una mejor protección contra la corrosión del acero. Adicionalmente, los elementos estructurales que no presentan agrietamiento no requieren una gran cantidad de mantenimiento y su duración es mayor a la de los

miembros agrietados de concreto reforzado. Estructuralmente, los momentos negativos causados por el sistema de concreto pre esforzado producen combadura en los miembros por lo que consecuentemente, las deflexiones totales resultan menores. Otras ventajas estructurales del concreto pre esforzado son las siguientes: (McCormac & Brown, 2011)

- 1) Reducción de los esfuerzos de tensión diagonal.
- 2) Secciones más rígidas bajo cargas de trabajo.
- 3) Mayor resistencia a la fatiga y al impacto en comparación con las estructuras comunes de concreto reforzado. (McCormac & Brown, 2011)

b. Desventajas. Las principales desventajas presentadas por el concreto pre esforzado es que este requiere del uso de concretos y aceros de alta resistencia, así como de encofrado más complicado, con un mayor costo de mano de obra. Otras desventajas incluyen: (McCormac & Brown, 2011)

- 1) Es necesario un control de calidad más estricto en la fabricación.
- 2) Pérdidas en las fuerzas de pre esfuerzo inicial cuando se aplican las fuerzas de compresión al concreto debido al pre esfuerzo, se presenta un cierto acortamiento que relaja parcialmente los cables. El resultado es cierta reducción en las tensiones en los cables con una pérdida resultante en las fuerzas de pre esfuerzo. La contracción y el flujo plástico del concreto se suman a este efecto.
- 3) En el diseño deben revisarse condiciones adicionales de esfuerzo, tales como los esfuerzos que se presentan cuando se aplican por primera vez las fuerzas iniciales de pre esfuerzo y luego después de que han ocurrido las pérdidas del pre esfuerzo, así como los esfuerzos que se presentan por las diferentes condiciones de carga.
- 4) El costo elevado de los dispositivos de anclaje terminales y de las placas de extremo de viga que se requieren. (McCormac & Brown, 2011)

3. Sistemas de concreto pre esforzado. Los dos métodos generales para pre esforzar el concreto son el pretensado y el postensado. El pretensado es el sistema donde los tendones de pre esfuerzo se tensan antes de la colocación del concreto. Después de que el concreto se endurece suficientemente, estos tendones son cortados y la fuerza de pre esfuerzo se transmite al concreto por adherencia. Esta metodología es particularmente apropiada para la producción de elementos pre fabricados de concreto porque las camas de colado pueden construirse de varios cientos de pies de longitud. Los tendones pueden tenderse sobre toda la longitud de la cama de refuerzo y usarse para colar varias vigas en línea al mismo tiempo.

En la construcción de sistemas postensados, los tendones se tensan después de colocado el concreto y que este ya haya adquirido la resistencia deseada. Se colocan en la formaleta ductos de

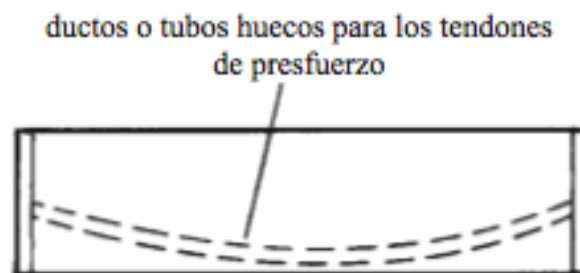
plástico o de metal con los tendones sin pre esforzar dentro de los mismos. Una vez que el concreto ha fraguado y alcanzado la resistencia final, los tendones se estiran y se unen mecánicamente a dispositivos de anclaje en los extremos para mantener a los tendones en su condición estirada. En el postensado, las fuerzas de pre esfuerzo se transfieren al concreto no por adherencia pero por apoyo extremo. En el sistema postensado, es posible tener tendones adheridos o no adheridos. En los adheridos, los ductos suelen ser de algún forro metálico o de polietileno. Si los tendones no van adheridos, estos deben engrasarse para facilitar su tensado y para protegerlos de la corrosión.

Figura No. 30. Cama de concreto pre esforzado y viga postensada.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

Figura No. 31. Concreto postensado.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

4. Materiales de concreto pre esforzado.

a. **Concreto y acero de refuerzo.** En el concreto de elementos pre esforzados se utilizan corrientemente concretos cuya resistencia esta entre 28MPa y 42MPa. El concreto utilizado para elementos pre esforzados es de mayor resistencia que el usado en elementos de concreto reforzado por las siguientes razones:

- 1) El modulo de elasticidad es mayor. Esto permite que las deformaciones unitarias elásticas en el concreto sean menores cuando se cortan los tendones. Esto permite que las pérdidas en los esfuerzos de los tendones son menores.
- 2) En el concreto pre esforzado, el elemento estructural se mantiene en compresión, por lo que todo el concreto resiste de forma eficiente las fuerzas. Económicamente es más viable invertir en concreto de mayor resistencia que sea utilizado en su totalidad.
- 3) En la obra pretensada, los concretos de alta resistencia permiten el uso de mayores esfuerzos de adherencia entre los cables y el concreto.

Los aceros de alta resistencia se necesitan para producir y mantener fuerzas de pre esfuerzo satisfactorias en los miembros. Las deformaciones unitarias son mucho mayores en estos elementos de acero de alta resistencia durante el pre esfuerzo que en elementos de acero ordinarios. En consecuencia, cuando el concreto se acorta elásticamente por compresión, contracción y por flujo plástico, las pérdidas en la deformación unitaria del acero representan un porcentaje menor del esfuerzo total. Se usan tres formas de acero en elementos pre esforzados: alambres simples, torones de alambre y varillas. Para los alambres, mientras mayor sea su diámetro, menor es su resistencia y adherencia al concreto. Por esto, los alambres son fabricados con diámetros de 0.192 in. Hasta un máximo de 0.276 in. En los sistemas postensados, un gran número de alambres se agrupan en paralelo para formar tendones. Los torones, son elementos que se forman torciendo entre sí varios alambres y son usados en la mayoría de trabajos de pretensado.

b. Tendones. Los medios más comunes para la introducción de un esfuerzo de compresión en el concreto es por el estiramiento de un tendón y de su anclaje al concreto. Este tendón puede estar situado dentro de la sección transversal concreto, ya sea directamente o incrustado en un ducto. Alternativamente, puede estar situado externo a la sección transversal del concreto, ya sea inmediatamente adyacente, o a cierta distancia finita de ella. El tendón debe tener una muy alta resistencia a la tensión y la capacidad de mantener indefinidamente un alto estado de esfuerzo, con poca pérdida debido a la relajación, la corrosión o fatiga. El alambre de acero estirado en frío y el alambre de acero de aleación tienen estos atributos y son los materiales más comunes para los tendones. El alambre de acero estirado en frío se produce en diámetros de hasta 7 mm (0,776 in). Tiene resistencia última que va desde 1,700 a 2,100 MPa (250.000 a 300.000 psi) y módulos de elasticidad de 20.000 MPa (29 millones psi). Sin embargo, la unión entre los alambres lisos y el concreto es baja. Esto requiere el uso de un gran número de pequeños cables en pretensado, o un medio de anclaje mecánico como cabezas de botón para postensado.

Las barras de aleación de acero se utilizan ampliamente para el postensado. Las barras suelen tener resistencias últimas que van desde 1,000 a 1,200 MPa. Diámetros barra de rango de hasta 35 e incluso 44 mm. Pueden ser lisa o tener corrugaciones en espiral enrollada, de modo que tengan

excelentes características de adherencia. Estas barras pueden luego empalmar o ancladas por medio de acopladores o tuercas gruesas roscadas. Las barras lisas se anclan por sujetadores tipo cuña. Mientras que las barras de aleación de acero son menos eficientes en sí mismos que el alambre, ofrecen ventajas prácticas en muchas instalaciones debido a su facilidad de acoplamiento. Dado que, la línea de anclaje se puede atornillar hasta que quede apretada, no hay pérdida de asentamiento, lo que los hace muy eficientes para tendones cortos.

c. Ductos. Los ductos y vainas son términos usados para describir el conducto a través del cual los tendones de postensado se colocan. En su sentido más amplio, el término "ducto" puede incluir un vacío formado, o un conducto de cualquier material. Por razones de economía, viabilidad y la compatibilidad electroquímica, la mayoría de los ductos son de acero brillante o polietileno. Los conductos metálicos flexibles se enrollan en espiral con juntas rizadas. Ellos pueden estar formados de metal muy fino, fácilmente enviado en bobinas, y están cubiertos en las formas. Sin embargo, su misma flexibilidad es su mayor inconveniente; ya que pueden tener excesiva desalineación errática, lo que requiere un apoyo muy frecuente mediante ataduras u otros medios. Una de las mejores soluciones cuando se utilizan conductos de metal flexible es insertar una pieza de conducto eléctrico en el casquillo metálico flexible. Esto puede ser dimensionado para proporcionar los adecuados grados de flexibilidad para la curvatura y la rigidez de apoyo. Durante la fundición de concreto este conducto eléctrico mantendrá en el conducto una alineación aceptable.

5. Cálculos de esfuerzos. Asumiendo que los tendones de pre esfuerzo se colocan en una viga de forma recta localizados excéntricamente a una distancia e por debajo del eje centroidal de la viga. Esta queda sometida a una combinación de una compresión directa y de un momento debido a la excentricidad del pre esfuerzo. Esta además, presenta un momento debido a la carga externa que incluye el peso propio de la viga. El esfuerzo resultante en cualquier punto de dicha viga causado por estos factores se presenta en la siguiente ecuación:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I}$$

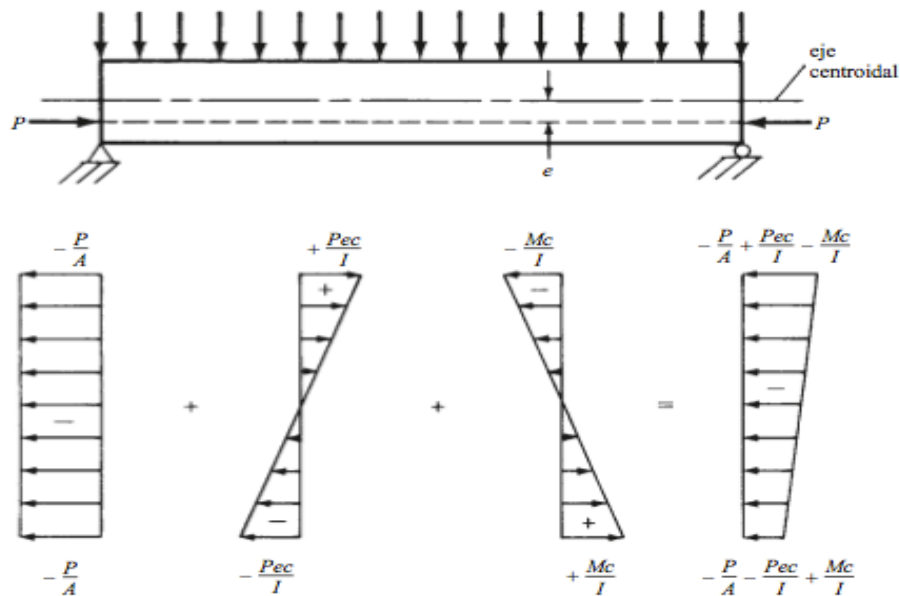
Donde:

- P = fuerza de pre esfuerzo.
- e = excentricidad de la fuerza de pre esfuerzo respecto al centroide de la sección transversal.
- c = distancia del eje centroidal a la fibra extrema, arriba o abajo, dependiendo de donde se determinen los esfuerzos.

- M = momento aplicado debido a cargas no factorizadas en la etapa de calculo de los esfuerzos.
- A = Área de la sección transversal del concreto sin agrietar.
- I = momento de inercia de la sección transversal total de concreto.

Comúnmente, se basa el cálculo de los esfuerzos en el intervalo elástico en las propiedades de la sección total del concreto. La sección total consiste en las dimensiones externas del concreto, sin considerar el área transformada de los tendones de acero y sin restar las áreas de los ductos del postensado. Se estima que los resultados son satisfactorios porque los cambios en los esfuerzos obtenidos al usar propiedades netas o transformadas de la sección no son significativos.

Figura No. 32. Diagrama de esfuerzo para un elemento de viga pre esforzado.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

Si los tendones se curvan, es posible reducir o incluso anular los esfuerzos de tensión. En las partes inmediatas del claro, el centroide de los tendones puede quedar abajo del punto inferior del núcleo, pero si en los extremos de la viga, donde no existe esfuerzo por momento de carga muerta, el centroide queda bajo el núcleo, se presentan esfuerzos de tensión en la parte superior de la sección.

En los sistemas de postensado, los ductos son colocados en la cimbra con una configuración curva deseada. Los tendones en los elementos pretensados son colocados en los puntos inferiores del núcleo o arriba de ello y luego son empujados hacia abajo a la profundidad deseada en la línea central o en otros puntos. La sección 18.3.3 del manual de ACI designa a los elementos pre esforzados con

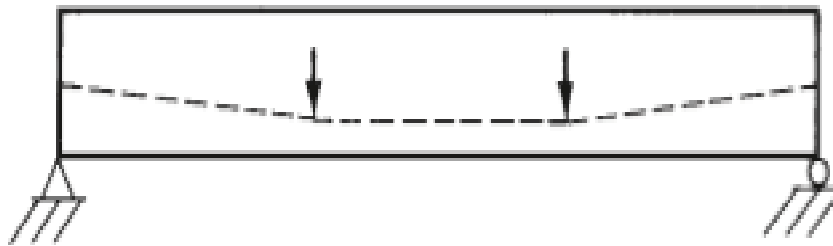
adherencia o sin adherencia la clase U,T o C. Esta clasificación está basada en los esfuerzos de tensión calculados en elementos sujetos a cargas de servicio. Los elementos clase U son los que se supone que no están agrietados y tienen esfuerzos máximos de tensión $f_t \leq 7.5\sqrt{f'_c}$. Los de clase C son aquellos que se suponen agrietados y tienen $f_t > 12\sqrt{f'_c}$. Los elementos de clase T presentan una tracción entre elementos agrietados y no agrietados y tienen esfuerzos máximos de tensión $7.5 < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$. Las losas en dos direcciones pre esforzadas deben asignarse como secciones de clase U con $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$. La sección 18.3.4 de la norma ACI establece que para los elementos estructurales de clase U y T los esfuerzos de flexión se calculan usando las propiedades de la sección sin agrietar. Sin embargo, para las clases C, se necesita usar las propiedades de sección agrietada. Para la localización de los tendones de pre esfuerzo en los extremos de la viga, el código en la sección 18.4.1 permite algo de tensión en la parte superior de la viga cuando los tendones son cortados, permitiendo así que los tendones no necesariamente deben ser colocados en el punto del núcleo en los extremos. Este valor de tensión es $3\sqrt{f'_{ci}}$ donde f'_{ci} es la resistencia del concreto en el momento en que se cortan los tendones antes de que el concreto adquiriera su resistencia total a los 28 días. Este valor es aproximadamente el 40% del modulo de ruptura del concreto en ese momento. Para el esfuerzo de compresión inferior en el fondo de la viga se define que el valor sea tan alto como $0.60\sqrt{f'_{ci}}$.

El código de ACI permite valores de $6\sqrt{f'_{ci}}$ para los esfuerzos de tensión en los extremos de las vigas simples. Estos valores de tensión se aplican a los esfuerzos que ocurren inmediatamente después de la transferencia de las fuerzas del pre esfuerzo y después de que ocurren las pérdidas por acortamiento elástico del concreto y por la relajación de los tendones y apoyos de anclaje. Se supone que las pérdidas por flujo plástico y contracción, las cuales dependen del tiempo, no han ocurrido. Si los esfuerzos de tensión son mayores que los permisibles, se necesita usar un refuerzo de adherencia adicional para resistir la fuerza total de la tensión en el concreto.

La sección 18.4.2 del código ACI, da los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio para elementos de clase U y T después de que ha ocurrido el pre esfuerzo. El esfuerzo de compresión en una fibra extrema igual a $0.60 f'_c$ se permite para el pre esfuerzo más cargas permanente. El esfuerzo permisible a compresión para pre esfuerzo y carga total es $0.70 f'_c$. El código brinda un incremento de un tercio en el esfuerzo permisible de compresión cuando un porcentaje elevado de cargas de servicio son transitorias o de corta duración. El esfuerzo en tensión permisible en los extremos de vigas

simplemente apoyadas después del pre esfuerzo es de $6\sqrt{f'_{ci}}$. La sección 184.3 del código ACI permite esfuerzos permisibles mayores a estos bajo ciertas condiciones. En su comentario, el código establece que la intención es permitir valores mayores de esfuerzo cuando se justifica por el desarrollo de productos, materiales y técnicas de pre esforzado nuevos y mejores. La aprobación de dichos incrementos debe estar de acuerdo con los procedimientos de la sección 1.4 del código. Solo se permiten los esfuerzos de compresión en las secciones pre esforzadas que se usaran en condiciones de corrosión severa. Si grietas de tensión llegaran a ocurrir, el resultado puede ser una corrosión más elevada en los cables.

Figura No. 33. Tendones arqueados.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

6. Pérdidas de pre esfuerzo. Los esfuerzos de flexión usados para el cálculo de elementos de concreto pre esforzado se reducen con el paso del tiempo. El tiempo de vida general para estos elementos es de cinco años y se reducen debido a los siguientes factores: acortamiento elástico del concreto, contracción y flujo plástico del concreto, relajación o escurrimiento de los tendones, deslizamiento en los sistemas de anclaje en el postensado y fricción a lo largo de los ductos usados en el sistema de postensado. En el calculo practico, se realizan los cálculos de perdidas de pre esfuerzo de estos factores juntos ya que se tienen demasiados factores interrelacionados que afectan las estimaciones.

Dichas estimaciones globales de pérdida total de pre esfuerzo se aplican solo a miembros pre esforzados hechos de concreto, procedimientos de construcción y control de calidad normales. Si las condiciones son muy cambiantes o el proyecto es de mayor importancia, es conveniente considerar hacer estimaciones detalladas de las pérdidas. La resistencia última de un elemento pre esforzado es completamente controlada por la resistencia a la tensión completamente controlada por la resistencia a la tensión y el área de la sección transversal de los cables. Por esto, las pérdidas de pre esfuerzo ocasionan que se presenten agrietamientos mayores bajo las cargas de trabajo lo que lleva a mayores deflexiones. Adicionalmente, la resistencia cortante y la fatiga del elemento constructivo se reducirán en alguna medida.

a. Acortamiento elástico del concreto. Al momento de cortar los tendones en un elemento pretensado, la fuerza de pre esfuerzo es transferida al concreto. Este queda trabajando a compresión y se acorta permitiendo así relajaciones o acortamiento de los tendones. El esfuerzo adyacente a los tendones en el concreto se calcula asumiendo que la deformación unitaria en el concreto $\varepsilon_C = f_C / E_C$ es igual a la deformación unitaria del acero (ε_S) gracias a la adherencia. Aproximadamente, un valor promedio de la perdida de pre esfuerzo en los miembros pretensados debido al acortamiento elástico es 3% del valor inicial del pre esfuerzo. Al asumir que los valores de deformación unitaria del concreto son iguales a los de deformación unitaria en el acero se puede presenta la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_C = \Delta\varepsilon_S$$

O bien, escrita en términos de esfuerzo como

$$\frac{f_C}{E_C} = \frac{\Delta f_S}{E_S}$$

Puede decirse entonces que,

$$\Delta f_S = \frac{E_S f_C}{E_C}$$

Donde:

- f_C = esfuerzo en el concreto a nivel del centroide del tendón después transferir los esfuerzos por los cables
- E_S, E_C = módulos de elasticidad de concreto y acero..

