



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS

Elman José Portillo Orellana

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, agosto de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
ARMADO EN TANQUES ELEVADOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

ELMAN JOSÉ PORTILLO ORELLANA

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
SECRETARIO/A	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas
EXAMINADOR/A	Inga. Sherry Lucrecia Ordóñez Castro
EXAMINADOR/A	Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR/A	Ing. Diego Velásquez Jofre

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de enero de 2009.



Elman José Portillo Orellana.

Guatemala, 1 de junio de 2009

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Sydney:

Me dirijo a usted para informarle que he asesorado y revisado el trabajo de graduación con **ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS**, desarrollado por el estudiante Elman José Portillo Orellana, con carné 2002-13757. El cual satisface los objetivos del mismo.

Considero que el trabajo desarrollado por dicho estudiante, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
Asesor de trabajo de graduación
No. de colegiado 2089

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
6 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Elman José Portillo Orellana, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

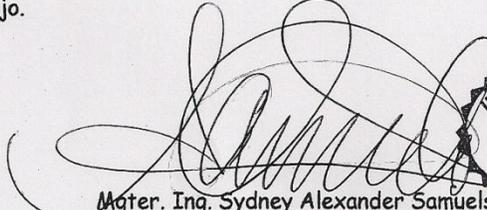
/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación del estudiante Elman José Portillo Orellana, titulado ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels



Guatemala, agosto 2009

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.280.2009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS**, presentado por el estudiante universitario **Elman José Portillo Orellana**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, agosto de 2009

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme la vida, la salud y la esperanza para poder alcanzar todas mis metas.
Mis padres	José Ernesto Portillo Martínez y Blanca Lidia Orellana de Portillo, por estar siempre en mi mente y en mi corazón apoyándome moral, económicamente y que han sido ejemplo de perseverancia en mi vida.
Mis abuelos	Por los momentos, por los consejos y por el cariño que me han brindado.
Mis hermanos	Por el apoyo directo e indirecto que he recibido en el transcurso de mi vida.
Mis tíos	Por su cariño, por sus consejos y por creer en mí.
Fam. Aguilar Sandoval	Carlos Aguilar, Aurita Sandoval de Aguilar, María Edelmira, Carlos Alberto, Virgilio Alfredo y José Pablo, gracias por la confianza que me han brindado y por todo el cariño.
Mi asesor	Ing. Mario Corzo, el apoyo académico que he recibido para culminar mis estudios.
Mis amigos	Por los buenos momentos que hemos compartido.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por permitirme estar aquí presente lleno de vida.
- Facultad de Ingeniería** Por permitirme culminar mis estudios y formarme académicamente como un profesional.
- Ing. Mario Corzo** Por los consejos, por las experiencias compartidas y por guiarme en mi vida ser humano y como profesional.
- Fam. Aguilar Sandoval** Por permitirme estar todo este tiempo compartiendo buenos y malos momentos, y brindarme los sabios consejos que me serán de mucha utilidad en la vida.
- Mi novia** Mayra Lizeth Folgar Lemus, por la paciencia, por todo su amor y cariño, por estar conmigo en las buenas y las malas, por sus consejos por esto y mucho más te amo con todo mi corazón.
- Mis amigos** Cantoral, Polanco, Julio, Héctor, Elida y todos mis amigos de la universidad, por brindarme su amistad, por su confianza, por su apoyo y por todos los buenos momentos que hemos compartido.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. TANQUES DE ALMACENAMIENTO	1
1.1 Definición	1
1.1.1 Tipos de tanques de almacenamiento	2
1.1.2 Tanques de cabecera	2
1.1.3 Tanques flotantes	2
1.1.4 Capacidad del tanque de almacenamiento	4
1.1.5 Determinación del volumen de regulación	4
1.1.6 Reserva para emergencias por incendios	8
1.1.7 Situaciones especiales	8
1.1.8 Ubicación del tanque	10
1.2 Formas de tanques	10
1.2.1 Esférica	10
1.2.2 Paralelepípedo	11
1.2.3 Cilíndricas	11
1.3 Clasificación de tanques	12
1.3.1 Enterrados	12
1.3.2 Semienterrados	12
1.3.3 Elevados	12

1.4 Aspectos complementarios	13
1.4.1 Borde libre	13
1.4.2 Revestimiento interior	13
1.4.3 Boca de visita	13
1.4.4 Escaleras	14
1.4.5 Protección contra la luz natural	14
1.4.6 Cerco de protección	14
2. MATERIALES UTILIZADOS	15
2.1 Hormigón	15
2.1.1 Cemento	15
2.1.2 Agregados	18
2.1.2.1 Agregado fino	19
2.1.2.2 Agregados gruesos	19
2.1.3 Agua	20
2.2 Acero	28
2.3 Aditivos	31
3. ANÁLISIS HIDROSTÁTICO	35
3.1 Análisis	35
3.2 Diseño	38
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	41
4.1 Determinación del tanque base	41
4.2 Integración de cargas	42
4.2.1 Definición de las cargas y fuerzas	42
4.2.1.1 Carga muerta	43
4.2.1.2 Carga viva	43
4.2.1.3 Cargas laterales (sismos)	43

4.2.2	Predimensionamiento	43
4.2.3	Análisis de cargas gravitacionales	48
4.3	Determinación del corte basal	53
4.4	Determinación de Fuerza	56
4.4.1	Fuerza por nivel	56
4.4.2	Fuerza por marco	57
4.4.2.1	Nivel 2	57
4.4.2.2	Nivel 1	59
4.4.3	Análisis de cargas horizontales	60
4.5	Estudio de suelo	68
4.5.1	Origen del suelo	69
4.5.2	Suelo residuales y transportados	70
4.5.3	Exploración del suelo	71
4.5.4	Programa de exploración del subsuelo	72
4.5.4.1	Recolección de información preliminar	72
4.5.4.2	Reconocimiento	73
4.5.4.3	Investigación del sitio	74
4.5.5	Procedimiento para muestreos del suelo	77
4.5.6	Observación de los niveles del agua freática	78
4.5.7	Permeabilidad hidráulica del suelo	78
4.5.8	Concepto de esfuerzo efectivo	80
4.5.9	Consolidación	80
4.5.10	Resistencia al corte	81
4.5.10.1	Prueba de corte directo	82
4.5.10.2	Prueba triaxial	84
4.5.11	Licuefacción	86
4.5.11.1	Factores de la licuefacción	88
4.5.11.2	Medidas para mitigar la licuefacción	90

5. DISEÑO ESTRUCTURAL	93
5.1 Diseño de muros	93
5.2 Diseño de losas	100
5.3 Diseño de vigas	104
5.3.1 Diseño de vigas a flexión	104
5.3.2 Diseño de vigas a corte	107
5.3.3 Longitud de desarrollo para las vigas.	115
5.3.4 Empalmes mecánicos para la viga	117
5.3.5 Ganchos estándar	117
5.4 Diseño a compresión de las columnas	118
5.4.1 Columnas por nivel	119
5.4.2 Diseño a corte	122
5.5 Diseño de la cimentación	131
5.5.1 Zapatas superficiales	132
5.5.2 Diseño de la zapata	136
5.5.2.1 Diseño a cortante	142
5.5.2.2 Diseño a flexión	148
5.5.3 Diseño de la viga de amarre	151
6. BASE DE DATOS	157
6.1 Base de datos de diferentes dimensiones de tanques	157
6.2 Análisis comparativo	161
6.3 Sección óptima de columna	163
CONCLUSIONES	167
RECOMENDACIONES	169
REFERENCIAS	171
BIBLIOGRAFÍA	173
ANEXO	175

ÍNDICE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Localizaciones de tanques cabeceras y flotantes	3
2	Determinación del volumen de regulación de un tanque elevado mediante el diagrama de masa	6
3	Curva de consumos acumulados y tasas de bombeo A, B, C, determinantes de las diferentes capacidades del tanque al variar el tiempo de bombeo	7
4	Cargas actuantes en el tanque	37
5	Cargas transmitidas a las paredes del tanque	37
6	Predimensionamiento de columnas cortas	44
7	Perfil y Planta del tanque base a analizar	45
8	Gráfica envolvente de corte 2do.	66
9	Gráfica envolvente de momentos 2do.	66
10	Gráfica envolvente de corte 1er.	67
11	Gráfica envolvente de momentos 1er.	68
12	Registro de un barreno para un suelo residual derivado del granito	71
13	Determinación de la profundidad mínima de perforación	75
14	Definición de la ley de Darcy	79
15	Principio de consolidación	81
16	Prueba de corte directo en arena: a) diagrama esquemático del equipo de prueba; b) gráfica de los resultados de la prueba para obtener el ángulo de fricción ϕ	83

17	Rango de la compacidad relativa y correspondiente rango del ángulo de fricción para un suelo de grano grueso	84
18	Prueba triaxial	85
19	Hundimiento parcial de un edificio	87
20	Colapso de edificios	87
21	Hundimiento parcial de una casa	88
22	Requisitos para mampostería con refuerzo interior	95
23	Gráfica del coeficiente K para mampostería reforzada	98
24	Requisitos mínimos para el diseño del refuerzo transversal en una viga	115
25	Gráfica carga vrs. momento 2do.	124
26	Gráfica carga vrs. momento 1er.	127
27	Falla por aplastamiento en la columna debido al traslape del acero longitudinal y mal confinamiento	130
28	Requisitos mínimos de diseño	130
29	Distribución de presiones de contacto: a) supuesta; b) real para suelos granulares; c) real para suelos cohesivos	133
30	Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas	135
31	Vista en planta de la zapata	142
32	Vista de perfil de la zapata en lado X	144
33	Vista de perfil de la zapata en lado Y	146
34	Vista en planta de la zapata	147
35	Perfil de la zapata eje X donde muestra la sección crítica a flexión	149
36	Perfil de la zapata eje Y donde muestra la sección crítica a flexión	150
37	Gráfica volumen vrs. sección 2do., torre de 6 m.	161
38	Gráfica volumen vrs. sección 1er., torre de 6 m.	162
39	Gráfica área vrs. sección 2do., torre de 6 m.	162

40	Figura 40. Gráfica área vrs. sección 1er., torre de 6 m.	163
41	Sección óptima de columna en cm^2 para un volumen determinado	164
42	Análisis comparativos en las gráficas	164

TABLAS

I.	Resistencia promedio a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra	22
II.	Diferentes proporciones de cemento, arena, grava y agua para la adquisición de diferentes resistencias a la compresión del hormigón	27
III.	Barras de refuerzo estándar de la ASTM	29
IV.	Envolvente de corte	65
V.	Envolvente de momentos	65
VI.	Torre de 6m., variable la altura del tanque de almacenamiento	159
VII.	Torre de 6m., variable área de losa maciza	160
VIII.	Factor Z de zona sísmica	176
IX.	Factor de R para no construir edificios	176
X.	Categoría de ocupación	177
XI.	Perfil de suelo	178
XII.	Coefficiente sísmico C_a debido a la aceleración del sismo	179
XIII.	Coefficiente sísmico C_v debido a la aceleración del sismo	179
XIV.	Factor cerca de la fuente N_a	180
XV.	Factor cerca de la fuente N_v	180
XVI.	Desplazamiento relativo de piso permitido	182

LISTA DE SÍMBOLOS

A_g	Área total de la sección
A_{st}	Área total de refuerzo longitudinal
b	Base
C_a	Coefficiente sísmico de aceleración
C_t	Coefficiente numérico dado en la sección
C_v	Coefficiente sísmico de velocidad
D	Carga muerta
d	Peralte efectivo
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	Resistencia nominal a la fluencia del refuerzo
f_s	Fluencia de trabajo del acero
H	Cargas horizontales debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes
h_n	Altura en metros (m) por encima del nivel de suelo
I	Factor de importancia
L	Carga viva
l_d	Longitud de desarrollo
l_{dh}	Longitud de desarrollo horizontal
M_u	Momento último
m	Relación de los lados en una losa
N_a	Factor utilizado en el coeficiente de aceleración sísmica
N_v	Factor utilizado en el coeficiente de velocidad sísmica
n	Número de años
P_u	Carga última
p	Perímetro

p_f	Población futura
p_o	Población inicial
Q_m	Consumo promedio
R	Coefficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales
r	Tasa de crecimiento anual
S	Espaciamiento del refuerzo transversal
S_D	Rigidez del suelo
T	Período fundamental de vibración, en segundos, de la estructura en la dirección que se examina
t	Espesor de losa
U	Carga última
V	Cortante basal
V_a	Fuerza cortante actuante mayorada
V_c	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto
V_d	Fuerza cortante en la sección debido a las cargas gravitacionales
V_e	Fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia probable a momentos plásticos del elemento
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo cortante
V_t	Cortante total proporcionado por las cargas gravitacionales y los momentos plásticos
V_{ol}	Volumen
W	Peso propio de la estructura
WD	Carga muerta distribuida linealmente
WL	Carga viva distribuida linealmente
W_{h2o}	Carga del agua distribuida linealmente sobre la viga
W_{losa}	Carga de la losa distribuida linealmente sobre la viga

Z	Factor de zona sísmica
Ψ_t	Factor de modificación para longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo
Ψ_e	Factor de modificación para longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo
λ	Factor de modificación relacionado con la densidad del concreto
γ_a	Peso específico del agua
ϕ	Factor de reducción de resistencia

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto
Agregados	Material granular inerte, no reacciona con otros materiales y al mezclarse con la pasta de cemento forman el hormigón o mortero
Análisis	Distinción y separación de las partes de un todo hasta llegar a conocer sus principios o elementos.
Ascncionismo	Ascender
ASTM	Sociedad Americana para Ensayos de Materiales
Carga de servicio	Todas las cargas estáticas o transitorias que se imponen a la estructura o elemento estructural debido al uso de la edificación sin factores de carga
Cemento portland	Conglomerante hidráulico que cuando se mezcla con áridos y agua tiene la propiedad de conformar una masa pétreo resistente y duradera denominada hormigón
Cota piezometrica	Es la altura de presión y potencial de un líquido.

Clinker	Piedra caliza y arcilla triturada, homogenizada y cocida en hornos rotatorios
Desconchamiento	Transformación de la piedra a fines de su uso
Diseño	Proceso previo de configuración mental prefiguración en la búsqueda de una solución en cualquier campo
Epóxico	Resina que se endurece con la mezcla de un catalizador o endurecedor
Estribo	Pieza de acero en forma rectangular, cuadrada o triangular, se utiliza en la construcción para evitar el cortante en las diferentes partes de una estructura como vigas y columnas
Fisura	Separación de las capas en una estructura estratificada, a causa de una pérdida de adherencia
IBC	Código Internacional de la Construcción
Inercia	Propiedad de la materia que hace que ésta se resista a cualquier cambio en su movimiento
Intemperismo	Alteración de los materiales rocosos expuestos al aire, la humedad y al efecto de materia orgánica

Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción de muros y paramentos, para diversos fines, mediante la colocación manual de elementos que pueden ser: ladrillos, bloques cemento y piedras
Pumicita	Piedra volcánica, perteneciente a la piedra pómez
Trabajabilidad	La facilidad de colocar, consolidar y acabar al concreto recién mezclado
Rigidez	Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos
Riostra	Pieza que asegura la invariabilidad de la forma de una estructura
Reservorio	Sitio o cavidad destinada al almacenamiento o acumulación de algo
Segregación	El término segregación hace referencia apartar, separar a alguien de algo o una cosa de otra
UBC	Código Uniforme de la Edificación

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación titulado ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HÓRMIGON ARMADO EN TANQUES ELEVADOS, se describe en una forma general los conceptos básicos para la construcción de este tipo de estructuras, enfocándose principalmente en las consideraciones que se deben tomar en cuenta como, el volumen de almacenamiento, la altura de la torre, las fuerzas sísmicas ya que Guatemala es un país con bastante actividad sísmica.

Para el análisis y diseño se enfocará el tanque como un parapeto de péndulo invertido con una forma cuadrada, una losa maciza armada en dos sentidos, vigas de apoyo y columnas de sección cuadrada, eligiendo este tipo de sección en las columnas ya que estas son más fáciles de construir que una circular. Las columnas tendrán en la parte intermedia de su altura unas vigas que le darán mayor rigidez y evitar la esbeltez de las mismas, todo esto se hará con el fin de evitar las fallas de corte directo y flexión ocasionadas por los sismos, las flexiones ocasionadas por las cargas axiales y los momentos producidos por el peso de la estructura en conjunto con el agua.

Se hará todo el análisis y diseño estructural basándose en las normas Código Uniforme de Edificación (UBC 97), Código Internacional de la Construcción (IBC – 2003), Instituto Americano del Concreto (ACI 318-05) y reglamentos de construcción que se maneja en Guatemala por el alto nivel sísmico en que se encuentra.

Una vez obtenido todo el análisis estructural de un tanque elevado se procederá a hacer variaciones en los cálculos de volúmenes de almacenamiento de agua, alturas de las columnas, áreas de la losa maciza, todo esto se hará con el fin de establecer una base de datos, donde se podrá obtener una serie de puntos para realizar gráficas comparativas y poder determinar que para ciertos volúmenes de almacenamiento y diferentes áreas de losas macizas se podrá obtener una sección óptima para las columnas.

Al final de todo el diseño se realizará un análisis comparativo entre las gráficas de: volumen vrs. Sección de columna y la gráfica de área vrs. Sección de columna para establecer la columna óptima. Así poder determinar una relación de beneficio/utilidad en el diseño y elaboración de un tanque elevado de almacenamiento de agua o de cualquier otro líquido.

OBJETIVOS

General:

El objetivo general es de plantear una alternativa de procedimientos, diseño y cálculo de tanques elevados de almacenamiento de agua potable y las secciones óptimas que se pueden utilizar en los marcos de Hormigón Armado.

Específicos:

1. Plantear las variables críticas del comportamiento de un sistema tipo péndulo invertido.
2. Diseñar un documento donde se pueda obtener información sobre tanques elevados de almacenamiento de agua.
3. Obtener información general de formas y usos.
4. Tener una guía para el análisis y diseño de tanques elevados.
5. Tener una base de datos para poder definir la sección óptima de los marcos de hormigón armado que se diseñará con base al volumen y altura de almacenamiento de los tanques.

INTRODUCCIÓN

La ausencia de información calificada que traten acerca del análisis y diseño estructural de marcos de hormigón reforzado en tanques elevados, ha causado que los profesionales del área de la ingeniería civil busquen métodos empíricos para la construcción de este tipo de estructuras. Por tal motivo, se propone realizar el presente trabajo de graduación, con el fin de establecer una metodología simple, de fácil acceso basada en el código de construcción ACI 318-05 (Código de Diseño de Hormigón Estructural), ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), UBC – 97 (Código de construcción uniforme) e IBC - 2006. Se pretende que dicha metodología pueda proveer de la información necesaria que facilite el análisis y diseño de las secciones óptimas en los marcos de concreto reforzado, y que además permita que la construcción de dichas estructuras sea económicamente viable.

El tema que se está sugiriendo sobre el “ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS”, podrá ser una solución a los problemas que enfrascan a los profesionales del área de Ingeniería Civil con la sociedad ya que con este documento podrán obtener información fácil, económica, viable y segura para la realización del análisis y diseño estructural de los marcos de hormigón armado que puedan resistir las fuerzas de corte, torsión y momentos que son generadas por los sismos y los volúmenes de agua a una cierta altura.

Para ello se toma como base un tanque de una altura y un volumen inicial predeterminado el que servirá de referencia para hacer las respectivas consideraciones en los diferentes análisis que se efectuarán en los demás tanques, luego llegar hacer una comparación gráfica entre volúmenes de agua y los marcos de hormigón armado para poder determinar cuál es la sección óptima en la columna.

1. TANQUES DE ALMACENAMIENTO

1.1 Definición

Para el desarrollo del presente trabajo de graduación se hará una descripción de tanques elevados, sus tipos y una consideración de los tipos de suelo, siendo este último la base principal para el diseño estructural de los mismos; debido a que se presenta en el comportamiento de estas estructuras cuando hay cargas axiales como lo es el peso muerto más el volumen del agua generando un empuje a través de las columnas así el suelo y cuando exista oscilación se incrementa los momentos que castigan a los elementos portantes aumentando los esfuerzos a los suelos donde se encuentran ubicadas estas estructuras.

Los tanques de almacenamiento son estanques de de agua o de cualquier otro líquido que se pueden encontrar por encima del nivel del terreno natural o por debajo, los que se encuentran por encima son soportados por columnas, pilotes o por paredes. Estas estructuras desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución y almacenamiento de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente.

Los tanques de almacenamiento elevados en las zonas rurales cumplen dos propósitos fundamentales:

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.

- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

1.1.1 Tipos de tanques de almacenamiento

Considerando el tipo de alimentación de los tanques elevados podemos mencionar dos tipos:

1.1.2 Tanques de cabecera

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo. Causa una variación relativamente grande de la presión en las zonas extremas de la red de distribución.

1.1.3 Tanques flotantes

Se ubican en la parte más alejada de la red de distribución con relación a la captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo.

Almacena agua en las horas de menor consumo y auxilian el abastecimiento de la ciudad durante las horas de mayor consumo.

La Organización Panamericana de la Salud en el año 2005, a través de los profesionales de Lima, Perú han demostrado que estos tanques tienen un funcionamiento hidráulico deficiente, ya que dada las condiciones de operación de la red de distribución, durante el día no se llenan más que en la noche, incumpliendo su rol de regulador de presión. Por este motivo no es recomendable su empleo en el área rural.

Figura 1. Localizaciones de tanques cabeceras y flotantes

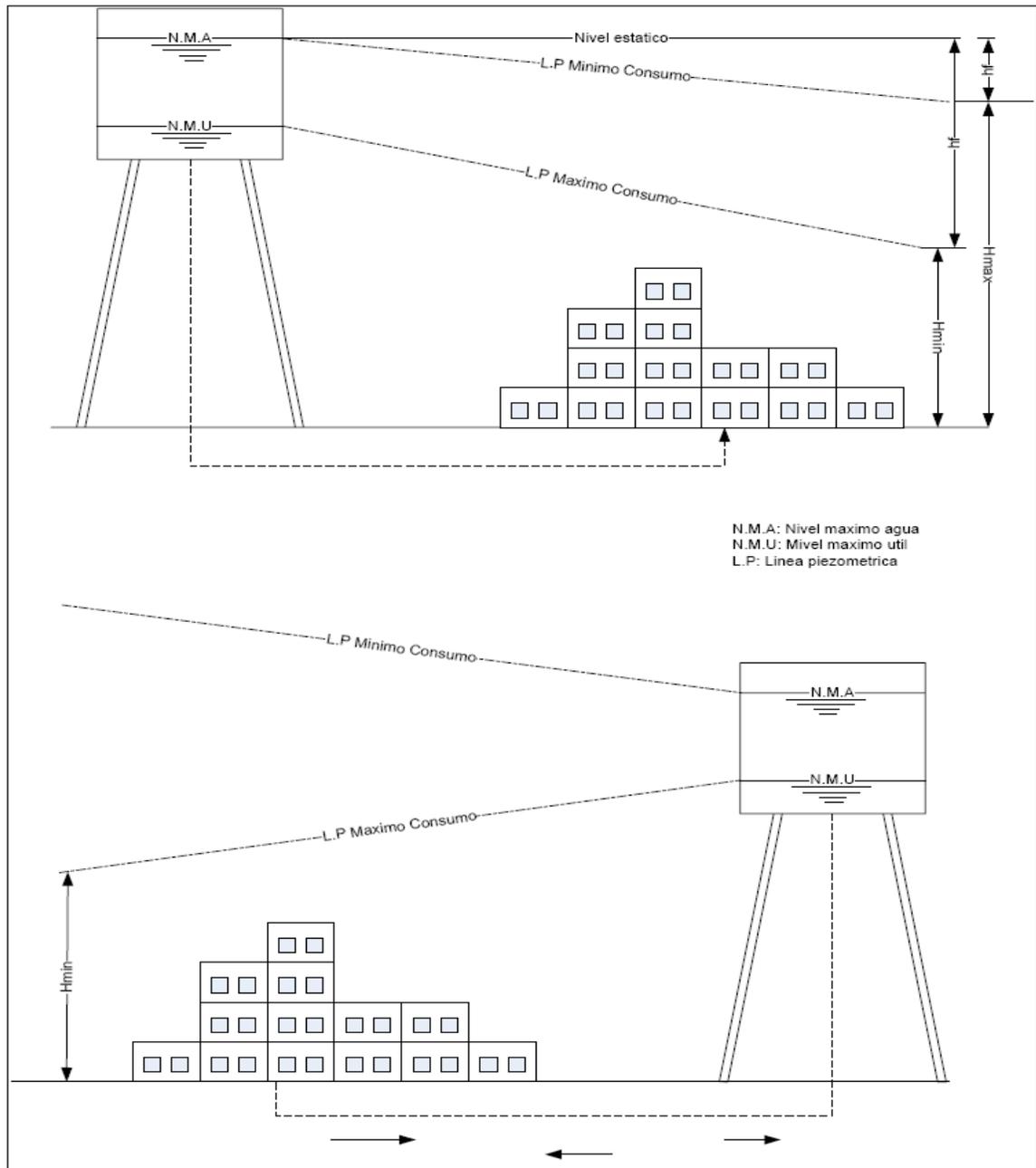


Figura extraída de guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable.

1.1.4 Capacidad del tanque de almacenamiento

La capacidad del almacenamiento de un tanque en el área rural es función principalmente, del volumen de regulación para atender las variaciones del consumo de la población.

1.1.5 Determinación del volumen de regulación

Los tanques deben permitir que las demandas máximas que se producen en el consumo sean satisfechas cabalmente, al igual que cualquier variación en los consumos registrados en las 24 horas del día, proveyendo presiones adecuadas en la red de distribución.

Los tanques tienen la función de almacenar el agua sobrante cuando el caudal de consumo sea menor que el de abastecimiento y aportar la diferencia entre ambos cuando sea mayor el de consumo.

La capacidad así requerida se denominará de regulación o de capacidad mínima. Para determinar el volumen de regulación de los tanques podrían emplearse los métodos siguientes:

a) Método basado en la curva de consumo

Para determinar la capacidad mínima de un tanque elevado mediante este método, se precisa disponer de datos suficientes sobre las variaciones de consumo horarias y diarias de la población del proyecto o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de población, clima y aspectos técnicos del sistema.

Asimismo debe conocerse o fijarse el régimen de alimentación del tanque: continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, caudal de bombeo, etc.

El método consiste en graficar las curvas del caudal horario de consumo y del caudal de abastecimiento para el día más desfavorable o de mayor consumo.

Determinar en este gráfico las diferencias en cada intervalo entre los volúmenes aportados y consumidos.

La máxima diferencia será la capacidad teórica del tanque. Esta capacidad puede ser determinada también con la ayuda del diagrama de masas o curva de consumos acumulados construida sobre la base de la curva de caudales horarios de consumo. En este diagrama, la capacidad del tanque se determina mediante la suma de los segmentos verticales C1 y C2 ver figura 2.

Debe considerarse que la capacidad del tanque estará determinada por el tiempo de bombeo y por el período de bombeo.

A mayor tiempo de bombeo menor capacidad del tanque y viceversa; sin embargo, al aumentar el período de bombeo aumenta también los costos de operación y mantenimiento, de modo que la solución más conveniente estará definida por razones económicas y de servicio.

Para un mismo tiempo de bombeo existirán diferencias en función a los horarios o periodos que se seleccionan para el bombeo. La selección en los turnos de bombeo debe ser hecha tomando en cuenta los horarios que menos

desajustes provoquen a los horarios normales de trabajo o al menos aquellos que no signifiquen excesivos costos de operación ver figura 3.

Es conveniente que el proyectista señale en la memoria descriptiva los turnos de bombeo aconsejables para la fase de operación.

Según la organización Panamericana de la Salud, Lima (2005) en el volumen del tanque debe preverse también una altura libre sobre el nivel máximo del nivel de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado; es recomendable que esta altura sea mayor o igual a 0.20 m .

Figura 2. Determinación del volumen de regulación de un tanque elevado mediante el diagrama de masa

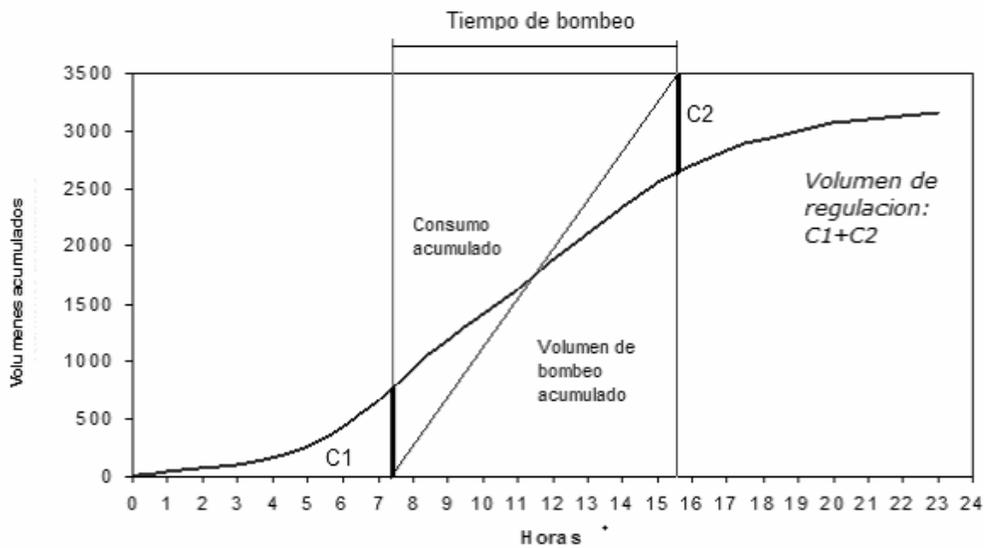


Figura extraída de guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable.

Figura 3. Curva de consumos acumulados y tasas de bombeo A, B, C, determinantes de las diferentes capacidades del tanque al variar el tiempo de bombeo

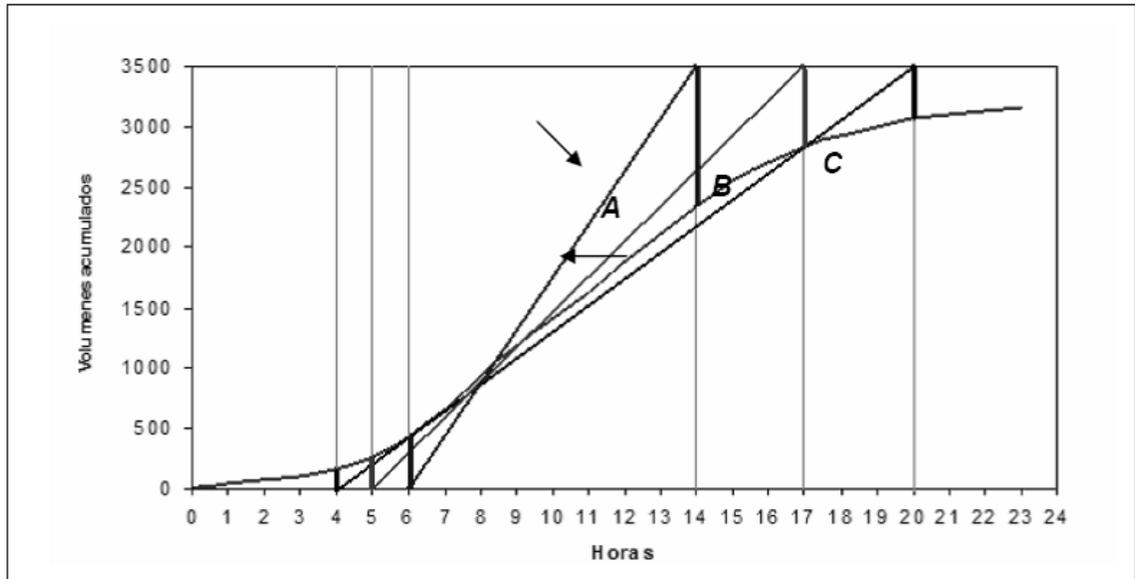


Figura extraída de guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable.

b) Método empírico

Para sistemas por bombeo el volumen de regulación deberá estar entre el 20 a 25% del caudal promedio diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C Q_m$$

Donde:

V_r = Volumen de regulación en m³.

C = Coeficiente de regulación 0.20 – 0.25.

Q_m = Consumo promedio diario anual en m³.

1.1.6 Reserva para emergencias por incendios

Para poblaciones menores a 10,000 habitantes no son necesarios y resulta antieconómico el proyectar demanda contra incendios: sin embargo, el proyectista podrá considerar este aspecto cuando sea justificado técnicamente.

1.1.7 Situaciones especiales

Podrán proyectarse tanques elevados con capacidades diferentes al volumen de regulación, siempre que se den razones técnico - económicas que sustenten tal decisión, en especial en los siguientes casos:

- a) Si la fuente de agua es superficial, se podría distribuir el volumen de almacenamiento entre una cisterna y el tanque. Se presentan dos alternativas de diseño, las cuales deberán evaluarse en términos de costos y elegir la solución óptima:
 - El bombeo desde la cisterna al tanque se hace con el caudal máximo horario de la red de distribución. En este caso el tanque tendrá una capacidad pequeña, la suficiente para mantener un nivel de agua que aseguren presiones adecuadas en la red. Todo el volumen de agua para el consumo de la población estará en la cisterna.

- Bombeo con el caudal medio del día de mayor consumo. El tanque deberá tener la capacidad necesaria para atender a la población. La cisterna sería el receptor del agua procedente de la fuente y la cámara de succión del sistema de bombeo.
 - Para seleccionar una de las alternativas deberá considerarse los siguientes criterios:
 - Ha medida que crece la capacidad del tanque se reduce la capacidad de la cisterna, siendo constante la capacidad total. El costo total aumenta con el incremento de la capacidad del tanque.
 - El caudal de bombeo disminuye cuando aumenta la capacidad del tanque, disminuyendo en consecuencia el costo del sistema de bombeo.
 - El costo total incluyendo tanque y sistema de bombeo es variable. La solución óptima corresponde a la del menor costo.
 - Se deberá fijar la capacidad del tanque entre el 10 al 20% del volumen de regulación total.
- b) En el caso que el tanque a proyectarse sirva como almacenamiento parcial y de depósito de bombeo o rebombeo a redes más elevadas, simultáneamente a su condición de servicio para una red baja, es recomendable incrementar la capacidad del tanque en un 10% del gasto medio diario anual a 100 m³.

1.1.8 Ubicación del tanque

La ubicación y nivel del tanque de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo.

Por razones económicas, sería recomendable ubicar el tanque próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos.

El área para el emplazamiento del tanque no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

1.2 Formas de tanques

No es un aspecto importante en el diseño del tanque; sin embargo, por razones estéticas y en ocasiones económicas se realizan evaluaciones para definir formas que determinen el mejor aprovechamiento de los materiales y la máxima economía.

1.2.1 Esférica

Tiene las siguientes ventajas:

a) Presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen determinado y

b) Toda ella está sometida a esfuerzo de tensión y compresión simples, lo cual se refleja en menores espesores. Su mayor desventaja estriba en aspectos de construcción, lo cual obliga a encofrados de costos elevados.

1.2.2 Paralelepípedo

Tiene la ventaja de reducir grandemente los costos de encofrado; sin embargo, al ser sus paredes rectas producen momentos que obligan a espesores y refuerzos estructurales mayores. Las formas que reducen los momentos por empuje de agua son aquellas que tienden a la forma cilíndrica, como los hexágonos, octágonos, etc.

1.2.3 Cilíndricas

Tienen la ventaja estructural que las paredes están sometidas a esfuerzos de tensión simple, por lo cual requieren menores espesores, pero tienen la desventaja de costos elevados de encofrado.

Las losas de fondo y tapa, las cuales pueden ser planas o en forma de cúpula, se articulan a las paredes.

Esta es la forma más recomendable para los tanques presentándose dos casos:

- Si la capacidad del tanque es menor o igual a 50 m³, es recomendable que la tapa y losa de fondo sean planas.

- Para una capacidad mayor a 50 m³, debido a un mejor comportamiento estructural, es recomendable que la tapa y la losa sean semiesféricas.

1.3 Clasificación de tanques

1.3.1 Enterrados

Los enterrados son de forma rectangular y circular, están contruidos por debajo de la superficie del suelo comúnmente se les llama cisternas.

1.3.2 Semienterrados

Los semienterrados son los que principalmente tienen forma rectangular y circular, está construido una parte bajo la superficie del suelo y la otra sobre la superficie.

1.3.3 Elevados

Los elevados, que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son contruidos sobre el nivel del suelo en torres, columnas, pilotes, etc.

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un tanque apoyado de forma cuadrada.

1.4 Aspectos complementarios

1.4.1 Borde libre

El tanque debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, con el objeto de contar con un espacio de aire ventilado. La altura libre no debe ser menor a 0.20 m.

1.4.2 Revestimiento interior

El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

1.4.3 Boca de visita

Cada tanque debe contar por lo menos con una abertura para inspección de 0.60 x 0.60 m como mínimo. La abertura estará ubicada en su cubierta, junto a una de las paredes verticales, de preferencia en la misma vertical de la tubería de ingreso al tanque. Los bordes de las aberturas de inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de la cubierta del tanque.

Las aberturas para inspección deben ser cerradas con una tapa que tendrá un sistema de seguridad con llave o candado y debe tener una forma tal que impida la entrada de agua a través de sus juntas.

1.4.4 Escaleras

Las escaleras de acceso serán tipo marinera y deben estar provistas de jaula de protección, de manera que permitan el acceso hasta la losa de cubierta del tanque. La parte superior del tanque debe contar con una baranda de protección.

1.4.5 Protección contra la luz natural

No será permitida la entrada de luz natural al interior del tanque de forma permanente a fin de evitar la formación de algas en el interior del mismo.

1.4.6 Cerco de protección

Los tanques deben estar protegidos mediante un cerco o muro con una altura y resistencia necesarias para evitar el acceso directo de personas no autorizadas o animales.

2. MATERIALES UTILIZADOS

2.1 Hormigón

El hormigón básicamente es una piedra artificial formada con la dosificación adecuada de cuatro elementos que son: cemento, arena, grava y agua.

2.1.1 Cemento

El cemento es un material aglomerante que tiene las propiedades de adherencia y cohesión requerida para unir fragmentos minerales entre sí, formando una sólida continua, de resistencia y durabilidad adecuadas.

Para fabricar hormigón estructural se utilizan únicamente los cementos hidráulicos (utilizan agua para reaccionar químicamente y adquirir sus propiedades cementantes durante los procesos de endurecimiento inicial y fraguado). Entre los diferentes cementos hidráulicos destaca, por su uso extendido, el Cemento Pórtland, existiendo además los cementos naturales y los cementos con alto contenido de alúmina.

El Cemento Pórtland es un polvo muy fino, de color grisáceo, que se compone principalmente de silicatos de calcio y de aluminio, que provienen de la combinación de calizas, arcillas o pizarras, y yeso, mediante procesos especiales. El color parecido a las piedras de la región de Portland, en Inglaterra, dio origen a su nombre.

El proceso de manufactura del cemento consiste, esencialmente, en la trituración de los materiales crudos (caliza y arcilla); su mezcla en proporciones apropiadas; y su calcinación a una temperatura aproximada de 1400 °C, dentro de un cilindro rotativo, lo que provoca una fusión parcial del material, conformándose bolas de producto llamadas clinker: El clinker es enfriado y luego es molido junto con el yeso hasta convertirlo en un polvo fino llamado cemento Portland.

Existen diferentes tipos de cemento Portland tales como:

- Tipo I: Se le conoce como cemento Portland ordinario, que es el de mayor utilización en el mercado. Se le utiliza en hormigones normales que no estarán expuestos a sulfatos en el ambiente, en el suelo o en el agua del subsuelo.
- Tipo II: Son cementos con propiedades modificadas para cumplir propósitos especiales, como cementos antibacteriales que pueden usarse en piscinas; cementos hidrófobos que se deterioran muy poco en contacto con sustancias agresivas líquidas; cementos de albañilería que se los emplea en la colocación de mampostería; cementos impermeabilizantes que se utilizan en elementos estructurales en que se desea evitar las filtraciones de agua u otros fluidos.
- Tipo III: Son los cementos de fraguado rápido, que suelen utilizarse en obras de hormigón que están en contacto con flujos de agua durante su construcción o en obras que pueden inestabilizarse rápidamente durante la construcción.

- Tipo IV: Son los cementos de fraguado lento, que producen poco calor de hidratación. Se emplea en obras que contienen grandes volúmenes continuos de hormigón como las presas, permitiendo controlar el calor emitido durante el proceso de fraguado.
- Tipo V: Son cementos resistentes a los sulfatos que pueden estar presentes en los agregados del hormigón o en el propio medio ambiente. La presencia de sulfatos junto con otros tipos de cementos provocan la desintegración progresiva del hormigón y la destrucción de la estructura interna del material compuesto.

El cemento debe cumplir con alguna de las siguientes normas para la construcción de estructuras:

- Especificaciones para cemento portland (ASTM C 150).
- Especificaciones para mezclas de cemento hidráulico (ASTM C 595), se excluyen los Tipos S y SA ya que no pueden ser empleados como constituyentes cementantes principales en el hormigón estructural.
- Especificación para expansiones de cemento hidráulico (ASTM C 845).
- Interpretación para especificaciones de cemento hidráulico (ASTM C 1157).

2.1.2 Agregados

En los hormigones estructurales, los agregados ocupan alrededor de las tres cuartas partes del volumen total del hormigón; el volumen restante está constituido por pasta endurecida de cemento, agua sin combinar y burbujas de aire.

Mientras mayor sea el nivel de compactación del hormigón, mejor será su resistencia y más económica será su fabricación, por esta razón resulta importante cuidar la granulometría (tamaño de los granos y distribución estadística de esos tamaños de grano) de los agregados. También es importante que las características mecánicas de los agregados sean adecuadas y que los agregados estén libres de impurezas.

Los agregados para hormigón deben cumplir con una de las siguientes normas:

- Especificaciones para agregados en concreto (ASTM C 33).
- Especificaciones para agregados de poco peso para concreto estructural (ASTM C 330).

Excepción: Agregados que han demostrado a través de ensayos especiales y por experiencias prácticas que producen hormigón de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido aprobados por la autoridad competente.

Los agregados naturales se clasifican en finos y gruesos.

2.1.2.1 Agregado fino

Los agregados finos o arenas pasan por el tamiz Los agregados finos o arenas pasan por el tamiz # 4.

2.1.2.2 Agregados gruesos

Los agregados gruesos no atraviesan el tamiz # 4 y se conocen como gravas.

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado
- 1/3 de la altura de la losa
- 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el hormigón se puede colocar sin la formación de hormigueros o vacíos.

Los agregados gruesos presentan mejores propiedades de adherencia con la pasta de cemento cuando son triturados, lo que les dota de aristas (los agregados con superficie redondeada tienen menor adherencia).

2.1.3 Agua

Casi cualquier agua natural que se pueda beber (potable) y que no tiene un sabor u olor marcado, puede utilizarse como agua de mezclado en la elaboración de concreto. Cuando las impurezas en el agua de mezclado son excesivas, pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del hormigón y la estabilidad volumétrica (variación dimensional), sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en el refuerzo. Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, deben sumarse a la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al hacer la evaluación respecto a la aceptabilidad del total de impurezas que pueda resultar nocivo, tanto para el hormigón como para el acero.

Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con método de ensayo para la compresión de Hidráulica Morteros de Cemento (Uso de 2-in. a 50- mm especímenes cubo) (ASTM C 109).

Las propiedades del hormigón dependen en gran medida de la calidad y proporciones de los componentes en la mezcla, y de las condiciones de humedad y temperatura, durante los procesos de fabricación y de fraguado.

Para conseguir propiedades especiales del hormigón (mejor trabajabilidad, mayor resistencia, baja densidad, etc), se pueden añadir otros componentes como aditivos químicos, microsílíce, limallas de hierro y otros, o se pueden reemplazar sus componentes básicos por componentes con características especiales como agregados livianos, agregados pesados o cemento de fraguado lento.

El hormigón ha alcanzado importancia como material estructural debido a que es un material noble y puede adaptarse fácilmente a una gran variedad de moldes, adquiriendo formas arbitrarias, de dimensiones variables, gracias a su consistencia plástica en estado fresco.

Al igual que las piedras naturales no deterioradas, el hormigón es un material sumamente resistente a la compresión, pero extremadamente frágil y débil a solicitaciones de tracción. Para aprovechar sus fortalezas y superar sus limitaciones, en estructuras se utiliza el hormigón combinado con barras de acero resistente a la tracción, lo que se conoce como hormigón armado, o combinado con cables tensados de acero de alta resistencia, lo que se identifica como hormigón preesforzado.

Según el ACI 2005 (Instituto Americano de Concreto), especifica la resistencia a la compresión f'_c adecuada para estructuras como lo sería en este tema tanques elevados.

Según el CAPÍTULO 21.2.4 (Hormigón en elementos que resisten fuerzas inducidas por sismo), nos dice que la resistencia especificada a la compresión del hormigón, f'_c , no debe ser menor que 20 MPa y además nos indica que los requisitos de esta sección se refieren a la calidad del hormigón en pórticos, cerchas o muros diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismos. La

máxima resistencia especificada a la compresión del hormigón liviano a emplear en cálculos de diseño estructural se limita a 35 MPa, debido principalmente a la insuficiencia de datos de campo y experimentales acerca del comportamiento de elementos hechos con hormigón de agregado liviano, sometidos a desplazamientos alternantes en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima especificada a la compresión del hormigón liviano al nivel justificado por la evidencia.

En la siguiente tabla se muestra la resistencia promedio a la compresión cuando no hay datos disponibles:

Tabla I. Resistencia promedio a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c < 20$	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$
$20 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8.5$
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1.10f'_c + 5.0$

Tabla extraída del ACI 318-05

Una vez que se ha seleccionado la dosificación y se ha iniciado la obra, los criterios para la evaluación y aceptación del hormigón se pueden obtener del reglamento.

Los técnicos de campo y laboratorio pueden establecer su calificación certificándose a través de programas de certificación. Los técnicos de campo a cargo del muestreo del hormigón, de ensayos de asentamiento, peso unitario,

rendimiento, contenido de aire y temperatura; y de la fabricación y curado de probetas deben estar certificados de acuerdo con los requisitos del programa de certificación ACI para Técnicos en Ensayos de campo — Grado 1, o según los requisitos de ASTM C 1077, o un programa equivalente. El personal de ensayo de laboratorio debiera estar certificado de acuerdo con los requisitos del ACI para Técnico en Ensayos de Hormigón en Laboratorio, Técnico en Ensayo de Resistencia del Hormigón, o de acuerdo con los requisitos de ASTM C 1077.

Los informes de ensayos deben ser rápidamente distribuidos al propietario, al profesional de diseño registrado responsable del diseño, al contratista, al subcontratista que corresponda, a los proveedores de materiales que corresponda, o la autoridad competente para permitir la identificación oportuna tanto de cumplimiento como de la necesidad de tomar acciones correctivas.

Los siguientes tres criterios establecen la mínima frecuencia de muestreo requerida para cada clase de hormigón:

- Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que,
- Una vez por cada 120 m³ de cada clase colocada cada día, ni menor que,
- Una vez por cada 500 m² de superficie de losa o muro construida cada día.

Sólo debe considerarse una cara de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor que 250 mm,

el criterio (c) requerirá de un muestreo mayor a una vez por cada 120 m³ colocados.

Cuando en un proyecto dado el volumen total de hormigón sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por lo mencionado anteriormente debe de proporcionar menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de hormigón, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada tanda cuando se empleen menos de cinco.

Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra de hormigón y ensayados a 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f_c' .

El nivel de resistencia de una clase determinada de hormigón se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

- Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f_c' .
- Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que f_c' por más de 3,5 MPa cuando f_c' es 35 MPa o menor; o por más de 0.10 f_c' cuando f_c' es mayor a 35 MPa.

Las medidas que se tomen con el fin de incrementar el nivel promedio de los resultados dependen de las circunstancias particulares, pero pueden incluir una o más de las siguientes alternativas:

- Incremento en el contenido de cemento;

- Variación en las dosificaciones;
- Mejor control o reducción del asentamiento;
- Reducción del tiempo de entrega;
- Control más estricto del contenido de aire;
- Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de los procedimientos estándar de ensayo.

Un hormigón de calidad uniforme y satisfactoria requiere que los materiales se mezclen totalmente hasta que tengan una apariencia uniforme y todos los componentes se hayan distribuido. Las muestras tomadas de distintas partes de una misma tanda de mezclado deben tener en esencia el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. En la norma ASTM C 94 se especifican los métodos de ensayo para la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores, que incluyen el volumen de la mezcla, su rigidez, tamaño y granulometría del agregado y la eficiencia de la mezcladora. Deben evitarse tiempos de mezclado excesivamente prolongados, ya que pueden moler los agregados.

Para la colocación del hormigón en obra deben de seguirse estas recomendaciones dadas por el ACI 2005:

- El hormigón debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

- La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el hormigón conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo.
- No debe colocarse en la estructura el hormigón que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.
- No debe utilizarse hormigón al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos sea aprobado por el ingeniero.
- Una vez iniciada la colocación del hormigón, ésta debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del panel o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas.
- La superficie superior de las capas colocadas entre encofrados verticales por lo general debe estar a nivel.

Para el curado del hormigón se establece que el hormigón debe mantenerse a una temperatura por encima de 10° C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para hormigón de alta resistencia inicial). El hormigón de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10° C y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días.

Para climas fríos debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del hormigón y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella. Para climas cálidos En clima

cálido debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el hormigón o la evaporación del agua, lo cual podría afectar la resistencia requerida o el funcionamiento del elemento o de la estructura.

Para una simplificación en la realización de hormigón se presenta una tabla que indica las proporciones que debe tener con respecto al cemento, arena, grava y agua, para las diferentes resistencias que adquirirá:

Tabla II. Diferentes proporciones de cemento, arena, grava y agua para la adquisición de diferentes resistencias a la compresión del hormigón

Tipo	Proporción Volumétrica	Bolsas de cemento	Arena (M³)	Grava (M³)	Agua (Lts.)	Resistencia (kg/cm²)
1	1:1.5:1.5	12.6	0.53	0.55	226	303
2	1:1.5:2	11.3	0.48	0.64	221	270
3	1:1.5:2.5	10.1	0.43	0.71	216	245
4	1:1.5:3	9.3	0.37	0.79	207	230
5	1:2:2	9.8	0.55	0.55	227	217
6	1:2:2.5	9.1	0.51	0.64	226	195
7	1:2:3	8.4	0.47	0.71	216	165
8	1:2:3.5	7.8	0.44	0.76	212	164
9	1:2:4	7.3	0.41	0.82	211	140
10	1:2.5:2.5	8.3	0.58	0.58	232	156
11	1:2.5:3	7.6	0.54	0.65	222	147
12	1:2.5:3.5	7.2	0.51	0.71	220	132
13	1:2.5:4	6.7	0.48	0.77	218	118

14	1:3:4	6.3	0.53	0.71	224	94
15	1:3:4.5	5.9	0.50	0.75	217	89
16	1:3:5	5.6	0.47	0.79	215	80
17	1:3:6	5.5	0.47	0.94	180	75

Tabla extraída de Gustavo Adolfo Estrada Hurtarte, manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones.

Para hormigón de alta resistencia: 200 a 300 kg / cm²
 Para hormigón de resistencia media: 140 a 200 kg / cm²
 Para hormigón de resistencia baja: 75 a 140 kg / cm²

El hormigón también recibe el nombre de: Hormigón armado, que el diseño cuenta con barrillas de acero corrugado, dándole al hormigón una mejor resistencia a las fuerzas de tracción.

2.2 Acero

El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos. Generalmente el carbono representa entre el 0.5 % y el 1.5% de la aleación para formar el acero.

El acero utilizado en estructuras (barras y cables) es un material apto para resistir solicitaciones traccionantes, lo que lo convierte en el componente ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple, con el conforma el hormigón armado y el hormigón preesforzado.

Además, el acero en barras está en capacidad de resistir eficientemente solicitaciones de cortante y de torsión, aunque por su costo mucho más elevado que el del hormigón simple, el porcentaje volumétrico del acero dentro del

hormigón armado y del hormigón preesforzado es relativamente pequeño (generalmente entre 0.5% y 3%, dependiendo del elemento estructural).

Cuando está adecuadamente confinado o arriostrado, el acero en barras también es capaz de resistir adecuadamente las sollicitaciones de compresión, aunque económicamente no sea la solución más apropiada.

El acero empleado en el hormigón armado es distribuido comercialmente en varillas con resaltes (varillas corrugadas) con distintos diámetros nominales.

Tabla III. Barras de refuerzo estándar de la ASTM

No. de barra	Barra No.	Diámetro nominal (mm)	Diámetro nominal (plg)	Área nominal (mm ²)	Área nominal (plg ²)	Masa nominal, kg/m
3	10	9.5	0.375	71	0.11045	0.56
4	13	12.7	0.500	129	0.19636	0.994
5	16	15.9	0.625	199	0.30680	1.552
6	19	19.1	0.750	284	0.44180	2.235
7	22	22.2	0.875	387	0.60134	3.042
8	25	25.4	1.000	510	0.78542	3.973
9	29	28.7	1.125	645	0.99405	5.06
10	32	32.3	1.250	819	1.22722	6.404

Tabla extraída del ACI 318-05.

Varillas desde 10 hasta 25 mm. De diámetro se las consigue directamente en el mercado, en longitudes de 6, 9, y 12m., y a partir de ese diámetro se las fabrica bajo pedido. Varillas de menos de 10mm. Se las expende en rollos.

En el diseño se suelen escoger varias varillas de un mismo diámetro o combinaciones de diámetros de varillas para obtener las secciones transversales requeridas.

La norma ASTM A 615M cubre barras corrugadas de acero al carbón, las cuales actualmente son las más utilizadas en la construcción de hormigón armado en los Estados Unidos. La norma también exige que las barras sean marcadas con una letra S.

Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:

- Especificación para deformaciones en barras de acero al carbono para refuerzo de hormigón (ASTM A 615M).
- Especificaciones para acero de baja aleación y deformación en barras refuerzo para hormigón (ASTM A 706M)
- Especificación de ferrocarril y del acero en barras deformadas para refuerzo de hormigón (ASTM A 996M). Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.

Las barras corrugadas deben cumplir con una de las normas ASTM enunciadas anteriormente, excepto que para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

2.3 Aditivos

Existen aditivos químicos que, en proporciones adecuadas, cambian (mejoran) las características del hormigón fresco, del hormigón endurecido y del proceso de fraguado.

Los aditivos plastificantes son los más utilizados en nuestro medio, y permiten que la trabajabilidad del hormigón fresco mejore considerablemente, por lo que se suele utilizar en hormigones que van a ser bombeados y en hormigones que van a ser empleados en zonas de alta concentración de armadura de hierro.

Estos mismos aditivos pueden conseguir, manteniendo la trabajabilidad de un hormigón normal, que se reduzca la cantidad de agua de amasado mejorando con ello la resistencia del hormigón. El efecto básico que logran los aditivos plastificantes es el de disminuir la tensión superficial del agua de amasado con lo que disminuye la energía requerida para trabajar con el hormigón fresco.

Existen aditivos superplastificantes (también se los conoce en el mercado como reductores de agua de alto rango) que pueden convertir a un hormigón normal en un hormigón fluido, que no requiere de vibración para llenar todos los espacios de las formaletas, inclusive en sitios de difícil acceso para el hormigón. Así mismo, si se mantiene una trabajabilidad normal, estos aditivos permiten la reducción de la relación agua/cemento hasta valores cercanos a 0.30, consiguiendo hormigones de mediana resistencia (entre 350 kg/cm² y 420 kg/cm²) y hormigones de alta resistencia (mayores a 420 kg/cm²).

Los aditivos acelerantes permiten que el endurecimiento y fraguado de los hormigones se produzca más rápidamente en la fase inicial. Es usual emplearlos cuando se desea desencofrar en menor tiempo las formaletas. Un efecto similar puede obtenerse utilizando cementos de fraguado rápido o mediante un proceso de curado con vapor de agua circulante (El curado con vapor se suele utilizar con frecuencia en hormigones prefabricados).

Existen aditivos de fraguado extra rápido que se emplean en casos en que se requiera un endurecimiento y fraguado del hormigón en pocos minutos, como en la fundición de elementos dentro de cauces de ríos, en el mar o en túneles con filtraciones de agua.

Los aditivos retardantes retrasan el endurecimiento inicial del hormigón, manteniendo por más tiempo su consistencia plástica. Se suele utilizar en climas cálidos para evitar el fraguado anticipado por evaporación del agua de amasado, y en obras masivas de hormigón en que se quiere controlar la cantidad de calor emitida por el proceso de fraguado.

La aceleración o desaceleración del proceso de fraguado mediante aditivos o mediante cementos apropiados, a más de afectar la velocidad de obtención de resistencia del hormigón a corto plazo, tiene efecto sobre la resistencia del hormigón a largo plazo.

La aceleración inicial del proceso conduce a resistencias menores a largo plazo, pues el agua de curado tiene menor nivel de penetración por el endurecimiento del hormigón.

La desaceleración inicial del proceso determina resistencias mayores a largo plazo, pues el curado se vuelve más eficiente.

Hay aditivos introductores de aire que producen burbujas de aire dentro del hormigón, los que se utilizan en estructuras que están sometidas a procesos de congelamiento y descongelamiento periódico, poco frecuentes en nuestro medio (se suele utilizar en refugios para ascencionismo). Cuando las moléculas de agua que no llegaron a reaccionar con el cemento se congela, se transforman en hielo de mayor volumen y tratan de rajar internamente al hormigón; esas rajaduras se extienden hasta encontrar una burbuja de aire, donde disipan su presión y se detiene el proceso de fisuración; cuando no existen suficientes burbujas de aire, las fisuras se extienden hasta la superficie exterior del hormigón provocando un deterioro extenso. Los introductores de aire tienen como efecto colateral la disminución de la resistencia del hormigón aproximadamente en un 5% por cada 1% de burbujas de aire introducidas.

Existen aditivos impermeabilizantes que favorecen el sellado de las porosidades del hormigón, lo que es particularmente útil en estructuras que van a contener líquidos como cisternas, tanques o inclusive presas.

También hay aditivos espumantes que disminuyen la densidad de los hormigones, convirtiéndolo en un material sumamente liviano similar a la piedra pómez (pumicita).

Hay aditivos que permiten mejorar la resistencia ante compuestos inorgánicos y orgánicos agresivos específicos como cloruros, sulfatos o lactosa, lo que protege tanto al hormigón exterior como a las varillas de hierro en el caso del hormigón armado.

El uso de aditivos requiere de mezclas de prueba en laboratorio o en obra, antes de ser utilizados en las estructuras, por que ocasionalmente pueden

provocar reacciones indeseables con cierto tipo de cemento y con otros aditivos, debido a que los aditivos son compuestos químicos.

Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con especificaciones para mezclas químicas para hormigón (ASTM C 494) o especificaciones para mezclas químicas de uso corriente en la producción de hormigón (ASTM C 1017).

El hormigón normal es un material permeable. Los vacíos que dejan los agregados no son llenados totalmente por la mezcla de agua y cemento y además, el agua de mezclado, la cual se utiliza en gran parte para conseguir una adecuada trabajabilidad del hormigón, se evapora en los primeros meses del colado dejando huecos más o menos numerosos. De acuerdo con estos hechos, se podrá disminuir notablemente la permeabilidad del concreto si se atienden los siguientes aspectos de su fabricación por orden de importancia:

- Emplear mezclas secas, de baja relación agua-cemento. El hormigón más resistente es el menos permeable.
- Lograr una granulometría con el mínimo de vacíos posible.
- Colar el hormigón con el uso discreto de vibradores que compacten la mezcla y expulsen parte de las burbujas de aire.

Las anteriores recomendaciones pueden no ser suficientes para lograr un hormigón prácticamente impermeable en la construcción de tanques de almacenamiento u otras estructuras semejantes; en tales casos es aconsejable terminar el colado con una capa de cemento y arena fina de unos dos centímetros de espesor. La impermeabilidad total de los tanques de almacenamiento puede lograrse colocando una película de plástico líquido, una vez que se han secado suficientemente las paredes.

3. ANÁLISIS HIDROSTÁTICO

Para fines prácticos se analizará un tanque de almacenamiento con muros de mampostería reforzada de sección llena que consiste básicamente en encerrar un conjunto de mampostes a través de acero que será colocado en forma horizontal y vertical, cumpliendo con las cuantías y separaciones de acero mínimo que requieren dichos muros.

3.1 Análisis

Para el análisis de los efectos hidrostáticos sobre las paredes del tanque, los ingenieros cuentan con varias herramientas, las cuales según la forma de este son más o menos complejas, así para un tanque rectangular, dada la complejidad de los momentos en las zonas de las esquinas se tienen tablas que en función a la relación del lado y la altura del líquido dan como resultado unos coeficientes que permiten suponer de manera conservadora los esfuerzos actuantes.

Otra forma de aproximarse a la solución es mediante el uso de programas de computador que tengan implementados elementos finitos adecuados para tal fin, mediante los cuales se puede suponer una respuesta mucho más adecuada y precisa al problema.

Cualquiera que sea el camino escogido se deberá tener presente ciertos valores mínimos que exigen las normas y códigos internacionales para el diseño de este tipo de estructuras; además del valor límite que se pone a la

resistencia de los materiales empleados, según sea el factor de seguridad que se requiera en cada instalación.

Debemos analizar el tanque para que este pueda soportar satisfactoriamente las fuerzas hidrostáticas ejercidas por los líquidos que en este caso será agua y la fuerza ejercida por los sismos, estas serían las dos fuerzas más críticas que tendría que soportar el tanque elevado; para el análisis se tomará una serie de consideraciones y criterios que nos serán útiles para el diseño como por ejemplo si los muros son de mampostería tienen que estar a sección llena, el espaciamiento del acero horizontal y vertical tiene que cumplir con lo mínimo que recomienda el IBC 2007.

El tanque que tiene el mejor comportamiento estructural es la de sección circular, en nuestro caso analizaremos un tanque de sección rectangular su diseño es idéntico al del análisis de un tanque circular con ciertas variaciones. Para tanques pequeños el fondo puede ser construido de forma plana. Las cargas que actúan sobre la estructura son las mostradas en la figura 4. Si el tanque es relativamente grande, puede ser necesario disponer vigas que sirva de apoyo a la losa de fondo. Sin embargo, en los más pequeños, ésta se apoya en las paredes.

Las paredes, además del refuerzo requerido por el empuje hidrostático del agua, deben diseñarse para soportar las cargas que transmiten: el techo. De ser el caso, se diseñan como vigas peraltadas y se calculan con los criterios establecidos para dicha estructura. Las cargas a considerar se muestran en la figura 5.

Figura 4. Cargas actuantes en el tanque

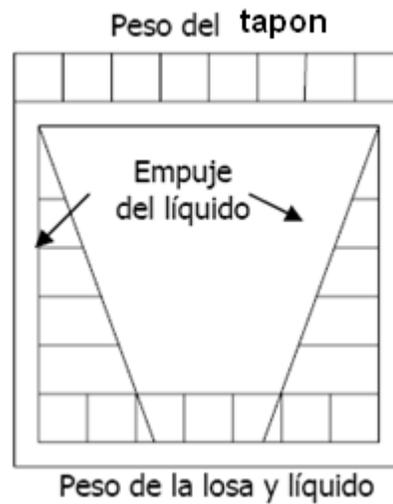


Figura extraída de guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable.

Figura 5. Cargas transmitidas a las paredes del tanque

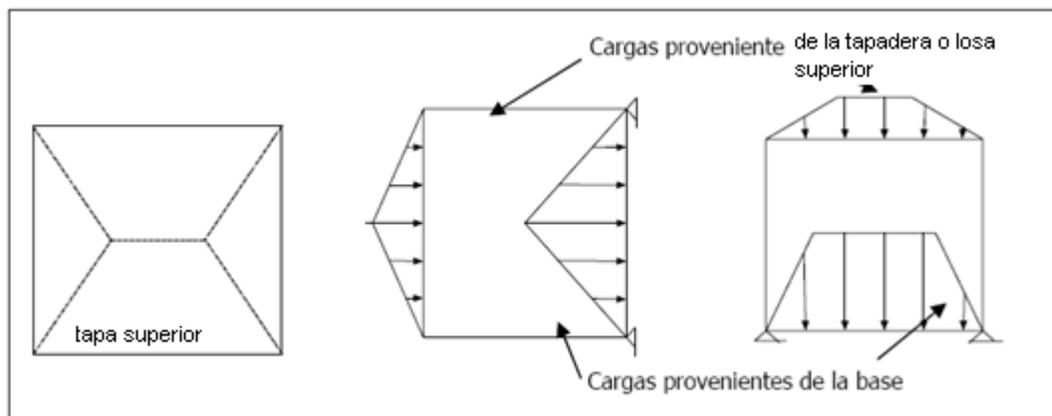


Figura extraída de guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable.

3.2 Diseño

Para el diseño estructural de tanques de pequeñas y medianas capacidades se recomienda utilizar el método de la Asociación de Cemento Portland, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de tanques basados en la teoría de Placas y Cascarones, volumen 2, capítulo IV de Timoshenko, donde se consideran las paredes empotradas entre sí o una sección de cajón de forma cuadra, en que todas las planchas tengan el mismo espesor, la tendencia a pandear es la misma para todas y cada cara puede considerarse como una placa rectangular comprimida con los cuatro bordes simplemente apoyados. De acuerdo a las condiciones de borde que se fijen existen tres condiciones de selección, que son:

- Tapa articulada y fondo articulado.
- Tapa libre y fondo articulado.
- Tapa libre y fondo empotrado.

En los tanques apoyados o superficiales, típicos para poblaciones rurales, se utiliza preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa solo el empuje del agua, la presión en el borde es cero y la presión máxima (P), ocurre en la base.

$P = \gamma a * h =$ presión del agua hacia la pared.

El empuje del agua es:

$$V = \frac{\gamma a * h^2 * b}{2}$$

Donde:

γ_a = Peso específico del agua.

h = Altura del agua.

b = Ancho de la pared.

Para el diseño de la losa de cubierta se consideran como cargas actuantes el peso propio y la carga viva estimada; mientras que para el diseño de la losa de fondo, se considera el empuje del agua con el tanque completamente lleno y los momentos en los extremos producidos por el empotramiento y el peso de la losa y la pared.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Determinación del tanque base

Para fines prácticos en el estudio del presente trabajo de graduación tomaremos las siguientes consideraciones para el análisis y diseño, sabiendo que para un proyecto de este tipo se recomienda un periodo de diseño de 20 años, la tasa de crecimiento en Guatemala para el año 2008 fue de 2.11% dato extraído de index mundi:

Datos:

$p_0 = 500$ habitantes

Dotación = 80 litros/hab./día.

$r = 2.11 \%$

$n = 20$ años.

$h_n =$ altura en metros (m) por encima del nivel de suelo

$$pf = p_0(1 + r)^n$$

$$pf = 500(1 + 0.0211)^{20} = 759.16 = 760 \text{ habitantes.}$$

Consumo promedio anual (Q_m) = $pf * \text{dotación} = 760 * 80 = 60800$ litros.

Volumen del tanque considerando el 25% del Q_m ..:

$$V_{ol} = Q_m * 0.25 = 60800 * 0.25 = 15200 \text{ litros} = 15.2 \text{ m}^3.$$

Volumen asumido para el diseño 15.2 m^3 .

Con el valor del volumen (V_{oi}) se define un tanque de sección cuadrada cuyas dimensiones son:

$$V_{oi} = x^2 * h \Rightarrow h = 15.2/9.61 = 1.58 = 1.60 \text{ m}$$

- Ancho de la pared (b) = 3.5 m.
- Altura de agua (h) = 1.60 m.
- Bordo libre (B.L.) = 0.20 m.
- Altura total (H) = 1.80 m.

Siguiendo con el ejercicio se tomará como una altura para la torre de 6 metros desde la parte superior de la losa de fondo hasta la superficie del suelo, el tanque de almacenamiento está modulado con una solera intermedia, en la parte media de la torre se diseñará una viga que servirá para darle mayor rigidez a las columnas del tanque.

4.2 Integración de cargas

4.2.1 Definición de las cargas y fuerzas

Para el diseño del tanque se debe de considerar una serie de características geotécnicas hipotéticas para la determinación de las cargas gravitacionales y fuerzas horizontales que se describen a continuación:

4.2.1.1 Carga muerta

La carga muerta en el diseño consistirá en la suma de los pesos del hormigón armado para las columnas, vigas, muros, losas y la cimentación y accesorios.

4.2.1.2 Carga viva

La carga viva, es la sumatoria del peso de las personas que interviene en el montaje del tanque, o el mantenimiento y reparaciones del mismo, tomándose el valor mayor de ambas, en este caso tomaremos como carga viva el peso del agua.

4.2.1.3 Cargas laterales (sismos)

Los sismos producen cargas laterales sobre las estructuras por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura, las aceleraciones horizontales en este tipo son críticas. Guatemala es una región bastante sísmica, por lo que se debe asegurar que la estructura soportará este tipo de movimiento.