Si el esfuerzo total inicial en el cable es P_0 y el esfuerzo después de la transferencia es P_f ,

$$P_0 - P_f = n \frac{P_f}{A_c} A_{ps}$$

$$P_0 = n \frac{P_f}{A_c} A_{ps} + P_f$$

$$P_0 = \frac{P_f}{A_c} (nA_{ps} + A_c)$$

Por lo que:

$$f_C = \frac{P_0}{A_{ps} + A_c} \approx \frac{P_0}{A_g}$$

Finalmente de obtiene:

$$\Delta f_s = \frac{nP_0}{A_g}$$

Para elementos postensados, esta situación es más complicada debido a que es común esforzar varios tendones a la vez y conectarlos a las placas de extremos. Esto resulta en pérdidas variantes, ocurriendo las mayores en los primeros tendones esforzados y las menores en los esforzados al final. Esto permite calcular una pérdida promedio en los diferentes tendones. Las pérdidas debido al acortamiento elástico son 0.5% aproximadamente en los elementos postensados.

b. Contracción y fluencia plástica del concreto. Las pérdidas por contracción y fluencia plástica son variables. La contracción que ocurre en el concreto varía entre 0 y 0.0005 plg/plg dependiendo de la humedad y la edad del concreto al ser cargado, con un valor promedio de 0.0003 plg/plg usado comúnmente. La pérdida de pre esfuerzo por contracción es igual a la deformación unitaria por contracción del concreto multiplicada por el modulo de elasticidad del concreto. El valor de deformación unitaria por contracción se da por:

$$\varepsilon_{sh} = (0.00055) \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (1.5 - 0.15H)$$

Donde:

- V = volumen.
- S = superficie.
- H = corrección por humedad relativa.

Si el elemento es postensado, se da un multiplicador adicional que toma en cuenta el tiempo entre el final del curado húmedo y la aplicación de la fuerza de pre esforzado.

La cantidad de flujo plástico depende de diferentes factores y puede variar entre 1 a 5 veces el acortamiento elástico instantáneo. Las fuerzas de pre esfuerzo se aplican a los elementos pretensados en la edad del concreto mucho antes que a los miembros postensados. En consecuencia la contracción y el flujo plástico son mayores en pretensado, así como las pérdidas resultantes. Las pérdidas promedio para elementos pretensados son de 6% y para postensados son 5%. Las pérdidas en los esfuerzos de los cables debido a la deformación unitaria por flujo plástico se encuentran con la siguiente fórmula:

$$\Delta f_s = C_t n f_c$$

Donde,

- C_t = coeficiente de flujo plástico experimental = 2.0 para secciones pretensadas y 1.6 para secciones postensados.

c. Relajación o flujo plástico en los tendones. El flujo plástico o relajación de los tendones de acero es muy pequeño cuando los esfuerzos son bajos, pero el porcentaje de relajación se aumenta cuando los esfuerzos son mayores. Las pérdidas estimadas van entre 2 y 3% de los esfuerzos iniciales. La magnitud de las pérdidas varía dependiendo del tipo de acero y se determina en función de los datos brindados por el fabricante.

d. Deslizamiento en los sistemas de anclaje del postensado. Cuando se sueltan los retiradores y las fuerzas de pre esfuerzo son transferidos al extremo del sistema de anclaje, puede ocurrir un deslizamiento de los tendones. La magnitud de este deslizamiento depende del sistema usado y varía entre 0.10 y 0.20 pulgadas. Estas deformaciones son de gran importancia si los elementos y los tendones son cortos.

e. Fricción a lo largo de los ductos usados en el postensado. El esfuerzo en los tendones disminuye de manera gradual conforme aumenta la distancia desde el punto de tensado debido a la fricción entre los tendones y el material circundante. Estas pérdidas se deben a los efectos de longitud y curvatura.

El efecto de longitud es la fricción que se tendría si el tendón fuese recto en lugar de curvo. Es imposible que haya un ducto totalmente recto en la construcción postensada y por esto se da una fricción llamada efecto por balanceo. Esta magnitud depende del esfuerzo en el tendón, su longitud, la mano de obra y el coeficiente de fricción entre los materiales. El efecto de curvatura es la cantidad de fricción que ocurre que no ha sido planificado. La pérdida resultante se debe al efecto de fricción dentro los materiales causado por la presión de los tendones sobre el concreto. Esta depende del esfuerzo y del cambio del ángulo en los tendones curvos. Estos efectos pueden reducirse utilizando un gato en ambos extremos, el sobre esfuerzo inicial de los tendones y la lubricación de los cables no adheridos.

7. Resistencia última de secciones pre esforzadas. El cálculo teórico de las capacidades últimas de los elementos pre esforzados conlleva un trabajo extenso. El método de resistencia para determinar estas capacidades últimas por momento de secciones concuerda con las pruebas de carga, siempre que el porcentaje de acero sea lo suficientemente pequeño como para que se tenga una falla de tensión y siempre que se trate de tendones adheridos. Se debe de calcular el esfuerzo promedio en el acero de pre esfuerzo bajo la carga de diseño. Este se usa en los cálculos ya que los aceros de alta resistencia no tienen puntos de fluencia bien definidos. A menos que los puntos de fluencia de estos aceros sean determinados por medio de estudios detallados los valores normalmente se especifican. El código ACI en la sección 18.72 define la siguiente formula para calcular este esfuerzo promedio:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\lambda_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad \text{si } f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$$

Donde:

- f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de pre esfuerzo bajo la carga de diseño.
- f_{pu} = resistencia ultima del acero de pre esfuerzo.
- ρ_p = porcentaje de refuerzo pre esforzado = A_{ps} / bd_p .
- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de pre esfuerzo después de ocurridas las perdidas.
- f_{py} = resistencia especificada de fluencia = $f_{se} + 60,000$.
- λ_p = factor para el tipo de tendón de pre esfuerzo.
 - 0.55 para f_{py} / f_{pu} no menor de 0.80.
 - 0.4 para f_{py} / f_{pu} no menor que 0.85.
 - 0.28 para f_{py} / f_{pu} no menor que 0.90.
- d_p = distancia de la fibra extrema de compresión al centroide del refuerzo pre esforzado.
- $\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c}$
- $\omega' = \frac{\rho' f_y}{f'_c}$

Según el comentario de la sección 18.7.2 del código ACI, si se considera cualquier refuerzo a compresión al calcular f_{ps} , los términos dentro de los corchetes en la ecuación no deben tomarse menores que 0.17. si se toma en cuenta el refuerzo a compresión y si el termino entre corchetes es pequeño, la profundidad hasta el eje neutro será pequeña, por lo que el refuerzo a compresión no alcanzara su esfuerzo de fluencia. En este caso, los cálculos obtenidos con esta ecuación no son conservadores. Si el refuerzo a compresión se desprecia al usar la ecuación, ω' será igual a cero y el valor dentro de los corchetes será menor que 0.17. la ecuación presentada debido a varios factores solo puede usarse para vigas en las cuales $d' \leq 0.15d_p$.

- Para elementos no adheridos con relación de claro a peralte menor o igual a 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$$

- Para elementos no adheridos con relación de claro a peralte mayor a 35:

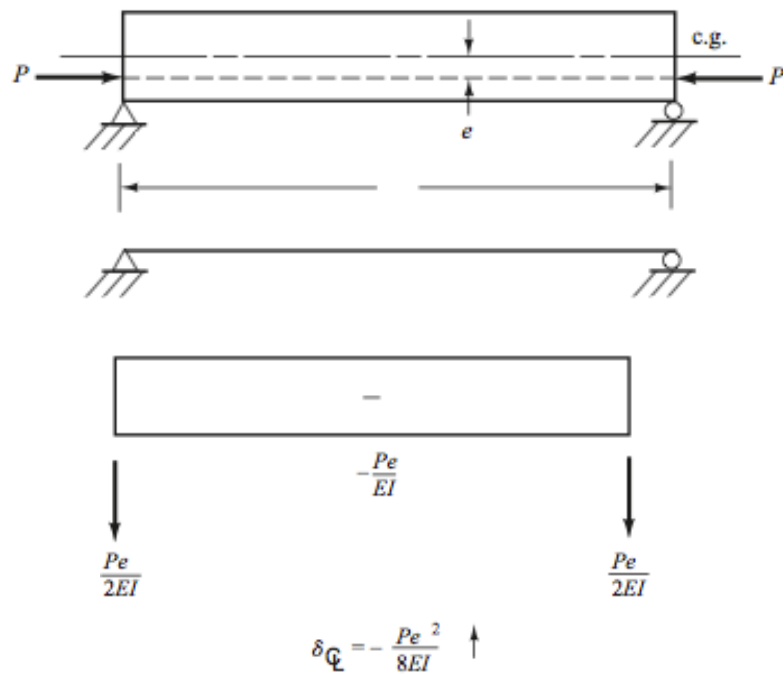
$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$$

Este análisis es satisfactorio para vigas pretensadas o para postensadas adheridas, pero no es bueno para elementos postensados sin adherencia. En estos, el acero se puede deslizar con respecto al concreto y por lo mismo el esfuerzo en el acero es casi constante a lo largo del elemento. Los cálculos de momento último para estas secciones son de menor exactitud que para las secciones adheridas. Si una viga pre esforzada se diseña de manera correcta por servicio y luego se revisa por metodología de resistencia y se encuentra que no posee la capacidad suficiente para resistir cargas factorizadas, se puede agregar un esfuerzo no pre esforzado para aumentar el factor de seguridad de la sección. El código en su sección 18.8.2 establece que la cantidad total de refuerzo tanto pre esforzado como no pre esforzado debe ser suficiente para desarrollar un momento ultimo de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección. Este momento de agrietamiento es calculado con el módulo de ruptura del concreto, excepto para secciones a flexión con esfuerzo cortante y esfuerzo de flexión de al menos doble de los requeridos para soportar las cargas factorizadas y para losas postensadas sin adherencia en dos direcciones. (Comité ACI 318, 2008)

8. Deflexiones de secciones pre esforzadas. Las deflexiones deben calcularse con gran cuidado. Para el concreto reforzado, un método aceptado para limitar deflexiones consiste en especificar peraltes mínimos para varios tipos de secciones. Estos peraltes mínimos son aplicables solo a secciones no pre esforzadas. Comúnmente en el calculo de deflexiones se usa el momento de inercia total para secciones cuyos esfuerzos calculados para la fibra extrema para las cargas de servicio en la zona de tensión pre comprimida son menores o iguales a $7.5\sqrt{f'_c}$ según la sección 18.3.3 del código de ACI. La flexión debida a la fuerza en un conjunto de tendones se muestra en la siguiente figura. Las fuerzas de pre esfuerzo causan un momento negativo igual a Pe y una deflexión en dirección hacia arriba. Esta deflexión puede calcularse tomando en cuenta momentos en el punto considerado. Cuando se carga una viga según el diagrama M/EI , la deflexión es:

$$\delta = -\frac{Pe\ell^2}{8EI} \uparrow$$

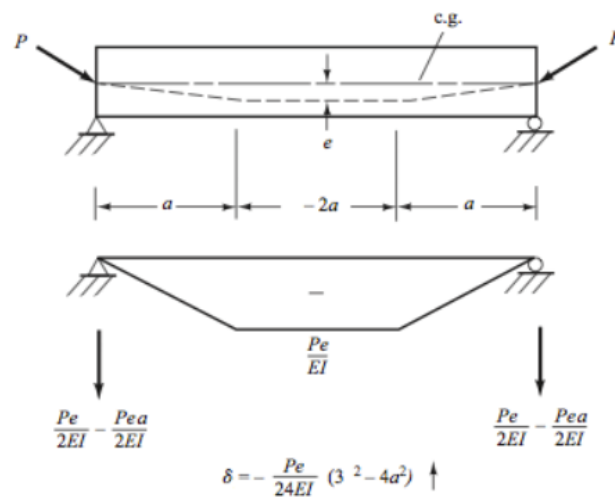
Figura No. 34. Deflexión debida a una fuerza de tendones rectos.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

Si los cables no son rectos, la deflexión cambia debido a los diferentes diagramas de momento negativos producidos por la fuerza en los cables. Si los cables se doblan o curvan hacia abajo se puede aplicar de nuevo la viga conjugada para calcular las deflexiones. Los resultantes se muestran en la Figura No. 35.

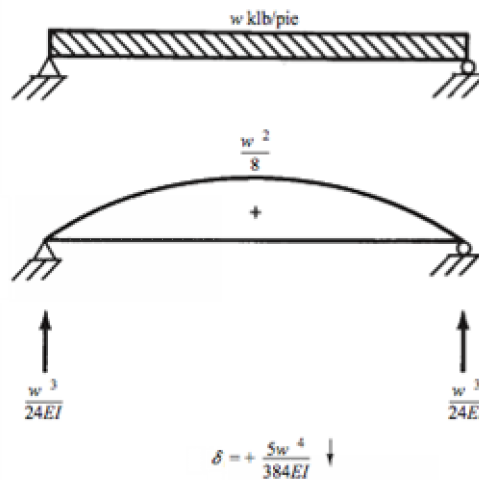
Figura No. 35. Deflexión según cables parabólicos.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

Las deflexiones causadas por los esfuerzos en los tendones cambian en función del tiempo. Las pérdidas de esfuerzo en los tendones pre esforzados reducen los momentos negativos que producen y las deflexiones hacia arriba. Los esfuerzos de compresión a largo plazo en el fondo de la viga causados por los momentos negativos del pre esfuerzo causan fluencia plástica y un incremento en las deflexiones hacia arriba. Además de estas deflexiones causadas por esfuerzos en los tendones, existen deflexiones debidas al peso propio de la viga y a las combinaciones de carga aplicadas. Dichas deflexiones pueden ser calculadas y superponerse a las causadas por los tendones. Esto se muestra en la Figura No. 36.

Figura No. 36. Deflexiones en el centro de una viga simple con carga uniforme.



Fuente: McCormac & Brown 2011.

9. Fuerza cortante de secciones pre esforzadas. El refuerzo en el alma de las secciones pre esforzadas se diseña de manera similar a la de vigas convencionales de concreto reforzado. Si la reacción genera compresión en la región extrema de una sección pre esforzada las secciones de la viga situada a distancias menores que $h/2$ de la cara del apoyo pueden ser diseñadas para la fuerza calculada en $h/2$, donde h es el espesor total del miembro.

$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_w d_p}$$

Donde,

- b_w =ancho del alma o diámetro de sección circular.
- d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión.

El código en la sección 11.3 brinda dos métodos para estimar la resistencia al corte del concreto pre esforzado. El método aproximado, se usa cuando la fuerza efectiva del pre esfuerzo es igual al 40% de la resistencia a tensión del refuerzo por flexión (f_{pu}). El método detallado, se utiliza independientemente de la magnitud de la fuerza efectiva de pre esfuerzo.

a. Método aproximado. Este procedimiento toma la capacidad nominal por cortante como la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0.6\sqrt{f'_c} + \frac{700V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$$

Donde:

- V_u = fuerza cortante máxima de diseño.
- M_u = momento de diseño.
- d = distancia de la fibra extrema de compresión al centroide de los tendones pre esforzados.

El código en la sección 11.3.2 establece que independientemente del valor dado por la ecuación, la capacidad nominal por cortante no debe tomarse tan baja como $2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ ni tan grande como $5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$. El valor de $V_u d_p / M_u$ se limita a un valor máximo de 1.0.

b. Método detallado. En el método detallado, la fuerza cortante nominal del concreto es considerada como el menor de los valores de V_{ci} o V_{cw} . El termino V_{ci} representa la resistencia nominal al cortante del concreto cuando el agrietamiento diagonal es debido a la combinación de cortante y momento. El término V_{cw} representa la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es debido al esfuerzo excesivo principal de tensión en el concreto. En ambas ecuaciones se utiliza el factor d el cual representa la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de los tendones de pre esfuerzo, o bien igual a $0.8h$, rigiendo el valor mayor. Esto ha sido establecido en el código de ACI, sección 11.3.32. (McCormac & Brown, 2011)

La capacidad de cortante estimada V_{ci} se calcula con la siguiente ecuación la cual se presenta en el código ACI sección 11.3.3.1.

$$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cr}}{M_{m\acute{a}x}} \quad \text{pero no tiene que tomarse menor que } 1.7\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

Donde,

- V_d = fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta de servicio.
- $M_{m\acute{a}x}$ = momento flexionante máximo factorizado en la sección debido a las cargas de diseño aplicadas externamente.
- V_i = fuerza cortante que ocurre simultáneamente.
- M_{cr} = momento de agrietamiento.

El momento de agrietamiento se determina por la ecuación 11-11 del código de ACI presentada a continuación:

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Donde:

- I = momento de inercia de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente.
- y_t = distancia del eje centroidal de la sección total despreciando el esfuerzo a la fibra extrema en tensión.
- f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido al pre esfuerzo después de ocurridas las pérdidas, en la fibra extrema de la sección donde las cargas aplicadas causan tensión.
- f_d = esfuerzo debido a la carga muerta no factorizada en la fibra extrema donde las cargas aplicadas causan tensión.

El valor de V_{cw} se calcula con la ecuación 11-12 del código de ACI mostrada a continuación

$$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p$$

Donde:

- f_{pc} = esfuerzo de compresión calculado del concreto en el centroide de la sección que resiste las cargas aplicadas que causa el pre esfuerzo efectivo después de ocurridas las pérdidas.

- V_p = componente vertical del pre esfuerzo efectivo en la sección considerada.

La sección del código 11.3.3.2 define una condicionante que estipula que V_{cw} puede ser tomada como la fuerza cortante correspondiente al múltiplo de la carga muerta más la carga viva. Este produce un esfuerzo principal de tensión igual a $4\lambda\sqrt{f'_c}$ en el centroide del miembro o en la unión del patín con el alma si el centroide esta situado en este punto. En miembros pretensados el calculo de f_{pc} puede ser afectado por la longitud de transferencia. En la sección 11.3.4 del código se establece una longitud de transferencia igual a 50 diámetros en tendones de torones y 100 diámetros en tendones de alambre. Si el valor de $h/2$ es menor que la longitud de transferencia, es necesario considerar el pre esfuerzo reducido presentado en la sección 11.3.4 del código de ACI.

c. Método de diseño del refuerzo por corte. Para el refuerzo en miembros esforzados el código no permite estribos inclinados o varillas dobladas. Si el valor de V_u excede a ϕV_c el área de los estribos verticales no debe ser menor que el área mínima A_v . El valor de V_c se calcula con la siguiente expresión presentada en la sección 11.4.7.2 del código de ACI:

$$V_s = \frac{A_v f_y}{s}$$

Igual que para el diseño de concreto reforzado, es necesaria un área mínima de refuerzo por cortante en todos los puntos en que V_u es mayor a la mitad de ϕV_c . Esta área mínima de refuerzo es calculada con la ecuación 11-13 presentada en la sección 11.4.6.4 del código del ACI si el pre esfuerzo efectivo es menor que el 46% de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión. Esta ecuación es la siguiente:

$$A_{vmin} = 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Esta no debe ser menor que $\frac{50b_w s}{f_{yt}}$

Si el pre esfuerzo efectivo es igual o mayor al 40% de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión se utiliza la ecuación 11-14 del código de ACI presentada a continuación

$$A_{vmin} = \left(\frac{A_{ps}}{80}\right) \left(\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\right) \left(\frac{s}{d}\right) \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

Donde:

- A_{ps} = área del refuerzo pre esforzado en la zona de tensión.

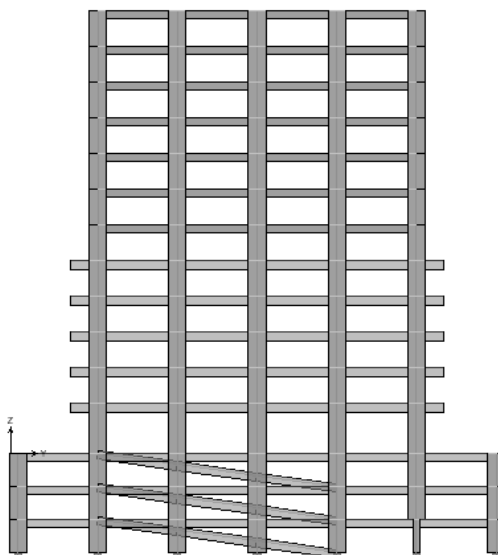
La sección 11.4.5.1 del código establece que en ningún caso la separación máxima podrá exceder a 0.75h o 24 pulgadas.

IV. MARCO METODOLÓGICO

A. Descripción de procedimiento de diseño

El objetivo general de este trabajo de graduación es el de modelar y evaluar la cimentación de un edificio de mas de 10 niveles implementando losas de cimentación uniformes, losas de cimentación implementando la metodología de postensado y zapatas aisladas para un análisis comparativo de las mismas de volumen de material y cantidad de refuerzo, asentamiento del suelo y resistencia de las estructuras. Para completar dicho objetivo se presenta una metodología de diseño especifica para cada elemento estructural de cimentación. Basándose en las metodologías de diseño presentadas en el código de diseño de elementos constructivos utilizando concreto reforzado del ACI 318-11, se prosigue a plantear el proceso de diseño de cimentaciones para un edificio cuyas características cumplen los criterios selectivos planteados en el objetivo general. Dicho edificio consiste en una estructura de concreto reforzado de doce niveles de oficinas y tres sótanos que constituyen un área total de construcción de concreto de 34,992 metros cuadrados.