4.2.2 Predimensionamiento

Vigas:

El capítulo 21 de ACI 318-05 dice que la base (b) mínima para una viga es de 25 cm y que la altura puede estar a 1.5 – 2.5 de la base por efecto de torsión.

$$h = 8\% \cdot l = 2.9 \cdot 0.08 = 0.23 \text{ cm.}$$

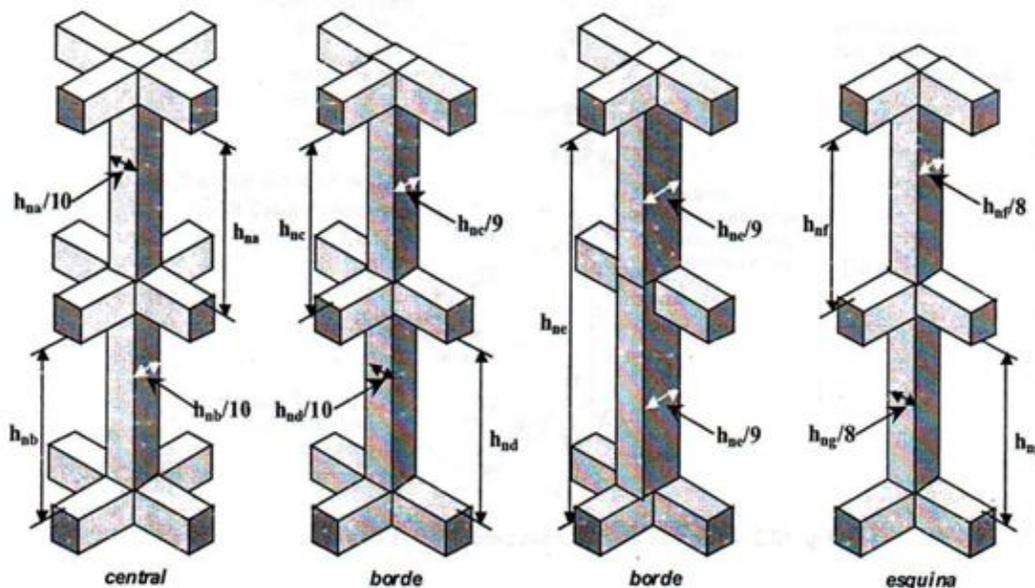
$$b \text{ min.} = 25 \text{ cm.}$$

$$h = b \cdot 1.5 = 25 \cdot 1.5 = 37.5 = 40 \text{ cm.}$$

Columnas:

Según del ACI 318-05, CAPÍTULO 21, inciso 21.4.1.1, recomienda que la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe de ser menor de 300 mm por lo tanto para el pre dimensionamiento se tomará en consideración.

Figura 6. Predimensionamiento de columnas cortas



Fuente extraída de Requisitos Esenciales para Edificaciones de concreto reforzado (ACI 318-02).

Como la sección de la columna va ser cuadrada decimos que $b = h = 2.4/8 = 0.30 \text{ m.}$, para el segundo nivel y para el primero $b = h = 2.8/8 = 0.35 \text{ m.}$, por fines prácticos se tomará la sección del primer nivel para ambos casos.

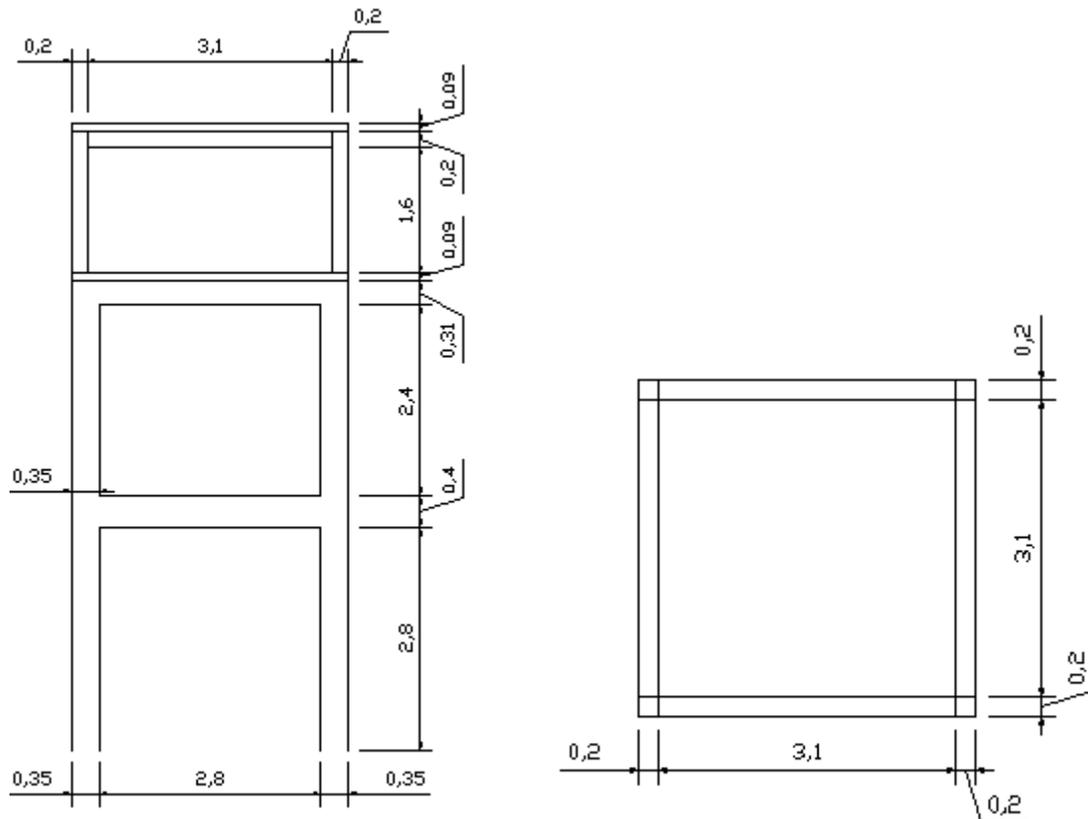
Losa:

$$t = \frac{p}{180} = \frac{3.5 + 3.5}{90} = 0.077 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 0.09 \text{ cm.} \quad (\text{ACI 318-05, 9.5.3.3})$$

En la figura 7 se muestra como inicialmente queda el tanque base con las dimensiones que se le dieron para el predimensionamiento posteriormente analizaremos todas las cargas y fuerzas a las que está sometido el tanque, determinando así su resistencia.

Figura 7. Perfil y Planta del tanque base a analizar



Integración de cargas:

- carga del agua = $1.6 * 1000 = 1600 \frac{kg}{m^2}$
- peso de la losa = $0.09 * 2400 = 216 \frac{kg}{m^2}$
- sobrecarga para primer nivel = $100 \frac{kg}{m^2}$

$$Wh_{2o} = \frac{1600 * 0.5 * 3.5 * 1.75}{3.5} = 1400 \frac{kg}{m}$$

$$W_{losa} = \frac{316 * 0.5 * 3.5 * 1.75}{3.5} = 276.5 \frac{kg}{m}$$

Chequeo del cortante en la losa:

$$Va = 1.2D + 1.6H \quad \text{(ACI 9.2.1)}$$

$$Va = 1.2 * 276.5 + 1.6 * 1400 = \frac{kg}{m} * 1m = 2571.8 = 2572kg$$

$$Vc = \phi * 0.53\sqrt{f'c}b * d \quad \text{(ACI 11.3.1.1)}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = t - rec = 9 - 2 = 7 \text{ cm.}$$

$$Vc = 0.75 * 0.53\sqrt{280} * 100 * 7 = 4656.01kg$$

$$Va < Vc$$

La determinación de los momentos actuantes serán en base a una losa continua según el método 3, siendo más rígida la viga que la losa, datos extraídos del libro de Diseño de estructuras de Concreto por Arthur Nilson, capítulo 12.

$$Kviga > Klosa$$

$$Kviga = \frac{Ec * b * l}{H \left[\frac{H^2}{L^2} + 3 \right]} = \frac{15100 * \sqrt{280} * 25 * 40}{310 * \left[\frac{310^2}{40^2} + 3 \right]} = 12924.78$$

$$Klosa = \frac{Ec * b * l}{H \left[\frac{H^2}{L^2} + 3 \right]} = \frac{15100 * \sqrt{280} * 100 * 7}{310 * \left[\frac{310^2}{7^2} + 3 \right]} = 290.47$$

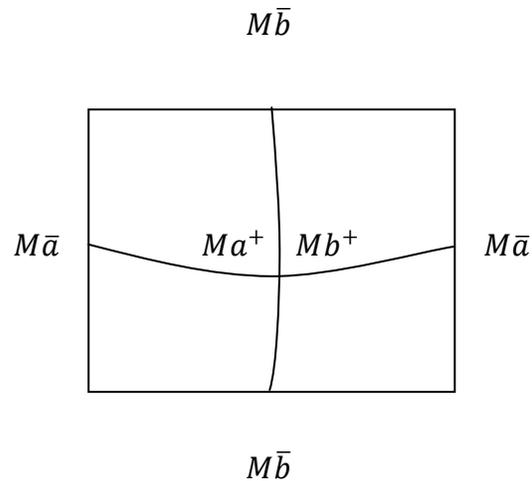
$$m = \frac{a}{b} = \frac{3}{3} = 1$$

$$Ma = Mb$$

$$M\bar{a} = 0.045 * 2572 * 3.5^2 = 1417.8 = 1418kg.m$$

$$Ma^+ = 0.018 * 332.4 * 3.5^2 + 0.027 * 2240 * 3.5^2 = 814.2 = 814kg.m$$

$$Ma = Mb$$

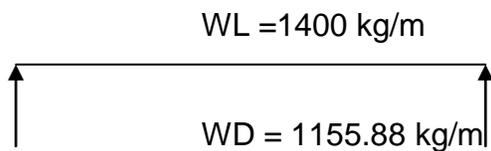


Integración de cargas a las vigas en la parte superior del tanque:

$$Wh_{2o} = WL = 1400 \frac{kg}{m}$$

$$WD = P_{losa} + P_{muro} + P_{propio}$$

$$WD = (276.5 * 2) + 0.2 * 1.80 * 1680 * 0.60 + 0.40 * 0.25 * 2400 = 1155.88 \frac{kg}{m}$$



4.2.3 Análisis de cargas gravitacionales

Determinación de los puntos de inflexión sobre la viga superior. Carga viva, presión del agua:

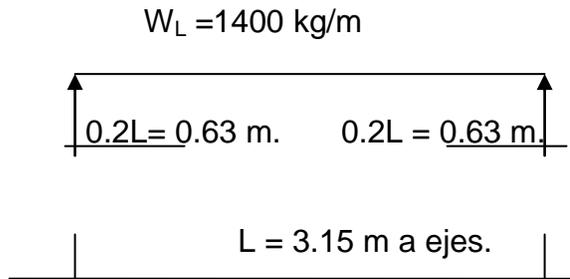
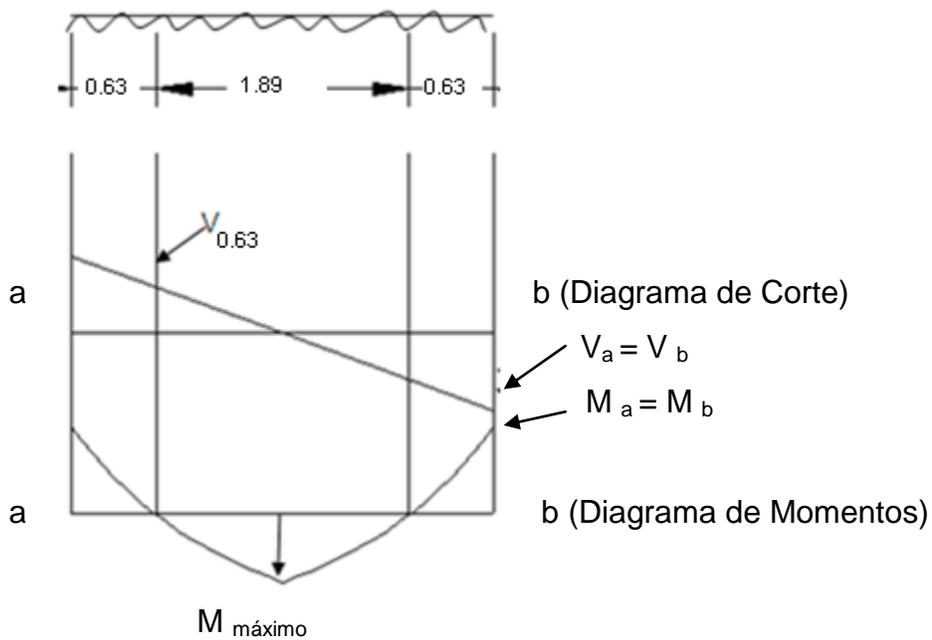


Diagrama de corte y momento para carga viva.



$$V_a = V_b = \frac{Wh_{2o} * L}{2} = \frac{1400 * 3.15}{2} = 2205 \text{ kg}$$

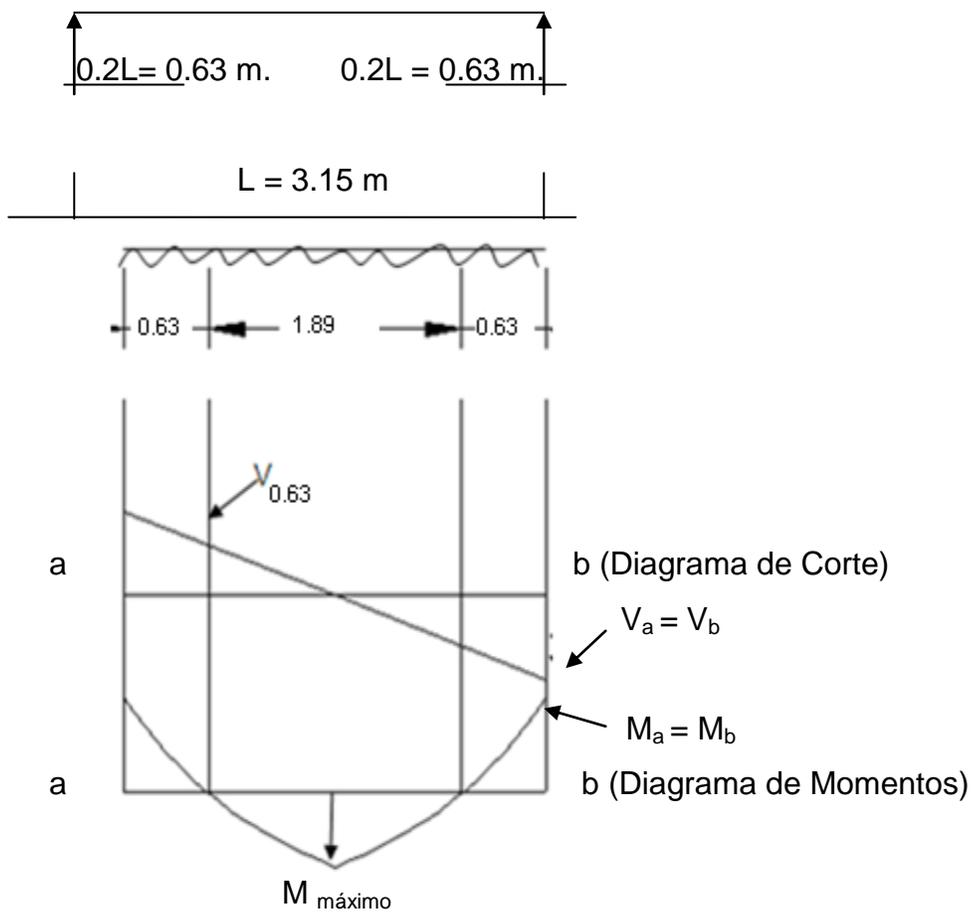
$$V_{0.63} = 1400 * 0.945 = 1323 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máximo}} = \frac{1323 * 0.945}{2} = 625.12 \text{ kg} - m$$

$$M_a = M_b = \frac{2205 + 1323}{2} * 0.63 = 1111.32 \text{ kg} - m$$

Determinación de los puntos de inflexión sobre la viga superior. Carga muerta (muros, losas y peso propio):

$$W_D = 1155.88 \text{ kg/m}$$



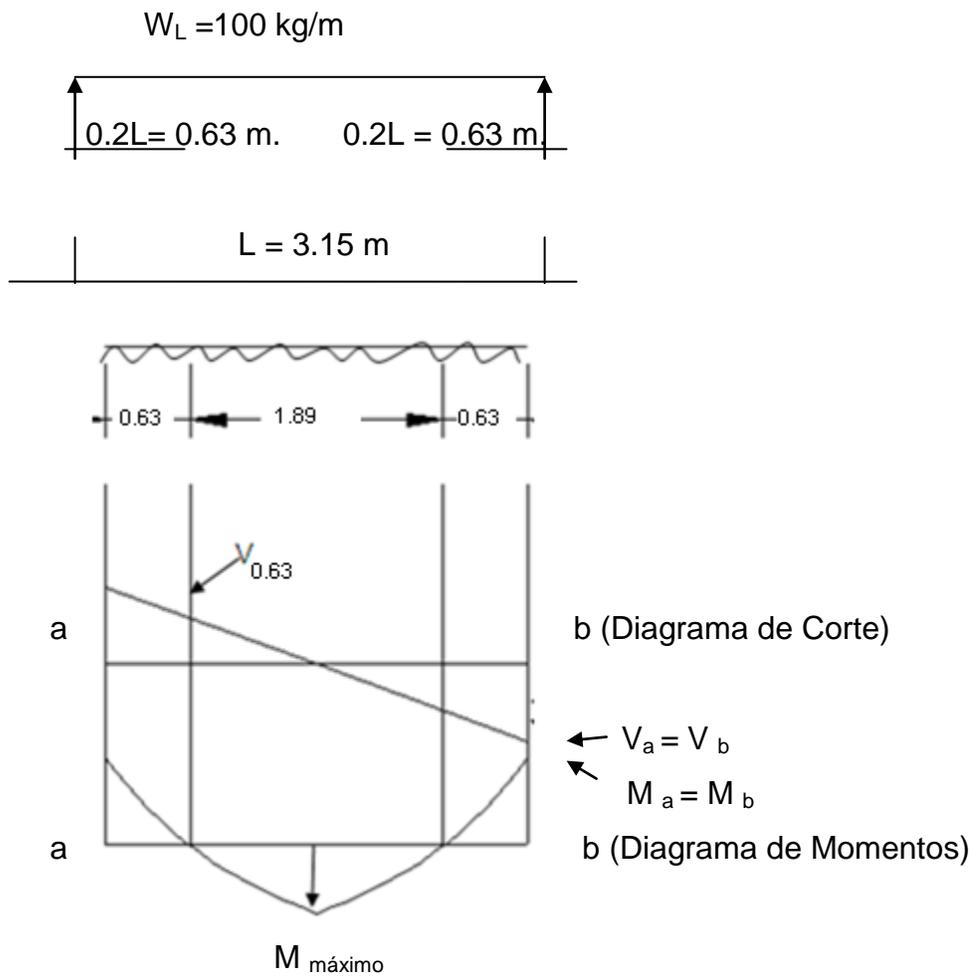
$$V_a = V_b = \frac{WD * L}{2} = \frac{1155.88 * 3.15}{2} = 1820.51 \text{ kg}$$

$$V_{0.63} = 1155.88 * 0.945 = 1092.31 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máximo}} = \frac{1092.31 * 0.945}{2} = 516.11 \text{ kg} - m$$

$$M_a = M_b = \frac{1820.51 + 1092.31}{2} * 0.63 = 917.54 \text{ kg} - m$$

Determinación de los puntos de inflexión sobre la viga intermedia. Carga viva:



$$V_a = V_b = \frac{W_L * L}{2} = \frac{100 * 3.15}{2} = 157.50 \text{ kg}$$

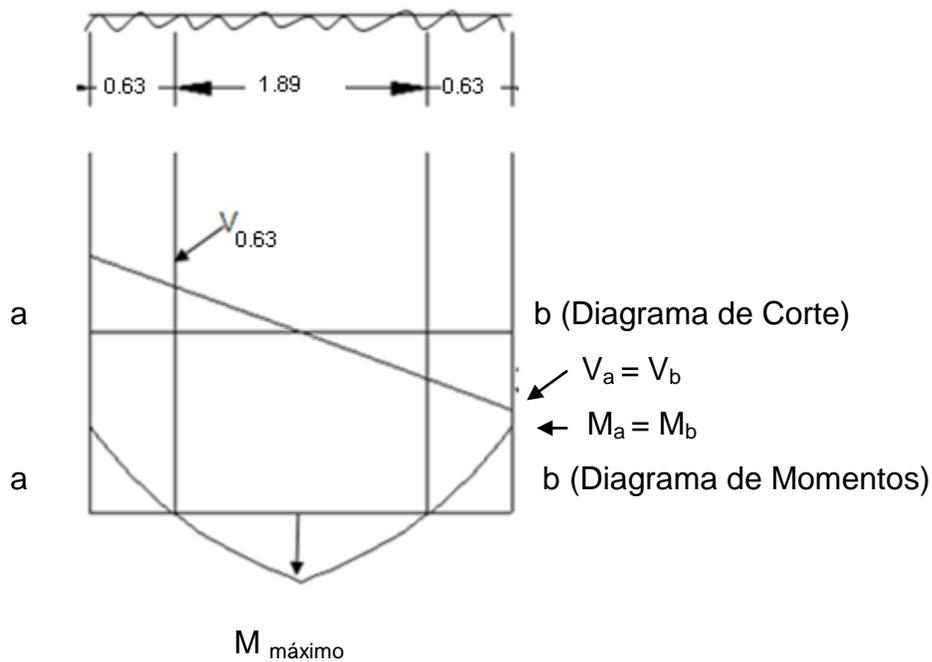
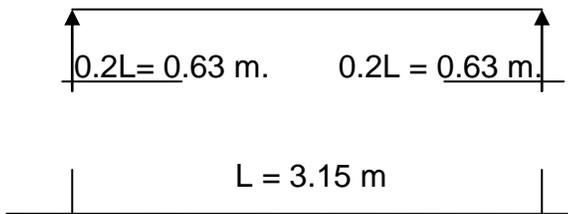
$$V_{0.63} = 100 * 0.945 = 94.50 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máximo}} = \frac{94.50 \cdot 0.945}{2} = 44.65 \text{ kg} - m$$

$$M_a = M_b = \frac{157.50 + 94.50}{2} \cdot 0.63 = 79.38 \text{ kg} - m$$

Determinación de los puntos de inflexión sobre la viga intermedia. Carga muerta (peso propio):

$$W_D = 240 \text{ kg/m}$$



$$V_a = V_b = \frac{W_D \cdot L}{2} = \frac{240 \cdot 3.15}{2} = 378 \text{ kg}$$

$$V_{0.63} = 240 * 0.945 = 226.80 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máximo}} = \frac{226.80 * 0.945}{2} = 107.16 \text{ kg} - m$$

$$M_a = M_b = \frac{378 + 226.80}{2} * 0.63 = 190.51 \text{ kg} - m$$

4.3 Determinación del corte basal

Para la determinación del corte basal se realizó en base a que la estructura esta actuado como un parapeto, para ello se utilizará el código UBC 97 (Código de construcción uniforme) que especifica los parámetros necesarios para el cálculo del corte basal siendo esta fuerza una de las más críticas a las que estaría sometida la estructura:

1. El total del corte basal en una dirección dada se determina a partir de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{C_v I}{R T} W$$

2. El total del corte basal no es necesario superar los siguientes:

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

3. El total del corte basal no deberá ser inferior a los siguientes:

$$V = 0.11 C_a I W$$

4. Además, para la zona sísmica 4, el corte basal no podrá ser inferior a los siguientes:

$$V = \frac{0.8 Z N_v I}{R} W$$

El valor de T se determinará de uno de los siguientes métodos:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Peso del tanque base:

Para la determinación del peso del tanque se tomará como peso específico del agua 1000 kg/m³, hormigón 2400 kg/m³ y el de los bloques de concreto tipo medio completamente secos 1680 kg/m³.

Se sumara un 100 % de la carga viva (W_{h2o}), simulando la condición más crítica cuando pase un sismo, según el UBC 97.

Peso del H ₂ O = 15.35 m ³ * 1000 =	15350 kg.
Peso de la losa = (0.09 + 0.0.9)*3.5*3.5*2400 =	5292 kg.
Peso de muros = 3.1*0.20*1.80*1680*4*0.60 =	4499.71 kg.
Peso de vigas = 0.25*0.31*(3.5+2.9)*2400*2 =	2822.40 kg.
Peso de columnas = 0.35*0.35*2.4*2400*4 =	<u>2073.60 kg.</u>
Sumatoria =	30307.71 kg

Peso del resto de la estructura:

$$\text{Peso de columnas} = 0.35 \times 0.35 \times 2.8 \times 2400 \times 4 = 3292.80 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso de vigas} = 0.25 \times 0.40 \times (3.5 + 2.8) \times 2400 \times 2 = \underline{3024 \text{ kg.}}$$

$$\text{Sumatoria} = 6316.80 \text{ kg}$$

$$\text{Sumatoria Total} = 36624.51 \text{ kg}$$

Los factores son extraídos del código UBC 97. Estos factores están indicados al final de la sección 16; aparecen todas las tablas indicando todos los factores a utilizar para las diferentes condiciones que se requiera:

- $Z = \text{zona sísmica 4} = 0.4$
- $I = 1.25$
- $C_v = 0.64 * N_v$
- $C_a = 0.44 * N_a$
- $R = 2.2$
- $W = 6773.76 \text{ kg}$
- $N_a = 1$
- $N_v = 1$
- $T = 0.28024 \text{ seg.}$
- $C_t = 0.0731$
- $h_n = 6 \text{ m.}$

Cálculos respectivos para la determinación del corte basal en la estructura:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4} = 0.0731 * (6)^{3/4} = 0.28024 \text{ seg.}$$

$$1) V = \frac{Cv * I}{R * T} * W = \frac{0.64 * 1.25}{2.2 * 0.28024} * 36624.51 = 47523.49 \text{ kg.}$$

$$2) V = \frac{2.5 * Ca * I}{R} * W = \frac{2.5 * 0.44 * 1 * 1.25}{2.2} * 36624.51 = 22890.32 \text{ kg.}$$

$$3) V = 0.11 * Ca * I * W = 0.11 * 0.44 * 1.25 * 36624.51 = 2215.78 \text{ kg.}$$

$$4) V = \frac{0.8 * Z * Nv * I}{R} * W = \frac{0.8 * 0.4 * 1 * 1.25}{2.2} * 36624.51 = 6659 \text{ kg.}$$

Según el UBC – 97, dice que el corte basal tiene que ser igual a V1, pero no mayor que V2 por lo tanto la carga de corte a utilizar es de 22890.32 kg.

4.4 Determinación de fuerza

Siguiendo con el ejemplo anterior se deberá analizar la fuerza que le llega a cada nivel y marco:

4.4.1 Fuerza por nivel

$$F = V * \left[\frac{Wi * hi}{\sum Wi * hi} \right]$$

Nivel	Wi	hi	Wi * hi	F	V
2	30307.71	5.8	175784.73	20662.78	20662.78
1	6316.80	3	18950.40	2227.54	22890.32
Sumatoria =			194735.13	22890.32	22890.32

4.4.2 Fuerza por marco

4.4.2.1 Nivel 2

Para la determinación de la fuerza que le llega a cada marco se determinará la rigidez de las columnas, que dependerá del tipo de estructura que se está analizando en este caso será en voladizo.

La rigidez está dada por el corte basal partido la flecha máxima.

$$K = \frac{V}{\Delta}$$

La flecha máxima está dada por la suma de la deriva ocasionada por la flexión y el corte, en este caso se le coloca un factor de 3 a la deriva ocasionada por la flexión, ya que este análisis es de tipo voladizo se toman estas consideraciones.

$$\Delta = \Delta_{flexión} + \Delta_{corte}$$

$$\Delta = \frac{V * H^3}{3 * E_c * I} + 2 * \left(\frac{1.2 * V * H}{G * A} \right)$$

Donde:

V = corte basal

H = altura del muro o columna

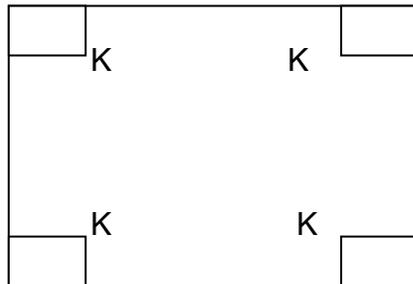
E_c = módulo de elasticidad del concreto = $E = 15100 * \sqrt{f'_c}$

I = inercia del elemento $I = \frac{1}{12} * b h^3$; tomando como b la base y h el peralte efectivo de la sección d.

A = sección transversal del núcleo en la columna analizada = A = b * h

G = modulo de rigidez = G = 0.4Ec.

La fuerza por piso la soporta dos marcos y cada marco tiene la misma sección de columna por nivel se hace la siguiente consideración para fuerza por marco:



$$K_{\text{total}} = 1K + 1K + 1K + 1K = 4K$$

Por lo tanto la fuerza y el cortante por marco serian:

$$F = 20662.78 * \frac{2K}{4K} = 10331.39kg$$

$$V = 20662.78 * \frac{2K}{4K} = 10331.39kg$$

Sustituyendo los valores de la deriva y del corte basal en la ecuación de la rigidez da un resultado de:

$$K = \frac{10331.39}{\frac{10331.39 * 280^3}{3 * 15100 * \sqrt{280} * \frac{35 * 35^3}{12}} + 2 * \left(\frac{1.2 * 10331.39 * 280}{0.4 * 15100 * \sqrt{280} * 35 * 35} \right)}$$

$$K = \frac{10331.39}{2.39 + 0.056} = 4223.79$$

$$K = \frac{V}{\Delta} = \Delta = \frac{V}{K} = \frac{10331.39}{4223.79} = 2.45 \text{ cm}$$

La deriva máxima permitida por el IBC 2003 según tabla 1617.3.1 capítulo 16 es de $\Delta = 0.010 * 280 = 2.80 \text{ cm}$., si cumple con lo especificado dando una diferencia de holgura de 0.35 cm.

4.4.2.2 Nivel 1

La fuerza y el cortante por marco en el primer nivel será de.

$$F = 2227.54 * \frac{2K}{4K} = 1113.77 \text{ kg}$$

$$V = 22890.32 * \frac{2K}{4K} = 11445.16 \text{ kg}$$

$$K = \frac{1113.77}{\frac{1113.77 * 300^3}{3 * 15100 * \sqrt{280} * \frac{35 * 35^3}{12}} + 2 * \left(\frac{1.2 * 1113.77 * 300}{0.4 * 15100 * \sqrt{280} * 35 * 35} \right)}$$

$$K = \frac{1113.77}{0.32 + 0.006} = 3416.47$$

$$\Delta = 0.326 \text{ cm}$$

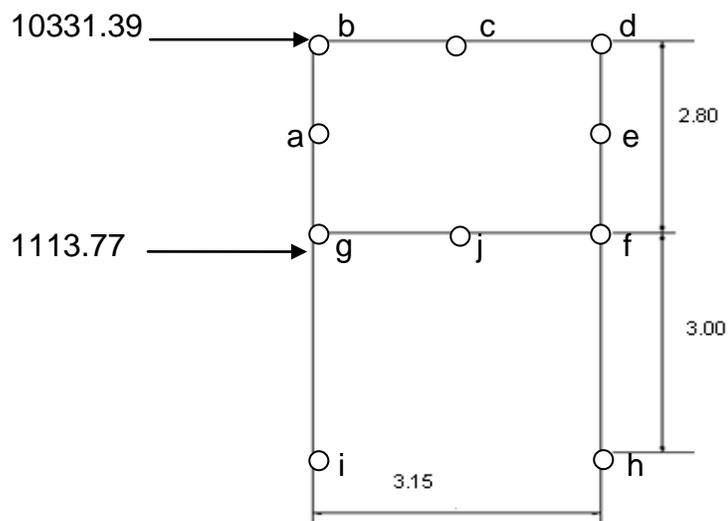
La deriva máxima permitida por el IBC 2003 según tabla 1617.3.1 capítulo 16 es de $\Delta = 0.010 * 3.00 = 3 \text{ cm}$., si cumple con lo especificado ya que da una diferencia de 2.674 cm., de holgura.

4.4.3 Análisis de cargas horizontales

Para el análisis de las cargas horizontales se utilizará el método del voladizo que consiste en suponer que el esfuerzo axial en una columna es proporcional a su distancia desde el centroide de todas las áreas de las columnas de un nivel de piso dado. Esta hipótesis se basa en la misma acción que la que tiene lugar en una viga en voladizo sometida a carga transversal.

Para contrarrestar este volteo, las fuerzas axiales (o esfuerzos) en las columnas serán de tensión en un lado del eje neutro y de compresión en el otro lado.

El método del voladizo es por tanto apropiado si el marco es alto y esbelto o bien tiene columnas con áreas de sección transversal diferentes.



Como todas las columnas tienen la misma sección se procede al cálculo del centroide de las áreas transversales con la siguiente fórmula:

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i * X_i}{\sum A_i} = \frac{\sum X_i}{\#col} = \frac{0 + 3.15}{2} = 1.575$$

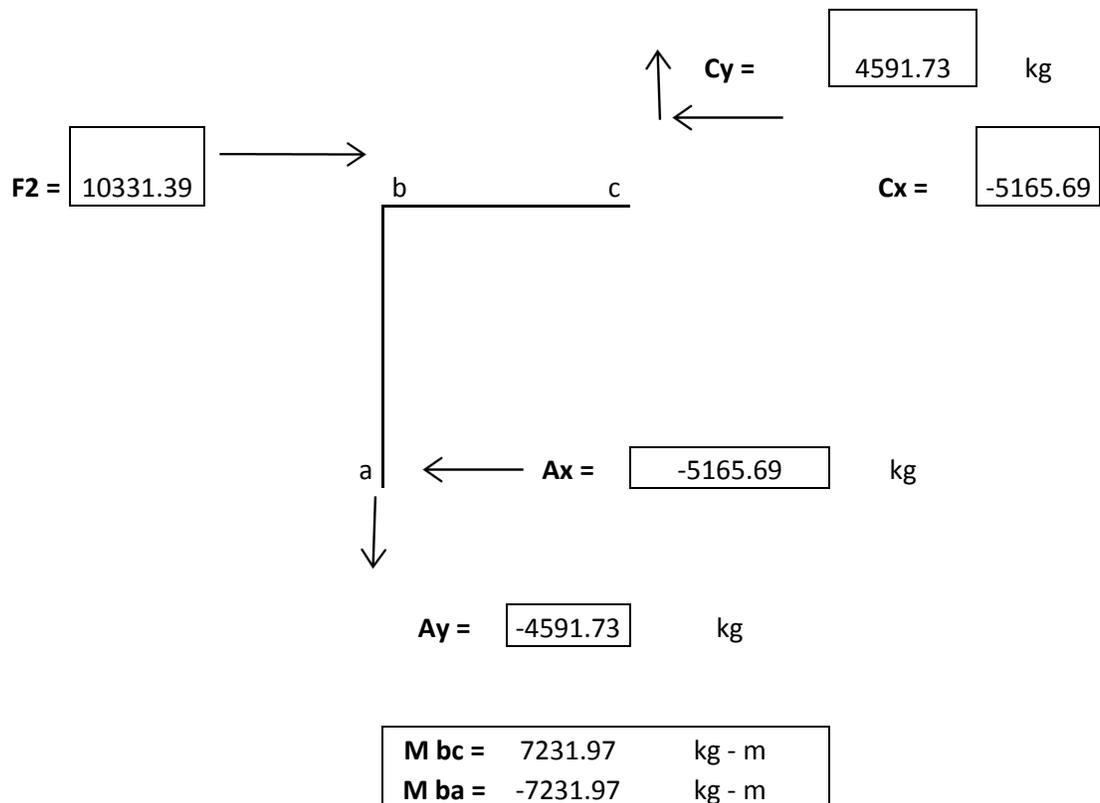
2do. Nivel

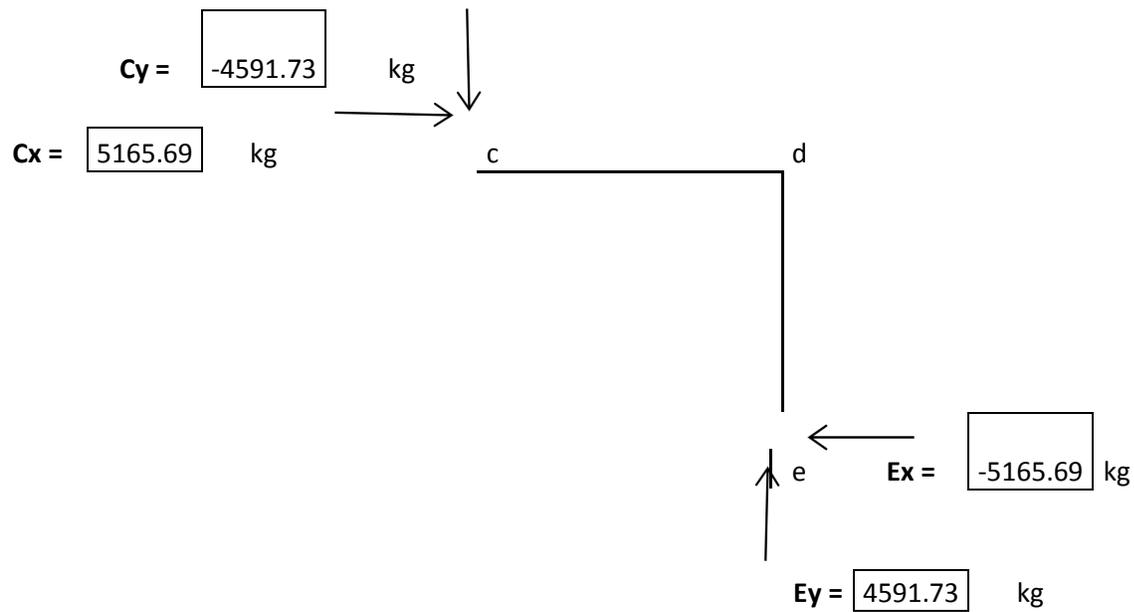
Momento de volteo = $Mvol = 10331.39 * 1.4 = 14463.94 \text{ kg} - m$.

$$K = \frac{Mvol}{\sum dis^2} = \frac{14463.94}{(-1.575)^2 + (1.575)^2} = 2915.38 \text{ kg}$$

$$c_y = 2915.38 * 1.575 = 4591.73 \text{ kg}$$

$$a_y = 2915.38 * -1.575 = -4591.73 \text{ kg}$$





M dc =	-7231.97	kg - m
M de =	-7231.97	kg - m

Calculo de factores:

- $F1 = \frac{5165.69}{10331.39} = 0.50$

- $F2 = \frac{-5165.69}{10331.39} = -0.50$

1er. Nivel

- $i_x = 0.50 * 11445.16 = 5722.58 \text{ kg}$

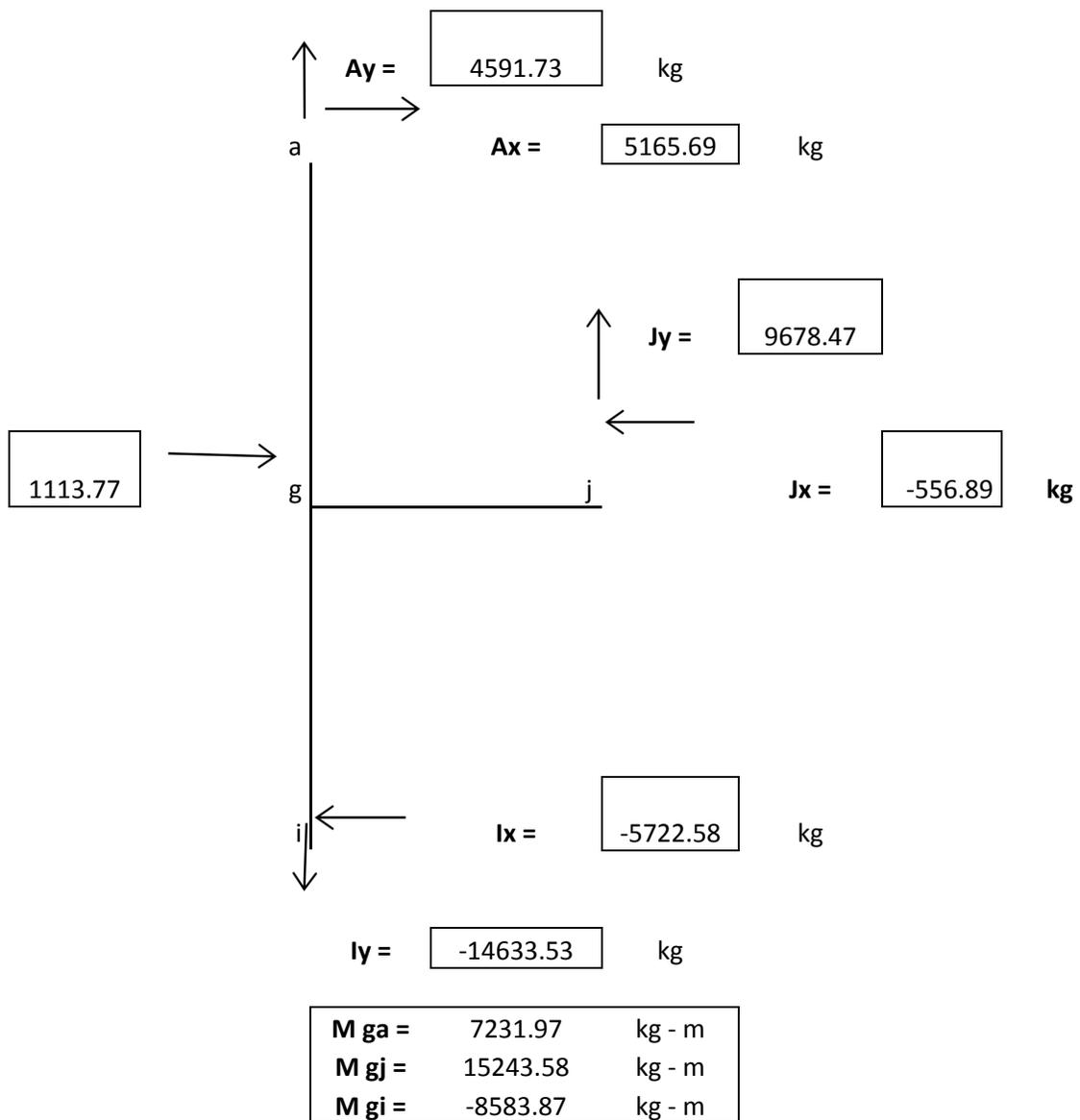
- $h_x = -0.50 * 11445.16 = 5722.58 \text{ kg}$

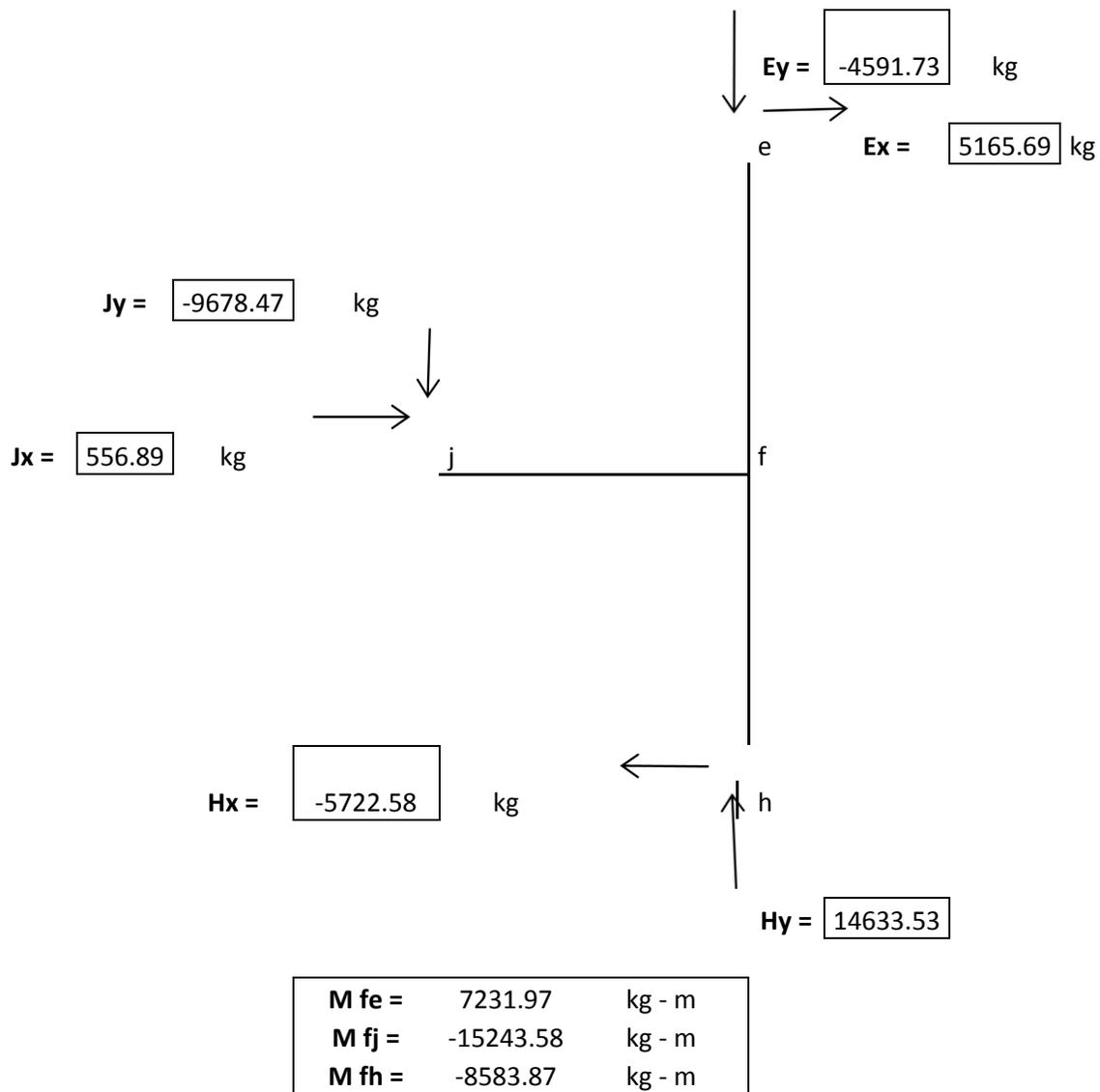
- $Mvol = 10331.39 * (2.8 + 1.5) + 1113.77 * 1.5 = 46095.63 \text{ kg} - m.$

$$K = \frac{Mvol}{\sum dis^2} = \frac{46095.63}{(-1.575)^2 + (1.575)^2} = 9291.13kg$$

$$i_y = 9291.13 * -1.575 = - 13369.36 \text{ kg}$$

$$h_y = 9291.13 * 1.575 = 14633.59 \text{ kg.}$$





Combinación de cargas:

- $U = 1.2D + 1.6H$ (ACI 9-2)
- $U = 1.2D + 1.0E$ (ACI 9-5)
- $U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$ (ACI 9-7)

Tabla IV. Evolvente de corte

TRAMO	ECUACIÓN		
	ACI 9-2	ACI 9-5	ACI 9-7
B	5712.61	6776.34	9758.19
C	0.00	4591.73	4591.73
D	5712.61	6776.34	9758.19
G	705.60	10132.07	10270.67
J	0.00	9678.47	9678.47
F	705.60	10132.07	10270.67

Tabla V. Envolverte de momentos

TRAMO	ECUACIÓN		
	ACI 9-2	ACI 9-5	ACI 9-7
B	2879.16	8333.02	10111.13
C	1619.53	619.34	1464.69
D	2879.16	8333.02	10111.13
G	355.62	15472.20	15542.05
J	200.04	128.60	167.89
F	355.62	15472.20	15542.05

Figura 8. Gráfica envolvente de corte 2do.

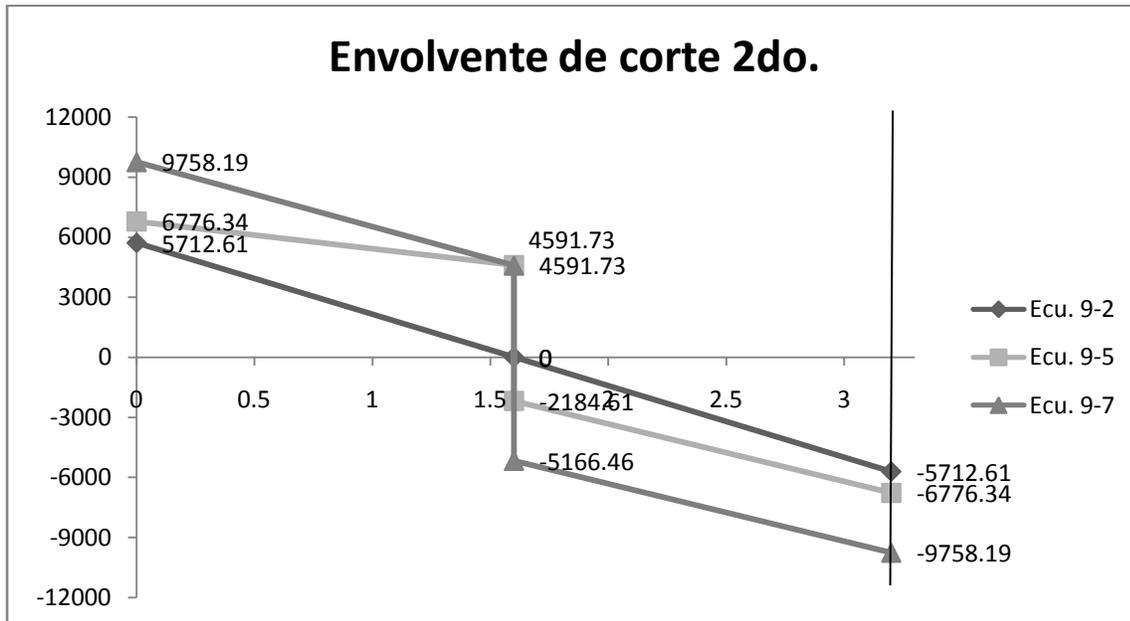
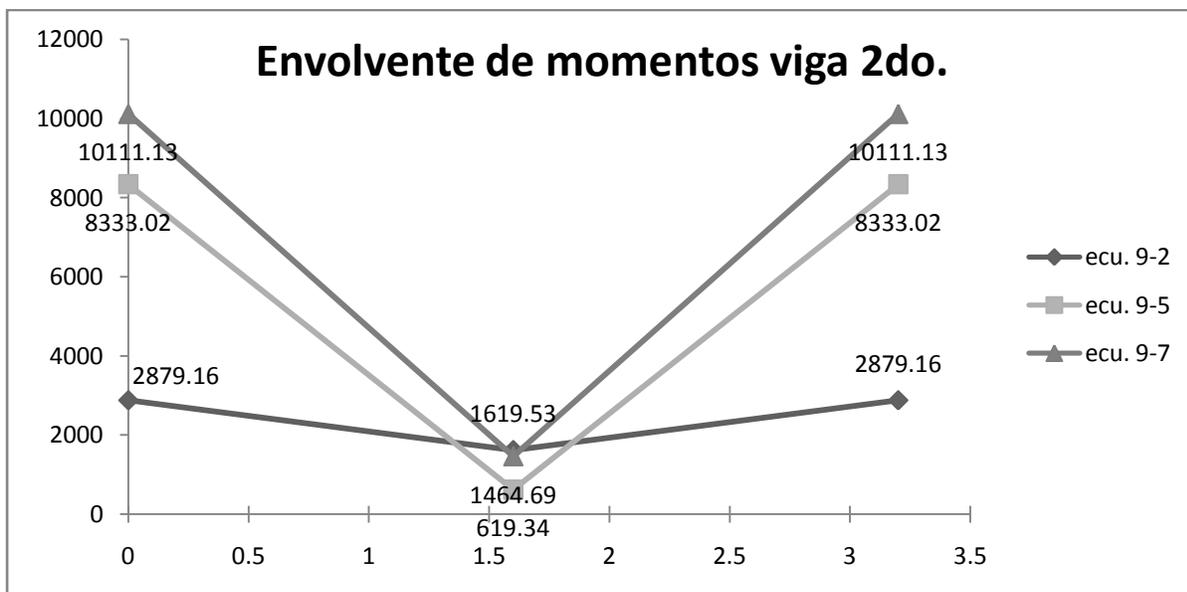


Figura 9. Gráfica envolvente de momentos 2do.



Diseño de viga a flexión 2do. Nivel

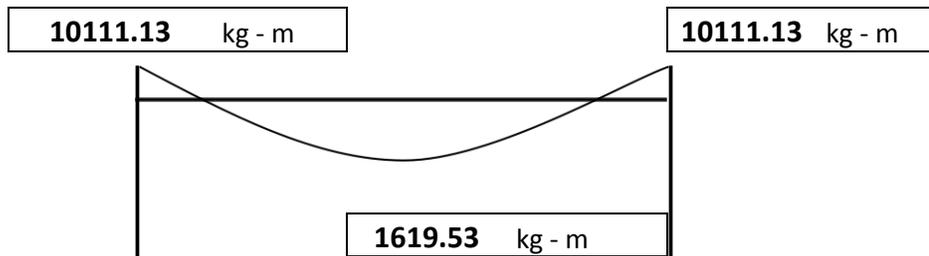


Figura 10. Gráfica envolvente de corte 1er.

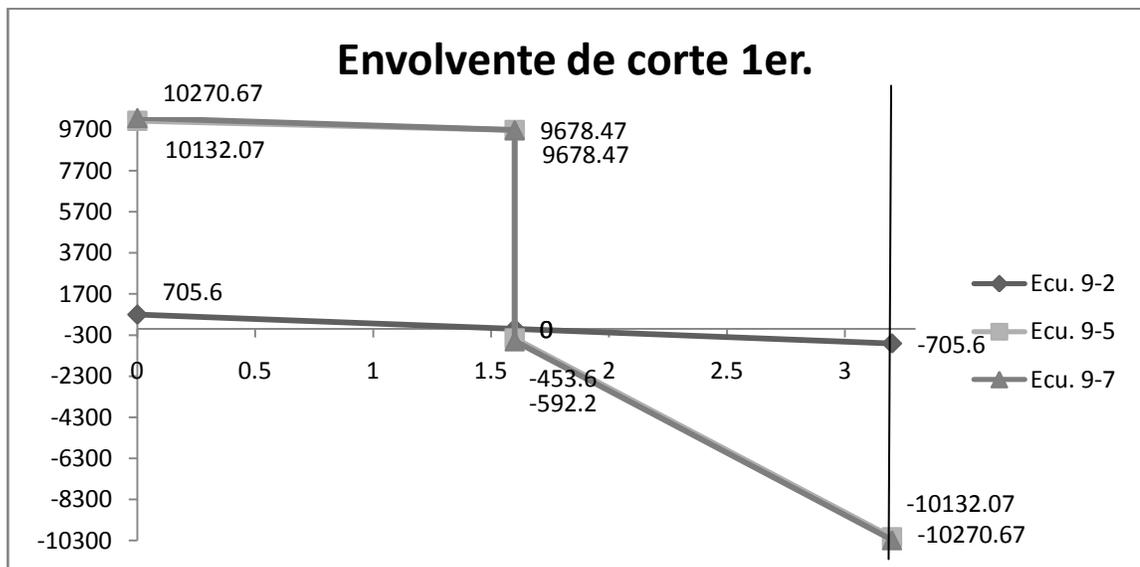
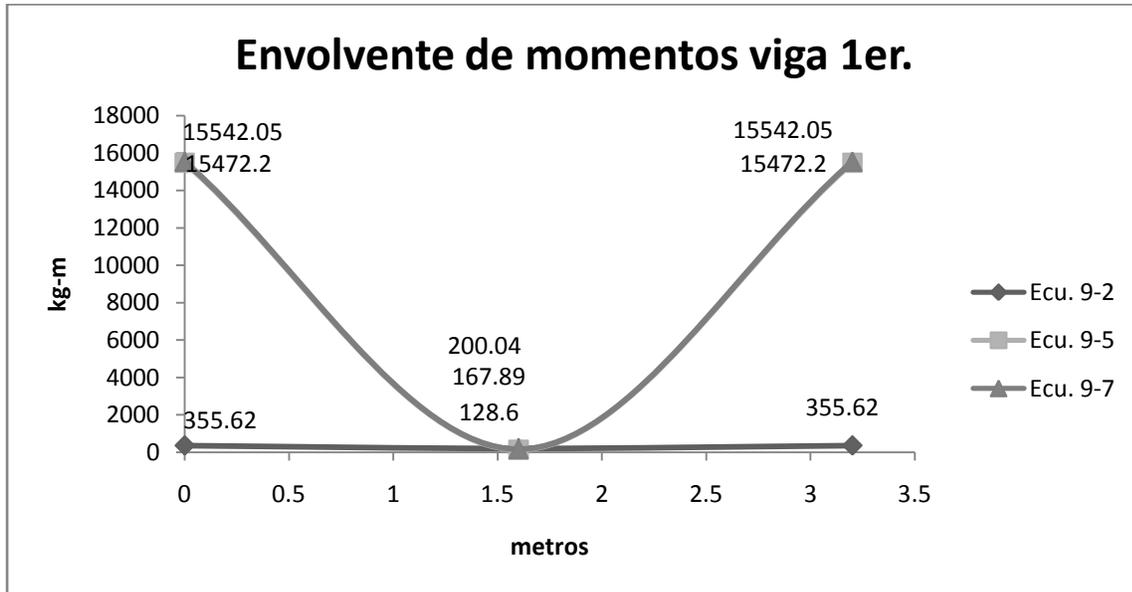
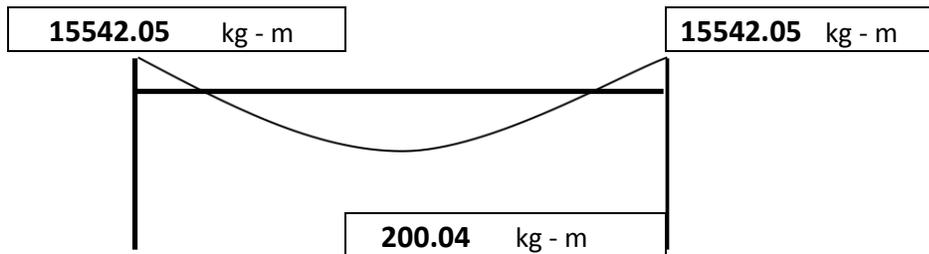


Figura 11. Gráfica envolvente de momentos 1er.



Diseño de viga a flexión 1er. Nivel



4.5 Estudio de suelo

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como: a) la carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación; b) los requisitos del reglamento local de la construcción; c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán el sistema, y d) las condiciones geológicas del

suelo. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas con pruebas de laboratorio, que se describirá a continuación:

4.5.1 Origen del suelo

La mayoría de los suelos ya sean transportados o residuales que cubren la tierra están formados por el intemperismo de varias rocas. Existen dos tipos generales de intemperismo:

1. Mecánico
2. Químico

El intemperismo mecánico es el proceso por el cual las rocas se fracturan en piezas de menor tamaño bajo la acción de fuerzas físicas las rocas se fracturan en piezas menores sin cambiar su composición química, como la corriente de agua de los ríos, viento, olas oceánicas, de expansiones y contracciones causadas por ganancia y pérdida de calor.

El intemperismo químico es el proceso de descomposición química de la roca original. Sin embargo, en el intemperismo químico el material original se cambia a otro totalmente diferente. Por ejemplo, el intemperismo químico de los feldspatos puede producir minerales arcillosos.

Según sea el agente de transporte, los suelos transportados pueden subdividirse en tres categorías principales:

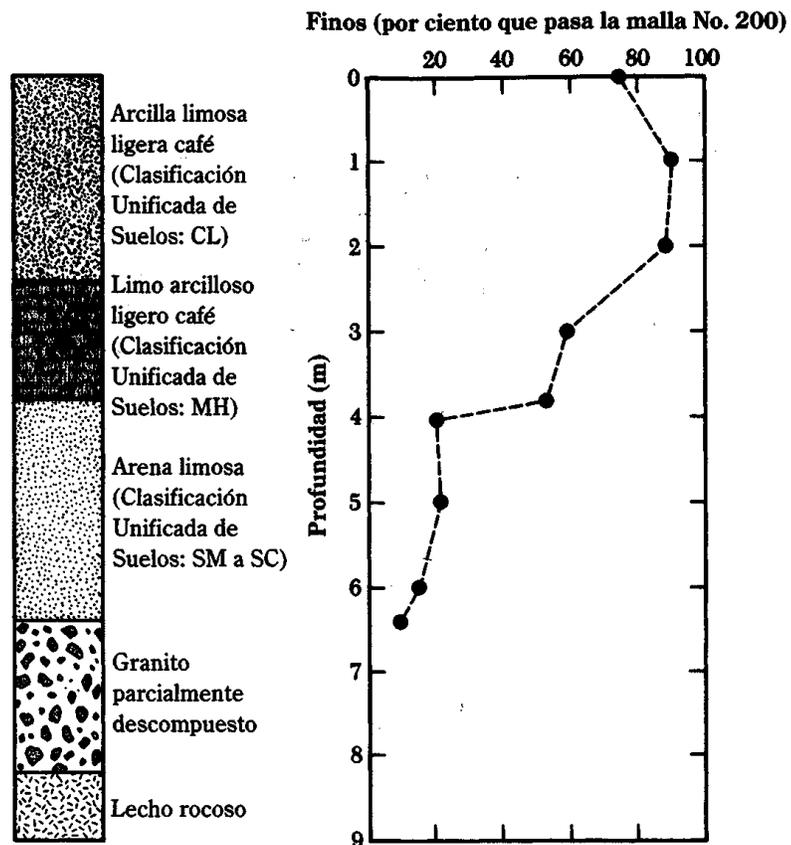
1. Aluviales o fluviales: son depositados por corrientes de agua.
2. Glaciales: depositados por la acción de los glaciares.
3. Eólicos: depositados por la acción del viento.

En adición a los suelos transportados y residuales, se tienen las turbas y suelos orgánicos, originados de la descomposición de materiales orgánicos.

4.5.2 Suelo residuales y transportados

La naturaleza de un depósito de suelo residual dependerá generalmente de la roca madre. Cuando las rocas duras como el granito y el gneis sufren intemperismo, la mayor parte de los materiales tienden a permanecer en ese sitio, en caso contrario forman suelos transportados. Esos depósitos de suelo tienen generalmente una capa superior de material arcilloso o de arcilla limosa debajo de la cual se encuentran capas de suelo limoso y/o arenoso. Debajo se encuentran generalmente una capa de roca parcialmente intemperizada y luego una de roca sana. La profundidad de la roca sana puede variar ampliamente, aun dentro de una distancia de unos pocos metros. En la figura se muestra el registro de un barreno en depósito de suelo residual derivado del intemperismo de un granito.

Figura 12. Registro de un barreno para un suelo residual derivado del granito



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

4.5.3 Exploración del suelo

El proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denominan exploración del subsuelo. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero geotécnico en:

1. Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.

2. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
4. Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.).
5. Determinar la localización del nivel freático.
6. Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tabla estacados y corte arriostrados.

También puede ser necesario cuando se contemplan adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

4.5.4 Programa de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo comprende varias etapas, entre ellas la recolección de información preliminar, reconocimiento y la investigación del sitio.

4.5.4.1 Recolección de información preliminar

Esta etapa incluye la obtención de información respecto al tipo de estructura por construir y su uso general. Para la construcción de edificios deben conocerse las cargas aproximadas y el espaciamiento de las columnas, así como el reglamento local de construcción y los requisitos para el sótano. La construcción de puentes requiere la determinación de la longitud del claro y las cargas en pilares y estribos.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo que se encontrará cerca y alrededor del sitio propuesto se obtiene de las siguientes fuentes.

1. Mapas de levantamientos geológicos de Guatemala.
2. Mapas de levantamientos geológicos del departamento.
3. Reportes de suelos del departamento.
4. Mapas agronómicos publicados por el departamento de Agricultura.
5. Información hidrológica publicada por el ISIVUMEH (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología), que incluye los registros de flujo de corrientes de agua, niveles altos de inundaciones.
6. Manuales sobre suelos de los departamentos de caminos.

La información obtenida así es sumamente útil en la planeación de una investigación de sitio. En algunos casos se logran ahorros considerables si se detectan de antemano problemas que pueden luego encontrarse en el programa de exploración.

4.5.4.2 Reconocimiento

El ingeniero debe siempre hacer una inspección visual del sitio para obtener información sobre:

1. La topografía general del sitio, la posible existencia de canales de drenajes, tiraderos de basura y otros materiales. Además, la evidencia de flujo plástico en taludes y grietas profundas y amplias a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.
2. Estratificación del suelo en cortes profundos, como los que se realizan para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.
3. Tipos de vegetación en el sitio, que indique la naturaleza del suelo.
4. Huellas de niveles altos del agua en edificios y en estribos de puentes cercanos.

5. Niveles del agua freática, que son determinados por observación de pozos cercanos.
6. Tipos de construcciones vecinas y existencia de grietas en muros u otros problemas.

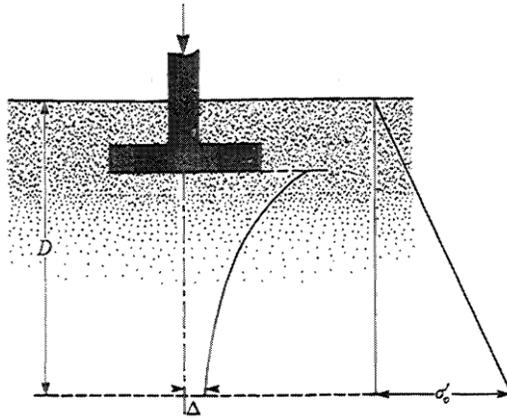
La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas de suelos vecinos también se obtienen de reportes disponible de la exploración del suelo para estructuras existentes.

4.5.4.3 Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planeación, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a los intervalos deseados para subsecuentes observaciones y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada. La profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de barrenado los ingenieros usan las reglas establecidas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (1972):

1. Determinar el incremento neto de esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con la profundidad como se muestra en la figura.

Figura 13. Determinación de la profundidad mínima de perforación



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

2. Estimar la variación del esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , con la profundidad.
3. Determinar la profundidad, $D = D_1$, en la que el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $(1/10) \cdot q$ (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
4. Determinar la profundidad, $D = D_2$, en la que $\Delta\sigma/\sigma'_v = 0.05$.
5. A menos que se encuentre un lecho rocoso, la menor de las dos profundidades, D_1 y D_2 , antes determinadas, es la profundidad mínima aproximada requerida de perforación.
6. El UBC - 97, indica los coeficientes para la determinación del corte basal dependiendo de la cercanía del epicentro.

Si se usan las reglas anteriores, las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30.5 m., serán aproximadamente las siguientes, de acuerdo Sowers y Sowers (1970):

Número de pisos	Profundidad de la perforación
1	3.5 m.
2	6 m.
3	10 m.
4	16 m.
5	24 m.

Para hospitales y edificios de oficinas, ellos también usan la siguiente regla para determinar la profundidad de perforación.

1. $D_b = 3 * S^{0.7}$ (para edificios ligeros de aceros o edificios estrechos de hormigón).
2. $D_b = 6 * S^{0.7}$ (para edificios pesados de acero o edificios anchos de hormigón).

Donde:

D_b = profundidad de la perforación en metros.

S = número de pisos.

Cuando se esperan excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

En ocasiones, las condiciones del subsuelo requieren que la carga de cimentación sea transmitida al lecho rocoso. La profundidad mínima de barrenado para la extracción de núcleos de roca es aproximadamente de 3 m. Si el lecho rocoso es irregular o está intemperizado, los barrenos tendrán que ser más profundos.

No existen reglas fijas acerca del espaciamiento de los barrenos. El espaciamiento puede ser incrementado o disminuido, dependiendo de las condiciones del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos barrenos que en estratos no homogéneos.

El ingeniero, también debe tomar en cuenta el costo último de la estructura al tomar decisiones relativas a la extensión de la exploración de campo, para la cual debe destinarse generalmente entre 0.1 y 0.5% del costo de la estructura. Los sondeos en suelos se llevan a cabo por varios métodos: con barrena, con lavado, por percusión y la perforación rotativa.

4.5.5 Procedimiento para muestreos del suelo

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante una exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

1. Análisis granulométrico
2. Determinación de los límites líquido y plástico
3. Peso específico de los sólidos del suelo
4. Determinación del contenido orgánico
5. Clasificación del suelo

Sin embargo, las muestras alteradas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o de resistencia cortante, ya que éstas deben hacerse con muestras inalteradas.

4.5.6 Observación de los niveles del agua freática

La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras cosas. El nivel del agua cambia con las estaciones. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida de un proyecto.

Si se halla agua en un barreno durante una exploración de campo, tal hecho debe ser registrado. En suelos con alta permeabilidad hidráulica, el nivel del agua en un barreno se estabilizará aproximadamente 24 horas después de terminada la perforación. La profundidad del nivel del agua entonces se determina por medio de una cinta o cadena graduada.

En estratos altamente impermeables, el nivel del agua en un barreno no se estabiliza durante varias semanas. En tales casos, si se requieren niveles del agua muy precisos, se usa un piezómetro, que consiste básicamente en una piedra porosa o en un tubo vertical perforado con una bureta de plástico unida a él.