Figura No. 37. Elevación de edificio a modelar.



Fuente: Elaboración propia, 2014.

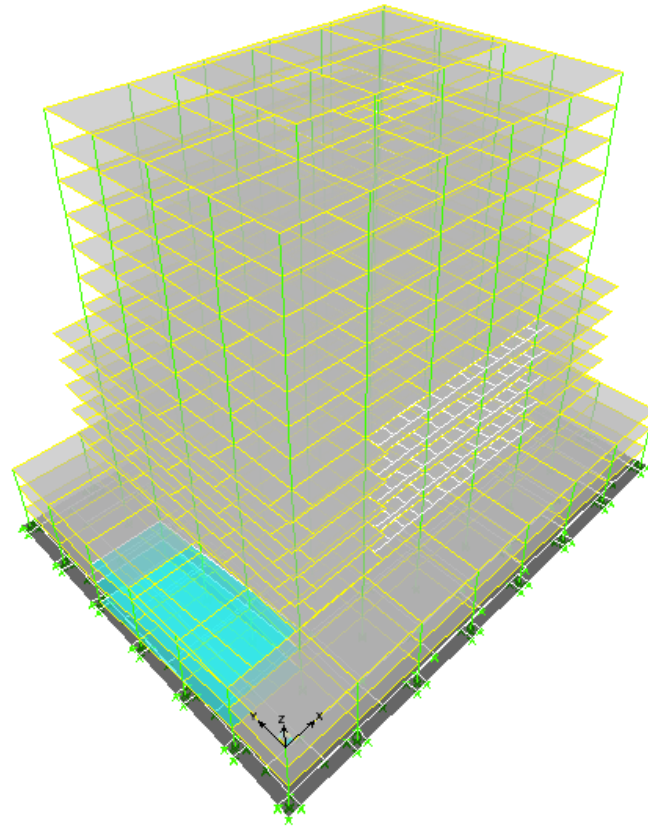
El tipo de suelo seleccionado para el diseño estructural de cimentaciones planteado en este trabajo de graduación se ha definido como un suelo uniforme teórico en la Ciudad de Guatemala. En una entrevista realizada al Dr. Rodolfo Semrau, este ha comunicado que una capacidad de carga última de suelo común en la Ciudad de Guatemala varía entre las 25 y 30 Ton/m². Esta selección de suelo uniforme se ha realizado para efectuar cálculos comparativos estructurales teóricos que permitan una fácil comparación de resultados

y, que estos no se vean afectados por subsuelos cambiantes. La selección del suelo, tomando en consideración las recomendaciones del Dr. Semrau y basándose en las normas de seguridad estructural de AGIES en su capítulo 5, fue asignada como grava arenosa y/o grava con una capacidad de carga última de 300 kN/m² en base a la tabla 5.1 del documento 5 del AGIES NSE. Finalmente, se toma en consideración de diseño, para zapatas aisladas y losas de cimentación, la utilización de concreto de alta resistencia con una resistencia a compresión a 28 días (f'_c) de 4,000 psi. El refuerzo de acero para dichas estructuras consiste en acero de alta resistencia con un f_y de diseño de 60,000 psi.

Con estos criterios de diseño establecidos según AGIES y ACI, se prosigue a modelar la estructura de concreto reforzado utilizando el programa computacional de ETABS. Este software provee una forma exacta para la obtención de las diferentes cargas, presiones y momentos requeridos para el diseño estructural de las cimentaciones en base a combinaciones de carga donde se toman en cuenta cargas muertas, vivas, sísmicas y de viento. El análisis comparativo de las estructuras de cimentación se realiza estableciendo una franja específica de estudio horizontal y una vertical. Estas franjas de estudio presentan un área específica en el diseño de cimentaciones, donde las reacciones obtenidas por el software ETABS se presentan más elevadas y permiten replicar el diseño estructural a las otras áreas que poseen reacciones menores y no presentan fallas por un sobre dimensionamiento. Se seleccionan los ejes B y 7 como franjas de estudio de diseño según las reacciones obtenidas en ETABS y su posición en la estructura, los cálculos de diseño se realizan por estas franjas y se replican para el resto de la estructura.

Para el diseño estructural de losas de cimentación y losas de cimentación postensadas se utiliza el software de diseño de cimentaciones por elementos finitos SAFE. Este programa de diseño es una herramienta poderosa que permite ingresar las combinaciones de carga y reacciones resultantes desde el programa de diseño ETABS hacia una interfaz donde se diseña una cimentación sobre un suelo base definido también por el usuario del programa. Este programa permite hacer los respectivos diseños de cimentaciones, pre esforzar las estructuras y medir las reacciones de estas sobre el suelo. El programa SAFE permite calcular asentamientos del suelo en base a la estructura de cimentación y a las reacciones del edificio, punzonamiento en puntos específicos de la cimentación, resistencia última del suelo e incluso, permite al ingeniero diseñar la cantidad de refuerzo de acero que se requiere para los diferentes sistemas de cimentación. Ventajosamente, el programa SAFE da un análisis detallado de la estructura y ahorra tiempo al permitir un rápido acceso a los resultados de diseño. Todos los programas utilizados en el marco experimental tienen la ventaja de trabajar bajo la normativa de diseño de ACI por lo que los resultados presentados por los mismos son muy precisos y cercanos a la realidad de diseño. Ciertos criterios de diseño que puedan considerarse empíricos no se incluyen en estos programas, mas el criterio humano siempre está presente.

Figura No. 38. Vista isométrica de diseño de edificio en ETABS



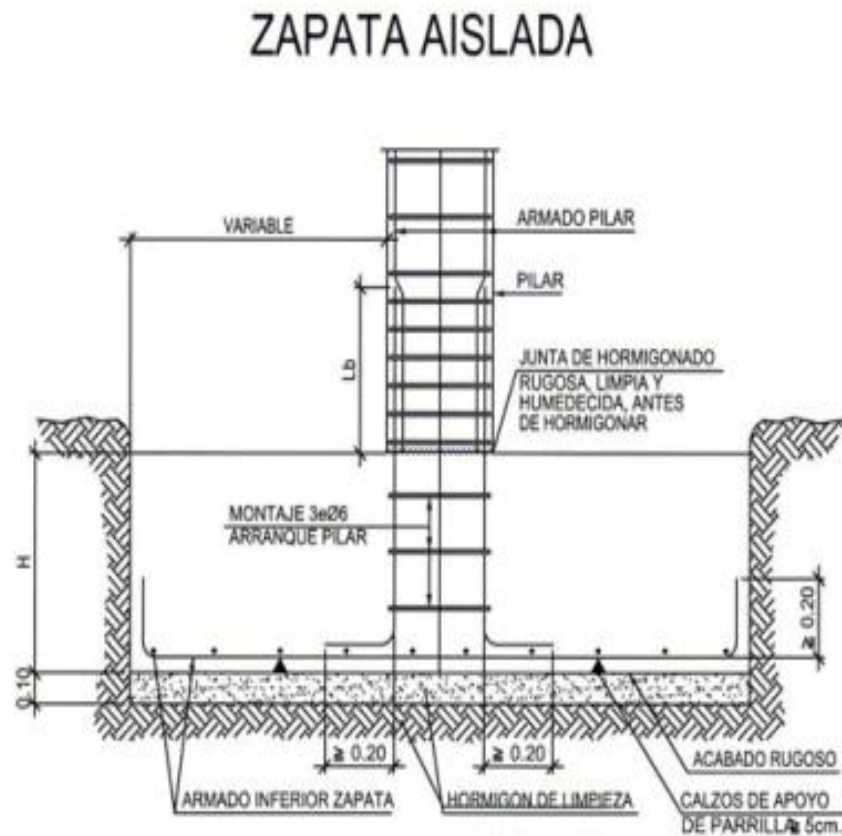
Fuente: Elaboración propia, 2014.

B. Descripción del proceso de diseño del modelo estructural de zapatas aisladas

El proceso de diseño de zapatas aisladas tiene su fundamento en el código ACI 318-11 para diseño de estructuras de concreto reforzado. La metodología implementada para el diseño de zapatas aisladas es conocida como método de diseño por resistencia última. Esta metodología fue incluida por el ACI en su código 318-56 y presenta la ventaja de brindar al ingeniero una estimación definitiva del factor de seguridad aplicado al diseño que define su reserva estructural. El factor de seguridad total tiene dos componentes: uno está basado en la carga, y el otro en los materiales y fabricación. El ingeniero debe considerar el caso de una estructura más débil que la esperada, sometida a cargas más altas que las estimadas. El cálculo de la resistencia de un elemento o de una sección transversal mediante el Método de Diseño por Resistencia exige que se satisfagan dos condiciones básicas: 1) equilibrio estático y 2) compatibilidad de las deformaciones. La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la

sección transversal por la resistencia última estén en equilibrio, mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones del concreto y del refuerzo de acero bajo condiciones últimas dentro de las hipótesis de diseño permitidas por el código.

Figura No. 39. Elevación zapata aislada.



Fuente: Michael Keene Jr. 2012

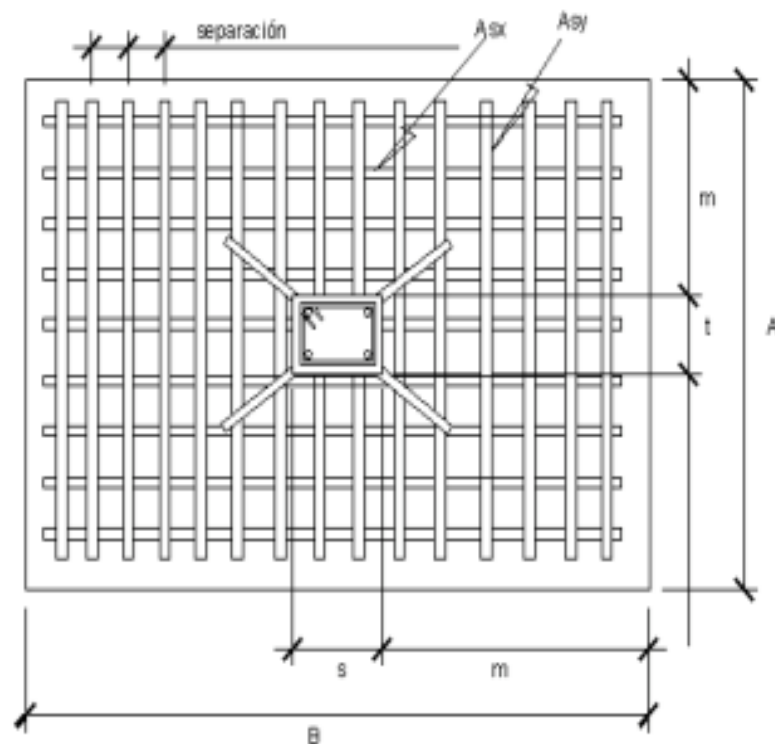
El proceso de diseño de una zapata aislada inicia en el código de Normas de Seguridad Estructural de AGIES documento 2 capítulo 9. En dicho capítulo se presentan las combinaciones de carga de diseño por resistencia aplicables a Guatemala que deben de tomarse en cuenta para el diseño de cimentaciones por metodología de resistencia. Estas combinaciones de carga son ingresadas al software ETABS para calcular las reacciones por resistencia necesarias para el diseño estructural de la cimentación. Una vez ingresadas las combinaciones de carga se prosigue a seleccionar una zapata aislada en el primer eje estudio. La zapata aislada que intersecta el eje B y el eje 4 se selecciona para dar inicio al proceso de diseño.

Luego de ingresar las combinaciones de carga permanentes de larga duración, las cargas gravitacionales de corta duración y sísmicas, el programa ETABS genera tablas de resultados para

reacciones de carga, momentos en eje X y momentos en eje Y para la zapata aislada seleccionada. Estos valores, en conjunto con datos dimensionales de la zapata se ingresan en fórmulas de cálculo para presiones admisibles presentadas en el código de diseño de AGIES documento 2. Los valores resultantes en comparación con la capacidad de carga última del suelo permite tener un diseño por presiones admisibles que no presente levantamiento debido a la presión mínima y que no presente excedencia de capacidad en cuanto a presiones máximas temporales y permanentes.

El chequeo de excentricidades de sección se realiza utilizando la metodología descrita en el código de ACI 318-11. La máxima excentricidad permitida es $1/6$ de la dimensión de largo y profundidad de la zapata y el cálculo de excentricidad para ambas direcciones se obtiene al dividir el momento último X y Y por el peso obtenido de la combinación de cargas permanentes sumado al peso propio de la estructura de cimentación. Este chequeo se realiza para poder definir si en efecto los momentos últimos en X y Y no afectan considerablemente a la zapata aislada y mostrar que esta no es una zapata cargada excéntricamente.

Figura No. 40. Planta típica de refuerzo para zapata aislada.



Fuente: Rodríguez Sequén 2012.

Siguiente, se prosigue a chequear el diseño de zapata aislada por corte. Jack McCormac, comenta que a pesar de realizados un sinnúmero de investigaciones y experimentos, no se ha podido explicar fehacientemente

el mecanismo de falla involucrado en el corte. En consecuencia, el procedimiento de diseño se basa en datos de pruebas. El diseño por corte en el código ACI318 es presentado con diferentes requisitos cuando es requerido el refuerzo por corte ya que si se presenta un refuerzo de acero bajo, el elemento diseñado puede fallar después de la formación de alguna grieta inclinada. Para estos diseños se encuentra un valor de combinación de carga envolvente máxima. Con esta combinación de carga envolvente por trabajo se prosigue a calcular los valores corte máximo factorado en eje X y en eje Y utilizando el valor de envolvente máximo calculado. Este valor de corte máximo factorado para ambos ejes se compara con el valor de cortante nominal del concreto en X y en Y para obtener un valor de demanda capacidad del concreto cercano al 95%. Siempre y cuando el valor de corte máximo nominal del concreto sea menor al corte máximo factorado la sección de zapata aislada chequeara por corte.

Se prosigue a realizar el chequeo por punzonamiento de la sección de zapata aislada sobre el suelo. Para este chequeo se debe de calcular el área punzante de la cimentación en cuestión. Luego de calculado dicho valor se prosigue a calcular el valor de punzonamiento de la sección de cimentación. Este valor se compara contra la fuerza axial factorada de la estructura la cual es la máxima fuerza axial generada por las combinaciones de carga presentadas en el software ETABS. Siempre y cuando la carga por punzonamiento de la cimentación no sea mayor a la carga axial factorada de la estructura el sistema de zapata aislada chequeará por punzonamiento. En dado caso la sección de cimentación de zapata aislada fallase por punzonamiento se debe de considerar el aumento de peralte d de la sección de zapata. Una vez realizado este aumento de peralte de cimentación, este chequeará por punzonamiento.

Finalmente, el proceso de diseño de zapatas aisladas debe de cumplir con los chequeos de flexión del concreto y se debe de diseñar el refuerzo de acero para la sección en cuestión. Para este procedimiento se debe de tomar en cuenta los momentos mayorados resultantes en X y en Y en base a las combinaciones de carga envolventes que actúan sobre la zapata aislada. Estos valores de momento mayorado son los valores de momento que deberán de usarse para diseñar los refuerzos pertinentes a la sección de zapata aislada. Este valor de refuerzo de acero en dirección X y Y se calcula en base a la resistencia última del concreto a 28 días, f'_c , la resistencia especificada a la fluencia del esfuerzo, f_y y las dimensiones de la zapata aislada. Este valor resultante marca, la cantidad de refuerzo de acero requerido para la sección en cuestión. El refuerzo debe de calcularse para cumplir el requisito de refuerzo solicitado previamente considerando el acero mínimo requerido. Siempre y cuando el refuerzo de acero requerido por la sección sea mayor o igual al acero mínimo el diseño estará bien. En dado caso el requisito de acero sea menor, se usara el valor de acero mínimo.

1. Memoria de cálculo de diseño de zapatas aisladas.

Diseño zapatas aisladas

Datos

$$f_c := 4000 \text{ psi} = 281.228 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_y := 60 \text{ ksi} = 4218.417 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho_s := 1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Profundidad del Cimiento $Prof := 2.00 \text{ m}$

Capacidad de soporte del suelo $Q_s := 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$NS := 100 \text{ cm}$

$k := 1.33$

Dimensionamiento cimentación

$X := 750 \text{ cm}$

$Y := 750 \text{ cm}$

$d := 120 \text{ cm}$

$H_z := d + 7.5 \text{ cm} = 127.5 \text{ cm}$

$A_z := X \cdot Y = 562500 \text{ cm}^2$

$$S_x := \frac{X^2 \cdot Y}{6} = 70312500 \text{ cm}^3 \quad S_y := \frac{Y^2 \cdot X}{6} = 70312500 \text{ cm}^3$$

Dimensionamiento columnas

$B := 100 \text{ cm}$

$H := 150 \text{ cm}$

Reacciones obtenidas en ETABS según combinaciones definidas en AGIES NSE 2, capítulo 9

CCS1= Combinaciones permanentes de larga duración = Carga Muerta + Carga Viva Permanente. La sección de Carga Viva Permanente corresponde al 50% de la Carga Viva.

CCS2= Combinaciones gravitacionales de corta duración = Carga Muerta + Carga Viva + Carga Viva de Techo.

CCS3 = Solicitación sísmica 1 en eje X y Y = Carga Muerta + 0.7*Carga Sísmica vertical + Carga Viva permanente + 0.7*Carga Sísmica Horizontal.

CCS4 = Solicitación sísmica 2 en eje X y Y = Carga muerta + 0.7*Carga sísmica horizontal.

Donde el término de sismo horizontal deberá incluir el 100% de los efectos de sismo en una dirección y 30% de efectos del sismo perpendicular.

Diseño de zapatas tipo Z1 eje 6 y eje B

Zapatas eje 6

Chequeo por presiones admisibles

CCS	P (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)
1	12375.36	1.402	-4.035
2	13675.33	1.735	-4.187
3.1	13751.8	784.738	306.946
3.2	13877.03	5946.803	978.278
4.1	11170.86	884.524	1627.139
4.2	11238.04	3503.866	811.294

$$qa1 := \frac{P}{Az} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 2.243 \\ 2.479 \\ 2.651 \\ 3.52 \\ 2.389 \\ 2.663 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$qa2 := \frac{P}{Az} - \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 2.243 \\ 2.478 \\ 2.424 \\ 1.795 \\ 2.133 \\ 1.647 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$qa3 := \frac{P}{Az} - \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 2.244 \\ 2.479 \\ 2.335 \\ 1.511 \\ 1.661 \\ 1.411 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$qa4 := \frac{P}{Az} + \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 2.244 \\ 2.48 \\ 2.562 \\ 3.236 \\ 1.917 \\ 2.428 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

punto c1 c2 c3 c4 c5 c6

1	qa1 ₀	qa1 ₁	qa1 ₂	qa1 ₃	qa1 ₄	qa1 ₅
2	qa2 ₀	qa2 ₁	qa2 ₂	qa2 ₃	qa2 ₄	qa2 ₅
3	qa3 ₀	qa3 ₁	qa3 ₂	qa3 ₃	qa3 ₄	qa3 ₅
4	qa4 ₀	qa4 ₁	qa4 ₂	qa4 ₃	qa4 ₄	qa4 ₅

Demanda capacidad presión permanente:

$$DC_{\text{permanente}} := \frac{\max(c1)}{Q_s} = 0.734$$

Demanda capacidad presión temporal:

$$DC_{\text{temporal}} := \frac{\max(c2, c3, c4, c5, c6)}{1.5 Q_s} = 0.767$$

$chequeomin := \text{if}(\min(c1, c2, c3, c4, c5, c6) > 0, \text{"No Presenta Levantamiento"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomaxpermanente := \text{if}(\max(c1) < Q_s, \text{"No Excede la Capacidad"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomaxtemporal := \text{if}(\max(c2, c3, c4, c5, c6) < 1.5 Q_s, \text{"No Excede la Capacidad"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomin = \text{"No Presenta Levantamiento"}$

$chequeomaxpermanente = \text{"No Excede la Capacidad"}$

$chequeomaxtemporal = \text{"No Excede la Capacidad"}$

Chequeo de excentricidades:

La máxima excentricidad permitida es 1/6 de la dimensión, porque la carga debe quedar en el tercio medio.