4.5.7 Permeabilidad hidráulica del suelo

Los espacios vacíos o poros entre los granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe saber cuánta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de cimentaciones. Darcy (1856)

propuso la siguiente ecuación para calcular la velocidad del flujo de agua a través de un suelo:

$$v = ki$$

Donde:

v = velocidad de Darcy (unidad: cm/s)

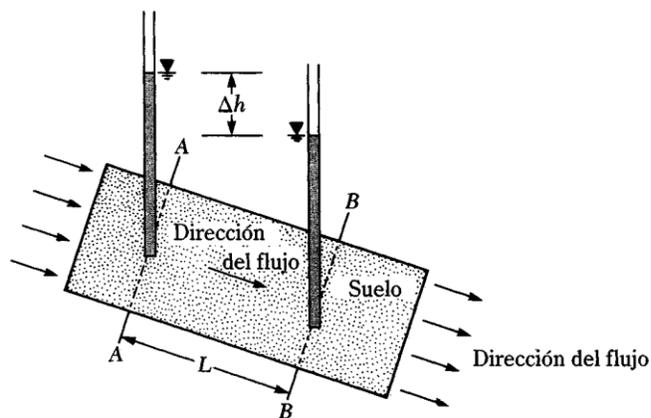
k = permeabilidad hidráulica del suelo (unidad: cm/s)

i = gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico i se define como

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Figura 14. Definición de la ley de Darcy



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Donde:

Δh = diferencia de carga piezométrica entre las secciones en AA y BB

L = distancia entre las secciones en AA y BB

Las secciones AA y BB son perpendiculares a la dirección del flujo.

La ley de Darcy es válida para un amplio rango de suelos. Sin embargo, con materiales como grava limpia y en un pedraplén de tamaño uniforme, ésta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos.

4.5.8 Concepto de esfuerzo efectivo

Considere un esfuerzo vertical en un punto A situado a una profundidad h_1 + h_2 debajo de la superficie del terreno. El esfuerzo vertical total σ en A es:

$$\sigma = h_1 * \gamma + h_2 * \gamma_{sat}$$

Donde γ y γ_{sat} son los pesos específicos del suelo arriba y abajo del nivel freático, respectivamente.

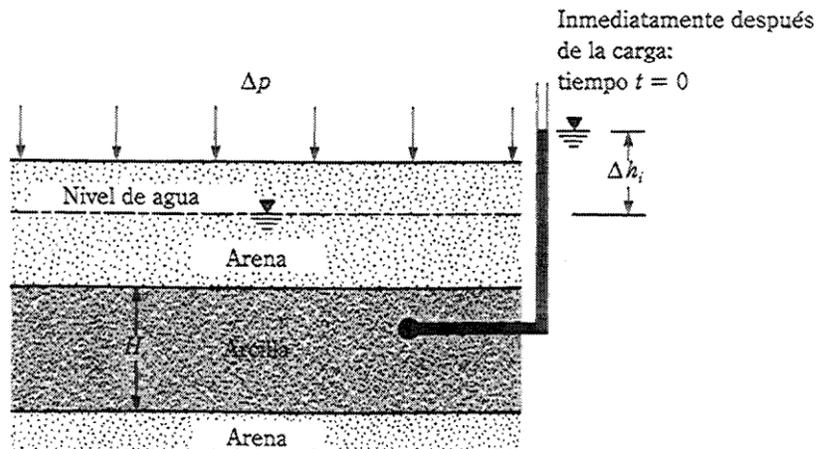
El esfuerzo total es soportado parcialmente por el agua de poro en los espacios de vacíos y otra parte por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto.

4.5.9 Consolidación

En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa (por ejemplo, por la construcción de una cimentación), la presión de poro del agua se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo. De acuerdo con la figura, si Δp es una

sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo total $\Delta\sigma$ en cualquier profundidad del estrato de arcilla será igual a Δp , o $\Delta\sigma = \Delta p$.

Figura 15. Principio de consolidación



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como consolidación.

4.5.10 Resistencia al corte

La resistencia al corte, s , de un suelo, en términos del esfuerzo efectivo, es:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Donde:

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

c = cohesión, o cohesión aparente

ϕ = ángulo de fricción

La ecuación se conoce como al criterio de falla de Mohr-Coulomb. El valor de c para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero. Para arcillas sobre-consolidadas, $c > 0$.

Para la mayoría de los trabajos de rutina, los parámetros de la resistencia al corte de un suelo (es decir, c y ϕ) son determinados por medio de dos pruebas estándar de laboratorio. Ellas son:

- a) La prueba de corte directo y
- b) La prueba triaxial

4.5.10.1 Prueba de corte directo

La arena seca puede ser probada adecuadamente mediante pruebas de corte directo. La arena se coloca en una caja de corte dividida en dos. Primero se aplica una fuerza normal a la muestra. Luego se aplica una fuerza de corte a la mitad superior de la caja para generar la falla en la arena. Los esfuerzos normal y cortante en la falla son:

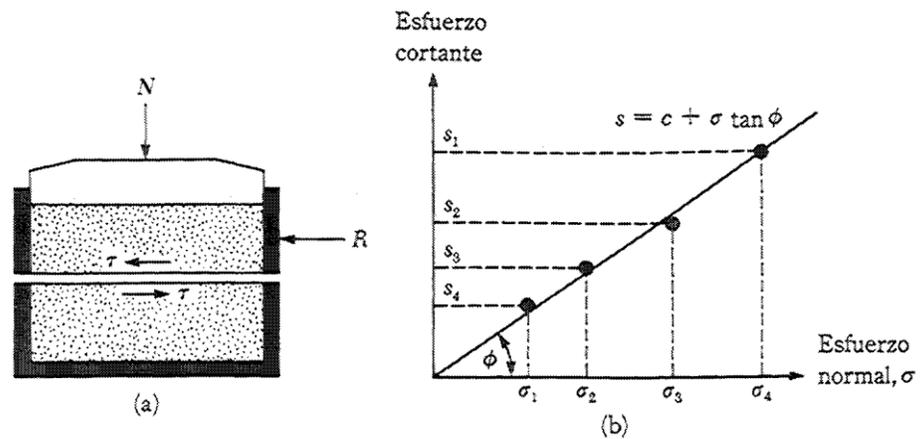
$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

$$s = \frac{R}{A}$$

Donde:

A = área del plano de falla en el suelo, es decir, el área de la sección transversal de la caja de corte.

Figura 16. Prueba de corte directo en arena: a) diagrama esquemático del equipo de prueba; b) gráfica de los resultados de la prueba para obtener el ángulo de fricción ϕ



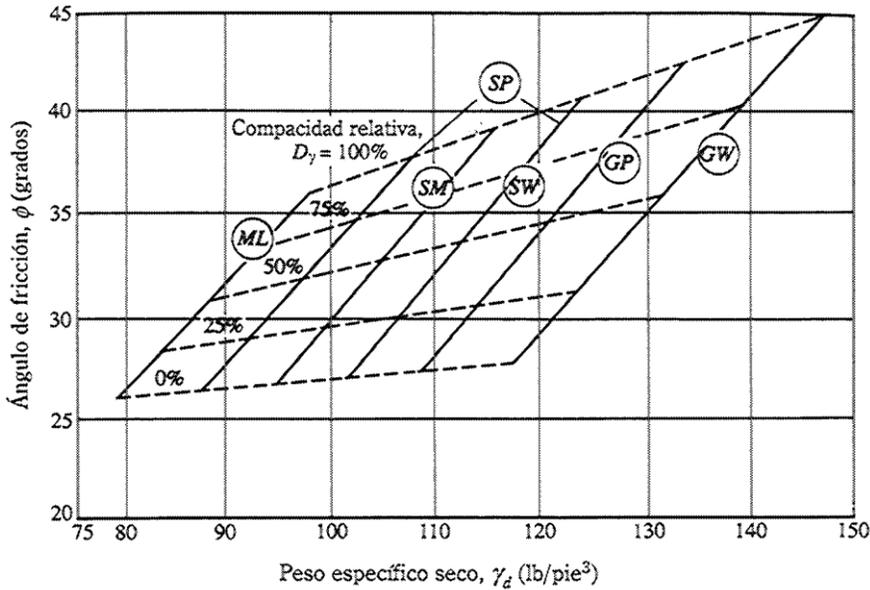
Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Varias pruebas de este tipo se efectuaron variando la carga normal. El ángulo de fricción de la arena puede determinarse trazando una gráfica de s contra σ' ($= \sigma$ para arena seca).

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{s}{\sigma'} \right)$$

Para las arenas, el ángulo de fricción generalmente varía entre 26° y 45° , aumentando con la compacidad relativa de compactación. El rango aproximado de la compacidad relativa de compactación y el correspondiente del ángulo de fricción para varios suelos de grano grueso en la figura.

Figura 17. Rango de la compacidad relativa y correspondiente rango del ángulo de fricción para un suelo de grano grueso



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

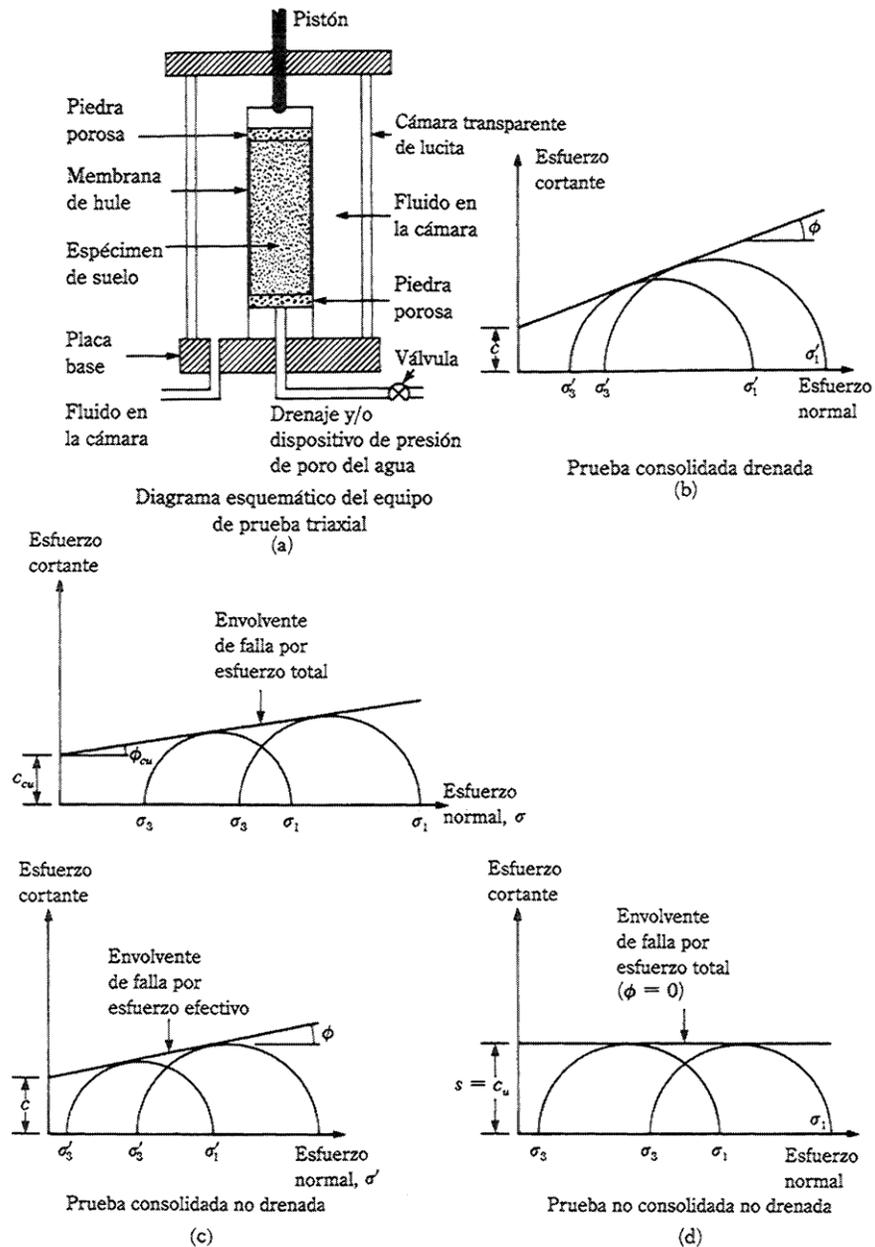
4.5.10.2 Prueba triaxial

Las pruebas de compresión triaxial pueden efectuarse en arenas y arcillas. Ésta consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente. Se aplica una presión de confinamiento (σ_3), alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara (generalmente agua o glicerina). Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra en la dirección axial para provocar la falla ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$). El drenaje del espécimen puede ser permitido o detenido, dependiendo de las condiciones de la prueba. Para arcillas, tres tipos principales de pruebas se efectúan con equipo triaxial:

1. Prueba consolidada drenada (prueba CD)

2. Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

Figura 18. Prueba triaxial



Fuente Braja M. Dias, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

4.5.11 Licuefacción

La licuefacción es un fenómeno en el que suelos saturados, no consolidados y no cohesivos pierden su resistencia al corte debido a vibraciones del terreno y temporalmente se transforman a un estado licuado. En el proceso, el suelo experimenta una pérdida pasajera de resistencia que comúnmente hace que se produzca un desplazamiento o falla del terreno. Existen cuatro tipos básicos de fallas del terreno asociadas con la licuefacción:

1. Flujos de tierra: Los materiales del suelo se desplazan rápidamente cuesta abajo en un estado licuado.
2. Flujo lateral: Desplazamiento limitado de las capas superficiales del suelo por pendientes suaves o hacia superficies libres, como márgenes del río.
3. Flotación: Objetos enterrados menos pesados que el suelo licuado desplazado, como tanques, buzones o tuberías de gravedad, flotan en la superficie.
4. Pérdida de resistencia de soporte. Reducción de la capacidad de soporte de los cimientos debido al debilitamiento del material del suelo subyacente o adyacente que puede hacer que las estructuras se hundan.

La licuefacción a menudo ocurre en las capas subsuperficiales revestidas de suelos superficiales adecuados. Cuando estas capas más profundas se licuan, las capas superficiales del suelo a menudo se mueven lateralmente en bloques sólidos.

Uno de los factores perjudiciales del flujo lateral es la deformación permanente del suelo (distancia a la cual un punto se mueve permanentemente durante y después de un sismo).

En las siguientes figuras se muestra los daños que puede ocasionar la licuefacción:

Figura 19. Hundimiento parcial de un edificio



Fuente terremoto de Japón

Figura 20. Colapso de edificios



Fuente terremoto de Japón

Figura 21. Hundimiento parcial de una casa



Fuente terremoto de Japón

4.5.11.1 Factores de la licuefacción

La experiencia ha demostrado que existen siete factores importantes para determinar el potencial de un suelo para licuarse:

- 1) distribución del tamaño de los granos;
- 2) profundidad a las aguas subterráneas;
- 3) densidad;
- 4) peso del recubrimiento y profundidad del suelo;
- 5) amplitud y duración de la vibración del terreno;
- 6) edad del depósito, y
- 7) origen del suelo

Distribución del tamaño de los granos: La arena uniformemente graduada, con granos pocos finos o muy gruesos (arena limpia) tiene mayor probabilidad de licuarse y es posible que se vuelva más densa. Las arenas limosas y gravas también son susceptibles a la licuefacción bajo cargas cíclicas muy severas.

Profundidad de las aguas subterráneas: Puede ocurrir licuefacción si existe agua subterránea en el punto de la columna del suelo donde se está produciendo la densificación. Mientras menor sea la profundidad, menor será el peso del recubrimiento del suelo y el potencial de que ocurra densificación. Por tanto, mientras menor sea el nivel de las aguas subterráneas, mayor será la probabilidad de que ocurra licuefacción.

Densidad: La licuefacción ocurre principalmente en suelos sueltos, saturados y no cohesivos. Ese suelo puede densificarse cuando está sujeto a una carga cíclica. La tendencia a densificarse reduce el volumen de suelo y agua e incrementa la presión intersticial si los poros intergranulares se llenan de agua.

Cuando la presión intersticial se vuelve igual a la tensión media total, el suelo pierde su resistencia y se licua. Si el suelo es denso, habrá menos posibilidad de que se produzca la licuefacción.

Peso del recubrimiento y profundidad del suelo: Las tensiones entre partículas aumentan a medida que se incrementa la presión del recubrimiento. Mientras mayor sea la tensión entre las partículas, menor será la probabilidad de que ocurra la licuefacción. Por lo general, la licuefacción ocurre a profundidades menores de 9 metros; rara vez ocurre a profundidades mayores de 15 metros.

Amplitud y duración de la vibración del terreno: La capacidad del suelo para resistir una vibración provocada por un sismo sin causar fallas depende de la intensidad del movimiento del terreno, incluida tanto su amplitud como su duración. Los movimientos más fuertes tienen mayor probabilidad de causar fallas.

La licuefacción de suelos bajo condiciones de tensión provocadas por un terremoto puede ocurrir ya sea cerca del epicentro durante terremotos pequeños o moderados, o a cierta distancia en caso de terremotos moderados a severos.

Edad del depósito: Los suelos débiles y no cohesivos por lo general son jóvenes. Con el tiempo, actúan dos factores para incrementar la resistencia de un suelo típico: la compactación (que cambia la relación de vacíos) y varios procesos químicos (que actúan para cementar los granos del suelo). Una regla general es que los depósitos anteriores al pleistoceno tardío (más de 500,000 años de antigüedad) tienen poca probabilidad de licuarse excepto si sufren una vibración bastante fuerte, mientras que los depósitos del holoceno tardío (menos de 3,000 años de antigüedad) tienen mayor probabilidad de licuarse.

Origen del suelo: El suelo depositado por procesos fluviales se sedimenta fácilmente y sus granos tienen poca probabilidad de compactarse. De manera similar, los rellenos artificiales no compactados, generalmente por debajo del nivel del agua, pueden tener deficiencias similares. Una práctica común de décadas pasadas era la colocación de los rellenos hidráulicamente. Todos ellos se licuarán con facilidad. Por otro lado, los sedimentos depositados glacialmente, particularmente aquellos sobre los cuales ha pasado un glaciar, generalmente ya son bastante densos y tienen menor probabilidad de licuarse.

4.5.11.2 Medidas para mitigar la licuefacción

Las posibles medidas de mitigación de la licuefacción incluyen:

Evitar áreas donde pueda ocurrir la licuefacción y el flujo lateral.

- a) Cambiar el trazado horizontal de las tuberías.

- b) Cambiar el trazado vertical de las tuberías mediante el uso de la perforación direccional para que crucen los ríos por debajo de los materiales licuables.

Estabilizar el material licuable.

- a) Reemplazar el material con relleno compactado. Hay que observar el ancho adecuado para que resista el movimiento de los suelos licuables contiguos.
- b) Usar muros de contención.
- c) Compactación dinámica. Dejar caer pesos de 2 a 200 toneladas (1.800 a 180.000 kg) de alturas de hasta 36 m.
- d) Vibro flotación. Usar un vibrador para realizar agujeros en el terreno con la ayuda de un chorro de agua a presión con espaciamentos entre 1.5 a 3 m., y volver a llenar con arena luego de la extracción.
- e) Columnas de piedra. Usar un vibrador para realizar agujeros en el terreno con la ayuda de un chorro de agua a presión con espaciamentos entre 1.5 a 3 m., y llenar con grava luego de la extracción. Las columnas de piedra proporcionan resistencia y drenaje.
- f) Inyección para impermeabilización. Llenar los vacíos con una lechada de cemento utilizando silicatos, cemento o productos químicos.
- g) Inyección para compactación. Expandir la cavidad de los huecos pre-perforados y bombear concreto líquido (aplicable a cimientos de construcciones in situ).

- h) Pilotes de compactación. El terreno se consolida durante la instalación de tuberías.
- i) Mezcla de suelo profundo. Aplicar a diámetros mayores en donde se bombea una mezcla de suelo y concreto líquido.
- j) Drenaje: Por gravedad o bombeo.

Colocar los cimientos por debajo del material licuable.

- a) Pilotes.
- b) Excavar hasta el material adecuado.

Agregar peso a la estructura para lograr una flotabilidad neutral.

- a) Agregar masa de concreto.

Usar material flexible al movimiento.

- b) Losa pesada, conexiones flexibles de tuberías.
- c) Tubería con uniones fijas, dúctiles y flexibles.

Aceptar el daño.

- a) Proporcionar válvulas de corte.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural de las partes que conforman el tanque elevado como lo son paredes, losas, vigas, columnas y zapatas, estarán en base a los lineamientos que estipula el ACI 318-05.

5.1 Diseño de muros

Los muros estarán diseñados para que resistan las fuerzas hidrostáticas ejercidas por la presión del agua.

Para el diseño de los muros se utilizará el método de la mampostería reforzada. El acero de refuerzo en esta modalidad estructural pretende cumplir objetivos semejantes a los que tiene en la mampostería confinada. En este caso, en lugar de conectar el refuerzo en elementos periféricos, éste se distribuye en el tablero, y queda embebido en los huecos de las piezas o en las juntas.

Los requisitos mínimos para el refuerzo vertical y horizontal de la mampostería reforzada se presentan esquemáticamente en la figura 22. Las cuantías de refuerzo son moderadas y no proporcionan una contribución significativa a la resistencia del muro a fuerza cortante. La especificación deja un margen amplio para distribuir la cuantía total entre refuerzo vertical y horizontal. Para asegurar resistencia a flexión del muro y contar con suficiente acero vertical para conectar el muro con las losas, es recomendable colocar dos terceras partes de la cuantía total en dirección vertical y el restante en la horizontal. Para lograr que el refuerzo horizontal pueda proporcionar ductilidad

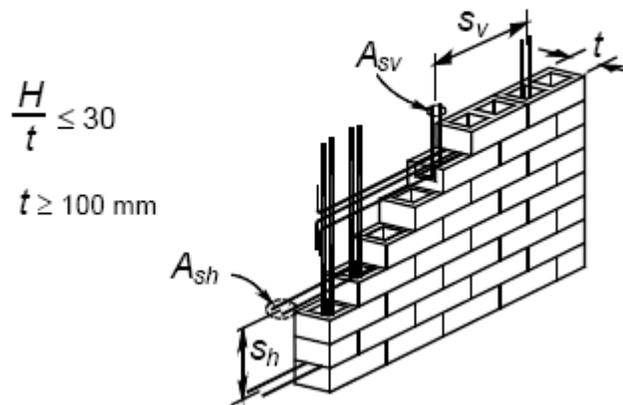
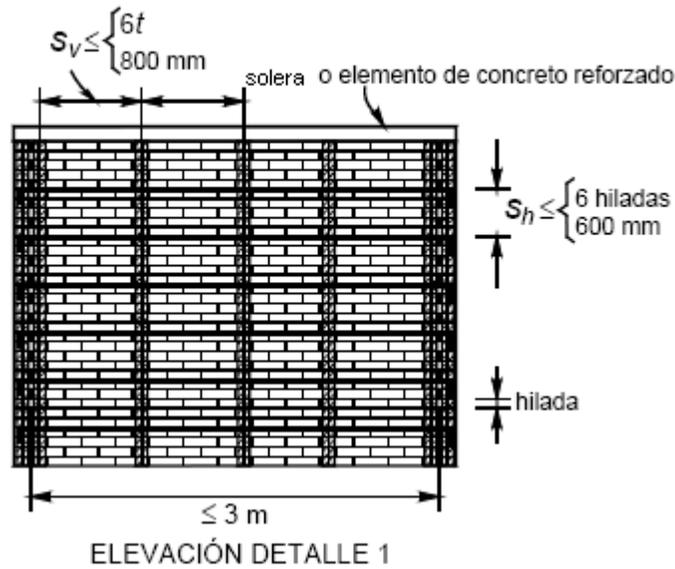
al muro es necesario colocar una cuantía refuerzo horizontal como mínimo igual a 0.0007, según recomienda el UBC 97, capítulo 21. Cuando se cuente con este refuerzo puede incrementar la resistencia a fuerza cortante de diseño en 25 por ciento.

El refuerzo mínimo especificado no garantiza una ductilidad elevada de los muros. Por ello, el factor de comportamiento sísmico especificado por el reglamento es muy reducido, $Q = 1.5$, teniendo en cuenta que las piezas huecas que se usan para este tipo de mampostería son más frágiles que las macizas. Puede lograrse una ductilidad mucho más significativa si se aumenta las cantidades de refuerzo horizontal y vertical y si se llenan todos los huecos con concreto.

Un aspecto crítico de esta modalidad de mampostería es la correcta colocación del refuerzo en cuanto a su posición y a su recubrimiento, lo cual requiere el uso de eslabones. Es particularmente crítica la situación del refuerzo horizontal. Es difícil lograr el recubrimiento adecuado en esta forma lo recomendable es una vez el diámetro de la barra o 1 cm.

Para que esta mampostería tenga usos estructurales importantes, como sucede en otros países, es necesario contar con las piezas adecuadas, capacitar a los obreros para su adecuada construcción y contar con una estricta supervisión para garantizar el correcto colado de los huecos y la apropiada posición del refuerzo.

Figura 22. Requisitos para mampostería con refuerzo interior



Fuente normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería.

La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v no presforzado, no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0.002$$

$$p_h \geq 0.0007; p_v \geq 0.0007$$

Donde:

$$P_h = \frac{A_{sh}}{S_h * t} \text{ y } P_v = \frac{A_{sv}}{S_v * t}$$

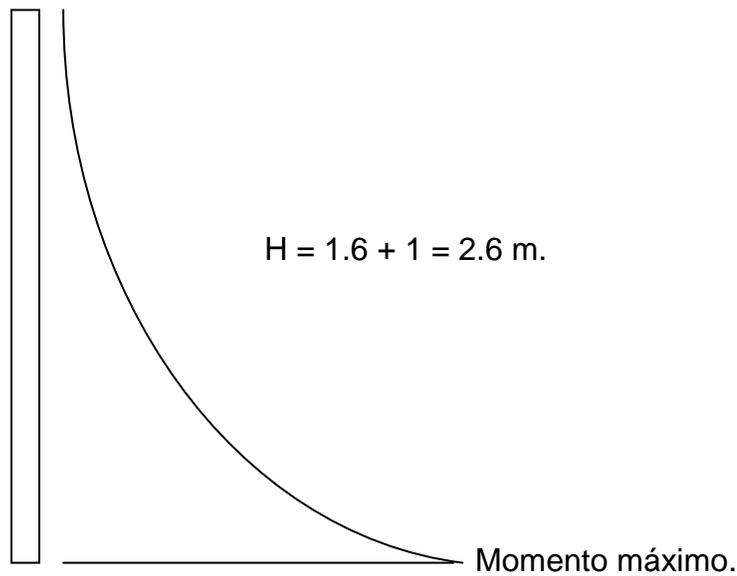
A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical S_h y A_{sv} área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación S_v .

Para el diseño se tomaran los siguientes datos:

- $t = 20$ cm., espesor mínimo recomendado por el IBC 2003 cap. 21.
- $t = \text{valor nominal} * 0.90 = \text{espesor efectivo} = 0.90 * 20 = 18$ cm.
- $f_y = 4200$ kg / cm².
- $f'_m = 25$ kg / cm² * 1.33 = 33 kg / cm². = 469 = 450 psi.
- $d = 10$ cm.
- $b = 100$ cm.

Para el cálculo de los momentos las acciones de estos tiene variaciones importantes en el tiempo y deben tratarse como acciones variables, algunos proyectistas consideran que en el tiempo pueden haber desfuegos por lo que el libro de diseño estructural de Meli Piralla recomienda que se le incremente un metro a la altura, en el siguiente esquema se muestra el muro con las presiones que recibe.

El momento se calculará para un metro lineal.



$$P = \gamma * H = 1000 * 2.6 = 2600 \frac{kg}{m^2}$$

$$M \text{ max} = P * A * 1m. = 2600 \frac{kg}{m^2} * (1.6 * 0.18) * 1 m. = 748.8 \text{ kg} - m.$$

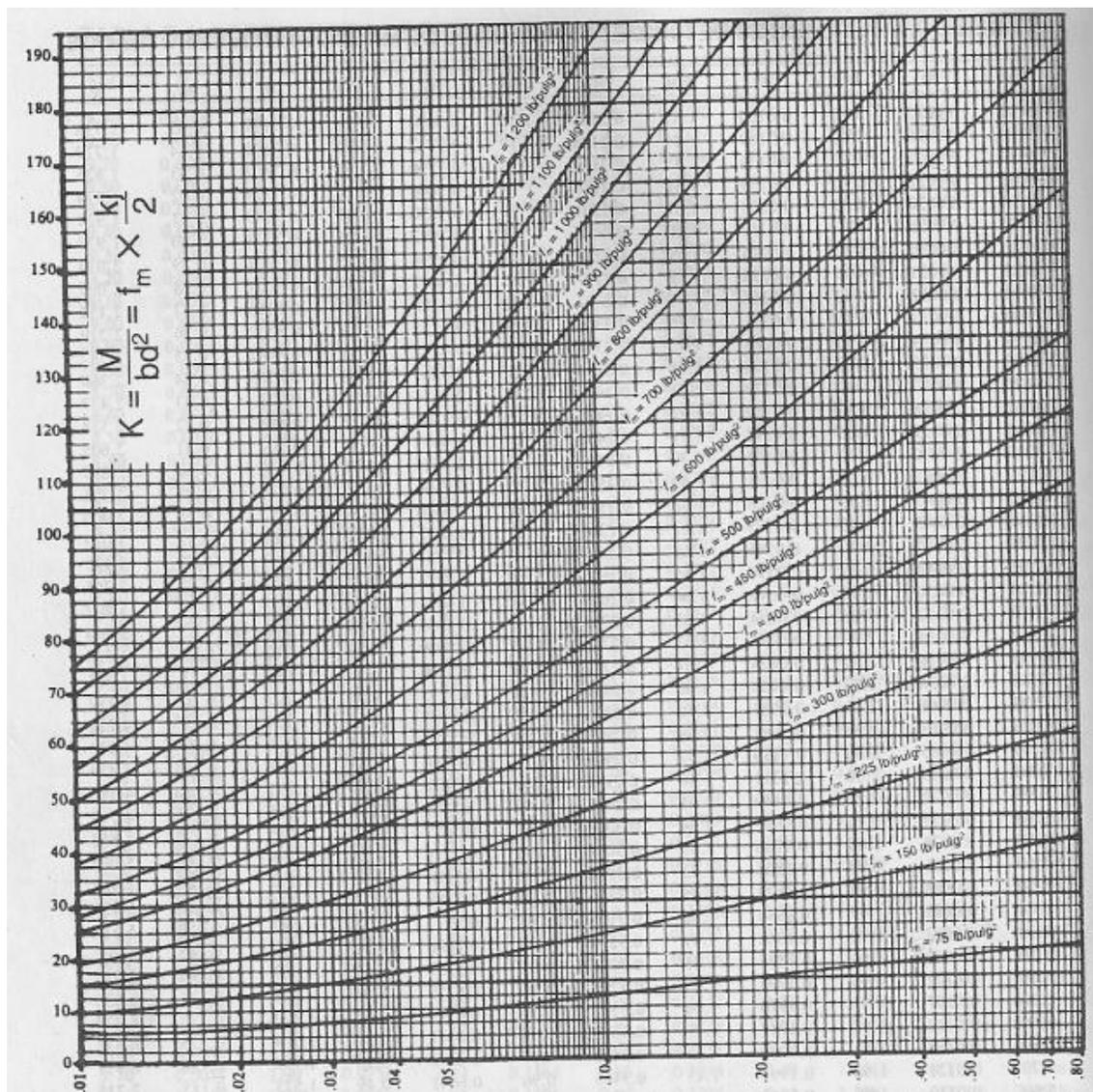
$$M \text{ max} = 64856.56 \text{ lb} - \text{plg.}$$

$$K = \frac{M}{b * d^2} = \frac{748.8 * 100}{100 * 10^2} = 7.488$$

$$K = \frac{64856.56}{39.37 * 3.94^2} = 106.119 = 106$$

Con la siguiente gráfica del coeficiente de flexión para mampostería reforzada se podrá obtener la cuantía de acero necesaria para que resista el muro:

Figura 23. Gráfica del coeficiente K para mampostería reforzada



Fuente Abrose y Vergun, diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo.

Entre el diagrama por la izquierda con un $K = 106$, se continúa a la derecha hasta intersecar un $f_m = 450 \text{ psi.}$, lee en la parte de abajo para que de una cuantía de $n\rho = 0.42$.

Donde:

ρ = cuantía de acero.

n = factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{29 \times 10^6}{900 \times 450} = 71$$

$$\rho = \frac{0.42}{71} = 0.005915$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.005915 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 5.915 \frac{\text{cm}^2}{\text{metro}} = 0.31 \frac{\text{plg}^2}{\text{pie}}$$

$$= 0.31 \frac{\text{plg}^2}{\text{pie}}$$

Prueba con varilla No. 5 espaciada a 30 cm.

$$A_s = \frac{100}{30} * 1.98 = 6.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{metro}}$$

Verificación del esfuerzo de trabajo del acero f_s .

$$K = \sqrt{2 * \rho * n + (\rho * n)^2} - \rho * n$$

$$K = \sqrt{2 * 0.005915 * 71 + (0.005915 * 71)^2} - 0.005915 * 71 = 0.58815$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.80$$

$$f_s = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{74880}{6.6 * 0.80 * 10} = 1418.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20171.19 \text{ psi.}$$

$$f_s < 30000 \text{ psi. si cumple.}$$

5.2 Diseño de losas

En las construcciones de hormigón armado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas. Una losa de hormigón armado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies, superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de hormigón armado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería de hormigón armado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos, caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente en una dirección, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción de losa en dos direcciones. Asimismo pueden suministrarse vigas intermedias. Si la relación entre la longitud y el ancho de un panel de losa es mayor que un valor alrededor de dos, la mayor parte de la carga se transmite en dirección corta hacia las vigas de apoyo y se obtiene, en efecto, acción en una dirección, aunque se proporcionen apoyos en todos los lados.

En algunos casos, las losas de hormigón se pueden apoyar directamente sobre columnas, sin utilizar vigas secundarias o principales. Estas losas se identifican como placas planas y se utilizan a menudo cuando las luces no son muy largas y las cargas no son particularmente pesadas. La construcción del tipo de losa plana, tampoco incluye vigas pero incorpora una región con un sobre espesor de losa en la vecindad de la columna y emplean con frecuencia

columnas con forma acampanada en la parte superior; ambos mecanismos para reducir los esfuerzos generados por cortante y flexión negativa alrededor de las columnas; por lo general se llaman paneles con ábacos o sobre espesores y capiteles de columna, respectivamente. Un tipo de losa relacionada con la placa plana está la losa con viguetas en dos direcciones o losa reticular; este tipo de losa es construida con el fin de reducir la carga muerta de una losas macizas, formando vacíos en un patrón rectilíneo mediante elementos de aligeramiento contruidos en metal o en fibra de vidrio, así se obtiene la construcción de la losa nervada en dos direcciones.

En este tipo de losas es indispensable que el hormigón sea impermeable, para lograr esto la pasta debe ser densa y tener una baja relación A/C cuando va estar en contacto permanente con el agua.

En este caso para logra un hormigón impermeable la relación A/C máxima debe ser de 0.5 si estará expuesta a agua dulce y 0.45 si estará expuesta a agua de mar, debe evitarse que la relación A/C no sea menor a 0.40 por que la mezcla seria dura e intrabajable. Con aditivos se modificará la relación de A/C según recomienda el fabricante.

La frecuencia y gravedad de las grietas por causa de la contracción aumenta a medida que la relación A/C aumenta. El exceso de agua que se evapora crea desplazamientos de volumen y por lo tanto el agrietamiento, por el que introducen los agentes agresivos hacia el interior del hormigón y del refuerzo.

El aire incluido aumenta la durabilidad, reduce el desconchamiento superficial, aumenta la trabajabilidad y la cohesividad, aumenta ligeramente la

resistencia a los sulfatos porque reduce la permeabilidad, reduce la segregación y el sangrado, aumenta la resistencia al congelamiento.

Para el diseño del tanque se realiza una losa superior e inferior apoyada en los cuatro extremos, en el análisis realizado dio un espesor de 7 cm., pero el espesor mínimo recomendado por el ACI es de $t = 9$ cm., que es que se utilizará.

Para losas en una dirección, el refuerzo suministrado para resistir los momentos flectores tiene el efecto conveniente de reducir la retracción de fraguado y de distribuir las grietas. Sin embargo, debido a que la contracción ocurre igualmente en todas las direcciones, es necesario proporcionar refuerzo especial para limitar la contracción por retracción de fraguado y temperatura en dirección perpendicular a la del refuerzo principal. Este acero adicional se conoce como refuerzo para temperatura o retracción de fraguado, o acero de repartición, en el presente diseño se calcula primero el acero por temperatura necesario para las losas.

$$A_{smin}(t) = 0.0020 * b * d \quad (\text{ACI 318-05 7.12.2.1})$$

$$A_{smin}(t) = 0.0020 * 100 * 7 = 1.4cm^2$$

$$\text{Barra No. 3 con un area de} = 0.71cm^2$$

$$\left\{ \frac{1.4 - 100}{0.71 - x} \right\} = x = 50.7 \text{ cm}$$

$$S_{max}(t) = \begin{cases} x = 50.7cm \\ 5 * t = 5 * 9 = 45 \text{ cm} \end{cases} = x = 45cm \quad (\text{ACI 318 - 05 7.12.2.2})$$

$$\left\{ \frac{100 - x}{45 - 0.71} \right\} = x = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max}(t) = 45 \text{ cm.} \rightarrow A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

Se colocará refuerzo por temperatura con un espaciamiento de 45 cm., utilizando barras de acero No. 3.

Ahora calcularemos el acero necesario para los bastones, tensores y rieles que servirán para soportar la tensión generada por la carga muerta y la carga viva.

$$A_{s \text{ min a flexión}} = 40\% * \frac{14}{f_y} d * b$$

$$A_{s \text{ min a flexión}} = 0.40 * \frac{14}{4210} * 7 * 100 = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \frac{0.93 - 100}{0.71 - x} \right\} = x = 76 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} x = 76 \text{ cm} \\ 3 * t = 3 * 9 = 27 \text{ cm} \end{cases} = x = 27 \text{ cm (ACI 318 - 05 7.6.5)}$$

$$\left\{ \frac{100 - x}{27 - 0.71} \right\} = x = 2.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85 * f'_c}{f_y}$$

$f'c$	f_y	b	d	M_u	A_s	$S < S_{max}$
280	4210	100	7	814.04	3.20	22
280	4210	100	7	1417.70	5.77	12

Se colocará refuerzo por temperatura un espaciamiento de 12 cm, con barras de acero No. 3.

5.3 Diseño de vigas

Para las vigas superiores se tendrán que diseñar para que soporten la carga viva generada por el peso del agua, la carga muerta generada por el peso de los muros, el peso de la losa superior como interior y el peso propio de las vigas y las vigas intermedias que se diseñaran como riostras para darles mayor rigidez a las columnas.

Para el presente diseño se tomaron los datos del predimensionamiento para la sección y los momentos del diagrama de flexión que se obtuvo al hacer la envolvente de momentos en el capítulo 4, tabla V.

5.3.1 Diseño de vigas a flexión

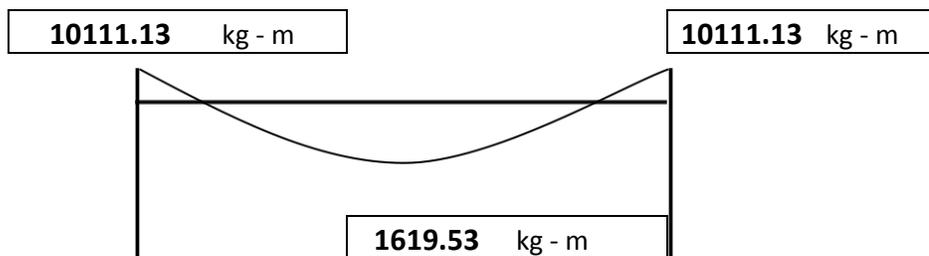
Las vigas de hormigón armado no son homogéneas debido a que están hechas de dos materiales diferentes. Por consiguiente, los métodos utilizados para el análisis de vigas de hormigón armado son distintos de aquéllos utilizados en el diseño o investigación de vigas elaboradas completamente de acero, madera o cualquier otro material estructural.

En cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las

componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro); su función es la de resistir el momento flector que actúan en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

Para el siguiente diseño se realizará en base al código ACI 318-05.

Viga a flexión 2do. Nivel



Datos del predimensionamiento:

- $b = 25 \text{ cm.}$
- $h = 40 \text{ cm.}$
- $\text{rec} = 5 \text{ cm.}$
- $d = 40 - 5 = 35 \text{ cm.}$
- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4210} * 25 * 35 = 2.91 \text{ cm}^2 = 3\#4 = 3.81 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318-05 10.5.1)}$$

$$A_s \text{ max} = 0.025 * b * d = 0.025 * 25 * 35 = 21.875 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-05 21.3.2.1})$$

Para los momentos negativos y el momento positivo se requiere un área de acero de:

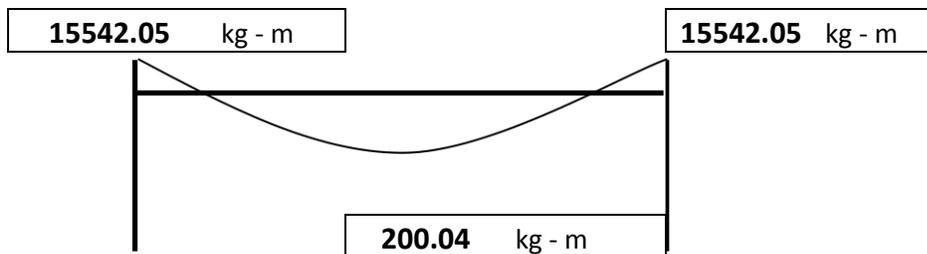
$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

2 do. Nivel			
	Momentos (kg - m)	As (cm ²)	As necesario
(-)	10111.13	8.32	8.325
(+)	1619.53	1.24	2.9097

$$(-) = 7 \# 4 = 8.89 \text{ cm}^2.$$

$$(+) = 3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2.$$

Viga a flexión 1er. Nivel



Datos del predimensionamiento:

- b = 25 cm.
- h = 40 cm.
- rec = 5 cm.
- d = 40 - 5 = 35 cm.

- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

- $fy = 4210 \text{ kg/cm}^2$

$$As \text{ min} = \frac{14}{fy} bd = \frac{14}{4210} * 25 * 35 = 2.91 \text{ cm}^2 \quad = 3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 0.025 * b * d = 0.025 * 25 * 35 = 21.875 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-05 21.3.2.1})$$

Para los momentos negativos y el momento positivo se requiere un área de acero de:

$$As = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{fy}$$

1er. Nivel			
	Momentos (kg - m)	As (cm ²)	As necesario
(-)	15542.05	13.59	13.59
(+)	200.04	0.15	2.9097

(-) = 7 # 5 = 13.86 cm².

(+) = 3 # 4 = 3.81 cm²

5.3.2 Diseño de vigas a corte

Una de las consideraciones principales en el diseño de estructuras sometidas a cargas sísmicas es el cortante inducido en los elementos debido al comportamiento no lineal a flexión. Al aumentar la resistencia a la flexión de vigas y columnas se puede aumentar el cortante en estos elementos si la estructura se ve sometida a cargas laterales severas. El código ACI capítulo 21 exige que las vigas y columnas en pórticos que hacen parte de los sistemas de

resistencia a cargas laterales se diseñen para el efecto combinado de las cargas gravitacionales mayoradas y el cortante inducido por la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos.

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia probable M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

La dirección de la fuerza cortante V_e depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y el cortante generado por los momentos en los extremos.

Los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una resistencia de tracción en el acero de $1.25f_y = f_s$, donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada.

El refuerzo transversal en los lugares identificados deben diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando se produzcan simultáneamente estas condiciones:

- 1) La fuerza cortante inducida por el sismo, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.
- 2) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $(A_g * f'_c) / 20$.

El ACI en capítulo 11 también hace referencia que el cortante que resista el acero Vs no debe considerarse mayor que $2.2 * \sqrt{f'c} * b * d$ capítulo 11.5.7.9

Para la viga en el 2do. Nivel

$$f_s = 1.25 * f_y \quad \text{(ACI 318-05 21.3.4).}$$

$$M_{pr} = A_s * f_s * (d - \frac{a}{2})$$

$$a_1 = \frac{A_s * f_s}{\beta_1 * b * f'c} = \frac{8.325 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 7.363$$

$$a_2 = \frac{A_s * f_s}{\beta_1 * b * f'c} = \frac{2.91 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 2.5735$$

$$M_{pr1} = 8.325 * 4210 * 1.25 * (35 - 7.363/2) = 1372073.27 \text{ kg-cm}$$

$$M_{pr2} = 2.9097 * 4210 * 1.25 * (35 - 2.5735/2) = 516233.92 \text{ kg-cm}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{1372073.27 + 516233.92}{280} = 6743.93 \text{ kg}$$

$$V_t = 0.9 * 1820.51 + 1.6 * 2205 + 6743.93 = 11910.39 \text{ kg.}$$

$$V_d = (1.2 * 1820.51 + 1.6 * 2205) = 5712.61 \text{ kg.}$$

$$\text{Si } V_t > 2V_d = V_c = 0 \quad \text{(ACI 318-05 21.3.4.2)}$$

$$V_t > 2 * 5712.61 = 11425.22, \text{ si se cumple.}$$

$$V_t = V_e$$

$$V_t = V_c + V_s \rightarrow V_s = V_t - V_c$$

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * 0.75 * \sqrt{280} * 25 * 35 = 5820.02 \text{ kg}$$

$$V_s = 11910.39 - 5820.02 = 6090.37 \text{ kg.}$$

$$V_s < 2.2 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 25 * 35 = 32211.41 \text{ kg, si se cumple.}$$

$$v_s = \frac{V_t}{bd} = \frac{11910.39}{25 * 35} = 13.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_t} * \phi \quad \text{(ACI 318-05 11.5.7.2)}$$

$$S = \frac{0.75 * (0.71 * 2) * (4210) * 35}{11910.39} = 13.17 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} d/4 = 35/4 = 8.75 \text{ cm} \\ 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(ACI 318-05 21.3.2.3)}$$

Este espaciamiento por confinamiento debe estar comprendido a una distancia de $2 * h$ (ACI 318-05 21.3.3.1)

$$2 * h = 2 * 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$S = 8.75 \text{ cm.}$$

Después de haber pasado los 80 cm. de espaciamiento por confinamiento, se calcula el nuevo espaciamiento:

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bd$$

$$V_c = 0.75 * 0.53 * \text{raíz}(280) * 25 * 35 = 5820.02 \text{ kg.}$$

$$V_{s80} = V_t - V_c$$

$$V_s = 5860.67 - 5820.02 = 40.65 \text{ kg.}$$

$$S = \frac{0.75 * (0.71 * 2) * (4210) * 35}{40.65} = 3860.39 \text{ cm}$$

El signo negativo indica que el concreto puede resistir el cortante en este punto, pero el espaciamiento máximo después del confinamiento debe ser de:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} d / 2 = 35 / 2 = 17.5 \end{cases} \quad \text{(ACI 318-05 21.3.3.4)}$$

$$S = 17.5 \text{ cm.}$$

Siguiendo con el diseño, ahora se hará para la viga en el 1er. Nivel, esta viga está actuando principalmente como riostra para las columnas dándoles una mayor rigidez.

$$f_s = 1.25 * f_y \quad \text{(ACI 318-05 21.3.4)}$$

$$M_{pr} = A_s * f_s * (d - \frac{a}{2})$$

$$a1 = \frac{As * fs}{\beta_1 * b * f_c} = \frac{13.5852 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 12.02$$

$$a2 = \frac{As * fs}{\beta_1 * b * f_c} = \frac{2.91 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 2.57$$

$$Mpr1 = 13.5852 * 4210 * 1.25 * (35 - 12.02/2) = 2072717.32 \text{ kg-cm.}$$

$$Mpr2 = 2.91 * 4210 * 1.25 * (35 - 2.57/2) = 516233.92 \text{ kg-cm.}$$

$$Ve = \frac{2072717.32 + 516233.92}{280} = 9246.25 \text{ kg}$$

$$Vt = 0.9 * 378 + 1.6 * 157.50 + 9246.25 = 9838.45 \text{ kg.}$$

$$Vd = 1.2 * 378 + 1.6 * 157.50 = 705.6 \text{ kg.}$$

$$\text{Si } Vt > 2 * Vd = Vc = 0 \quad \text{(ACI 318-05 21.3.4.2)}$$

$$Vt > 2 * 705.6 = 1411.2 \quad Vc = 0$$

$$Vs = Vt - Vc = 9838.45 - 705.6 = 9132.85 \text{ kg}$$

$$Vs < 2.2 * \sqrt{f_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 25 * 35 = 32211.41 \text{ kg; si se cumple.}$$

$$Ve = Vt$$

$$v_s = \frac{V_t}{bd} = \frac{9838.45}{25 * 35} = 11.24 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_t} * \phi \quad \text{(ACI 318-05 11.5.7.2)}$$

$$S = \frac{0.75 * (0.71 * 2) * (4210) * 35}{9838.45} = 15.95 \text{ cm} = 15.5 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} d / 4 = 35 / 4 = 8.75 \text{ cm} \\ 15.5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(ACI 318-05 21.3.2.3)}$$

$$S = 8.75 \text{ cm.}$$

Este espaciamiento por confinamiento debe estar comprendido en una distancia de $2 * h$ **(ACI 318-05 21.3.3.1)**

$$2 * h = 2 * 40 = 80 \text{ cm.}$$

Después de haber pasado los 80 cm., de espaciamiento por confinamiento se calcula el nuevo espaciamiento:

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bd$$

$$V_c = 0.75 * 0.53 * \text{raíz}(280) * 25 * 35 = 5820.02 \text{ kg.}$$

$$V_s = V_t - V_c$$

$$V_s = 4841.14 - 5820.02 = - 978.87 \text{ kg.}$$

Esto indica que el concreto es capaz de resistir el cortante en este punto, por lo tanto el espaciamiento máximo será de:

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} d / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{(ACI 318-05 21.3.3.4)}$$

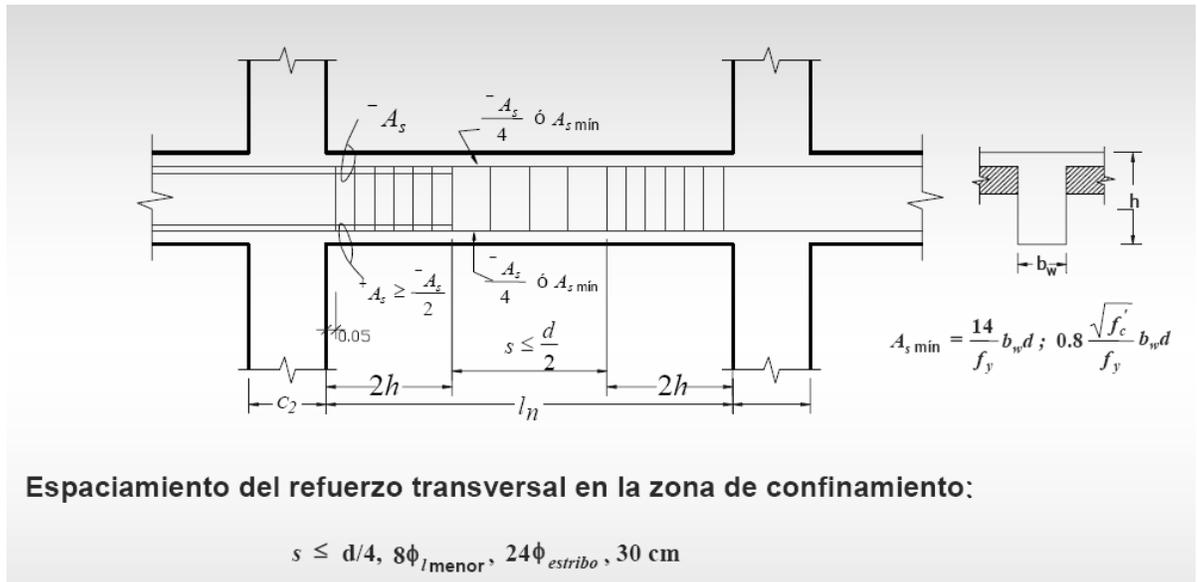
$$S = 17.5 \text{ cm.}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo **(ACI 318-05 21.3.3.2)**.

En zonas donde se realicen traslapes se deberá colocar confinamiento y esas no se colocaran dentro del nudo, en una distancia de $2 * h$ medida desde la cara del nudo y donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico **(ACI 318-05 21.3.2.3)**.

En resumen se muestra la siguiente figura para el diseño de una viga con los requisitos mínimos del ACI 318-05.

Figura 24. Requisitos mínimos para el diseño del refuerzo transversal en una viga



Fuente Ing. Roberto Morales, 2do. Congreso internacional de ingeniería estructural, sísmica y puentes.

5.3.3 Longitud de desarrollo para las vigas

El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia obtenible sobre la longitud embebida del refuerzo. Las longitudes de desarrollo especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras sometidas a esfuerzos altos a fisurar el concreto que retiene la barra cuando las secciones de concreto son relativamente delgadas. Una barra individual embebida en una masa de concreto no necesita una longitud de desarrollo tan grande; aunque una fila de barras, aun en concreto masivo, puede crear un plano débil con agrietamiento longitudinal a lo largo del plano de dichas barras.

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d , no debe ser menor a 30 cm. y a compresión no debe ser menor a 20 cm.

La ecuación para determinar la longitud de desarrollo en barras corrugadas es la siguiente:

$$l_d = \frac{f_s * \Psi_t * \Psi_e * \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} * db \quad \text{(ACI 318-05 12.2.2)}$$

$$f_s = 1.25 * f_y \quad \text{(ACI 318-05 12.14.3.2)}$$

$$\Psi_t = 1.3 \text{ barra con concreto colocado } > 30 \text{ cm}$$

$$\Psi_t = 1.0 \text{ barra con concreto colocado a } < 30 \text{ cm}$$

$$\Psi_e = 1.0 \text{ refuerzo sin recubrimiento epóxico}$$

$$\lambda = 1.0 \text{ concreto de peso normal}$$

Cama superior

$$l_d = \frac{1.25 * 4210 * 1.3 * 1.0 * 1.0}{6.6 \sqrt{280}} db$$

$$l_d = 62db > 30cm = 62(\#5) = 123cm$$

Cama inferior

$$ld = \frac{1.25 * 4210 * 1.0 * 1.0 * 1.0}{6.6\sqrt{280}} db$$

$$ld = 48db > 30cm = 48(\#4) = 61cm$$

5.3.4 Empalmes mecánicos para la viga

Los empalmes mecánicos deben clasificarse como Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos $1.25 * fy$ de la barra.
- b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos $1.25 * fy$ de la barra y una resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas.

Empalme tipo 2 o clase B

$$1.3 * ld \quad (\text{ACI 318 - 05 12.15.1})$$

$$1.3 * 123 = 160 \text{ cm cama superior}$$

$$1.3 * 61 = 79 \text{ cm cama inferior}$$

5.3.4 Ganchos estándar

La longitud de desarrollo en tracción para una barra corrugada de refuerzo con gancho estándar se define como la distancia, paralela a la barra, desde la

sección crítica (donde va a desarrollarse la barra) hasta la tangente trazada en el borde exterior del gancho. La tangente se debe trazar perpendicularmente al eje de la barra.

$$ldh > \begin{cases} \frac{0.075 * \Psi_e * \lambda * f_y}{\sqrt{f_c}} db = \frac{0.075 * 1 * 1 * 4210}{\sqrt{280}} * 1.98 = 37.5cm \\ > 8db = 8 * 1.98 = 16cm \\ > 15cm \end{cases}$$

Si cumple con una longitud de 37.5 cm.

5.4 Diseño a compresión de las columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

Se utilizan tres tipos de elementos a compresión de hormigón armado:

- a) Elementos reforzados con barras longitudinales y flejes transversales.
- b) Elementos reforzados con barras longitudinales y espirales continuas.
- c) Elementos compuestos a compresión reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural o con tubos con o sin barras longitudinales adicionales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal

Para este diseño se utilizará el número uno. El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga y consta de barras dispuestas en forma de cuadrado, rectángulo o círculo.

La relación del área de acero longitudinal A_{st} al área de la sección transversal bruta de hormigón A_g está en el intervalo de 0.01 a 0.06, conforme al código ACI 318-05 CAPÍTULO 21. El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos del flujo plástico y de la retracción de fraguado del hormigón sometido a compresión sostenida. Relaciones mayores que 0.06 no son solamente antieconómicas, sino que producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero. Por lo general se utilizan barras de los diámetros más grandes para reducir los costos de colocación y para evitar una congestión innecesaria.

Las barras Nos. 14 y 18 con diámetros grandes se producen en especial para ser utilizadas en columnas. Según el código ACI 10.9.2, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando éstas están encerradas por flejes rectangulares o circulares regularmente espaciados y un mínimo de seis cuando las barras longitudinales están encerradas por una espiral continua.

5.4.1 Columnas por nivel

Para el diseño de las columnas en el segundo nivel se utilizaran las ecuaciones que se usaron para las vigas así se podrán formar las diferentes combinaciones y poder determinar la carga y el momento más crítico, con estos datos y con la ayuda de los diagramas de interacción se encontrara la cuantía

necesaria para luego determinar el área de acero requerida en la sección de la columna.

Columnas 2do. Nivel.

Combinación de cargas:

1	$U = 1.2D + 1.6H$	(ACI 318-05 9-2)
2	$U = 1.2D + 1.0E$	(ACI 318-05 9-5)
-2	$U = 1.2D - 1.0E$	
3	$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$	(ACI 318-05 9-7)
-3	$U = 0.9D + 1.0E - 1.6H$	

Carga axial, (Ton).

EC 1	EC 2	EC -2	EC 3	EC -3
11.43	13.55	4.81	19.52	1.15

Momento $X = Y$, (Ton-m).

EC 1	EC 2	EC -2	EC 3	EC -3
2.88	8.33	6.13	9.84	4.63

Predimensionamiento:

$$b = 0.35 \text{ m}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$r' = 5.9 \text{ cm. a ejes del acero transversal.}$$

Refuerzo longitudinal:

$$\ell \text{ min} = 0.01 \text{ (ACI 318 – 05 21.4.3.1)}$$

$$\ell \text{ max} = 0.06 \text{ (ACI 318 – 05 21.4.3.1)}$$

$$As_{min} = \ell * Ag = 0.01 * 35^2 = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = \ell * Ag = 0.06 * 35^2 = 73.50 \text{ cm}^2$$

Según los diagramas de interacción el área de acero necesario es de $As = 25.97 \text{ cm}^2$, con una cuantía de acero de $\ell = 0.02119899$; se propone $8 \# 5 = 15.84 \text{ cm}^2 + 8 \# 4 = 10.16 \text{ cm}^2$, para hacer un total de 26 cm^2 .

Columnas 1er nivel:

Carga axial, (Ton).

EC 1	EC 2	EC -2	EC 3	EC -3
13.68	44.57	22.70	36.08	13.86

Momento X = Y, (Ton-m).

EC 1	EC 2	EC -2	EC 3	EC -3
0.18	8.70	8.47	8.73	8.43

Predimensionamiento:

$$b = 0.35 \text{ m}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$r' = 5.9 \text{ cm. a ejes del acero transversal.}$$

Refuerzo longitudinal:

$$As_{min} = \ell * Ag = 0.01 * 35^2 = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = \ell * Ag = 0.06 * 35^2 = 73.50 \text{ cm}^2$$

Según los diagramas de interacción el área de acero necesario es de $A_s = 25.97 \text{ cm}^2$, con una cuantía de acero de $\rho = 0.02119899$; se propone $8 \# 5 = 15.84 \text{ cm}^2 + 8 \# 4 = 10.16 \text{ cm}^2$, para hacer un total de 26 cm^2 .

5.4.2 Diseño a corte

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

Columna 2do. Nivel.

El refuerzo transversal en los lugares identificadas anteriormente deben diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando se produzcan simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.
- b) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g \cdot f_c / 20$.

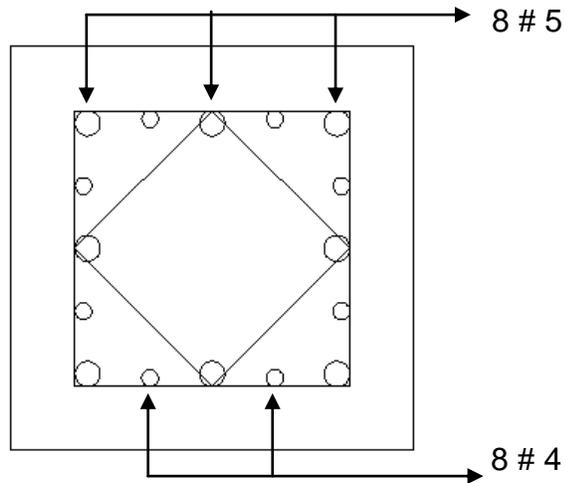
$$V_e = \frac{2M_p}{L_u} \quad (\text{ACI 318 – 05 21.4.5.1})$$

Donde:

V_e = fuerza cortante producida por los momentos plásticos.

M_p = momentos plásticos.

Lu = luz libre de la columna.



De los diagramas de interacción se puede obtener los momentos plásticos que correspondería al punto máximo o punto balanceado entre la tensión y compresión sin aplicarle el factor de reducción de 0.65 a las cargas, en el presente ejemplo se lo logro obtener un momento plástico de $M_p = 21161.18 \text{ kg} - \text{m}$.

$$M_p = 21161.18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_e = \frac{2 * 21161.18}{2.4} = 17634.32 \text{ kg}$$

$$V_t = 0.9 * 479.59 + 1.6 * 422 + 17634.32 = 18741.15 \text{ kg}$$

$$V_c = 0, \text{ si } \quad \textbf{(ACI 318 - 05 21.4.5.2)}$$

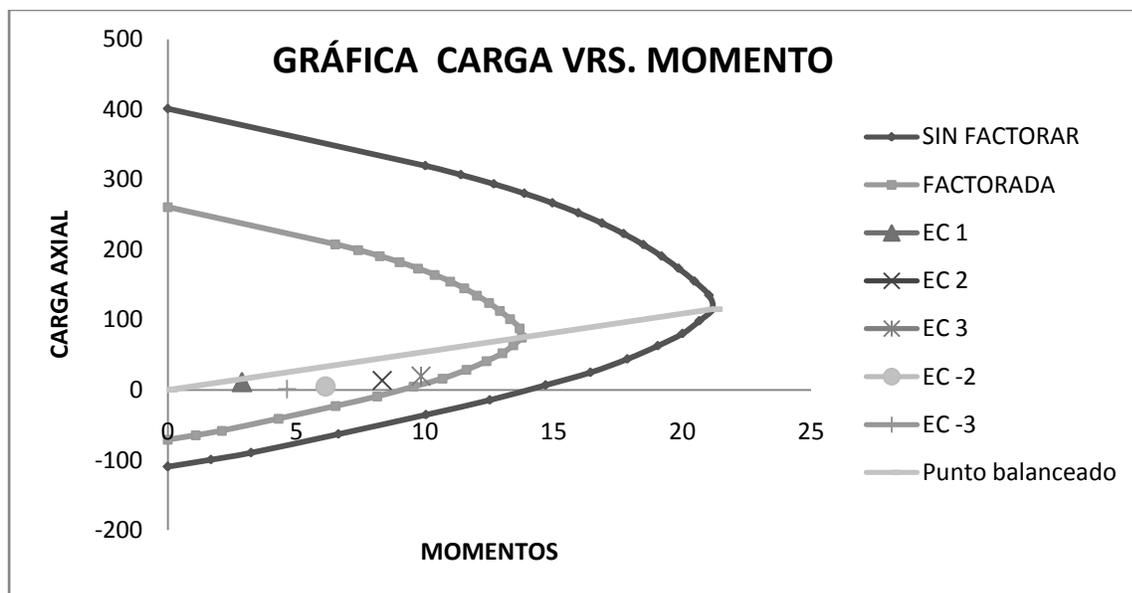
$$(1) V_e > V_t/2 \quad \text{y} \quad (2) P_u < (A_g * F'_c)/20$$

$P_u = \text{ecuación No. 3} * 1000 = 19516.38 \text{ kg.}$

(1) $17634.32 > 9370.575$, **si se cumple.**

(2) $19516.38 < (35^2 * 280) / 20 = 17150$ **no se cumple.**

Figura 25. Gráfica carga vrs. momento 2do.



Como no se dan ambos casos simultáneamente se considerara el cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{ACI 318 - 05 11.3.1.2})$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{19516.38}{140 * 35^2} \right) * \sqrt{280} * 35 * 29.25 = 10112.42 \text{ kg}$$

$$V_s = V_t - V_c$$

$$V_s = 17634.32 - 10112.42 = 7521.9 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} * \phi$$

$$S = \frac{0.71 * 4 * 4220 * 29.25 * 0.75}{7521.9} = 34.95 = 34 \text{ cm}$$

$$S < \begin{cases} h \text{ min} / 4 \\ 6db \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S < \begin{cases} 35 / 4 = 8.75 \text{ cm} \\ 6(\#5) = 11.88 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Longitud de confinamiento **(ACI 318 – 05 21.4.4.4)**

$$l_o > \begin{cases} l_u / 6 = 2.40 / 6 = 40 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

- $l_o = 45 \text{ cm}$.
- $S = 8.75 \text{ cm}$.

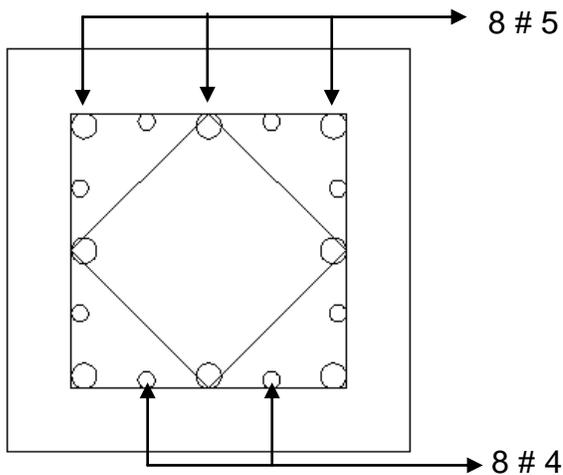
El ACI 318-05 en la sección 21.4.4.6 da la posibilidad de no tener que proporcionar estribos por confinamiento a todo lo largo de la columna cumpliendo con los siguientes requisitos:

$$S < \begin{cases} 6db = 6(\#5) = 11.88cm \\ 15cm \end{cases}$$

$$S = 11 \text{ cm.}$$

Columna 1er nivel.

$$V_e = \frac{2M_p}{L_u}$$



De los diagramas de interacción se puede obtener los momentos plásticos que correspondería al punto máximo o punto balanceado entre la tensión y compresión sin aplicarle el factor de reducción a las cargas, en el presente ejemplo se lo logro obtener un momento plástico de $M_p = 21361.57 \text{ kg} - \text{m}$.

$$M_p = 21361.57 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$V_e = \frac{2 * 21361.57}{2.8} = 15258.26 \text{ kg}$$

$$V_t = 0.9 * 21.26 + 1.6 * 51.03 + 15258.26 = 15359.04 \text{ kg}$$

$V_c = 0$, si **(ACI 318-05 21.4.5.2)**

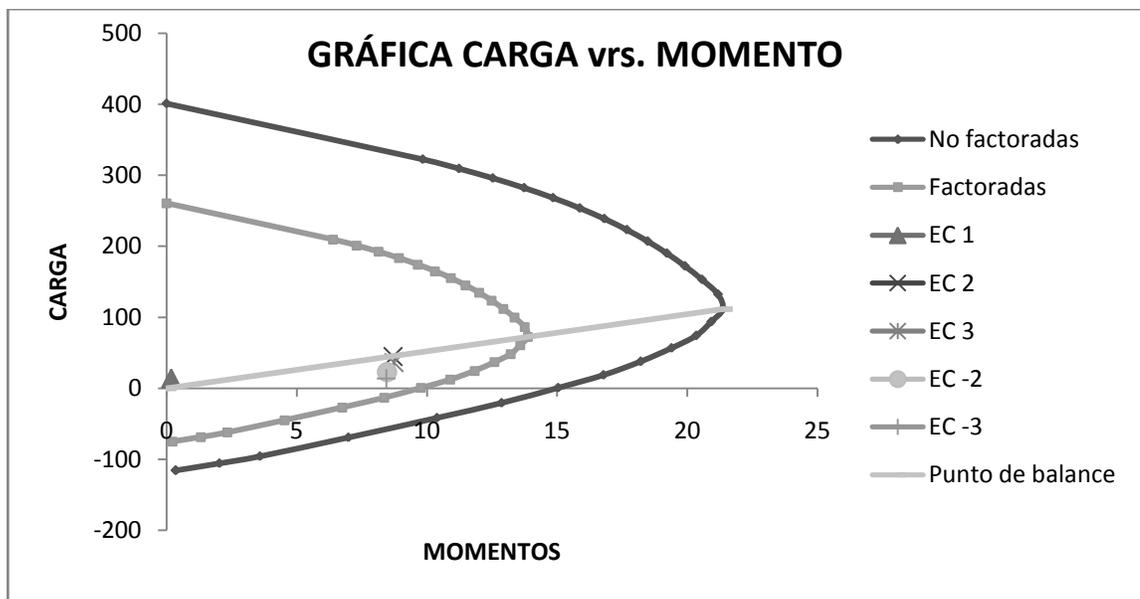
(1) $V_e > V_t/2$ y (2) $P_u < (A_g * F'_c)/20$

$P_u = \text{ecuación No. 3} * 1000 = 36075.19 \text{ kg.}$

(1) $15258.26 > 7679.52$, si se cumple.