Peso propio elementos

$$Pp_{\text{Suelo}} := ((X \cdot Y) - (B \cdot H)) \cdot \rho_s \cdot (\text{Prof} - H_z) \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 545.154 \text{ kN}$$

$$Pp_{\text{Cimiento}} := \rho_c \cdot X \cdot Y \cdot H_z \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 1688.546 \text{ kN}$$

$$Pp_{\text{Tronco}} := B \cdot H \cdot \rho_c \cdot (\text{Prof} - H_z) \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 25.604 \text{ kN}$$

$$Pp := Pp_{\text{Suelo}} + Pp_{\text{Cimiento}} + Pp_{\text{Tronco}} = 2259.304 \text{ kN}$$

Excentricidad en X

$$Ex := \frac{Mx(0)}{P(0) + Pp} = 0.0000958 \text{ m}$$

Excentricidad en Y

$$Ey := \frac{My(0)}{P(0) + Pp} = -0.0002757 \text{ m}$$

$$ChequeoEX := \text{if}\left(Ex < \frac{1}{3} \cdot X, \text{"OK"}, \text{"NO OK"}\right) = \text{"OK"}$$

$$ChequeoEY := \text{if}\left(Ey < \frac{1}{3} \cdot Y, \text{"OK"}, \text{"NO OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Chequeo por corte

$$Envol := \begin{bmatrix} \max(c1) \\ \max(c2) \\ \max(c3) \\ \max(c4) \\ \max(c5) \\ \max(c6) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.244 \\ 2.48 \\ 2.651 \\ 3.52 \\ 2.389 \\ 2.663 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Vux := \max(Envol) \cdot Y \cdot \left(\frac{X-B}{2} - d \right) = 541197.988 \text{ kgf}$$

$$Vuy := \max(Envol) \cdot X \cdot \left(\frac{Y-H}{2} - d \right) = 475198.233 \text{ kgf}$$

$$\phi Vcx := 0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 750 \cdot 120 = 599996.986 \quad Vcx := 599996.986 \text{ kgf}$$

$$\phi Vcy := 0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 750 \cdot 120 = 599996.986 \quad Vcy := 599996.986 \text{ kgf}$$

$$DCx := \frac{Vux}{Vcx} = 0.902 \quad DCy := \frac{Vuy}{Vcy} = 0.792$$

CorteX := if (Vcx ≥ Vux, "Chequea por Corte", "Aumentar") = "Chequea por Corte"

CorteY := if (Vcy ≥ Vuy, "Chequea por Corte", "Aumentar") = "Chequea por Corte"

Chequeo por punzonamiento

$$AreaPunzonante := 2 \cdot (B + H + d + d) \cdot d = 117600 \text{ cm}^2$$

$$\phi Px := 1.06 \cdot 0.75 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 117600 = 1.568 \cdot 10^6 \quad Px := 1.568 \cdot 10^6 \text{ kgf}$$

$$Pu := \max(P) = (1.415 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

$$DCpunzonamiento := \frac{Pu}{Px} = 0.902$$

chequeoPu := if (Px ≥ Pu, "Chequea por Punzonamiento", "aumentar d") = "Chequea por Punzonamiento"

Chequeo por flexión

$$Mux := \max(Envol) \cdot 0.5 \cdot Y \cdot \left(\frac{X-B}{2}\right)^2 = 139424481.568 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$Muy := \max(Envol) \cdot 0.5 \cdot X \cdot \left(\frac{Y-H}{2}\right)^2 = 118799558.259 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$Asxx := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot Y \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{Mux}{0.425 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot Y \cdot d^2}\right)}\right) = 315.809 \text{ cm}^2$$

$$Asyy := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot X \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{Muy}{0.425 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot X \cdot d^2}\right)}\right) = 267.791 \text{ cm}^2$$

No.	D (in)
3	0.38
4	0.50
5	0.63
6	0.75
7	0.88
8	1.00
9	1.13
10	1.25
11	1.38

Usando Varillas No.10

$$As := \frac{\pi}{4} D(7)^2 = 7.917 \text{ cm}^2$$

Cantidad de barras

$$BarrasX := \frac{Asxx}{As} = 3988.848 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}$$

$$BarrasY := \frac{Asyy}{As} = 3382.35 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}$$

$$SeparacionX := \frac{Y}{BarrasX} = 18.802 \text{ cm}$$

$$SeparacionY := \frac{X}{BarrasY} = 22.174 \text{ cm}$$

Acero mínimo

$$AsminX := 0.0025 \cdot Y \cdot d = 225 \text{ cm}^2$$

$$AsminY := 0.0025 \cdot X \cdot d = 225 \text{ cm}^2$$

$$\text{ChequeoX} := \text{if}(Asxx \geq AsminX, \text{"OK"}, \text{"Aumentar"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{ChequeoY} := \text{if}(Asyy \geq AsminY, \text{"OK"}, \text{"Aumentar"}) = \text{"OK"}$$

Zapata eje BChequeo por presiones admisibles

CCS	P (kN)	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
1	10443.36	-12.873	-0.814
2	11448.47	-14.105	-0.617
3.1	11829.22	514.136	353.905
3.2	14736.53	4226.608	1326.562
4.1	9811.15	512.074	1701.34
4.2	11093.96	2374.542	1010.55

$$qa1 := \frac{P}{Az} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 1.891 \\ 2.073 \\ 2.27 \\ 3.477 \\ 2.1 \\ 2.502 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad qa2 := \frac{P}{Az} - \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 1.895 \\ 2.077 \\ 2.121 \\ 2.251 \\ 1.951 \\ 1.813 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$qa3 := \frac{P}{Az} - \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 1.895 \\ 2.078 \\ 2.019 \\ 1.866 \\ 1.458 \\ 1.52 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad qa4 := \frac{P}{Az} + \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = \begin{bmatrix} 1.891 \\ 2.073 \\ 2.168 \\ 3.092 \\ 1.606 \\ 2.209 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

punto c1 c2 c3 c4 c5 c6

1	$qa1_0$	$qa1_1$	$qa1_2$	$qa1_3$	$qa1_4$	$qa1_5$
2	$qa2_0$	$qa2_1$	$qa2_2$	$qa2_3$	$qa2_4$	$qa2_5$
3	$qa3_0$	$qa3_1$	$qa3_2$	$qa3_3$	$qa3_4$	$qa3_5$
4	$qa4_0$	$qa4_1$	$qa4_2$	$qa4_3$	$qa4_4$	$qa4_5$

Demanda capacidad presión permanente:

$$DC_{\text{permanente}} := \frac{\max(c1)}{Qs} = 0.62$$

Demanda capacidad presión temporal:

$$DC_{\text{temporal}} := \frac{\max(c2, c3, c4, c5, c6)}{1.5 Qs} = 0.758$$

$chequeomin := \text{if}(\min(c1, c2, c3, c4, c5, c6) > 0, \text{"No Presenta Levantamiento"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomaxpermanente := \text{if}(\max(c1) < Qs, \text{"No Excede la Capacidad"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomaxtemporal := \text{if}(\max(c2, c3, c4, c5, c6) < 1.5 Qs, \text{"No Excede la Capacidad"}, \text{"Cambiar"})$

$chequeomin = \text{"No Presenta Levantamiento"}$

$chequeomaxpermanente = \text{"No Excede la Capacidad"}$

$chequeomaxtemporal = \text{"No Excede la Capacidad"}$

Chequeo de excentricidades:

La máxima excentricidad permitida es 1/6 de la dimensión, porque la carga debe quedar en el tercio medio.

Peso propio elementos

$$Pp_{\text{Suelo}} := ((X \cdot Y) - (B \cdot H)) \cdot \rho_s \cdot (\text{Prof} - \text{Hz}) \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 545.154 \text{ kN}$$

$$Pp_{\text{Cimiento}} := \rho_c \cdot X \cdot Y \cdot \text{Hz} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 1688.546 \text{ kN}$$

$$Pp_{\text{Tronco}} := B \cdot H \cdot \rho_c \cdot (\text{Prof} - \text{Hz}) \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 25.604 \text{ kN}$$

$$Pp := Pp_{\text{Suelo}} + Pp_{\text{Cimiento}} + Pp_{\text{Tronco}} = 2259.304 \text{ kN}$$

Excentricidad en X

$$Ex := \frac{Mx(0)}{P(0) + Pp} = -0.0010134 \text{ m}$$

Excentricidad en Y

$$Ey := \frac{My(0)}{P(0) + Pp} = -0.0000641 \text{ m}$$

$$ChequeoEX := \text{if}\left(Ex < \frac{1}{3} \cdot X, \text{"OK"}, \text{"NO OK"}\right) = \text{"OK"}$$

$$ChequeoEY := \text{if}\left(Ey < \frac{1}{3} \cdot Y, \text{"OK"}, \text{"NO OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Chequeo por corte

$$Envol := \begin{bmatrix} \max(c1) \\ \max(c2) \\ \max(c3) \\ \max(c4) \\ \max(c5) \\ \max(c6) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.895 \\ 2.078 \\ 2.27 \\ 3.477 \\ 2.1 \\ 2.502 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Vux := \max(Envol) \cdot Y \cdot \left(\frac{X-B}{2} - d \right) = 534563.591 \text{ kgf}$$

$$Vuy := \max(Envol) \cdot X \cdot \left(\frac{Y-H}{2} - d \right) = 469372.909 \text{ kgf}$$

$$\phi Vcx := 0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 750 \cdot 120 = 599996.986 \quad Vcx := 599996.986 \text{ kgf}$$

$$\phi Vcy := 0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 750 \cdot 120 = 599996.986 \quad Vcy := 599996.986 \text{ kgf}$$

$$DCx := \frac{Vux}{Vcx} = 0.891 \quad DCy := \frac{Vuy}{Vcy} = 0.782$$

CorteX := if (Vcx ≥ Vux, "Chequea por Corte", "Aumentar") = "Chequea por Corte"

CorteY := if (Vcy ≥ Vuy, "Chequea por Corte", "Aumentar") = "Chequea por Corte"

Chequeo por punzonamiento

$$AreaPunzonante := 2 \cdot (B + H + d + d) \cdot d = 117600 \text{ cm}^2$$

$$\phi Px := 1.06 \cdot 0.75 \cdot \sqrt{281.28} \cdot 117600 = 1.568 \cdot 10^6 \quad Px := 1.568 \cdot 10^6 \text{ kgf}$$

$$Pu := \max(P) = (1.503 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

$$DCpunzonamiento := \frac{Pu}{Px} = 0.958$$

chequeoPu := if (Px ≥ Pu, "Chequea por Punzonamiento", "aumentar d")

chequeoPu = "Chequea por Punzonamiento"

$$Mux := \max(Envol) \cdot 0.5 \cdot Y \cdot \left(\frac{X-B}{2}\right)^2 = 137715315.373 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$Muy := \max(Envol) \cdot 0.5 \cdot X \cdot \left(\frac{Y-H}{2}\right)^2 = 117343227.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$Asxx := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot Y \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{Mux}{0.425 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot Y \cdot d^2}\right)}\right) = 311.812 \text{ cm}^2$$

$$Asyy := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot X \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{Muy}{0.425 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot X \cdot d^2}\right)}\right) = 264.418 \text{ cm}^2$$

No.	D (in)
3	0.38
4	0.50
5	0.63
6	0.75
7	0.88
8	1.00
9	1.13
10	1.25
11	1.38

Usando Varillas No.10

$$As := \frac{\pi}{4} D(7)^2 = 7.917 \text{ cm}^2$$

Cantidad de barras

$$BarrasX := \frac{Asxx}{As} = 3938.357 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}$$

$$BarrasY := \frac{Asyy}{As} = 3339.752 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}$$

$$SeparacionX := \frac{Y}{BarrasX} = 19.043 \text{ cm}$$

$$SeparacionY := \frac{X}{BarrasY} = 22.457 \text{ cm}$$

Acero mínimo

$$AsminX := 0.0025 \cdot Y \cdot d = 225 \text{ cm}^2$$

$$AsminY := 0.0025 \cdot X \cdot d = 225 \text{ cm}^2$$

$$ChequeoX := \text{if}(Asxx \geq AsminX, \text{"OK"}, \text{"Aumentar"}) = \text{"OK"}$$

$$ChequeoY := \text{if}(Asyy \geq AsminY, \text{"OK"}, \text{"Aumentar"}) = \text{"OK"}$$

Resumen de diseño zapatas tipo Z1 para ejes representativos 7 y B:

- Dimensiones de zapata aislada 7.50 X 7.50 x 1.30 m.
- Refuerzo de acero Grado 60 No.10 @ 20cm en dirección X y 22cm en dirección Y.
- Concreto tipo Portland 4,000 psi.
- Profundidad total de cimiento 2.00m.

C. Diseño del modelo estructural de losas de cimentación

Los cimientos reciben cargas de la superestructura a través de columnas, paredes, o ambos, y actúan para transmitir estas cargas en el suelo. La respuesta de una zapata es una interacción compleja de la zapata sí misma, por encima de la superestructura, y el suelo. Las losas de cimentación se utilizan comúnmente en subsuelos irregulares o relativamente débiles en los que se requiere un gran número de las zapatas y un estrato de apoyo bien definido para cimentaciones profundas que no está cerca de la base de la cimentación. A menudo, una losa de cimentación se utiliza cuando las zapatas cubren más de la mitad de la zona de los cimientos. (Norma ACI 3362-02, 2002)

Las losas de cimentación pueden ser diseñadas y analizadas, ya sea como cuerpos rígidos o placas flexibles soportadas por una base elástica (el suelo). Un análisis de combinación es común en la práctica. Un diseño teórico exacto de una losa de cimentación como una placa sobre una base elástica se puede hacer; sin embargo, un número de factores reducen rápidamente la exactitud a una combinación de aproximaciones. Estos factores incluyen:

- La gran dificultad para predecir la respuesta del subsuelo y poder así asignar parámetros elásticos al suelo.
- El finito espesor de estratos del suelo y las variaciones en las propiedades del suelo, tanto horizontales como verticales.
- La forma de la losa de cimentación.
- La gran variedad de cargas de la superestructura y los supuestos en su desarrollo
- Los efectos de la rigidez de la superestructura sobre la losa de cimentación y viceversa.

Es necesario diseñar de forma conservadora para mantener un factor de seguridad adecuado. El diseñador debe trabajar en estrecha colaboración con el ingeniero geotécnico para formar predicciones respuesta de sub rasante realistas, y no depender de los valores de libros de texto. Debido a todas estas limitantes, ACI recomienda el uso de programas computacionales para el calculo de diseño de losas de cimentación que utilicen metodologías de diseño de: a. Diferencias finitas (FD). b. Métodos basados en

mallas Finitos (MGF). c. Método de los elementos finitos (FEM). El programa de ordenador para cualquiera de los tres debe calcular:

1. Sumatorias de momento flexional en todos los nodos para que una comprobación estática pueda efectuarse de forma rápida en los puntos donde esta suma debe ser cero.
2. La matriz de desplazamiento. Esto se debe comprobar para cualquier simetría y puntos de desplazamientos conocidos (si los hay).
3. Reacciones nodales del suelo y presiones nodales.

Es por este motivo, que para el diseño de losas de cimentación se hace uso del programa de diseño de cimentaciones y losas SAFE V12. Este programa, utilizando vectores de diseño de elementos finitos y de métodos numéricos permite realizar cálculos sobre diferentes tipos de estructuras de cimentación y losas. El programa de diseño permite exportar los casos de carga LRFD definidos para calcular las reacciones del edificio en el programa de diseño ETABS. Adicional a esto, el programa permite el ingreso de combinaciones de carga de servicio para el cálculo de refuerzo y, de ser necesario tendones de postensado.

Luego de diseñada la geometría de la losa de cimentación en CAD, esta es exportada al programa de diseño ETABS para que esta pueda recibir las combinaciones de carga LRFD y los efectos del edificio sobre la misma. Una vez la losa de cimentación ha sido diseñada de esta manera, se exporta al programa de diseño SAFE donde se efectúa el diseño de la losa de cimentación tomando en cuenta las reacciones y efectos del suelo. El diseño de la losa de cimentación, se realiza definiendo los materiales a utilizar para la losa, el tipo de suelo que soporta la cimentación y las cargas del edificio y las dimensiones del sistema de losa de cimentación. Este programa de diseño cumple con todos los parámetros definidos por ACI para ser una herramienta válida de diseño.

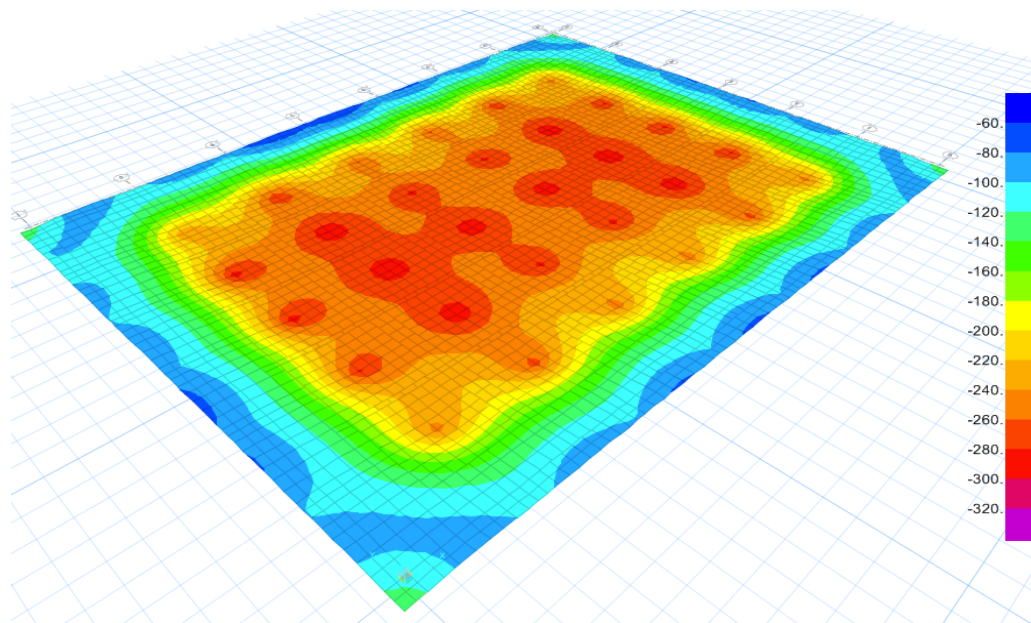
Se definió los parámetros de diseño como siguen:

- El concreto a utilizar para la losa de cimentación será concreto Portland con su resistencia última a 28 días (f'_c), será de 4,000 psi.
- La capacidad de carga última del suelo se define utilizando la recomendación del Dr. Rodolfo Semrau en 30 Ton/m² ó 300 kN/m² para un suelo típico encontrado en la Ciudad de Guatemala.
- El acero de refuerzo será de alta resistencia 60ksi.
- Se toman en cuenta las mismas franjas representativas utilizadas para el diseño de zapatas aisladas. Se utilizan el eje horizontal B y el eje vertical 7. Estos han sido seleccionados debido a que reciben las cargas completas de la superestructura y los resultados obtenidos pueden replicarse en el resto de la losa de cimentación utilizando un factor de diseño

- El peralte de la losa de cimentación se diseña en base a los resultantes en punzonamiento de la losa de cimentación y a la carga ultima que la losa de cimentación transmite al suelo. El peralte seleccionado es de 1.20 metros para las cuadrículas de elementos finitos generados para los ejes horizontales A, B, F y G; y para los ejes verticales 1, 2, 7 y 8. Para las cuadrículas restantes se asigna un peralte de losa de 1.50 metros.
- Se utiliza la metodología de elementos finitos para el calculo de la losa de cimentación, permitiendo así que cada área de la losa de cimentación pueda ser alterada conforme a los requerimientos que el programa despliega.