(2) $36075.19 < (35^2 * 280)/20 = 17150$ no se cumple.

Figura 26. Gráfica carga vrs. momento 1er.



Como no se dan ambos casos simultáneamente se considerara el cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{(ACI 318-05 11.3.1.2)}$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{36075.19}{140 * 35^2} \right) * \sqrt{280} * 35 * 29.25 = 10989.05 \text{ kg}$$

$$V_s = V_t - V_c$$

$$V_s = 15359.04 - 10989.05 = 4369.99 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d * \phi}{V_s}$$

$$S = \frac{0.71 * 4 * 4220 * 29.25 * 0.75}{4369.99} = 60.16 \text{ cm}$$

$$S < \begin{cases} 35 / 4 = 8.75 \text{ cm} \\ 6(\#5) = 11.88 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Longitud de confinamiento:

$$l_o > \begin{cases} 2.8 / 6 = 47 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

- $l_o = 47 \text{ cm}$
- $S = 8.75 \text{ cm}$

Espaciamiento luego del confinamiento:

$$S < \begin{cases} 6(\#5) = 11.88cm \\ 15cm \end{cases} \quad S = 11.88 \text{ cm.}$$

Para las barras corrugadas y alambres corrugados, la longitud de desarrollo en columnas (l_{do}) debe tomarse como el mayor entre, según ACI 318-05 12.3.2:

$$l_{do} > \begin{cases} \left[\frac{0.075 * f_y}{\sqrt{f'_c}} * db \right] * 0.75 = 28cm \\ (0.0043 * f_y * db) * 0.75 = 27cm \end{cases}$$

Empalmes mecánicos en columnas:

$$1.3 * (28) = 36.4cm.$$

Se deben evitar los traslapes de las barras de acero en los puntos de inflexión o en las zonas de confinamiento, ya que éstos pueden ocasionar las fallas en las columnas por aplastamiento como se muestra en la figura 27.

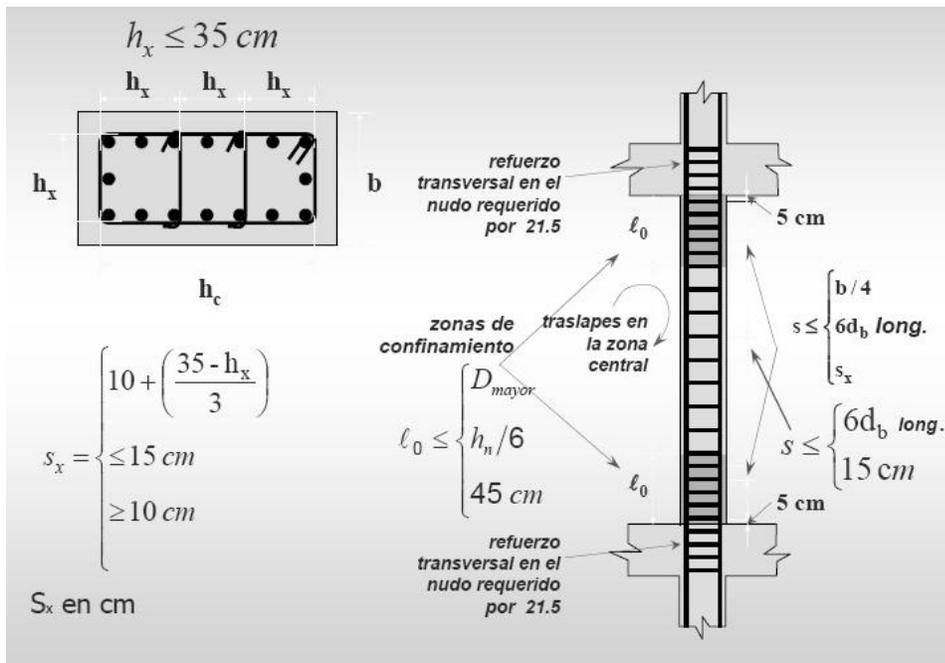
En resumen se muestra la siguiente figura con los requisitos mínimos para el diseño a corte de la sección transversal de una columna, según el ACI 318-05.

Figura 27. Falla por aplastamiento en la columna debido al traslape del acero longitudinal y mal confinamiento



Fuente propia

Figura 28. Requisitos mínimos de diseño



Fuente Ing. Roberto Morales Morales, 2do. Congreso internacional de ingeniería estructural, sísmica y puentes.

5.5 Diseño de la cimentación

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine. Con respecto al posible daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos dentro de la misma estructura es incluso más importante que los límites impuestos sobre el asentamiento uniforme global.

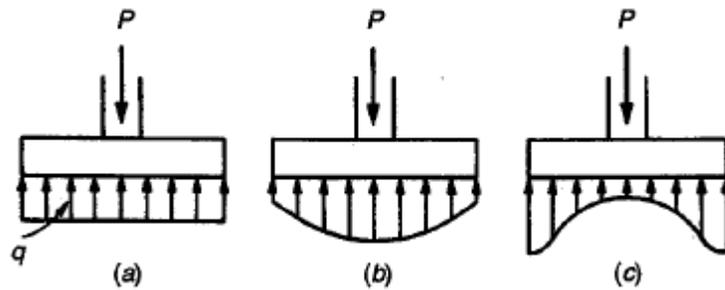
Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario 1) transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente, y 2) distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto. Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas u otros medios. Estas subestructuras se conocen como cimentaciones superficiales y es precisamente este tipo de cimentaciones el que se analizará en el presente trabajo de graduación.

5.5.1 Zapatas superficiales

Las zapatas superficiales pueden clasificarse como zapatas para muros y zapatas para columnas. Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares, y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico. Su utilización para columnas exteriores tiene algunas dificultades si los derechos de propiedad impiden la utilización de zapatas que se extiendan más allá de los muros exteriores. En este caso, se utilizarán zapatas combinadas o zapatas amarradas para permitir el diseño de una zapata que no se extienda más allá del muro o columna. Las zapatas combinadas para dos o más columnas se utilizan también para columnas interiores con cargas considerables y poco espaciadas entre sí, donde las zapatas individuales, si se hicieran, quedarían casi o totalmente traslapadas.

Para el diseño de una zapata suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numéricas de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas.

Figura 29. Distribución de presiones de contacto: a) supuesta; b) real para suelos granulares; c) real para suelos cohesivos



Fuente Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Una de las condiciones para el diseño de zapatas que debemos de verificar es, los esfuerzos transmitidos al terreno no sobrepasen el esfuerzo admisible del suelo.

$$\sigma_{adm} \text{ del suelo} \geq \frac{P}{A}$$

Para fines prácticos asumimos un esfuerzo admisible de suelo equivalente a $20 \text{ Ton/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2$, para un caso real es necesario que se realice un estudio de suelo para determinar las presiones de contacto admisibles.

Las presiones de contacto admisibles se determinaran a partir de los principios de la mecánica de suelos, con base en ensayos de carga y otras determinaciones experimentales. Las presiones de contacto admisibles q_a para cargas de servicio se escogen de tal forma que se tenga un factor de seguridad entre 2.5 y 3.0 para que no se exceda la capacidad portante del suelo particular y que los asentamientos se mantengan dentro de unos límites tolerantes.

Para zapatas cargadas concéntricamente, el área requerida se determina a partir de:

$$A_{req} = \frac{D + L + E}{1.33 * qa}$$

Donde se incrementa en un 33 % la presión admisible ya que se incluye carga de sismo E. Una vez determinada el área de contacto se procede a encontrar las dimensiones de la fundación.

En el caso de tener cargas acompañadas de momentos provenientes de la superestructura, la presión de contacto no se ejerce de una manera uniforme sino que presentará un valor máximo para el lado del momento y un valor mínimo para el otro lado.

Las presiones de contacto resultantes se suponen de nuevo distribuidas en forma lineal. Siempre y cuando la excentricidad resultante $e = M/P$ no excedan un sexto del ancho de la zapata, representando por la distancia k, la fórmula usual de flexión:

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

Para fundaciones rectangulares esta ecuación se convierte en:

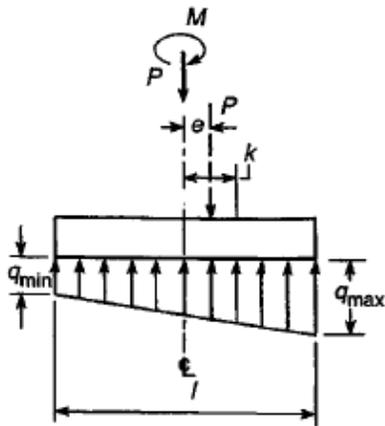
$$q_{max} = \frac{P}{A} * \left[1 + -\frac{6ex}{b} + -\frac{6ey}{l} \right]$$

Donde:

$$ex = \frac{My}{P} < \frac{b}{6}$$

$$ey = \frac{Mx}{P} < \frac{b}{6}$$

Figura 30. Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas



Fuente Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Para el diseño de zapatas aisladas deben estar amarradas por un sistema de vigas a nivel de la fundación para garantizar el comportamiento integral. Estas vigas se diseñan para una carga de tensión o compresión, además las vigas de amarre también deben soportar los momentos producidos por asentamientos diferenciales.

Una vez determinada el área requerida de la zapata, A_{req} , a partir de la presión de contacto admisible q_a y de la combinación más desfavorable de cargas de servicio, incluyendo el peso de la zapata y el relleno por encima de ésta, debe determinarse la altura “ h ” de la zapata. En zapatas aisladas, la altura efectiva “ d ” es regulada principalmente por cortante. Puesto que estas zapatas se someten a una acción en dos direcciones, es decir, se flexionan en

las dos direcciones principales, su comportamiento a cortante se parece al de las losas planas en inmediaciones de las columnas.

En zapatas se distinguen dos tipos diferentes de resistencia a cortante: cortante en dos direcciones o por punzonamiento y cortante de acción como viga.

El cortante de acción como viga es semejante al de una viga de concreto, su falla produce grietas de tensión diagonal en las proximidades de los apoyos. Para una zapata podríamos decir que ella misma es una viga ancha apoyada en la columna. Al igual que una viga, este cortante se verifica a una distancia “d” de la cara del apoyo y los esfuerzos máximos están dados por:

ACI 318-05, 11.3.1.1

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

El cortante por punzonamiento se produce con una grieta diagonal formando una superficie de cono o pirámide alrededor de la columna. La inclinación de estas grietas varía de 20 a 45 grados. La sección crítica evaluar el cortante se toma a una distancia igual a “d/2” de la cara de la columna o pedestal.

5.5.2 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata se tomarán datos del ejemplo que se está trabajando y se asumirán algunos valores, entre estos están:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{última}} = 2 \text{ kg/cm}^2, \text{ asumido.}$$

Factor de seguridad = 2.5

$$q_a = 2/2.5 = 0.8 \text{ kg/cm}^2.$$

Cargas de servicio $S = D + H + E$

Carga última, $U = 0.9 \cdot D + 1.6 \cdot H + E$, ACI 318 – 05, ecu. 9-7.

Dimensiones de la columna:

- $b = 35 \text{ cm.}$

- $h = 35 \text{ cm.}$

$r = 7.5 \text{ cm.}$ ACI 318 – 05, cap. 7.

Para el desplante de cimentación según el libro de requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado basado en el ACI 318-02 capítulo 14.5.3.4, dice que la distancia vertical mínima desde la superficie hasta el fondo de la zapata debe ser 1 m., en este caso se usara una altura igual a la base de la zapata; si la base es menor que 1 m., se usara lo mínimo.

$D_f =$ desplante de cimentación = $b > 1 \text{ m.}$

Cargas de servicio

Carga Axial por columna

Carga Viva =	4725	kg	4.7250	Ton
Carga Muerta =	5925.822	kg	5.9258	Ton
Carga por sismo =	14633.533	kg	14.6335	Ton

Momentos $M_x = M_y$; si la sección de la columna es cuadrada

$M_x =$	67.473	kg - m	0.067473	Ton - m
$M_y =$	67.473	kg - m	0.067473	Ton - m
M sismo =	8583.87	kg - m	8.58387	Ton - m

Predimensionamiento:

El área requerida se tomará a partir de las cargas de servicio, utilizando las siguientes fórmulas:

$$A_{req} = \frac{D + L + E}{1.33 * qa}$$

$$A_{req} = \frac{4725 + 5925.822 + 14633.533}{1.33 * 0.80} = \frac{25284.355}{1.064} = 23763.49 \text{ cm}^2$$

Se diseñará para una zapata cuadrada, por lo tanto el área = $b = l = b^2$.

$$b = \sqrt{23763.49} = 154.15 = 155 \text{ cm.}$$

Comprobando la excentricidad.

$$\boxed{\begin{array}{l} ex = \frac{My}{P} < \frac{b}{6} \\ ey = \frac{Mx}{P} < \frac{b}{6} \end{array}}$$

$$ex = \frac{67.473 * 100}{25284.35} = 0.27 < \frac{155}{6}, \text{ si cumple.}$$

$$ey = \frac{67.473 * 100}{25284.35} = 0.27 < \frac{155}{6}, \text{ si cumple.}$$

Si se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico, y debido a que la carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente expresión para calcular el esfuerzo máximo en el suelo:

$$q_{\max} = \frac{P}{A} * \left[1 + \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{l} \right]$$

$$q_{\max} = \frac{25284.35}{24025} * \left[1 + \frac{6 * 0.27}{155} + \frac{6 * 0.27}{155} \right] = 1.07 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo (1.07 kg/cm²) es superior al esfuerzo permisible (0.80 kg/cm²), por lo que se requiere incrementar la sección transversal de cimentación aproximadamente el 33.75% (1.07/0.8 = 1.3375).

$$A_{\text{req}} = 1.3375 * 24025 = 32133.44 \text{ cm}^2.$$

$$b = 179.50 \text{ cm.}$$

$$l = 179.50 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = 179.5 * 179.5 = 32220.25 \text{ cm}^2.$$

$$q_{\max} = 0.7989 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo máximo de reacción de suelo es de 0.7989 kg/cm²., es menor que el esfuerzo permisible.

$$q2 = \frac{P}{A} * \left[1 - \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{l} \right]$$

$$q3 = \frac{P}{A} * \left[1 + \frac{6ex}{b} - \frac{6ey}{l} \right]$$

$$q4 = \frac{P}{A} * \left[1 - \frac{6ex}{b} - \frac{6ey}{l} \right]$$

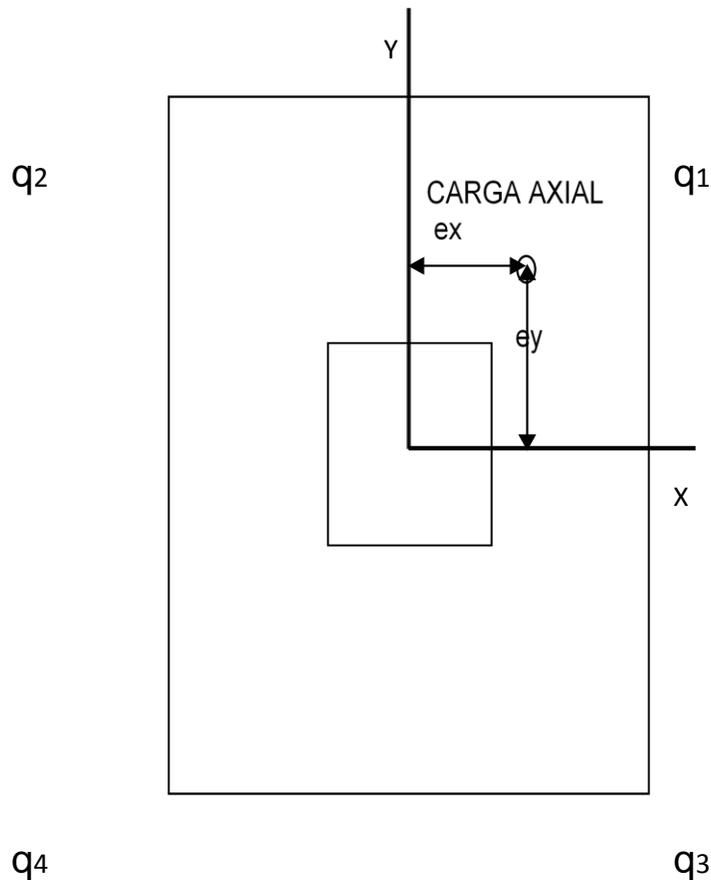
$$q1 = \frac{45561.51}{179.5 * 179.5} * \left[1 + \frac{6 * 9.58}{179.5} + \frac{6 * 9.58}{179.5} \right] = 2.32 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q2 = \frac{45561.51}{179.5 * 179.5} * \left[1 + \frac{6 * 9.58}{179.5} - \frac{6 * 9.58}{179.5} \right] = 1.41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q3 = \frac{45561.51}{179.5 * 179.5} * \left[1 - \frac{6 * 9.58}{179.5} + \frac{6 * 9.58}{179.5} \right] = 1.41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q4 = \frac{45561.51}{179.5 * 179.5} * \left[1 - \frac{6 * 9.58}{179.5} - \frac{6 * 9.58}{179.5} \right] = 0.51 \text{ kg/cm}^2.$$

Figura 31. Vista en planta de la zapata



Los estados de carga últimos se emplean para calcular el espesor de la zapata y el refuerzo requerido, debido a que la capacidad resistente del hormigón y del acero se cuantifica mediante esfuerzos de rotura y esfuerzos de fluencia.

5.5.2.1 Diseño a cortante

El cortante que resiste la zapata está definido por su capacidad resistente a cortante tipo viga y a cortante por punzonamiento. Para ambos casos se utilizan los estados de carga últimos.

Se asume una altura, el ACI 318 – 05 cap. 15.7, recomienda como mínimo 30 cm., y una distancia desde la cara inferior del hormigón hasta la capa de refuerzo de 22.5 cm., en dirección de X y 20.60 cm., en dirección de Y. Se ha supuesto un recubrimiento de 7.5 cm. y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 1.90 cm., que es la varilla # 6 con un área de 2.85 cm².

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$r = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Diámetro del refuerzo} = 1.90 \text{ cm.}$$

$$dx = 30 - 7.5 = 22.50 \text{ cm.}$$

$$dy = 30 - 7.5 - 1.90 = 20.60 \text{ cm.}$$

Se calcula el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo en el eje X y Y.

Esfuerzo máximo y mínimo en el eje X.

$$q_{max} = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{2.32 + 1.41}{2} = 1.867 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{min} = \frac{q_1 - q_2}{2} = \frac{1.41 - 0.51}{2} = 0.45 \text{ kg/cm}^2.$$

Por relación de triángulos como se puede apreciar en la figura 26 se logra obtener q_n .

$$q_n = q_{min} + \frac{q_{max} - q_{min}}{b} * (x_1 + H_{col} + d)$$

$$q_n = 0.45 + \frac{1.867 - 0.45}{179.5} * (72.5 + 35 + 22.50) = 1.475 \text{ kg/cm}^2.$$

Ahora se cheque el cortante último y el cortante del concreto donde tiene que cumplir la condición de $V_u < V_c$.

$$V_u = \left[\frac{q_{\max} + q_n}{2} \right] * Area$$

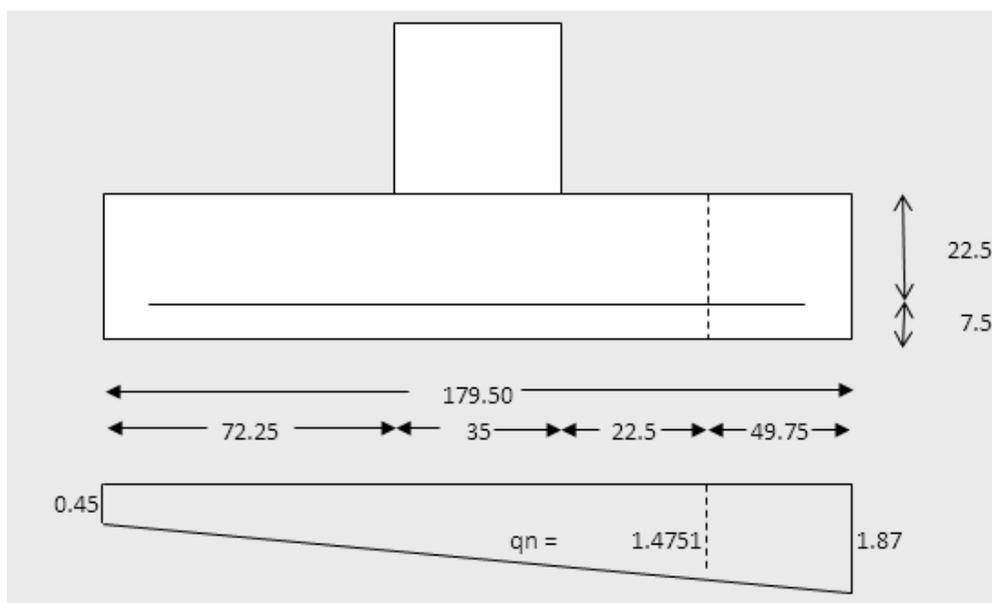
$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_u = \left[\frac{1.867 + 1.475}{2} \right] * 49.75 * 179.5 = 14923.15 kg.$$

$$V_c = 0.53 * 0.75 * \sqrt{280} * 179.5 * 22.5 = 26863.53 kg.$$

$V_u < V_c$; si se cumple la condición.

Figura 32. Vista de perfil de la zapata en lado X



Esfuerzo máximo y mínimo en el eje Y.

$$q_{max} = \frac{q_1 + q_3}{2} = \frac{2.32 + 1.41}{2} = 1.867 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{min} = \frac{q_1 - q_3}{2} = \frac{2.32 - 1.41}{2} = 0.453 \text{ kg/cm}^2.$$

Por relación de triángulos como se puede apreciar en la figura se logra obtener q_n .

$$q_n = q_{min} + \frac{q_{max} - q_{min}}{b} * (y_1 + B_{col} + d)$$

$$q_n = 0.453 + \frac{1.867 - 0.453}{179.5} * (72.25 + 35 + 20.60) = 1.46 \text{ kg/cm}^2.$$

Ahora se cheque el cortante último y el cortante del concreto donde tiene que cumplir la condición de $V_u < V_c$.

$$V_u = \left[\frac{q_{max} + q_n}{2} \right] * Area$$

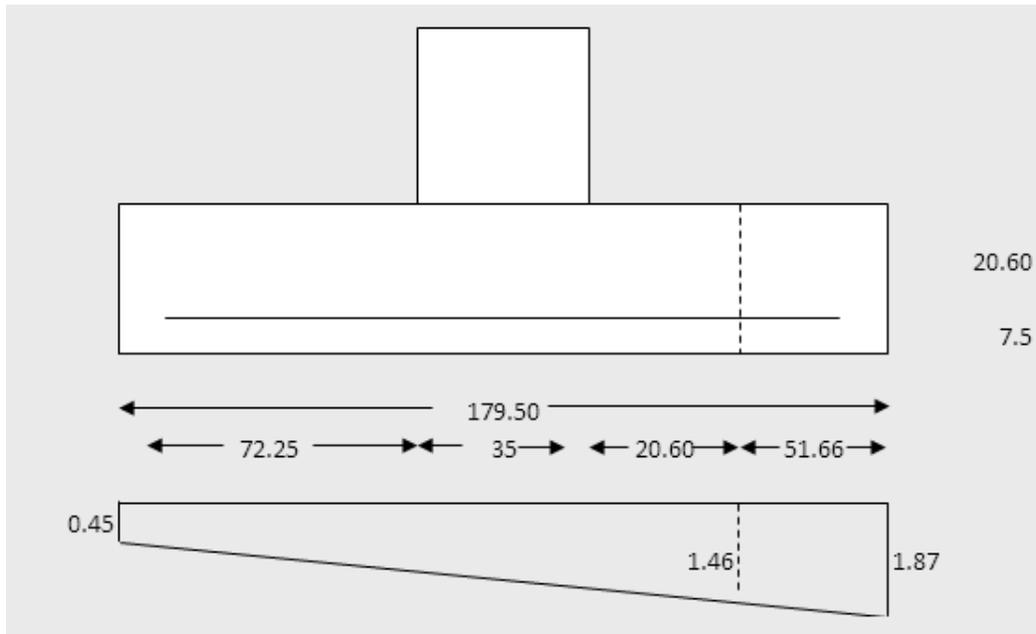
$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_u = \left[\frac{1.867 + 1.46}{2} \right] * 51.66 * 179.5 = 15425.01 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.53 * 0.75 * \sqrt{280} * 179.5 * 20.60 = 24589.09 \text{ kg.}$$

$V_u < V_c$; si se cumple la condición.

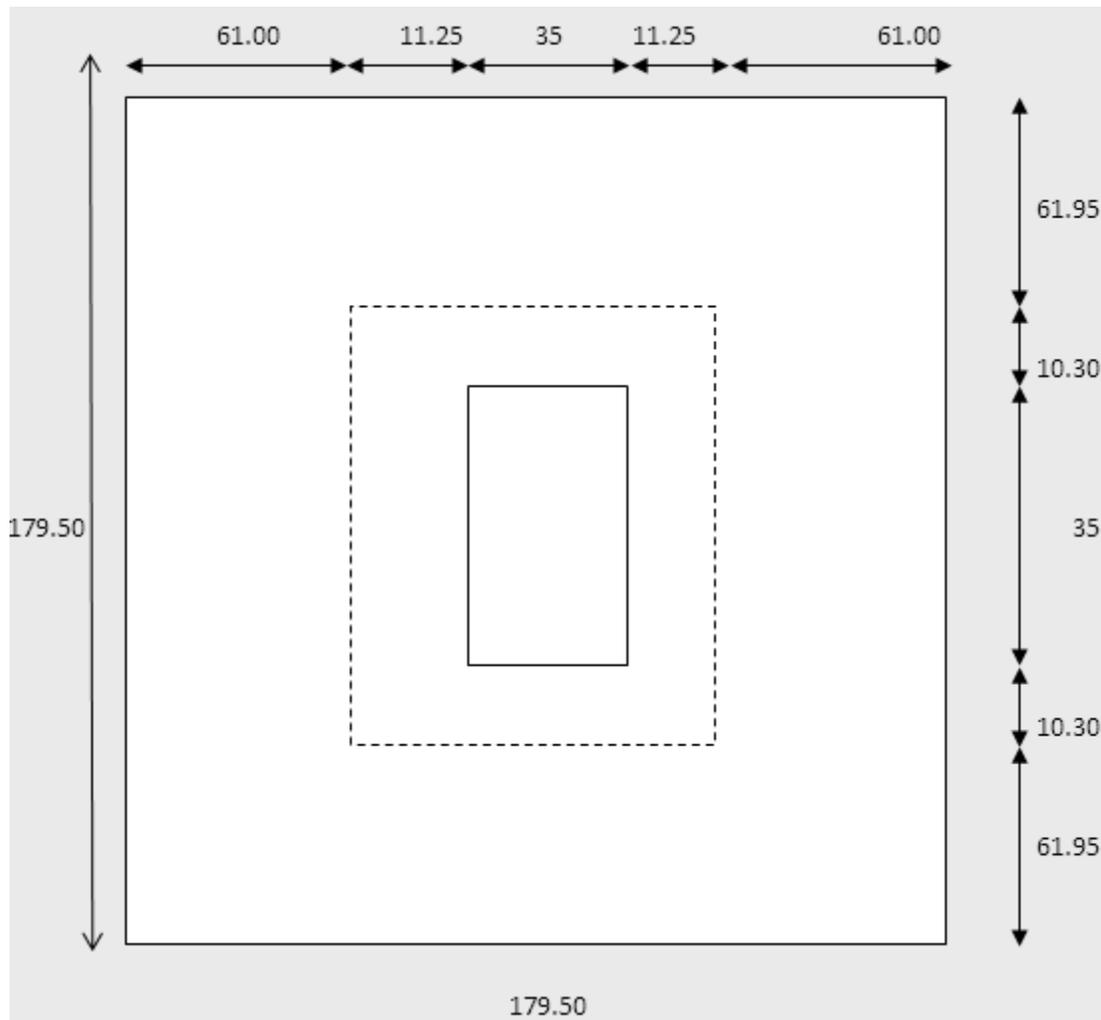
Figura 33. Vista de perfil de la zapata en lado Y



Diseño a cortante por punzonamiento:

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

Figura 34. Vista en planta de la zapata



$$q_{med} = P_u / \text{área} = 45561.51 / 179.5 * 179.5 = 1.414 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_u = q_{med} * [\text{área grande} - \text{área punteada}]$$

$$V_u = 1.414 * [179.5 * 179.5 - 57.5 * 55.6] = 41041.15 \text{ kg}.$$

$$V_c = 0.53 * 0.75 * \sqrt{280} * [57.5 * 2 * 22.5 + 55.6 * 2 * 20.60] = 32442.15 \text{ kg}.$$

$V_u < V_c$, no se cumple la condición, por lo tanto se tendrá que aumentar el espesor de la zapata. Se probará con 35 cm.

Chequeo de cortante tipo viga eje X:

$$V_u = 13581.54 \text{ kg.}$$

$$V_c = 32833.21 \text{ kg., } V_u < V_c; \text{ si se cumple la condición.}$$

Chequeo de cortante tipo viga eje Y:

$$V_u = 14096.86 \text{ kg.}$$

$$V_c = 30558.76 \text{ kg., } V_u < V_c; \text{ si se cumple la condición.}$$

Chequeo de cortante por punzonamiento:

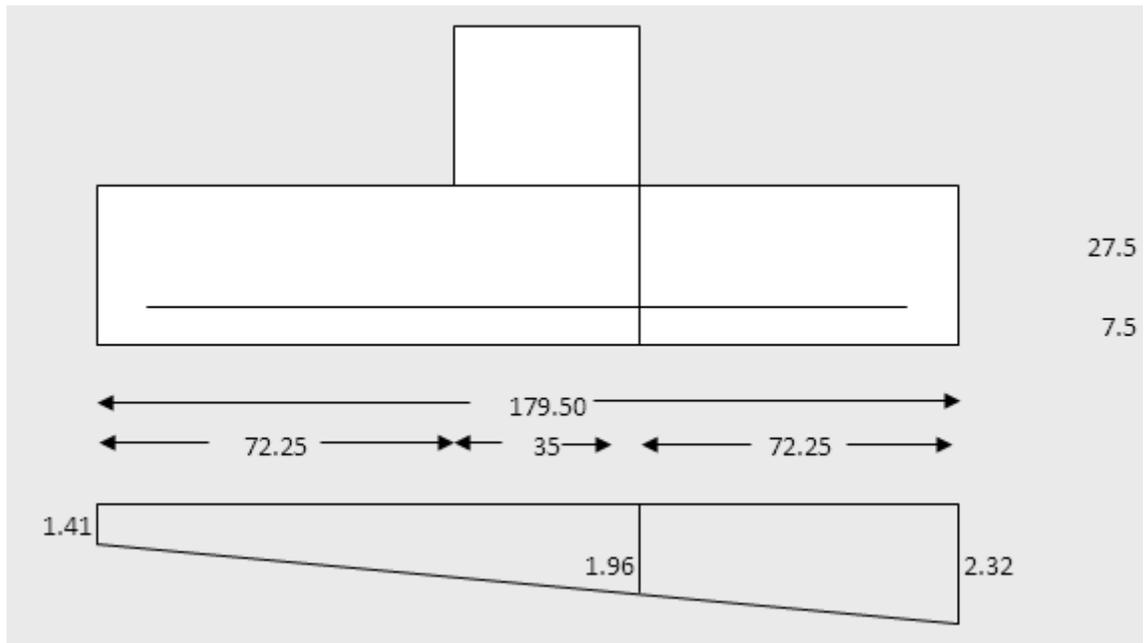
$$V_u = 40206.18 \text{ kg.}$$

$$V_c = 43496.19 \text{ kg., } V_u < V_c; \text{ si se cumple la condición.}$$

5.5.2.2 Diseño a Flexión

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.

Figura 35. Perfil de la zapata eje x donde muestra la sección crítica a flexión



Diseño a flexión en la dirección al eje X:

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción de suelo (q_1 y q_2).

Para un ancho unitario de diseño de 100 cm., se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica, que subdivide la carga trapezoidal en una carga rectangular de ordenada 1.96 kg/cm², más una carga triangular de ordenada máxima 0.36 kg/cm² ($2.32 - 1.96 = 0.36$).

$$M_u = \left[\frac{1.96 * 72.25^2}{2} + \left(\frac{0.36 * 72.25}{2} \right) * \frac{2}{3} * (72.25) \right] * 100 = 574206.87 \text{ kg} - \text{cm}$$

$M_u = 5742.07 \text{ kg} - \text{m}.$

$A_s = 5.61 \text{ cm}^2.$

La cuantía mínima de armado a flexión es de $\gamma = 14/4210 = 0.003325.$

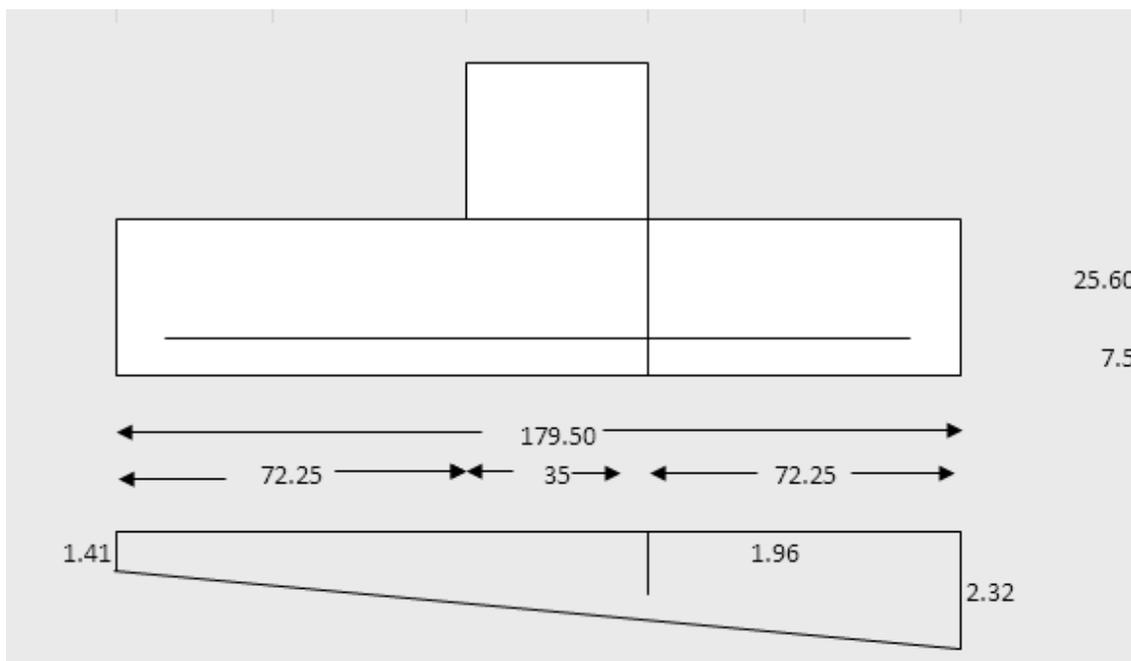
La sección mínima de armado para 100 cm. de ancho unitario es de:

$A_{s \text{ min}} = \gamma * b * d = 0.003325 * 100 * 27.5 = 9.14 \text{ cm}^2.$

$S = 31.17 = 31 \text{ cm}.$

Dado que la sección mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es el armado mínimo.