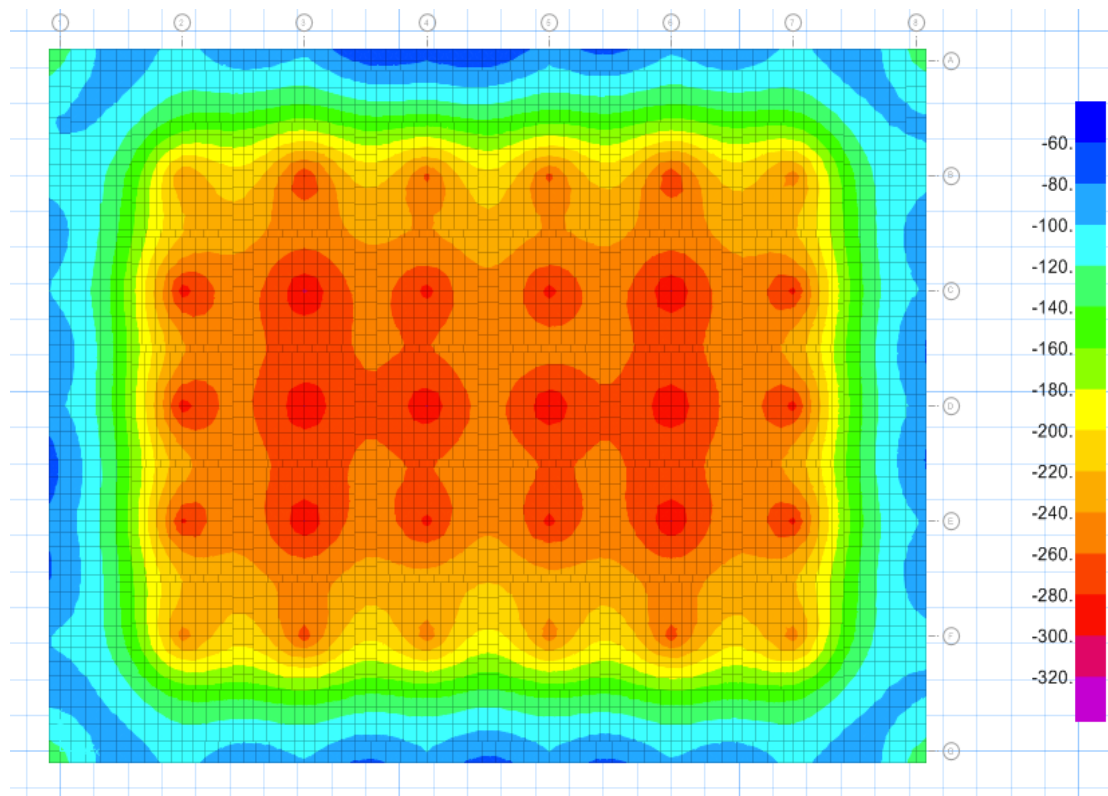
Con base a todos los parámetros ingresados al programa de diseño SAFE los resultados son presentados en forma visual para su fácil entendimiento. Los resultados incluyen las reacciones a las cargas por parte del suelo, las cuales se mantienen por debajo de la capacidad de carga de suelo definida. Las siguientes gráficas muestran de forma los valores de respuesta del suelo a la carga de la estructura.

Figura No. 41. Capacidad de respuesta de carga del suelo.



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 42. Planta de capacidad de respuesta de carga del suelo.

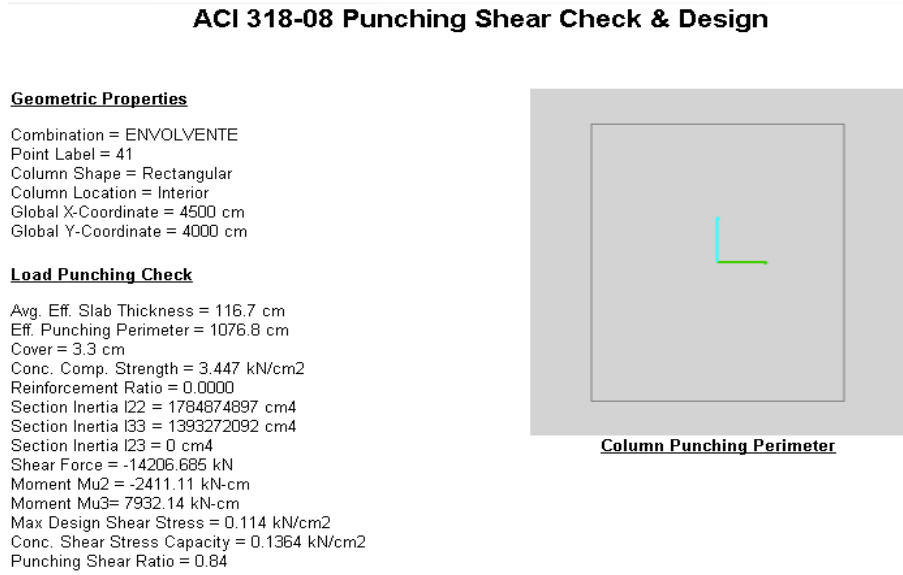


Fuente: Elaboración propia, 2014.

Las figuras anteriores muestran que la losa de cimentación diseñada cumple con el requisito de no sobrepasar la capacidad de carga última del suelo seleccionado. El valor máximo de carga aplicado al suelo se transmite desde la columna encontrada en la intersección de los ejes 3,D con un valor de carga ultima de 297.35 kN/m². La siguiente resultante a revisar consiste en el punzonamiento de la estructura. La respuesta brindada por el programa de diseño muestra que la losa de cimentación cumple con el diseño por punzonamiento. El punzonamiento calculado en base a las reacciones por las combinaciones de carga envolventes LRFD muestra su valor mayor en la intersección entre los ejes B y 6 con un valor de 0.84 presentado en la siguiente figura.

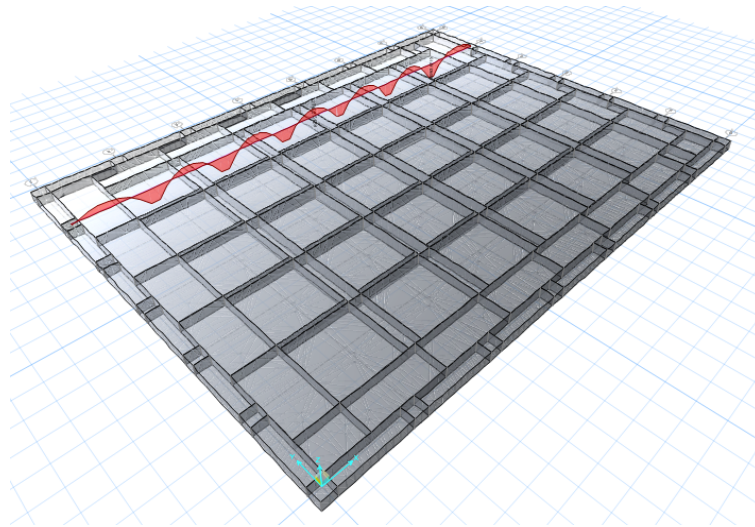
Los valores de momento mayorado resultantes a las condiciones de servicio también son calculados por el sistema SAFE. Estos valores de momentos permiten al programa actuar conforme a directrices establecidas para el calculo del refuerzo de acero a colocar debido a la flexión resultante en la estructura. El programa permite al ingeniero diseñador definir el diámetro de barras de refuerzo mínimo a utilizar en el diseño de la losa para que el mismo programa muestre el área faltante de acero requerido en puntos específicos de la estructura. Gracias a esto el cálculo de refuerzo de acero se convierte en una labor sencilla.

Figura No. 43. Resumen de punto con punzonamiento máximo en losa de cimentación.



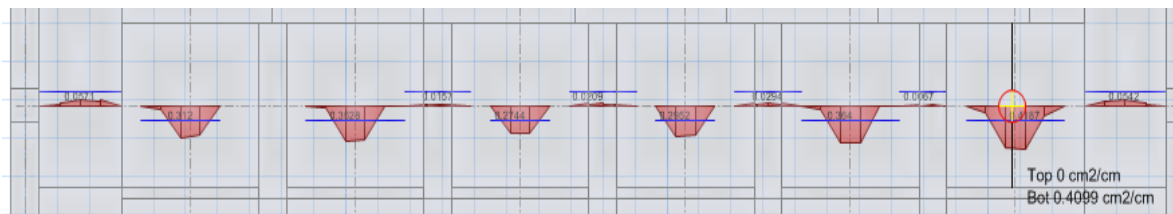
Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 44. Momentos mayorados para franja representativa horizontal.



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 45. Gráfica de refuerzo requerido adicional al refuerzo mínimo en eje representativo horizontal



Fuente: Elaboración propia, 2014.

1. Memoria de cálculo del refuerzo de acero para la losa de cimentación diseñada.

Diseño de refuerzo losa de cimentación

Para el diseño de refuerzo de acero para la losa de cimentación diseñada utilizando el programa de diseño SAFE V12 se han seleccionado dos franjas representativas de diseño. Cada una de estas franjas representativas permitirá diseñar un punto específico horizontal y vertical de la losa y sus resultados podrán replicarse por los respectivos tramos de losa aplicando factores de conversión en los tramos que se necesiten. Se ha llegado a encontrar que la losa de cimentación con peralte de 1.20 metros requiere un alto nivel de refuerzo de acero en ciertos puntos de dichas franjas representativas. Es por esto que se ha diseñado el siguiente método de distribución de refuerzo, el cual permitirá suplir el requerimiento estructural envolvente sin elevar el costo del mismo.

A continuación se muestran los datos de diseño para el refuerzo de la losa de cimentación. En estos se puede apreciar que se ha suplido el requerimiento de refuerzo mínimo utilizando barras de refuerzo corrido en dos direcciones tanto para el refuerzo superior como para el inferior. Haciendo esto, se permite suplir con las necesidades extras de refuerzo que esta losa presente utilizando sistema de bastones en los puntos donde sean requeridos. De esta forma, de manera ventajosa se reduce la labor de armadura y permite ahorrar en cantidad de material. Los cálculos de refuerzo corrido y bastones se presentan a continuación. La distribución de este refuerzo puede ser apreciada en los planos agregados en los anexos.

Diseño de refuerzo corrido para suplir demanda de acero mínimo

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$d := 120 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} := 7.5 \text{ cm}$$

Acero mínimo por metro:

$$A_{smin} := 0.002 \cdot b \cdot (d - \text{recubrimiento}) = 22.5 \text{ cm}^2$$

No.	D (in)	A
3	0.38	$D(0)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
4	0.50	$D(1)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
5	0.63	$D(2)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
6	0.75	$D(3)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
7	0.88	$D(4)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
8	1.00	$D(5)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
9	1.13	$D(6)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
10	1.25	$D(7)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$
11	1.38	$D(8)^2 \cdot \frac{\pi}{4}$

Utilizando varillan No.8

$$A_s := A(5) = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad} := \frac{A_{smin}}{A_s} = 4.44$$

$$\text{separacion} := \frac{b}{\text{Cantidad}} = 22.52 \text{ cm}$$

Refuerzo corrido No.8 @ 22 cm. en ambas direcciones para refuerzo superior e inferior.

Eje 7 representativo vertical

Tramo de diseño: De eje A a eje B

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje A a B

$$X := 10.7 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0788 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 84.316 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 6 $As := A(3) = 2.85 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 30 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 36.17 \text{ cm}$$

Tramo 2: Bastones de refuerzo inferior Eje A

$$X := 3.4 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0721 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 24.514 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 6 $As := A(3) = 2.85 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 9 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 39.532 \text{ cm}$$

Tramo 3: Bastones de refuerzo inferior eje B

$$X := 5.38 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.4953 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 266.471 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerido por tramo}$$

Utilizando bastones No. 11

$$As := A(8) = 9.65 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 28$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 19.483 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje C

Tramo 1: Bastones de inferior eje C

$$X := 5.4 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.3683 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 198.882 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida por tramo}$$

Utilizando bastones No. 10

$$As := A(7) = 7.917 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 25$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 21.497 \text{ cm}$$

Tramo 2: Bastones de refuerzo superior eje C

$$X := 2.63 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0089 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 2.341 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 3 $As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 3 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 82.212 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje D

Tramo 1: Bastones de inferior eje D

$$X := 3.20 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.3258 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 104.256 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 10 $As := A(7) = 7.917 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 13 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 24.301 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje E

Tramo 1: Bastones de inferior eje E

$$X := 5.38 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.3396 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 182.705 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 10

$$As := A(7) = 7.917 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 23$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 23.314 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje F

Tramo 1: Bastones inferiores eje F

$$X := 5.39 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.4213 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 227.081 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 10

$$As := A(7) = 7.917 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 29$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 18.793 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje G

Tramo 1: Bastones superiores Eje G

$$X := 5.30 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0728 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 38.584 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 6 $As := A(3) = 2.85 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 14 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 39.152 \text{ cm}$$

Eje B representativo horizontal**Tramo de diseño: Eje 1**

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 1

$$X := 4.54 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0571 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 25.923 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 5 $As := A(2) = 2.011 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 13 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 35.221 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 2

Tramo 2: Bastones de refuerzo inferior Eje 2

$$X := 3.30 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.312 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 102.96 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 9

$$As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 16$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 20.738 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 3

Tramo 1: Bastones de refuerzo inferior Eje 3

$$X := 5.30 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.3529 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 187.037 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 9

$$As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 29$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 18.334 \text{ cm}$$

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 3

$$X := 3.70 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0156 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 5.772 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 3

$$As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 8$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 46.903 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 4

Tramo 1: Bastones de refuerzo inferior Eje 4

$$X := 3.20 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.2745 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 87.84 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 9

$$As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 14$$

$$Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 23.571 \text{ cm}$$

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 4

$$X := 3.64 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0209 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 7.608 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

$$\text{Utilizando bastones No. 3} \quad As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 10 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 35.009 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 5

Tramo 1: Bastones de refuerzo inferior Eje 5

$$X := 3.26 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.2963 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 96.594 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

$$\text{Utilizando bastones No. 9} \quad As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 15 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 21.836 \text{ cm}$$

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 5

$$X := 3.64 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0323 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 11.757 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

$$\text{Utilizando bastones No. 3} \quad As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{AsTramo}{As} = 16 \qquad Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 22.653 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 6

Tramo 1: Bastones de refuerzo inferior Eje 6

$$X := 5.40 \text{ m}$$

$$AsSolicitado := 0.3657 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$AsTramo := AsSolicitado \cdot X = 197.478 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

$$\text{Utilizando bastones No. 9} \qquad As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{AsTramo}{As} = 31 \qquad Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 17.693 \text{ cm}$$

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 6

$$X := 2.55 \text{ m}$$

$$AsSolicitado := 0.0084 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$AsTramo := AsSolicitado \cdot X = 2.142 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

$$\text{Utilizando bastones No. 3} \qquad As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$$

$$Bastones := \frac{AsTramo}{As} = 3 \qquad Espaciamiento := \frac{X}{Bastones} = 87.105 \text{ cm}$$

Tramo de diseño: Eje 7

Tramo 1: Bastones de refuerzo inferior Eje 7

$$X := 5.40 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.421 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 227.34 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 9 $As := A(6) = 6.47 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 35 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 15.369 \text{ cm}$$

Tramo 1: Bastones de refuerzo superior Eje 7 a 8

$$X := 4.45 \text{ m}$$

$$As_{Solicitado} := 0.0542 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \quad \text{área de acero por centímetro lineal requerido}$$

$$As_{Tramo} := As_{Solicitado} \cdot X = 24.119 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero requerida para tramo}$$

Utilizando bastones No. 3 $As := A(0) = 0.732 \text{ cm}^2$

$$Bastones := \frac{As_{Tramo}}{As} = 33 \quad \text{Espaciamiento} := \frac{X}{Bastones} = 13.5 \text{ cm}$$

D. Diseño del modelo estructural de losas de cimentación postensadas.

En la construcción de sistemas postensados, los tendones se tensan después de colocado el concreto y que este ya haya adquirido la resistencia deseada. Se colocan en la formaleta ductos de plástico o de metal con los tendones sin pre esforzar dentro de los mismos. Una vez que el concreto ha fraguado y alcanzado la resistencia final, los tendones se estiran y se unen mecánicamente a dispositivos de anclaje en los extremos para mantener a los tendones en su condición estirada. Los tendones del sistema de postensado se colocan en elemento estructural de forma parabólica de manera que estos trabajen para contrarrestar los momentos mayorados que actúan sobre la estructura en cuestión. Las ventajas que ofrece el postensado para una estructura de concreto incluyen:

- Optimización del uso del concreto con secciones de menor tamaño.
- Control de las deflexiones en los elementos sometidos a tensión.
- Cubre luces de mayor dimensión.
- Disminución del peso propio de las estructuras.
- Reducción de la cuantía de refuerzo tradicional.

Para el diseño de elementos postensados se debe de realizar un balance de esfuerzos en las secciones sin superar los esfuerzos máximos de tensión y compresión permisibles para cargas de servicio. El diseño se basó en la resistencia y el comportamiento de las estructuras bajo condiciones de servicio durante las etapas de carga críticas desde el momento que se aplica el pre esfuerzo hasta las condiciones de trabajo final. El código ACI318 en la sección 18.3 clasifica los elementos pre esforzados debido a su comportamiento supuesto. El concreto se clasifica en pre esforzado clase U para comportamientos no fisurados, clase T para transición entre no fisurado y fisurado, clase C para comportamiento fisurado y finalmente no pre esforzado para comportamiento fisurado.

Los requerimientos de diseño para elementos postensados según el código de diseño ACI318 en el capítulo 18 son variados. La especificación de los materiales para estructuras postensadas marcan que el concreto a utilizar debe ser de alta resistencia entre 4,000 y 6,000 psi. El acero de refuerzo debe de ser también de alta resistencia. Se requieren alambres ASTM A421M, alambres de baja relajación ASTM A 421M, torones ASTM A 416 y barras de alta resistencia ASTM A722M dependiendo de cual sea el caso. Los esfuerzos permisibles en el concreto se presentan en la sección 18.3-4 del código ACI, esta sección define el esfuerzo en la fibra extrema en compresión para los casos incluyendo pérdidas o sin incluirlas, y los esfuerzos en la fibra extrema a tensión dependiendo de la clase de concreto pre esforzado a calcular. Se definen también los esfuerzos producidos por los cables y los esfuerzos combinados con las cargas. Las formulas a utilizar son las siguientes:

- Esfuerzos en la fibra extrema en compresión
 - Sin pérdidas: $0.60f'_{ci}$
 - Con pérdidas: $0.45f'_{c}$
- Esfuerzos en la fibra extrema en tensión F_{pu}
 - Clase U: $f_{pu} \leq 0.62 \sqrt{f'_{c}}$
 - Clase T: $0.62 \sqrt{f'_{c}} \leq f_{pu} \leq \sqrt{f'_{c}}$
 - Clase C: $f_{pu} > \sqrt{f'_{c}}$
- Esfuerzos permisibles en el acero no deben exceder:
 - Tendones de postensado, anclajes y acoples: $0.70f_{pu}$
- Esfuerzos producidos por los cables
 - $f_1 = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e * C_1}{I_c}$
 - $f_2 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i * e * C_1}{I_c}$
- Esfuerzos combinados con las cargas
 - Esfuerzo en la fibra superior: $f_1 = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e * C_1}{r^2}\right) - \frac{M_o C_1}{I_c}$
 - Esfuerzo en la fibra inferior: $f_2 = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e * C_1}{r^2}\right) + \frac{M_o C_1}{I_c}$

Los requisitos para cálculo de la resistencia a corte se toma al peralte como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal pre esforzado y no pre esforzado en tracción, mas no hay necesidad de tomarlo como $0.80h$. El refuerzo mínimo adherido se toma como $0.004A_{ct}$, donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la fibra a tensión y el centro de gravedad. Este debe de quedar distribuido uniformemente en la zona de tracción pre comprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción. Para la protección del concreto de refuerzo postensado el código ACI en la sección 7.7.2 estipula que el recubrimiento mínimo para concreto colocado contra el suelo debe de ser de cinco centímetros. El espaciamiento mínimo para torones debe de ser $4db$.

Ventajosamente, en el programa de diseño SAFE es posible realizar el diseño de losas con elementos postensados basándose en las directrices previamente mencionadas requeridas por ACI. El diseño de los torones de postensado se realiza utilizando losas de cimentación con un concreto de resistencia a 28 días de $4,000 \text{ psi}$, y un peralte de 95 centímetros . La losa de cimentación diseñada con SAFE muestra los valores y distribución de los momentos mayorados en los ejes representativos seleccionados. Estos momentos mayorados son los utilizados para los cálculos de torones para la sección de losa de cimentación representativa a diseñar. Una vez realizados los cálculos pertinentes debido a los momentos mayorados se

alcanza la cantidad de torones resultantes a utilizar. Esta cantidad de torones dará un valor de esfuerzos combinados con cargas resultantes a tensión y compresión los cuales se comparan con los valores en la fibra extrema máximos permisibles para el concreto a utilizar. Ambos valores deben de presentarse negativos, esto quiere decir que la estructura de concreto trabaja a compresión al momento de tensionar los ductos. Los valores resultantes de diseño de torones de postensado para los ejes representativos se presentan a continuación.

Tabla No. 11. Resultados obtenidos en franja representativa eje 7

Sección	Dimensiones Sección			Diseño de Torones			Esfuerzos		Chequeo	
	B (cm)	H (cm)	Llosa (cm)	Cantidad (u)	Diámetro (in)	Área (cm ²)	f1 (kg/cm ²)	f2 (kg/cm ²)	f1	f2
1	750.00	95.00	308.00	32.00	0.60	1.40	-16.38	-2.64	OK	OK
2	750.00	95.00	229.00	12.00	0.60	1.40	-6.56	-0.58	OK	OK
3	750.00	95.00	514.00	76.00	0.60	1.40	-35.78	-9.38	OK	OK
4	750.00	95.00	330.00	24.00	0.60	1.40	-6.76	-7.50	OK	OK
5	750.00	95.00	458.00	76.00	0.60	1.40	-35.98	-9.17	OK	OK
6	750.00	95.00	360.00	28.00	0.60	1.40	-6.76	-9.87	OK	OK
7	750.00	95.00	425.00	76.00	0.60	1.40	-32.05	-13.11	OK	OK
8	750.00	95.00	370.00	28.00	0.60	1.40	-5.63	-11.01	OK	OK
9	750.00	95.00	440.00	76.00	0.60	1.40	-33.58	-11.58	OK	OK
10	750.00	95.00	330.00	24.00	0.60	1.40	-6.40	-7.86	OK	OK
11	750.00	95.00	497.00	88.00	0.60	1.40	-44.79	-7.50	OK	OK
12	750.00	95.00	529.00	24.00	0.60	1.40	-5.90	-8.36	OK	OK

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Tabla No. 12. Resultados obtenidos en franja representativa B

Sección	Dimensiones Sección			Diseño de Torones			Esfuerzos		Chequeo	
	B (cm)	H (cm)	Llosa (cm)	Cantidad (u)	Diámetro (in)	Área (cm ²)	f1 (kg/cm ²)	f2 (kg/cm ²)	f1	f2
1	750.00	95.00	630.00	24.00	0.60	1.40	-13.03	-1.23	OK	OK
2	750.00	95.00	510.00	72.00	0.60	1.40	-36.13	-6.66	OK	OK
3	750.00	95.00	425.00	24.00	0.60	1.40	-4.46	-9.80	OK	OK
4	750.00	95.00	480.00	76.00	0.60	1.40	-38.90	-6.26	OK	OK
5	750.00	95.00	440.00	24.00	0.60	1.40	-2.28	-11.98	OK	OK
6	750.00	95.00	440.00	64.00	0.60	1.40	-34.86	-3.16	OK	OK
7	750.00	95.00	460.00	24.00	0.60	1.40	-1.11	-13.15	OK	OK
8	750.00	95.00	445.00	64.00	0.60	1.40	-35.10	-2.93	OK	OK
9	750.00	95.00	445.00	24.00	0.60	1.40	-1.43	-12.83	OK	OK
10	750.00	95.00	460.00	72.00	0.60	1.40	-38.93	-3.86	OK	OK
11	750.00	95.00	420.00	24.00	0.60	1.40	-3.42	-10.84	OK	OK
12	750.00	95.00	512.00	80.00	0.60	1.40	-46.22	-1.31	OK	OK
13	750.00	95.00	633.00	24.00	0.60	1.40	-3.70	-10.56	OK	OK

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Luego de realizados los cálculos de cantidad de torones se prosigue a realizar la distribución de los mismos. Esto permite determinar la cantidad de torones total que se utilizara en la franja de diseño y la

separación entre cada uno. Para el diseño se ha utilizado distribución de torones separados en grupos de 4 por ducto y las distribuciones de estos se presentan a continuación:

Tabla No. 13. Distribución de torones eje representativo 7

Sección	Cantidad de Torones	Distribución de torones	
1	32.00	4 torones @ 94cm	
2	12.00	4 torones @ 94cm	
3	76.00	4 torones @ 94cm	4 torones @ 54cm
4	24.00	4 torones @ 94cm	
5	76.00	4 torones @ 94cm	4 torones @ 54cm
6	28.00	4 torones @ 94cm	
7	76.00	4 torones @ 94cm	4 torones @ 54cm
8	28.00	4 torones @ 94cm	
9	76.00	4 torones @ 94cm	4 torones @ 54cm
10	24.00	4 torones @ 94cm	
11	88.00	4 torones @ 94cm	4 torones @ 54cm
12	24.00	4 torones @ 94cm	

Fuente: Elaboración propia, 2014.

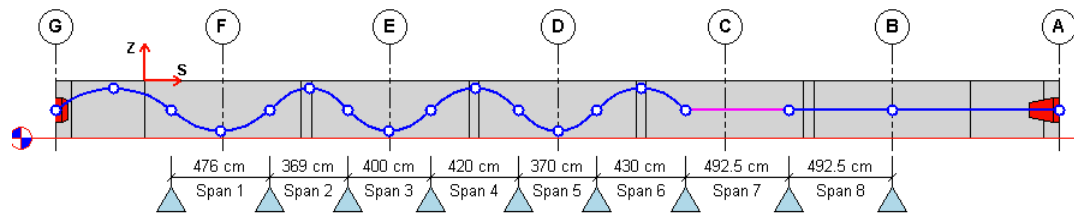
Tabla No. 14. Distribución de torones eje representativo B

Sección	Cantidad de Torones	Distribución de torones	
1	24.00	4 torones @ 125cm	
2	72.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
3	24.00	4 torones @ 125cm	
4	76.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
5	24.00	4 torones @ 125cm	
6	64.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
7	24.00	4 torones @ 125cm	
8	64.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
9	24.00	4 torones @ 125cm	
10	72.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
11	24.00	4 torones @ 125cm	
12	80.00	4 torones @ 125cm	4 torones @ 54cm
13	24.00	4 torones @ 125cm	

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Ingresando los datos presentados de cantidad de torones se prosigue a dibujar los mismos en la interfaz del sistema SAFE. Esta interfaz permite diseñar los torones de forma parabólica necesaria para actuar de forma efectiva en la sección de la estructura. Estas parábolas se basan en los momentos mayorados presentados por el mismo programa. En la siguiente imagen se presenta la distribución de curvas parabólicas de los torones diseñados para la estructura.

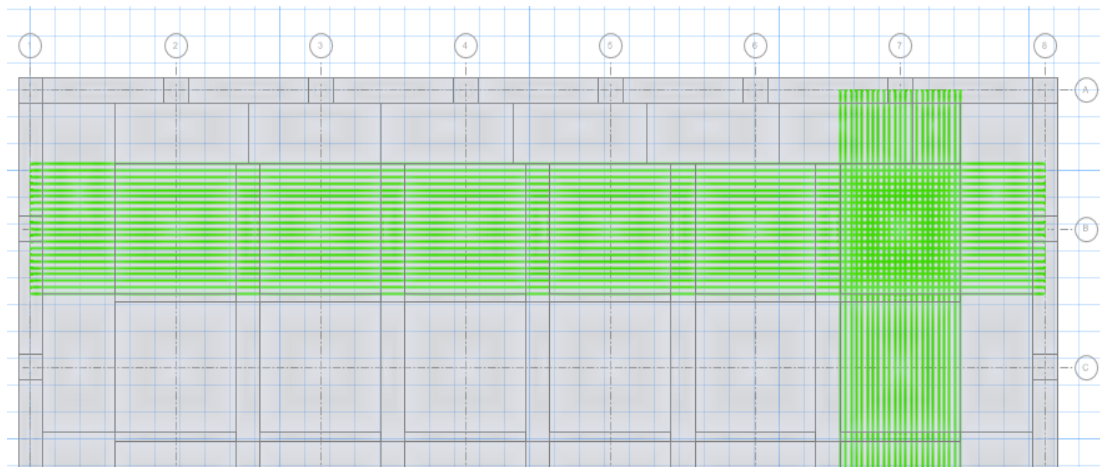
Figura No. 46. Distribución parabólica de torones eje representativo 7



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Luego de finalizar el modelo de torones, este se replica para cumplir con la cantidad requerida calculada. Una vez realizada esta distribución, se debe de agregar la carga de los torones diseñados a las combinaciones de carga envolvente y envolvente de servicio para que el modelo al ser corrido en el programa permita tomar en cuenta estas cargas en el diseño y en las resultantes.

Figura No. 47. Diseño de torones en software SAFE



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Al momento de revisar los resultados del concreto pre esforzado se debe consultar la carga última transmitida por la losa de cimentación diseñada hacia el suelo, el punzonamiento de las secciones y el refuerzo requerido por la sección diseñada¹. Los resultantes se muestran a continuación de forma gráfica diseñada por SAFE. Finalmente, el diseño de torones ira colocado dentro de ductos con un diámetro de 1 ½ “.

¹ Según el código ACI318-11 capítulo 18, este último puede modelarse utilizando el acero mínimo para la sección.

Tabla No. 15. Cálculo de refuerzo de acero mínimo para sección de postensado

<i>Acero mínimo requerido (cm²)</i>	<i>No. de barra a utilizar</i>	<i>Área de barra (cm²)</i>	<i>Separación (cm)</i>
16.00	7	3.88	24.3

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Tabla No. 16. Refuerzo adicional en forma de bastones eje representativo 7

<i>Punto donde se solicita refuerzo adicional</i>	<i>Área de acero solicitado</i>		<i>Acero</i>	<i>No. de</i>	<i>Área de Barra (cm²)</i>	<i>Cantidad de Barras (u)</i>	<i>Separación (cm)</i>
	<i>D (cm)</i>	<i>por centímetro (cm²/cm)</i>	<i>Requerido (cm²)</i>	<i>Barra a Utilizar</i>			
A 75cm de eje A	815.00	0.11	86.47	7.00	3.88	22	36.6
Bajo Eje B	320.00	0.25	80.77	7.00	3.88	21	15.4
A 2.7m del eje B	160.00	0.10	16.16	7.00	3.88	4	38.4
Bajo eje C	320.00	0.26	83.42	7.00	3.88	22	14.9
Bajo eje D	320.00	0.23	73.66	7.00	3.88	19	16.9
Bajo eje E	320.00	0.23	72.70	7.00	3.88	19	17.1
Al centro entre eje E y F	50.00	0.01	0.40	3.00	0.71	1	89.9
Bajo eje F	320.00	0.25	80.64	7.00	3.88	21	15.4
Al centro entre eje F y G	230.00	0.15	33.93	7.00	3.88	9	26.3
Refuerzo superior a 75cm de eje G	310.00	0.16	51.06	7.00	3.88	13	23.6

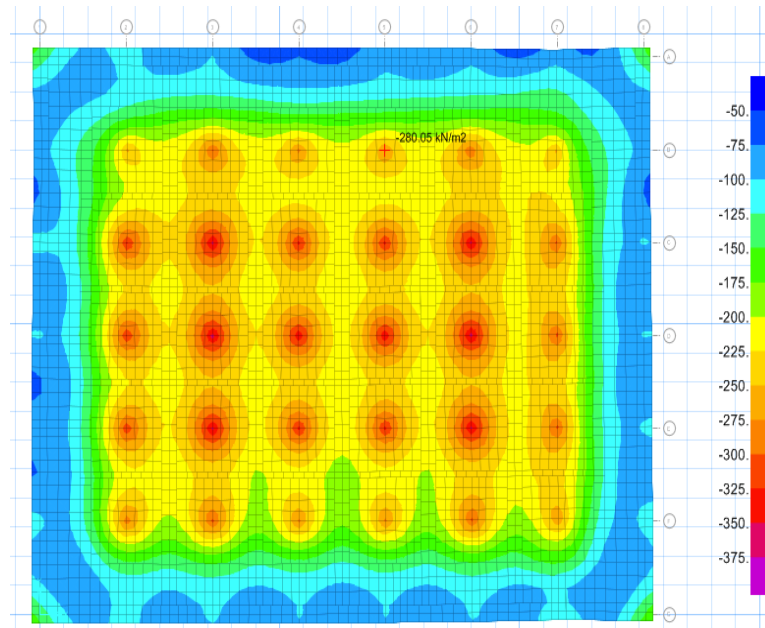
Fuente: Elaboración propia, 2014

Tabla No. 17. Refuerzo adicional en forma de bastones eje representativo B

<i>Punto donde se solicita refuerzo adicional</i>	<i>Área de acero licitado por centímetro</i>		<i>Acero</i>	<i>No. de</i>	<i>Área de Barra (cm²)</i>	<i>Cantidad de Barras (u)</i>	<i>Separación (cm)</i>
	<i>D (cm)</i>	<i>(cm²/cm)</i>	<i>Requerido (cm²)</i>	<i>Barra a Utilizar</i>			
Bajo eje 2	322.00	0.17	55.26	7.00	3.88	14	22.7
Bajo eje 3	322.00	0.28	91.25	7.00	3.88	24	13.7
Bajo eje 4	322.00	0.22	71.48	7.00	3.88	18	17.5
Bajo eje 5	322.00	0.23	74.03	7.00	3.88	19	16.9
Bajo eje 6	322.00	0.28	89.10	7.00	3.88	23	14.1
Bajo eje 7	322.00	0.31	98.85	7.00	3.88	25	12.7

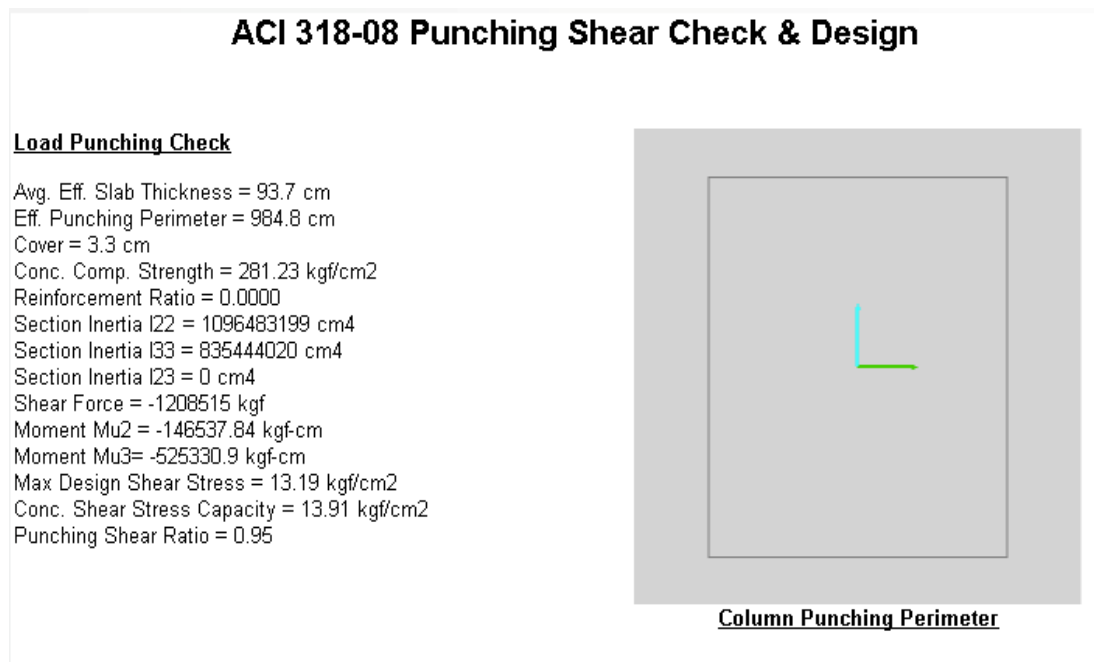
Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 48. Capacidad de respuesta de carga del suelo utilizando método de postensado.



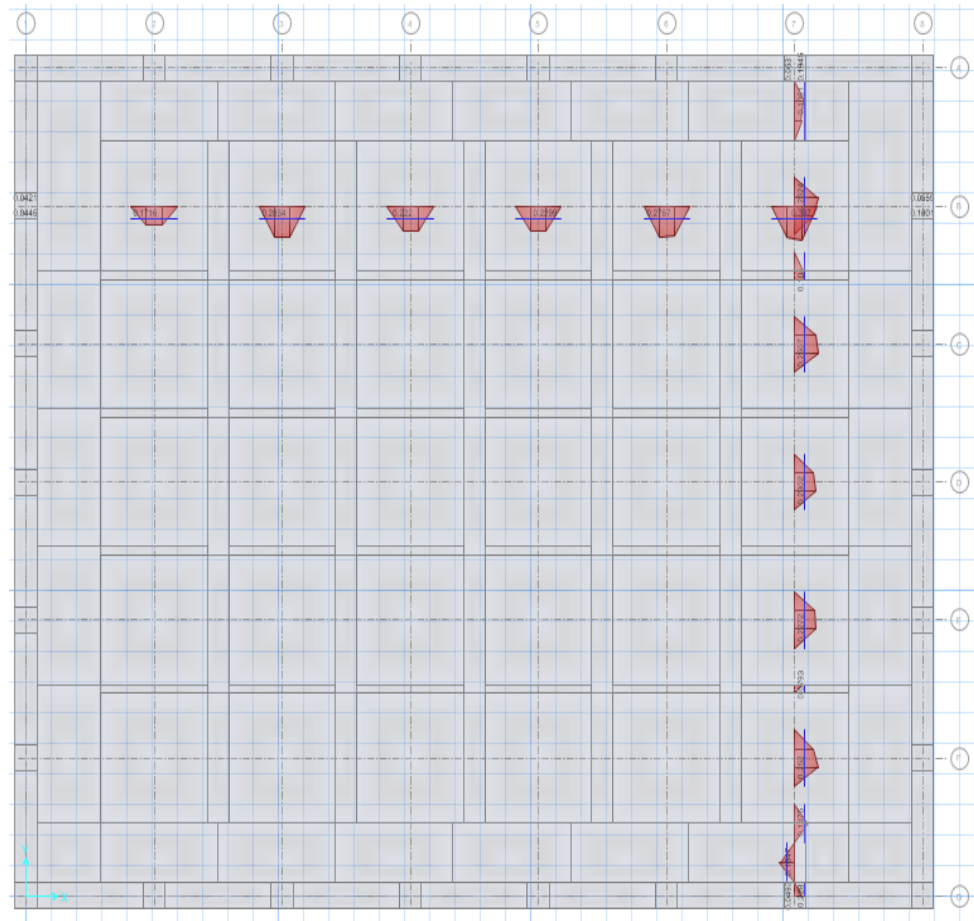
Fuente: Elaboración propia, 2014

Figura No. 49. Punzonamiento máximo presentado en elemento postensado.



Fuente: Elaboración Propia, 2014.

Figura No. 50. Distribución gráfica de refuerzo de acero requerido para franjas representativas



Fuente: Elaboración propia, 2014.

1. Ejemplificación de memoria de cálculo realizada para diseño de torones de postensado.

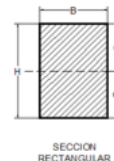
Diseño de Losa de cimentación con elementos postensados

Datos de Diseño

Resistencia del concreto de diseño	$f'_c =$	280.00 kgf/cm ²
Longitud de sección de losa a estudiar	$L_{losa} =$	497.00 cm
Momento máximo de secciones por servicio	$M_o =$	81,578,405.00 kg*cm

Propiedades de la Franja representativa de estudio y diseño

Ancho Franja de Losa representativa	$B =$	750.00 cm
Peralte de losa representativa	$H =$	95.00 cm



Propiedades calculadas de la sección

Área de sección de losa	$A =$	71,250.00 cm ²
Inercia de la sección	$I =$	53,585,937.50 cm ⁴
	$C_1 =$	47.50 cm
	$C_2 =$	47.50 cm
	$r =$	27.42 cm

Cálculo de los torones

$F_y =$	18,900.00 kg/cm ²	
$F_{pu} =$	15,120.00 kg/cm ²	
Recubrimiento =	5.00 cm	Recubrimiento mínimo según ACI 318
Espaciamiento mínimo =	cm	Dependiente del diámetro de torón

Torones comunes Grado 270		
Torón No.	Diámetro (in)	Área (cm²)
9	0.38	0.55
13	0.50	0.99
15	0.60	1.40

Fuente. ASTM A416 Tabla 1

Límites de tensión y compresión de diseño

Límite a compresión con perdidas = $0.45f'_ci =$	-126.00 kg/cm ²	Mínimo
Límite a tensión = $0.62\sqrt{f'_c} =$	10.37 kg/cm ²	Máximo

Cantidad Torones	Diámetro sección Torón (in)	Área Torón (cm²)	Pi (Kg)	Excentricidad (cm)	Longitud parte recta (cm)
88.00	0.60	1.40	1,862,784.00	32.50	248.50

Cálculo de Esfuerzos

Formulas	Esfuerzos		Chequeo
$f1 = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 - \frac{e \cdot C1}{r^2}\right) - \frac{M_o C1}{I_c}$	-44.79	kg/cm2	OK
$f2 = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{e \cdot C2}{r^2}\right) + \frac{M_o C2}{I_c}$	-7.50	kg/cm2	OK

E. Planos

En la sección de anexos se puede apreciar los planos estructurales para los diseños de zapatas aisladas, losas de cimentación y losas de cimentación postensadas.

V. DISCUSIÓN DE ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ZAPATAS AISLADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN.

A. Diseño estructural utilizando programa de diseño SAFE.

Muchas cosas han cambiado en el mundo gracias a la tecnología. Gran parte del sector industrial del planeta se encuentra en un auge tecnológico que facilita el trabajo de millones de personas. En el área de la construcción, específicamente en el área de diseño estructural, los avances tecnológicos permitieron que los ingenieros puedan utilizar programas computarizados de diseños que brindan una forma resolutive a varios problemas que puedan ir encontrando en el diseño de elementos estructurales de una manera sencilla. El programa de diseño de cimentaciones y losas, SAFE V12, es una herramienta computarizada que hace exactamente lo mencionado anteriormente: facilitar al ingeniero el diseño de cimentaciones y losas implementando los parámetros de diseño establecidos por ACI según las metodologías de diseño por resistencia y por elementos finitos.

El código de diseño de ACI 336.2R-02 utilizado para el diseño estructural de cimentaciones combinadas y losas de cimentación hace una mención específica en su capítulo 6 sobre la aceptación de ACI e importancia del uso de programas computacionales de diseño para losas de cimentación. Esta aceptación se hace debido a diferentes factores que reducen la exactitud del diseño estructural a una combinación de aproximaciones. Para evitar que esto suceda, los programas computacionales hacen uso de algoritmos de diseño que devuelven la exactitud a los modelos de diseño. Haciendo así, imperativo el uso de dichos programas en el diseño estructural actual.

Realizando ingresos de datos de diseño requeridos para los elementos estructurales a diseñar, el programa brinda una interfaz de diseño sencilla que se encarga de realizar los cálculos estructurales pertinentes utilizando las diferentes combinaciones de carga por trabajo y servicio aplicados a esta. Adicionalmente, se puede notar que la exactitud de los cálculos de diseño presentados por el programa son muy cercanos a la realidad. Esto se pudo notar al momento de ingresar a las preferencias del sistema de diseño, donde el mismo programa presenta las opciones al diseñador de utilizar los diferentes códigos de diseño estructural utilizados a nivel mundial, principalmente el código ACI318-08. El programa de diseño utiliza una interfaz de diseño estructural utilizando elementos finito, una metodología de diseño sugerida por el código ACI336.2R en su capítulo 6 sección 3, el cual es descrito a profundidad en el código ACI318 en el apéndice B. Esto, resulta en un programa de diseño que presenta resultantes de carga, presiones últimas, asentamientos, reacciones del suelo, flexión y momento de los diferentes elementos estructurales diseñados.

Finalmente, la gran ventaja presentada por SAFE, es la capacidad del mismo de diseñar los refuerzos de acero para los diferentes elementos estructurales en base a las reacciones por trabajo y servicio aplicados a la estructura diseñada, al igual que permite realizar diseños estructurales de elementos utilizando metodología de refuerzo de concreto pre esforzado. Dichos casos de refuerzo son diseñados para los diferentes casos estructurales que puedan presentarse al diseñador. El mismo programa permite al diseñador seleccionar entre diferentes opciones de presentación de requerimiento de refuerzo imponiendo el refuerzo de acero mínimo o dándole al diseñador la potestad de definir la cantidad de refuerzo mínimo a aplicar a la estructura y así poder desplegar la cantidad de refuerzo adicional requerido en la estructura. Se hace énfasis en la capacidad del programa de reducir la cantidad del trabajo de diseño tanto para estructuras de concreto reforzado y concreto pre esforzado.

B. Comparación entre diseño de zapatas aisladas y losas de cimentación

El diseño estructural de cimentaciones se realizó con el enfoque de elaborar estructuras resistentes de alta calidad, bajo costo y de rápida elaboración. Se realizó de esta manera debido a la alta demanda de métodos de construcción económicos y que permitan elaborarse rápidamente para permitir al cliente ahorrar dinero en renglones indirectos de construcción. Para realizar un análisis comparativo de ambas metodologías de cimentación se debe tomar en cuenta las facilidades constructivas de los elementos estructurales y la cantidad de material requerido para su construcción dando un enfoque cuantitativo y monetario de los mismos. Para el análisis de materiales constructivos necesarios se toman en cuenta los materiales de mayor impacto monetario: el concreto y el acero de refuerzo.

Hablando sobre los aspectos comparativos de las cantidades de material requerido, en el caso del diseño de zapatas aisladas, el fin ultimo era realizar una estructura individual que pueda soportar la carga de una sola columna sin sobrepasar la presión admisible del suelo seleccionado. Debido a las cargas aplicadas y la magnitud de la superestructura seleccionada para el estudio, los cálculos de zapatas aisladas definieron la dimensión se esta ultima como una zapata cuadrada con longitud y ancho de 7.50 metros y un peralte final de 1.30 metros. Los resultados obtenidos en cuanto al dimensionamiento de dicho elemento cumplen con las características de diseño de zapatas por método de resistencia requerido por el código ACI 318.

La presión admisible del suelo máximo presentado para la franja de diseño representativa vertical en el eje 6 de la estructura comparada con la capacidad de carga ultima del suelo seleccionado presenta una capacidad de presión permanente del 73.4% y una capacidad de presión temporal del 76.7%. estos valores son aprobados, resultando en una cimentación que no presenta levantamiento y no excede la capacidad de carga ultima de suelo. Adicionalmente, para la zapata aislada calculada para la franja representativa presenta un punzonamiento máximo de 141,500.00 kgf que constituyen un 90.2% del valor de

punzonamiento máximo presentado por el área punzante sobre el suelo. Los cálculos resultantes para los diseños a flexión concluyen en un refuerzo de acero utilizando 39 barras grado 60 No.10 con una separación de 20cm en dirección horizontal y 33 barras grado 60 No. 10 con una separación de 22 cm en dirección vertical. Este diseño de zapata aislada se realizó en 2 iteraciones y se concluyó en el uso de dicho diseño al ser el dimensionamiento de zapata aislada que cumple con los requerimientos estructurales de manera optima y más económica.

En el caso del diseño de losas de cimentación elaboradas utilizando SAFE, se han dimensionado las mismas franjas representativas utilizadas par el modelo de diseño de zapatas aisladas. Estas franjas representativas permiten hacer una comparación reducida pero igualmente valida de datos resultantes ya que estos datos en cuestión, son replicables al resto de la cimentación. Las franjas representativas de diseño presentan resultados para los casos de presión ultima admisible de suelo, chequeo por punzonamiento y diseño a flexión en la estructura.

Los resultados obtenidos presentados con anterioridad muestran que la estructura de losa de cimentación diseñada para las franjas representativas debe ser con un peralte total de 1.20 metros. Este diseño de losa de cimentación cumple con los requisitos de diseño al presentar una presión ultima sobre el suelo menor a la capacidad de carga última por 3kN/m² y un porcentaje de punzonamiento del 84% en comparación al punzonamiento máximo permisible. Dicha losa de cimentación, al igual que las zapatas aisladas diseñadas, ha sido optimizada hasta su punto más económico.

A continuación se presentan tablas comparando la cantidad de material requerido para la construcción de las estructuras de cimentación comparadas así como un costo aproximado de los mismos. En estas tablas se presentan cantidades para las franjas de diseño representativas utilizadas para el diseño estructural de dichas cimentaciones. El concreto se mide en metros cúbicos de volumen y el refuerzo de acero en quintales de varillas comerciales de 12 metros. Todos los valores monetarios han sido recopilados de catálogos de precio de Cementos Progreso y Aceros de Guatemala, empresas proveedoras de material en Guatemala.

Tabla No. 18. Cantidad de materiales utilizados para diseño de cimentaciones

Sección	Zapatas aisladas		Losa de cimentación		
	Concreto (m ³)	Refuerzo Acero (qq)	Concreto (m ³)	Refuerzo acero corrido (qq)	Refuerzo Bastones (qq)
Eje representativo B	443.03	319.00	567.00	335.00	73.00
Eje representativo 7	296.78	319.00	432.00		91.00
Totales	739.80	638.00	999.00	499.001	

² El valor total de quintales de acero utiliza solo un valor de acero mínimo puesto que este es un refuerzo corrido que sigue a toda la cimentación. Utilizarlo dos veces duplicaría la cantidad de material.

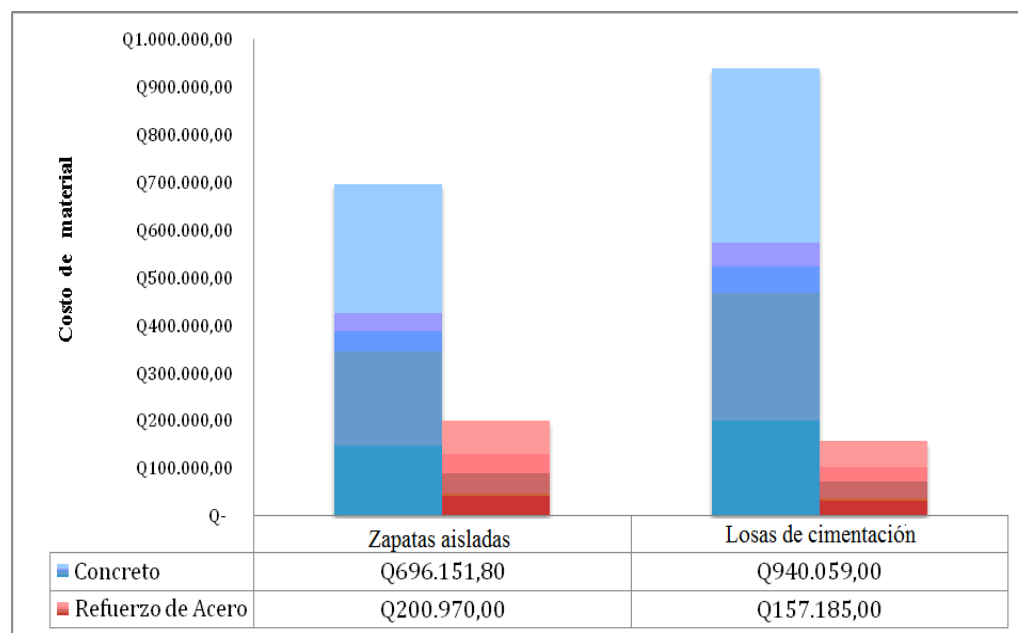
El costo de los materiales requeridos para los sistemas de cimentaciones comparados se realizo elaborando un cuadro comparativo con base a la sumatoria de materiales de los ejes representativos seleccionados para ambas estructuras de cimentación. Esta comparativo muestra la cantidad de inversión aproximada de material requerido para la elaboración de ambas franjas representativas.

Tabla No. 19. Costos generales para una sección representativa

Estructura	Material					
	Concreto			Acero		
	Volumen (m3)	Precio Unitario	Total	Peso (qq)	Precio Unitario	Total
Zapatas aisladas	739.80	Q941.00	Q696,151.80	638.00	Q315.00	Q200,970.00
Losas de cimentación	999.00	Q941.00	Q940,059.00	499.00	Q315.00	Q157,185.00

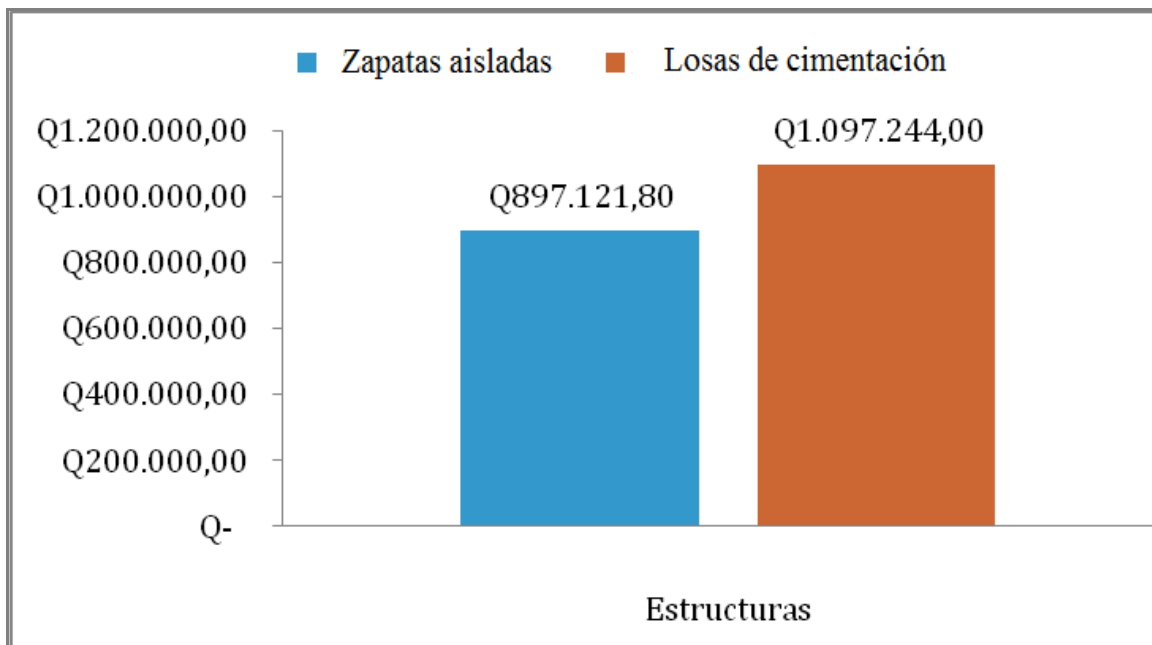
Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 51. Comparativa gráfica de costos de materiales para cimentaciones



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 52. Comparación grafica de inversión total de materiales para estructuras



Se puede notar en el gráfico comparativo de inversiones totales que las losas de cimentación representan a una solución de cimentación más cara. Esto se debe a la cantidad de material requerido para la elaboración de la misma, principalmente la cantidad del concreto a utilizar. Los 260 metros cúbicos de concreto adicionales para la losa de cimentación representan una inversión cercana a los Q. 244,000.00 adicionales a los necesarios para la elaboración de las zapatas aisladas para los ejes representativos. Esta comparativa presenta que ambas metodologías de cimentación requieren de una inversión elevada, mas la inversión de elaboración de losa de cimentación se presenta mayor. Para la mitigación de esta inversión se pueden considerar las capacidades de diseño de la losa de cimentación para funcionar, adicionalmente a su función de cimentación, como la estructura de piso de sótano para la superestructura en cuestión. Por supuesto, esto significaría que el diseño estructural de la losa de cimentación debe de incluir una sobrecarga en las combinaciones de carga de trabajo y servicio. La posibilidad de elaborar una losa de cimentación con funciones de piso es muy viable y podría ahorrar dinero en cuanto a cantidad de materiales necesitados e indirectos, sin mencionar ahorro de tiempo en cuanto a la construcción de la superestructura en su totalidad.

La inversión de tiempo también debe de ser un factor importante para la comparación de las estructuras de cimentaciones. Se puede notar que la losa de cimentación, por la cantidad de material requerido y la magnitud de su construcción, será una estructura más complicada y por ende más tardada en

su construcción. Para la realización de la comparativa de tiempo invertido en la construcción de los elementos de cimentación presentados en los ejes representativos se toma en cuenta la cantidad de fundiciones de concreto requeridas para la elaboración de los elementos constructivos. Debido a experiencias personales se conoce que las diferentes empresas guatemaltecas de transporte y colocado de concreto distribuyen sin problemas cantidades de hasta 400 metros cúbicos de concreto a los proyectos constructivos. Tomando en cuenta dicho parámetro y adicionando una cantidad de tiempo aproximada que requeriría el armado de refuerzo de acero. Para las losas de cimentación se tendrá el cuidado de realizar fundiciones de 335 metros cuadrados de construcción que darán por día los 400 metros cúbicos de concreto requerido. Haciendo esto, la fundición de la totalidad de la losa de cimentación se hará en 8 fundiciones de 9 áreas de 335m² lo que permite realizar la fundición total de la losa de cimentación en tres semanas tomando en cuenta el tiempo de armadura. Para las zapatas aisladas se requiere un menor tiempo de fundición y armadura. Para la fundición total de las cimentaciones se requerirán 5 fundiciones de 400m³ por lo que se puede concluir que la metodología de cimentación mas rentable es la de zapatas aisladas.

Finalmente, se debe hacer la mención que para muchas estructuras, la inversión adicional para la elaboración de losas de cimentación será necesaria. En la superestructura usada para la elaboración de este marco experimental, es un caso donde aplica esta metodología. Esto se debe a la gran área de construcción requerida para zapatas aisladas. El ancho y longitud de estas son de 7.50m y la distancia entre ejes es de 8 metros en el eje vertical y 9 metros en el eje horizontal. La versatilidad de excavación para estos elementos de cimentaciones es muy baja debido a la proximidad tan pequeña que hay entre cada elemento. Adicionalmente, se debe hacer mención al momento de volteo presente en las zapatas aisladas. Este momento de volteo no se encuentra presente en las losas de cimentación ya que estas solamente pueden presentar levantamiento parcial de alguna de sus partes. Dicho levantamiento parcial puede ser mitigado al utilizar diferentes sistemas de diseño estructurales como barras de transferencia o el diseño de losas con forma de llaves. Estas metodologías pertinentemente diseñadas, permiten a la estructura de losa de cimentación trabajar de manera monolítica y de esa manera evitar que dicho levantamiento parcial ocurra en la estructura. Esta dificultad y el momento de volteo, son los parámetros requerido para poder concluir que el elemento de cimentación superficial optimo para la superestructura será de losas de cimentación.

C. Utilización de concreto postensado

Habiendo concluido que la mejor metodología de cimentaciones para la superestructura estudiada es la losa de cimentación, se debe de encontrar alguna manera para que la inversión monetaria requerida para la elaboración de la misma no sea tan elevada. Esto se debe a que en este mundo competitivo, la metodología constructiva más rentable será la que se utilizará y la empresa constructora que presenta dicha solución será la encargada de realizar el proyecto. La metodología seleccionada para el ahorro de costos para la metodología de losas de cimentación ha sido elaborar las mismas utilizando concreto con elementos

postensados. La ventaja de estos elementos es que reducen considerablemente la cantidad de concreto requerido para la elaboración de las estructuras, así mismo, el uso de los torones de tensado reduce la cantidad de acero de refuerzo al acero mínimo requerido para soportar las acciones de momentos positivos y negativos de la estructura. La metodología de diseño de elementos postensados esta normado por el ACI318 en su capítulo 18, por lo que esta se desarrolla de manera parecida a las metodologías de diseño para los elementos de concreto reforzado. El ingeniero diseñador tiene por obligación realizar diseños de elementos postensados que permitan reducir materiales a su capacidad mínima y poder mantener las capacidades resistivas de las estructuras intactas. Por estos motivos, la solución a la problemática del exceso de material requerido para la elaboración de losas de cimentación se ataca utilizando esta metodología de elementos postensados en concreto.

Los resultados obtenidos al momento de realizado el diseño de elementos postensados sobre los ejes representativos es impresionante. El peralte de la losa de cimentación reduce considerablemente de 1.2 metros a 95 centímetros. Esto representa una reducción del 20.83% en cuanto a dimensiones de diseño se refiere. A continuación se presentan las resultantes de materiales requeridos para los ejes representativos utilizando las tres metodologías de elementos de cimentaciones.

Tabla No. 20. Comparativa entre estructuras de cimentación estudiadas

Sección	Zapatas aisladas		Losa de cimentación			Losa de cimentación		
	Concreto (m3)	Refuerzo acero (qq)	Concreto (m3)	Refuerzo acero corrido (qq)	Refuerzo bastones (qq)	Concreto (m3)	Refuerzo acero corrido (qq)	Refuerzo bastones (qq)
Eje representativo B	443.03	319.00	567.00	335.00	73.00	448.88	240.00	8.00
Eje representativo 7	296.78	319.00	432.00		91.00	448.88		33.00
Totales	739.80	638.00	999.00		499.00	897.75		281.00

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Se puede notar en la tabla presentada que la reducción de materiales de construcción es considerable para las losas de cimentación utilizando elementos postensados. En esta tabla no se han presentado los torones de postensado requeridos. Los torones a utilizar y el costo del uso de los mismos se presenta a continuación donde se puede apreciar de mejor manera como es que la inversión para las losas de cimentación se ha reducido para la optimización de las mismas con la metodología de postensado.

Tabla No. 21. Presentación de costos de materiales principales para estructuras de cimentación

Estructura	Material					
	Concreto			Acero		
	Volumen (m3)	Precio unitario	Total	Peso (qq)	Precio unitario	Total
Zapatas aisladas	739.80	Q941.00	Q696,151.80	638.00	Q315.00	Q200,970.00
Losas de cimentación	999.00	Q941.00	Q940,059.00	499.00	Q315.00	Q157,185.00
Losas postensadas	897.75	Q941.00	Q844,782.75	281.00	Q316.00	Q88,796.00

Fuente: Elaboración propia, 2014.

Se puede notar que el costo elevado para losas de cimentación que utilizan elementos postensados, se encuentra en el concreto. Esto se debe a que el concreto requerido para elementos postensados debe de ser de alta resistencia por lo que se selecciona el uso de concreto 4,000 psi para este renglón, aún así, la inversión en concreto para losa postensada es cerca de Q.100,000.00 más económico que para la losa de cimentación. Se puede apreciar un ahorro de costos considerable en el refuerzo de acero requerido para la losa de cimentación postensada. Por supuesto en la siguiente tabla se hace la mención de la inversión requerida para torones en los ejes representativos los cuales adicionados a los costos de concreto y acero de las secciones da un resultante comparable con los otros métodos de cimentación estudiados.

Tabla No. 22. Costo de inversión para torones en ejes representativos.

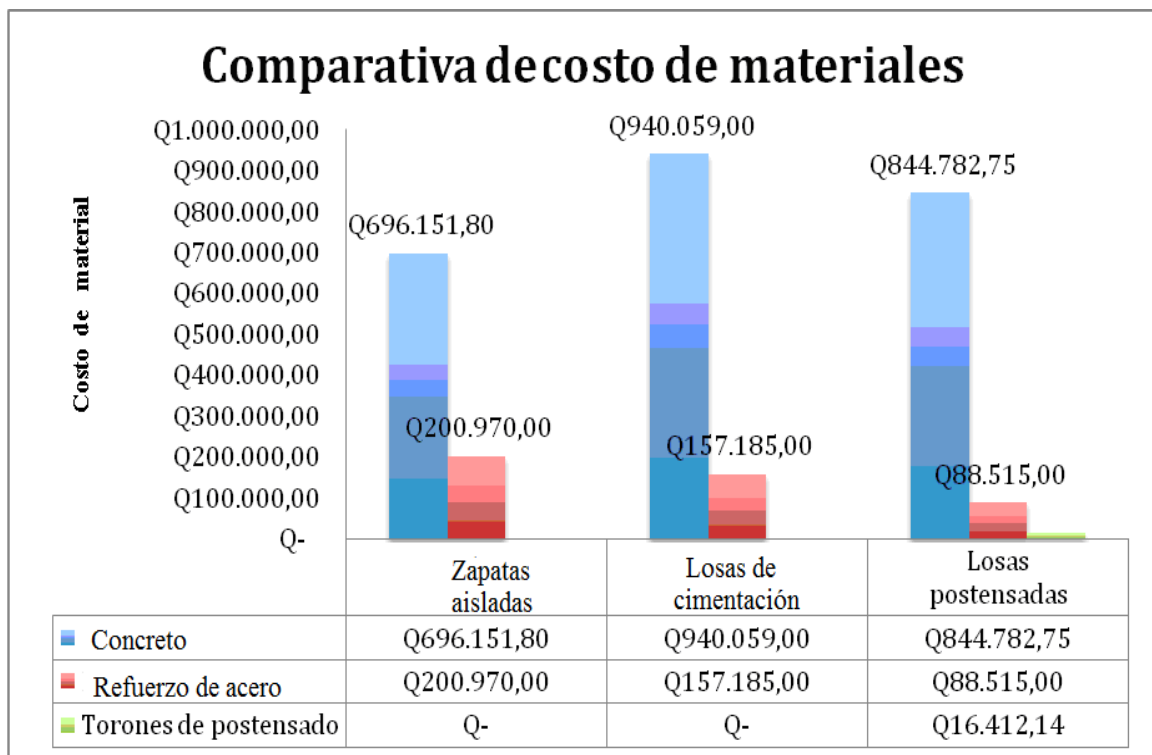
Sección	Cantidad		Longitud (m)	Peso total (Ton/m)	Costo por Ton/m ⁴	Costo Total
	de torones (unidad)	Peso (Ton/m) ³				
Eje representativo 7	22.00	0.00121	48.00	1.28	Q5,856.00	Q7,482.56
Eje representativo B	20.00	0.00121	63.00	1.52	Q5,857.00	Q8,929.58
Inversión					total =	Q16,412.14

Fuente: Elaboración propia, 2014.

³ Valor de peso para torones de diámetro de 0,60 pulgadas ASTM A616 Grado 270. Valor obtenido en tabla 1 en documento de ASTM norma A416.

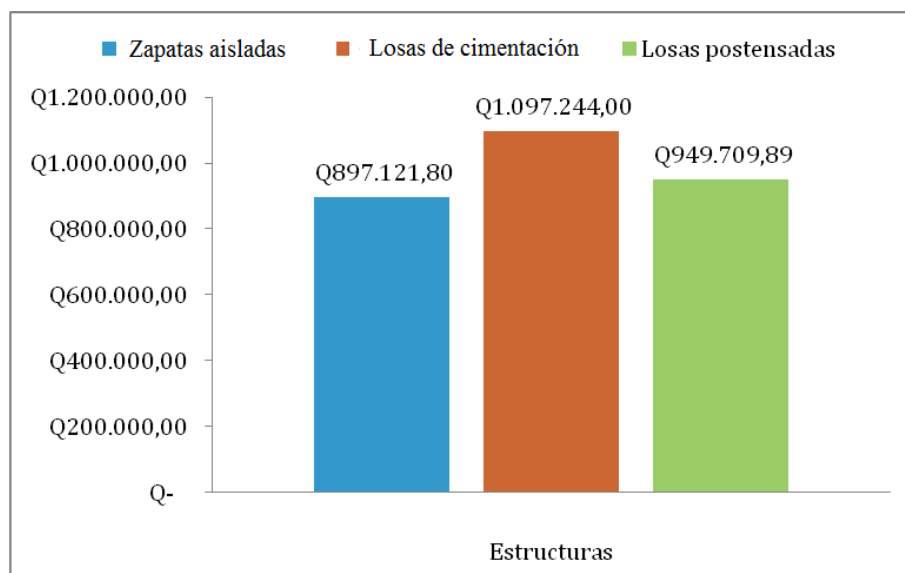
⁴ Valor de costo recopilado de diferentes proveedores estadounidenses de elementos postensados. Dicho valor no incluye valor de transporte y exportación, al igual que valor de aduanas.

Figura No. 53. Comparativa de costos de materiales



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Figura No. 54. Comparación de costo total de inversión en cuanto a materiales



Fuente: Elaboración propia, 2014.

Se puede notar que el uso de elementos postensados para el diseño de losas de cimentación presenta una reducción de costos de Q.147,534.00 el cual es un dato considerable notando una menor inversión requerida para el sistema. Tomando en consideración también que la inversión de ductos para postensado ha sido despreciada del estudio. Se puede concluir que la inversión para el sistema en cuestión, puede presentar ahorros considerables de gran impacto positivo al proyecto constructivo. Por supuesto, el diseñador puede realizar cálculos pertinentes para considerar la utilización de una reducción de peralte de losa de cimentación en donde esta se le permita, llegando de esta manera a poder reducir costos de materiales aún más. Dicho diseño puede realizarse de manera que la losa de cimentación presente un peralte cercano a los 60cm. Y áreas que reciben directamente la carga de las columnas permitirles quedar con el peralte de 95cm previamente diseñado. Esta opción debe realizarse teniendo extremo cuidado con las reacciones que la estructura tendrá para los diferentes casos de carga de trabajo y servicio. Así mismo, se debe tener en consideración la capacidad de carga última de suelo en el cual se realizara dicha cimentación. En el caso de la superestructura diseñada para el presente trabajo de graduación, no es lo ocurrido por lo que se debe de utilizar los materiales seleccionados.

Finalmente, se puede notar que la inversión realizada para la elaboración de elementos postensados puede también ser mitigada con un diseño de losa de cimentación que admita la capacidad de ser utilizada como losa de piso para el sótano de la superestructura. Estos cálculos pueden ser realizados y permiten el ahorro de costos para la superestructura completa. En cuanto a mano de obra se debe de recordar que la elaboración de elementos postensados requiere no solo de tiempo si no que de conocimiento por parte de los trabajadores. Las fundiciones de los elementos de concreto postensados son en la misma magnitud que las fundiciones de losas de cimentación, sin sobrepasar fundiciones de 400 metros cúbicos de concreto. El proceso de fundición será por eso de menor duración por lo que los costos indirectos presentaran ahorro y podrán mitigar en algún porcentaje el costo de inversión para esta metodología.

VI. CONCLUSIONES

- Se logró presentar un análisis comparativo viable entre las estructuras de cimentación superficiales presentadas. El análisis presenta la viabilidad de uso de las tres metodologías presentadas sobre un suelo típico en la Ciudad de Guatemala.
- Dentro de los diseños de cimentaciones realizados se han optimizado las geometrías para poder así presentar un diseño de elementos de concreto reforzado y pre esforzado económicos que puedan ser, dado sea el caso, modelados para diferentes tipos de subsuelo presentes en la capital del país.
- Se realizó la comparación entre estructuras de cimentación de zapatas aisladas y losa de cimentación para lograr encontrar una diferencia en la capacidad de respuesta que ambas metodologías presentarían en un caso igual. Se ha encontrado que ambos diseños estructurales presentan gran viabilidad de uso. Se ha llegado a encontrar que la metodología de diseño óptima para el caso de superestructura utilizado es el de losa de cimentación postensada. Esto se debe a la gran dificultad que se presenta a la hora de realizar las excavaciones pertinentes de las zapatas aisladas, las cuales se encuentran muy cercanas unas de las otras. Adicionalmente, el costo de la losa de cimentación postensada presenta un ahorro de Q.147,534.00 por cada 830.00 metros cuadrados construidos.
- La inversión a realizar para la elaboración de una cimentación utilizando losas es más elevada que la metodología de zapatas aisladas. Esto se debe a la cantidad elevada de concreto y refuerzo de acero requerido para la construcción de la misma. La inversión requerida para la construcción de un sistema de losa de cimentación es un 18.24% más elevada por lo que la consideración de metodologías estructurales como el uso de concreto postensado es una solución válida para reducir dicho porcentaje de costo.
- Dentro del diseño estructural, se hizo una comparación utilizando losas de concreto postensado para cimentación. Estas losas de diseño utilizando concreto postensado reducen en un 20% el peralte de la losa de cimentación, reducen en un 44% la cantidad de refuerzo requerido para la misma, adicionalmente, reducen en 13.45% la cantidad de concreto requerido. Es un ahorro considerable de material y ventajosamente, permite al diseño de cimentación mantener sus capacidades estructurales, siendo así beneficioso para el edificio en cuestión. Esto permite concluir que en diferentes casos de diseño la metodología de concreto postensado es aceptada y más rentable debido a que en efecto la cantidad de material en volumen de concreto y peso de acero disminuye.

- La losa de cimentación postensada requiere de materiales de alta resistencia, pero permite al desarrollador ahorrar costos en materiales de mantenimiento de concreto debido a su alta resistencia y al ser poco propensa al agrietamiento. A largo plazo la losa de cimentación postensada puede ser un excelente método de cimentación, durable y resistente.
- La inversión para la construcción de una losa de cimentación con elementos postensados presenta un ahorro considerable en cuanto a la inversión de una losa de cimentación, se puede concluir que la metodología de postensado puede ser considerada como una metodología de diseño aceptada para el proyecto constructivo tomado en cuenta. Aunque dentro de los costos presentados no se toma en cuenta la mano de obra del proceso de tensado que puede llegar a ser de un costo elevado y el costo de ductos para postensado, se puede concluir que la elaboración de una losa de cimentación con postensado sería más económica que una losa de cimentación con concreto reforzado. Por el ahorro monetario obtenido, se opta por el diseño de una losa de cimentación con concreto postensado como la estructura de cimentación viable para el proyecto en cuestión.

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar los estudios de suelo pertinentes donde se realizara la construcción de la estructura de cimentaciones. Se debe de tener claro la capacidad de carga ultima que el suelo permite para poder diseñar conforme.
- Es recomendable estudiar la viabilidad del uso de las zapatas aisladas como piso de sótano de la superestructura debido a que esta metodología podría facilitar el ahorro de costos a largo plazo. El diseño de la losa de cimentación debe de incluir la sobrecarga muerta y viva de los vehículos o materiales que se colocarán sobre la losa de cimentación para que esta pueda ser diseñada conforme.
- Al ser una estructura de gran magnitud, se debe planificar cuidadosamente los tiempos de armaduría y fundición para las losas de cimentación. Se debe tomar en cuenta los renglones de tiempo, capacidades de volumen de concreto que se puede solicitar y fundir y la cantidad de horas hombre de mano de obra requeridos para la fabricación de los mismos.
- Se debe considerar todos los renglones constructivos al momento de decidir utilizar la metodología de concreto postensado. La mano de obra y maquinaria requerida para la implementación de este método presenta costos elevados por lo que se debe de considerar que el ahorro de materiales que pueda presentarse al utilizar esta metodología se reducirá al momento de trabajar la estructura con mano de obra especializada y su respectiva maquinaria.
- Para la losa de cimentación de concreto postensado se recomienda el diseño de losas planas con peralte cambiante bajo columnas. Esto se debe a que dicho diseño de losa, permite reducir considerablemente el peralte de la misma en las áreas entre ejes ahorrando de esta manera un material de alto impacto como lo es el concreto. Este tipo de diseño de losa permite así, cubrir los requerimientos de capacidad de carga del suelo en los puntos críticos encontrados bajo las columnas de la estructura y tener la capacidad de reducir costos de diseño siendo de alto beneficio para el constructor.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

1. Aalami, B. O. (2014). *POST-TENSIONED BUILDINGS* Design and Construction. Redwood City: PT Structures.
2. ACI Committee 336. (2002). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats* . Washington: American Concrete Institute.
3. Anónimo. (1 de Enero de 2009). *Capítulo VII: Losas de Cimentación*. Recuperado el 18 de Julio de 2014, de Catarina.udlap.mx:
http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/canales_g_aa/capitulo7.pdf
4. Asociación Colombiana de Productores de Concreto. (2005). *Concreto Preesforzado: Diseño y Construcción*. Bogotá: Instituto del Concreto.
5. ASTM Comité A416. (2011). *Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Preesforzado* . West Consohocken: ASTM.
6. Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5 ed.). Singapur: McGraw-Hill.
7. Comité ACI 318. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-08)*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
8. Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México D.F.: Thomson.
9. Das, B. M. (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones (5ª Edición ed.)*. México D.F: Thomson.
10. Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics (3 ed.)*. New York: Taylor & Francis.
11. Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México D.F.: Editorial Limusa S.A.

12. Gerwick Jr., B. *Construction of Prestressed Concrete Structures (2 ed.)*. New York: Wiley Interscience.
13. Lin, T. (1976). *Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado (4 ed.)*. México D.F.: Compañía Editorial Continental.
14. McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado (8 ed.)*. México D.F.: Alfaomega.
15. PT, A. Planos detalles elementos postensados. *Detalle de elementos postensados*. ADAPT Latinamerica, Miami.
16. Rodríguez Sequén, W. (1 de Enero de 2012). *DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS. ISOLATED FOOTINGS DESIGN*. Recuperado el 14 de Julio de 2014, de Academia.edu: https://www.academia.edu/4580090/DISENO_DE_ZAPATAS_AISLADAS._ISOLATED_FOOTINGS_DESIGN
17. Rice, P., & Hoffman, E. (1988). *Diseño Estructural con Normas de ACI (2 ed.)*. México D.F.: Limusa.

IX. APÉNDICES

A. Tablas

Tabla No. 23. Variación del factor de fluencia I para cálculo de esfuerzo debajo de un área rectangular.

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

Fuente: Das, 2006.

Continuación Tabla No. 23. Variación del factor de fluencia I
para cálculo de esfuerzo debajo de un área rectangular

<i>m</i>	<i>n</i>										
	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

Fuente: Das, 2006

Tabla No. 24. Variación de F1 y F2 según Bowles con m' y n' para cálculo de asentamiento elástico.

n'	m'																			
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.5																				
F ₁	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
F ₂	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.085	0.086	0.087	0.087	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.8																				
F ₁	0.104	0.100	0.096	0.093	0.091	0.089	0.086	0.084	0.083	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
F ₂	0.083	0.090	0.095	0.098	0.101	0.103	0.107	0.109	0.110	0.111	0.112	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.114	0.114
1.0																				
F ₁	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
F ₂	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125	0.125
2.0																				
F ₁	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
F ₂	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
4.0																				
F ₁	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
F ₂	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
6.0																				
F ₁	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
F ₂	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
8.0																				
F ₁	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
F ₂	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.053	0.071	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
10.0																				
F ₁	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
F ₂	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
12.0																				
F ₁	0.508	0.550	0.585	0.614	0.639	0.661	0.704	0.736	0.760	0.777	0.791	0.801	0.815	0.823	0.826	0.828	0.828	0.806	0.796	0.793
F ₂	0.013	0.016	0.018	0.021	0.024	0.026	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.061	0.071	0.080	0.088	0.095	0.102	0.143	0.154	0.158
100.0																				
F ₁	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499
F ₂	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.710	0.113
1000.0																				
F ₁	0.560	0.612	0.657	0.697	0.733	0.765	0.833	0.890	0.938	0.979	1.016	1.049	1.106	1.154	1.196	1.233	1.266	1.548	1.752	1.941
F ₂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.004	0.008	0.016

Fuente: Bowles 1987.

B. Imágenes de campo de proceso postensado

Las siguientes imágenes del proceso de armadura de elementos postensados se ha recopilado del libro “*Post-Tensioned Buildings Design and Construction*” escrito por el Dr. Bijan O. Aalami. En estas, se puede ver el procedimiento óptimo para la colocación de los elementos postensados, la colocación de ductos y la formaleta necesaria para que estos puedan prepararse de la mejor manera y fundirse. Como todo procedimiento de armadura, el procedimiento de colocación de ductos de postensado debe ser lo más exacto posible, es por esto que en las imágenes a continuación se podrá apreciar las diferentes metodologías de marcación de puntos específicos de colocación. (Aalami, 2014)

Figura No. 55. Colocación de anclaje activo en formaleta



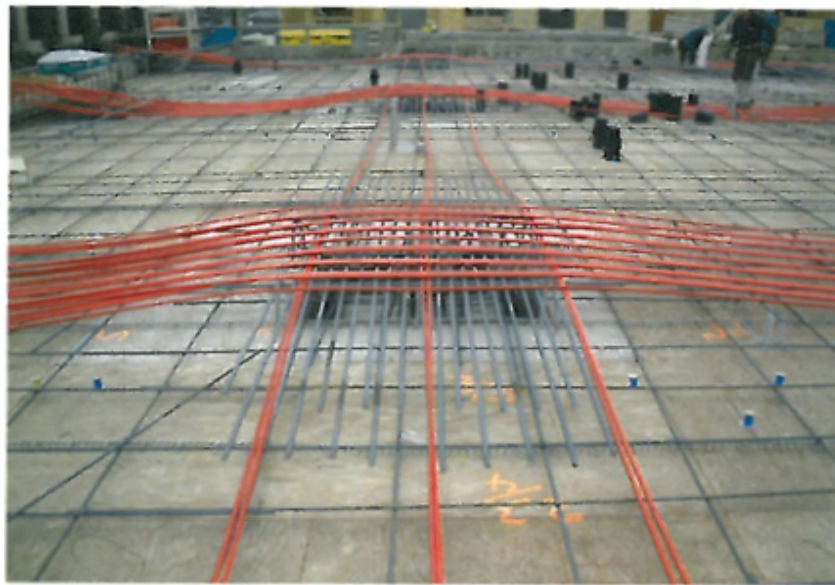
Fuente: Aalami 2014

Figura No. 56. Metodología usada para asegurar tendones en posición y altura.



Fuente: Aalami 2014

Figura No. 57. Posicionamiento de grupo de tendones.



Fuente: Aalami 2014

Figura No. 58. Fila de anclajes activos cercanos a muros



Figura No. 59. Marca de altura requerida en punto específico del tendón



Fuente:Aalami 2014

C. Planos