Figura 36. Perfil de la zapata eje y donde muestra la sección crítica a flexión



Diseño a flexión en la dirección al eje Y:

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción de suelo (q_1 y q_3).

Para un ancho de diseño de 100 cm., se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica, que subdivide la carga trapezoidal en una carga rectangular de ordenada 1.96 kg/cm², más una carga triangular de ordenada máxima 0.36 kg/cm² ($2.32 - 1.96 = 0.36$).

$$Mu = \left[\frac{1.96 * 72.25^2}{2} + \left(\frac{0.36 * 72.25}{2} \right) * \frac{2}{3} * (72.25) \right] * 100 = 574206.87 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mu = 5742.07 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$As = 5.61 \text{ cm}^2.$$

La cuantía mínima de armado a flexión es de $\gamma = 14/4210 = 0.003325$.

La sección mínima de armado para 100 cm. de ancho unitario es de:

$$As \text{ min} = \gamma * b * d = 0.003325 * 100 * 25.60 = 8.512 \text{ cm}^2.$$

$$S = 33.49 = 33 \text{ cm.}$$

5.5.3 Diseño de la viga de amarre

Para el diseño de la viga de amarre se hará en base a que la estructura está funcionando como un péndulo invertido. Esta condición indica que una de las condiciones críticas a la que está sometida la estructura es al volteo.

La viga de amarre le dará a la estructura mayor rigidez, impidiendo las fuerzas de volteo y haciendo que las columnas del primer nivel trabajen con una menor luz, así mismo impidiendo los asentamientos diferenciales.

Para el diseño de la viga se utilizarán las Normas Colombianas de Diseño Sísmico Resistentes y el ACI 318-05. Las normas indican que se diseñará para que soporten una carga de tensión o compresión axial igual a $F = 0.25 \cdot A_a \cdot P_u$, donde P_u es la carga máxima de las columnas que amarra y A_a es la aceleración sísmica de diseño. También indica que la dimensión mínima para la viga de amarre debe ser igual a $b = L/20$ para DES (especial de disipación de energía), en este caso será $3.5/20 = 0.175$ m., como el ACI recomienda que la sección mínima sea igual a $b = 25$ cm., se realizará el diseño con las mismas dimensiones de la viga del segundo nivel $b = 25$, y una altura igual a un 60% más que la base, $h = 1.6 \cdot b$.

Datos del predimensionamiento:

- $b = 25$ cm.
- $h = 40$ cm.
- $rec = 5$ cm.
- $d = 40 - 5 = 35$ cm.
- $f'_c = 280$ kg/cm²
- $f_y = 4210$ kg/cm²
- $A_a = 0.45$ para la zona más crítica.

$$F = 0.25 \cdot 0.45 \cdot 45561.51 = 5125.67 \text{ kg.}$$

$$A_s \text{ min} = 14 \cdot b \cdot d / f_y = 14 \cdot 25 \cdot 35 / 4210 = 2.9 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318-05 10.5.1)}$$

$$A_s \text{ max} = 0.025 * b * d = 0.025 * 25 * 35 = 21.875 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-05 21.3.2.1})$$

Para los momentos negativos y el momento positivo se requiere un área de acero de:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

Viga de amarre			
	Momentos (kg - m)	As (cm ²)	As necesario
(-)	12172.82	10.24	10.2387
(+)	355.62	0.27	2.9097

$$(-) = 6 \# 5 = 11.88 \text{ cm}^2.$$

$$(+) = 3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$M_{pr} = A_s * f_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{ACI 318 - 05 21.3.4})$$

$$a_1 = \frac{A_s * f_s}{\beta_1 * b * f'c} = \frac{10.24 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 9.06$$

$$a_2 = \frac{A_s * f_s}{\beta_1 * b * f'c} = \frac{2.91 * 1.25 * 4210}{0.85 * 25 * 280} = 2.57$$

$$M_{pr1} = 10.24 * 4210 * 1.25 * (35 - 10.24/2) = 1641876.77 \text{ kg-cm.}$$

$$M_{pr2} = 2.91 * 4210 * 1.25 * (35 - 2.57/2) = 516233.92 \text{ kg-cm.}$$

$$V_e = \frac{1641876.77 + 516233.92}{280} = 7707.54 \text{ kg}$$

$$V_t = 0.9 * 378 + 1.6 * 157.50 + 7707.54 = 8299.74 \text{ kg.}$$

$$V_d = 1.2 * 378 + 1.6 * 157.50 = 705.6 \text{ kg.}$$

$$\text{Si } V_t > 2 * V_d = V_c = 0 \quad \text{(ACI 318 - 05 21.3.4.2)}$$

$$V_t > 2 * 705.6 = 1411.2 \quad V_c = 0$$

$$V_e = V_t$$

$$v_s = \frac{V_t}{bd} = \frac{8299.74}{25 * 35} = 9.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_t} * \phi \quad \text{(ACI 318 - 05 11.5.7.2)}$$

$$S = \frac{0.75 * (0.71 * 2) * (4210) * 35}{8299.74} = 18.91 \text{ cm} = 18.5 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} d / 4 = 35 / 4 = 8.75 \text{ cm} \\ 18.5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(ACI 318 - 05 21.3.2.3)}$$

$$S = 8.75 \text{ cm.}$$

Este espaciamiento por confinamiento debe estar comprendido en una distancia de $2 * h$ **(ACI 318 - 05 21.3.3.1)**

$$2 * h = 2 * 40 = 80 \text{ cm.}$$

Después de haber pasado los 80 cm., de espaciamiento por confinamiento se calcula el nuevo espaciamiento:

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b d$$

$$V_c = 0.75 * 0.53 * \text{raíz}(280) * 25 * 35 = 5820.02 \text{ kg.}$$

$$V_s = V_t - V_c$$

$$V_s = 4084 - 5820.02 = - 1736.02 \text{ kg.}$$

El signo negativo indica que el concreto puede resistir la fuerza cortante, por lo tanto el espaciamiento máximo luego del confinamiento es de:

$$S_{\text{max}} \leq \begin{cases} d / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(ACI 318 – 05 21.3.3.4)}$$

$$S = 17.5 \text{ cm.}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo **(ACI 318 – 05 21.3.3.2)**.

6. BASE DE DATOS

En este capítulo se realizará una base de datos donde se podrá analizar la sección óptima de la columna.

Una vez obtenido todo el análisis estructural del tanque elevado base que sirvió como referencia para el diseño de los otros tanques se procederá a hacer variaciones en los cálculos de volúmenes de almacenamiento de agua, en las altura de columnas y en las áreas de la losa maciza, todo esto con el fin de establecer una lista que contenga las cuantías de acero necesaria para las columnas de los diferentes niveles, las secciones de la columna y los diferentes volúmenes.

Con estos datos se podrá hacer una serie de puntos que servirán para realizar las gráficas comparativas y así poder determinar que para ciertos volúmenes de almacenamiento y diferentes áreas de losa maciza se podrá obtener una sección óptima.

Luego se realizará un análisis comparativo entre las gráficas de: volumen vrs. sección de columna y la gráfica de área vrs. sección de columna para establecer la sección óptima, tomando en cuenta los efectos de corte directo, pandeo o volteo a los que estará sometido dicho tanque.

6.1 Base de datos de diferentes dimensiones de tanques

En el primer análisis la torre de la estructura tendrá una altura inicial de 6 m. y se sabe que la capacidad de almacenamiento está dada por volumen igual

a área por altura ($V = A * H$); para la gráfica de volumen vrs. sección se pondrá como variable la altura (H) manteniendo constante el área de la losa y para la gráfica de área vrs. sección se pondrá como variable el área y la altura como constante en ambos casos el volumen de almacenamiento cambiará.

La cuantía de acero para todos los casos será igual o menor del 3%, con el fin de evitar el pivoteo que se efectúa entre el concreto y el acero al momento de un sismo.

Las siguientes tablas son para estructura que tiene una torre de alto de 6 m., luego se presentan para una torre de 8 m. y por último una torre de 10 m.

Tabla VI. Torre de 6m., variable la altura del tanque de almacenamiento

No.	Nivel	Altura de columnas (m), luz libre	Volumen de almacenamiento (m ³)	Área de losa maciza (m ²)	Altura de tanque de almacenamiento (m)	Cuantía de acero (ρ)	Sección de columna (cm ²)
1	2	2.4	15.35	12.25	1.6	0.0212	1225
2	2	2.4	18	12.25	1.87	0.02	1296
3	2	2.4	21	12.25	2.19	0.0231	1369
4	2	2.4	24	12.25	2.5	0.0219	1444
5	2	2.3	27	12.25	2.81	0.0208	1521
6	2	2.3	30	12.25	3.12	0.02414	1600
7	2	2.3	33	12.25	3.43	0.02298	1681
8	2	2.3	36	12.25	3.75	0.0219	1764
9	2	2.3	39	12.25	4.06	0.02089	1849
10	2	2.25	42	12.25	4.37	0.01995	1936
11	2	2.25	45	12.25	4.68	0.02189	2025
12	2	2.2	48	12.25	4.99	0.02095	2116
13	2	2.2	51	12.25	5.31	0.02007	2209
14	2	2.15	54	12.25	5.62	0.0192	2304
15	2	2.1	57	12.25	5.93	0.02136	2401
16	2	2.1	60	12.25	6.24	0.02052	2500
17	1	2.8	15.35	12.25	1.6	0.0212	1225
18	1	2.8	18	12.25	1.87	0.02	1296
19	1	2.8	21	12.25	2.19	0.0231	1369
20	1	2.8	24	12.25	2.5	0.0219	1444
21	1	2.7	27	12.25	2.81	0.0208	1521
22	1	2.7	30	12.25	3.12	0.02414	1600
23	1	2.7	33	12.25	3.43	0.02298	1681
24	1	2.7	36	12.25	3.75	0.0219	1764
25	1	2.7	39	12.25	4.06	0.02089	1849
26	1	2.65	42	12.25	4.37	0.01995	1936
27	1	2.65	45	12.25	4.68	0.02189	2025
28	1	2.6	48	12.25	4.99	0.02095	2116
29	1	2.6	51	12.25	5.31	0.02007	2209
30	1	2.55	54	12.25	5.62	0.0192	2304
31	1	2.5	57	12.25	5.93	0.02136	2401
32	1	2.5	60	12.25	6.24	0.02052	2500

Tabla VII. Torre de 6m., variable área de losa maciza

No.	Nivel	Altura de columnas (m), luz libre	Volumen de almacenamiento (m ³)	Área de losa maciza (m ²)	Altura de tanque de almacenamiento (m)	Cuantía de acero (ρ)	Sección de columna (cm ²)
1	2	2.4	15.35	12.25	1.6	0.0212	1225
2	2	2.4	18	14.06	1.6	0.02	1296
3	2	2.4	21	16.16	1.6	0.0228	1444
4	2	2.4	24	18.23	1.6	0.02165	1521
5	2	2.4	27	20.34	1.6	0.02058	1600
6	2	2.35	30	22.37	1.6	0.02298	1681
7	2	2.35	33	24.4	1.6	0.0219	1764
8	2	2.35	36	26.42	1.6	0.02466	1849
9	2	2.35	39	28.52	1.6	0.02252	2025
10	2	2.3	42	30.47	1.6	0.02424	2116
11	2	2.3	45	32.49	1.6	0.02226	2304
12	2	2.2	48	34.57	1.6	0.02052	2500
13	2	2.2	51	36.6	1.6	0.02278	2704
14	2	2.15	54	38.56	1.6	0.02112	2916
15	2	2.1	57	40.58	1.6	0.1964	3136
16	2	2.1	60	42.51	1.6	0.02075	3364
17	1	2.8	15.35	12.25	1.6	0.0212	1225
18	1	2.8	18	14.06	1.6	0.02	1296
19	1	2.8	21	16.16	1.6	0.0228	1444
20	1	2.8	24	18.23	1.6	0.02165	1521
21	1	2.8	27	20.34	1.6	0.02058	1600
22	1	2.75	30	22.37	1.6	0.02298	1681
23	1	2.75	33	24.4	1.6	0.0219	1764
24	1	2.75	36	26.42	1.6	0.02466	1849
25	1	2.75	39	28.52	1.6	0.02252	2025
26	1	2.7	42	30.47	1.6	0.02424	2116
27	1	2.7	45	32.49	1.6	0.02226	2304
28	1	2.6	48	34.57	1.6	0.02052	2500
29	1	2.6	51	36.6	1.6	0.02278	2704
30	1	2.55	54	38.6	1.6	0.02112	2916
31	1	2.5	57	40.58	1.6	0.1964	3136
32	1	2.5	60	42.51	1.6	0.02075	3364

6.2 Análisis comparativo

En esta sección se presentan las gráficas que anterior mente se mencionaron para su respectivo análisis.

Figura 37. Gráfica volumen vrs. sección 2do., torre de 6 m.

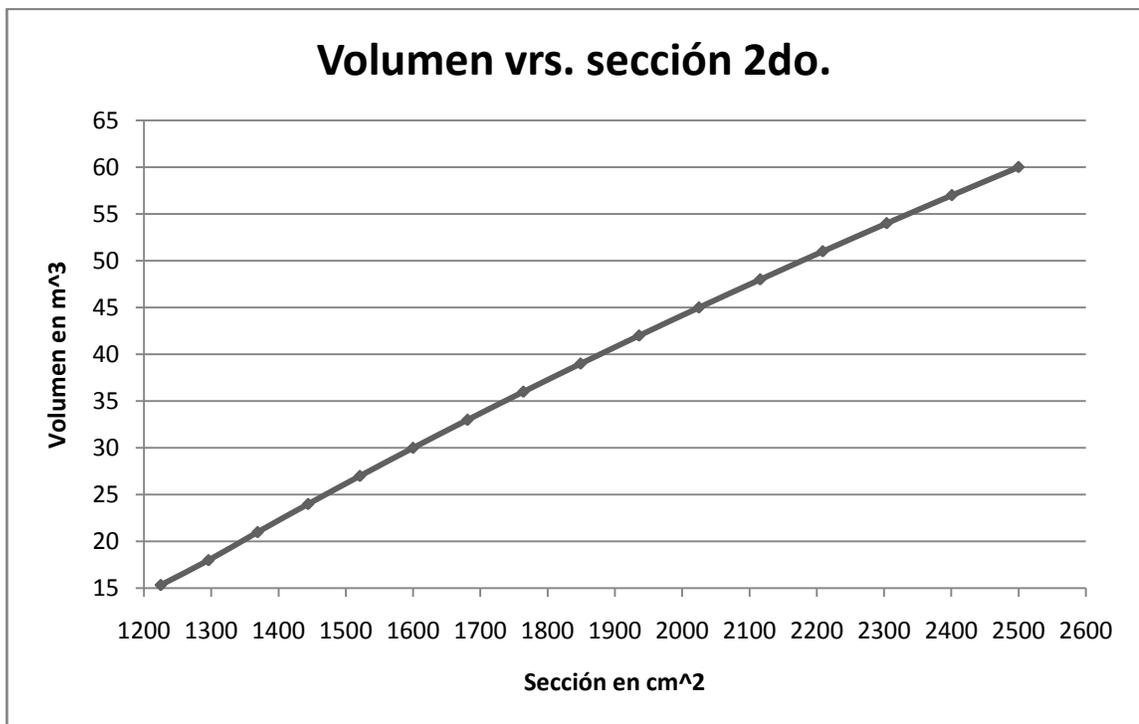


Figura 38. Gráfica volumen vrs. sección 1er., torre de 6 m.

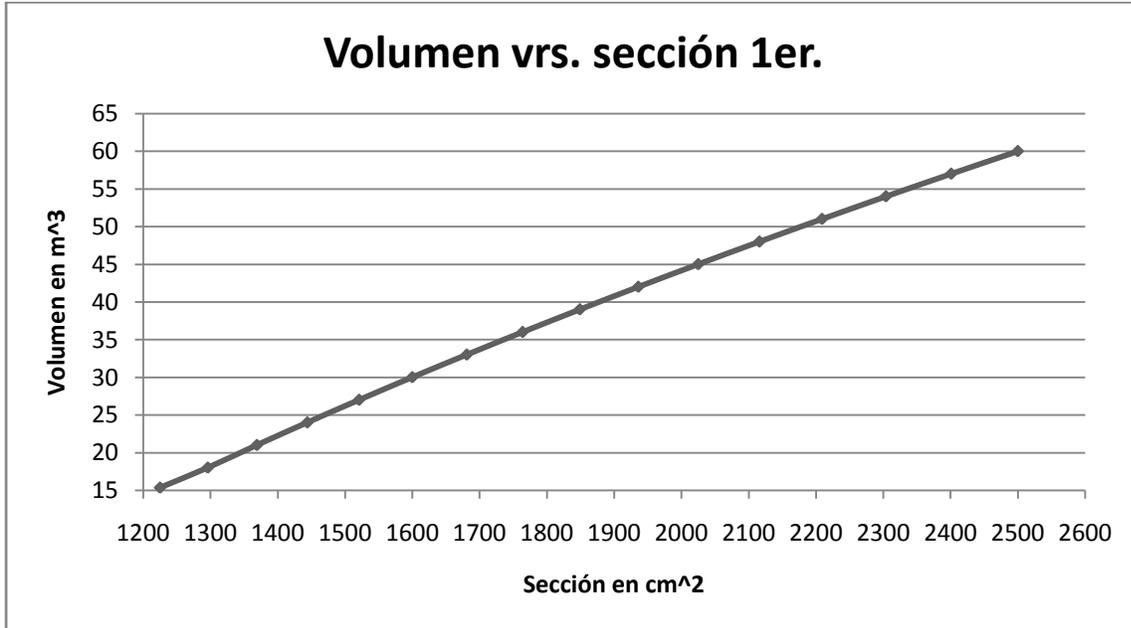


Figura 39. Gráfica área vrs. sección 2do., torre de 6 m.

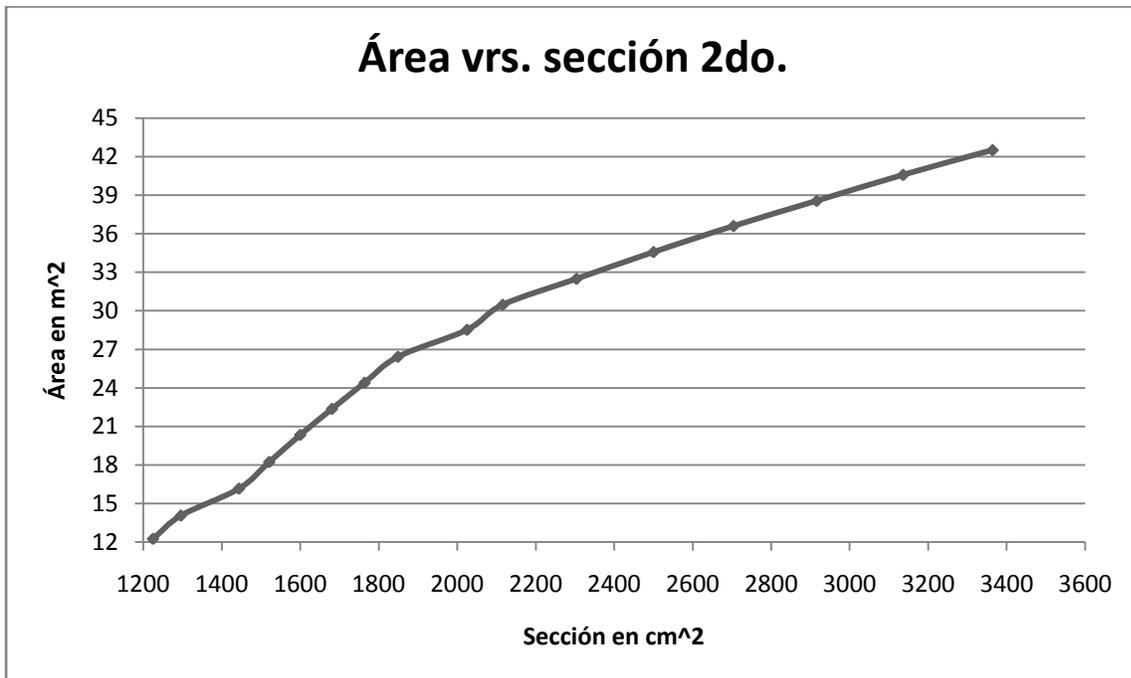
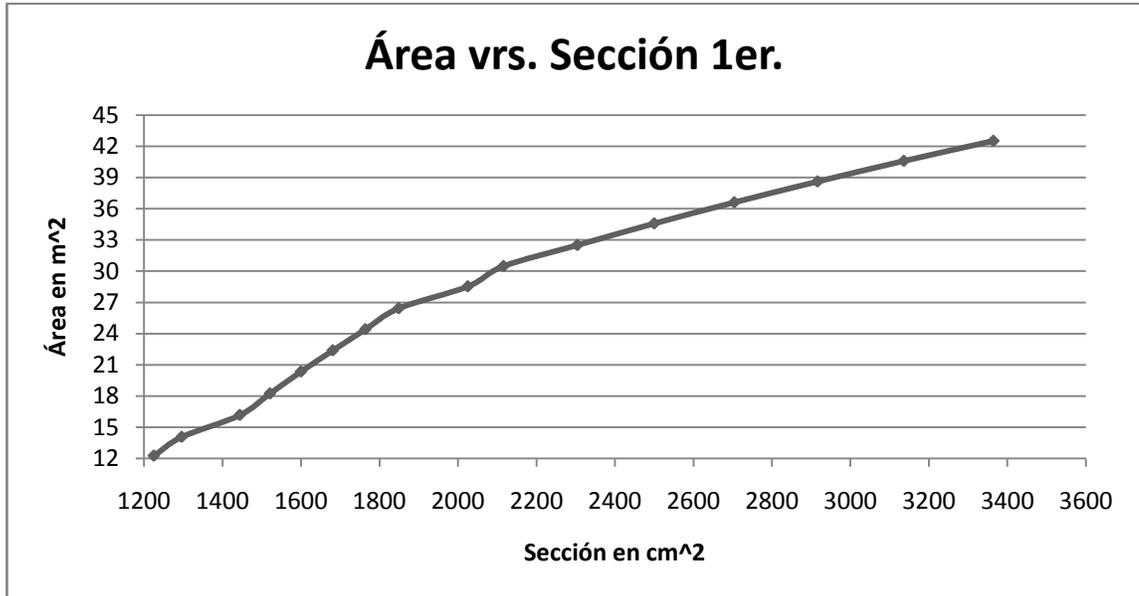


Figura 40. Gráfica área vrs. sección 1er., torre de 6 m.



6.3 Sección óptima de columna

En las gráficas 41 y 42 se puede apreciar que para un volumen de agua de 38 metros cúbicos se obtiene la sección óptima de 1800 cm² = 0.18 m² para la gráfica de volumen vrs. sección y para la gráfica de área vrs. sección de 2800 cm² = 0.28 m².

Figura 41. Sección óptima de columna en cm² para un volumen determinado

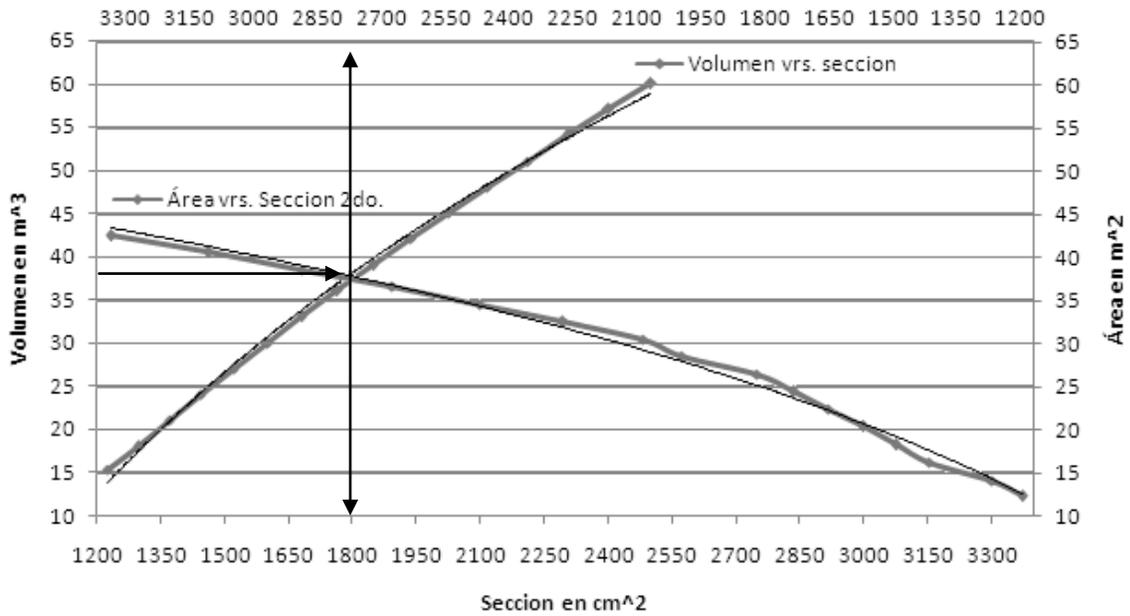
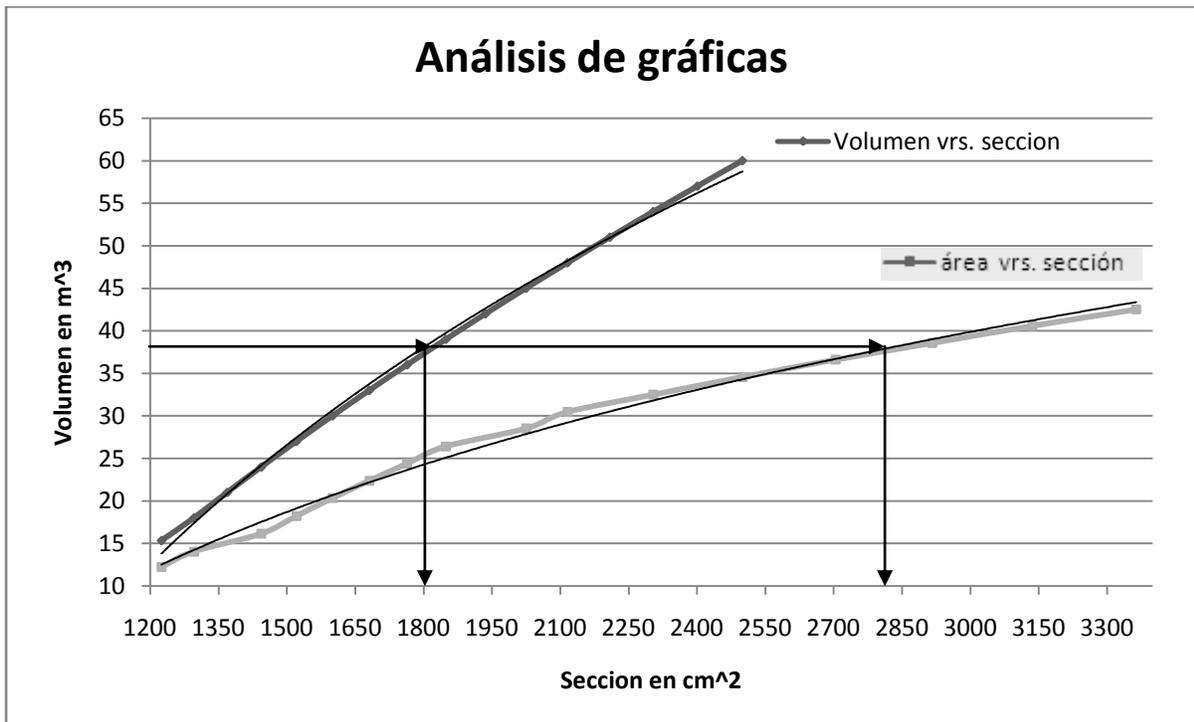


Figura 42. Análisis comparativos en las gráficas



En el análisis se determinó que para la gráfica de volumen vs. sección puede soportar mayor carga con una sección más pequeña que la gráfica de área vs. sección.

Quedando demostrado que el tanque elevado con la mejor sección es al que se le incrementa el volumen variando la altura del tanque de almacenamiento, teniendo en cuenta que para este tipo de tanques hay que considerar la variable altura en las paredes de almacenamiento ya que estas soportan la mayor parte de la carga hidrostática.

CONCLUSIONES

1. En las gráficas 41 y 42 se puede observar que tienen una tendencia casi semejantes, por la única diferencia que se puede observar es que la gráfica de volumen vrs. sección tiene una tendencia asía el eje de la Y, y la gráfica de área vrs. sección tiene una tendencia asía el eje de la X.
2. En el análisis gráfico se pudo determinar que para un volumen de almacenamiento de agua de 38 metros cúbicos, se obtuvo una sección óptima de $1580 \text{ cm}^2 = 0.158 \text{ m}^2$ en la gráfica de volumen vrs. sección y una sección de 2640 cm^2 en la gráfica de área vrs. sección.
3. En las dos gráficas una donde se varió la altura del tanque de almacenamiento y la otra donde se varió el área de la losa maciza se puede observar que las gráficas que tiene una tendencia logarítmica casi semejante.
4. Se demostró que el tanque con mayor capacidad de almacenamiento es el de volumen vrs. sección, ya que este requiere una menor sección de columna; considerando que para hacer este diseño se tiene que tomar muy en cuenta la altura de las paredes de almacenamiento, debido a la presión hidrostática.
5. En este trabajo de graduación se manejó una cuantía de acero igual o menos del 3% en las columnas, con el fin de evitar el pivoteo que ocasiona el concreto con el acero en el momento en que pasa un sismo, siendo esta fuerza la más crítica, ocasionando que la estructura trabaje como un péndulo invertido.

RECOMENDACIONES

1. Para un diseño óptimo en la capacidad de almacenamiento del tanque es recomendable hacer primero un estudio de campo que incluya: topografía completa planimetría y altimetría, una densidad de campo, determinar el índice de crecimiento para el cálculo de la población futura en un periodo de 20 años, determinar la dotación de agua por persona, costumbres sociales, políticas y culturales del lugar donde se desea realizar dicho proyecto, medios de transporte y vías de comunicación.
2. Tener en cuenta que en el momento de hacer el análisis y diseño de la estructura se tiene que estar actualizado con los datos que proporcionan los códigos de construcción como el ACI y el UBC que los cambian constantemente.
3. Considerar en el diseño de la estructura los materiales que se encuentra en el lugar si son de buena calidad o son originarios del lugar (arena, pedrín y agua), la mano de obra si es calificada o no para la realización del proyecto como también lo recursos económicos.
4. Tener en cuenta las normas sanitarias cuando se tiene agua almacenada y que será útil para el consumo humano.
5. Tomar en cuenta que para volúmenes de agua comprendidos entre 15 a 40 m³ se puede considerar secciones de columna comprendidas entre 1225 cm² a 2025 cm².

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Romo Proaños, Marcelo. (M.Sc.) **Fundamentos del Hormigón Simple**, (Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito).
2. Romo Proaños, Marcelo. (M.Sc.) **Diagramas de Interacción para el diseño de columnas rectangulares de hormigón armado flexión uniaxial**, (Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito).
3. Romo Proaños, Marcelo. (M.Sc.) **Diseño y fabricación de hormigones**, (Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito).
4. Romo Proaños, Marcelo. (M.Sc.) **El acero estructural en el hormigón armado**, (Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito).
5. Romo Proaños, Marcelo. (M.Sc.) **Introducción al diseño de cimentaciones de hormigón armado**, (Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito).
6. http://www.indexmundi.com/es/guatemala/tasa_de_crecimiento.html, marzo de 2009.

BIBLIOGRAFÍA

1. Ambrose, James y Vergun, Dmitry. **Diseño simplificado para cargas de viento y sismo**. 2ª ed. Editorial Limusa, México, 2000, 326pp.
2. American Society of Civil Engineers. **Minimum design loads for buildings and other structures**, Reston Virginia, 2006, 388pp.
3. Bazán, Enrique y Meli, Roberto. **Diseño sísmico de edificios**, Editorial Limusa, México, 1999, 316pp.
4. Braja M., Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**, 4ª ed. Editorial Thomson internacional, México D.F., julio 2001, 862pp.
5. Comité ACI 318. **Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentarios (ACI318SR-05)**, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005, 490pp.
6. Creixell M., José. **Construcciones antisísmicas y resistentes al viento**, 3ª ed. Editorial Limusa, México D.F. 1993, 108pp.
7. González Sandoval, Federico. **Manual de supervisión de obras de concreto**, 2ª ed. Editorial Limusa, México D.F.
8. H. Nilson, Arthur. **Diseño de estructuras de concreto**, 10ª ed. Editorial Mcgraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá, Colombia, 2001, 722pp.
9. **International Building Code**. Estados Unidos, junio del 2006, 663pp
10. Lorenzana Padilla, Marció Iván. Método práctico para cuantificar materiales en construcción de mixto, Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1976.
11. Organización Panamericana de la Salud. **Guía para la construcción de reservorios elevados de agua potable**. Lima, Perú. 2005.
12. Organización Panamericana de la Salud. **Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable**. Lima, Perú. 2005.

13. R., Park y T., Paulay. **Estructuras de concreto reforzado**, Editorial Limusa, México, 1997, 796pp.
14. **Requisitos Esenciales para edificaciones de concreto reforzado**, Instituto Americano del Concreto, IPS-1, edición 2002.
15. S., Timoshenko. **Resistencia de Materiales**, (Volumen 2), Espasa Calpe, S.A. Madrid 1957, 493pp.
16. **Uniform Building Code**, (volumen 2), Estados Unidos, abril 1997.
17. Velásquez, Cesar A. Análisis hidrodinámico de tanques de almacenamiento de líquidos. Tesis Ing. Civil. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, 2004.

ANEXO 1

COEFICIENTES PARA LA DETERMINACIÓN DEL CORTE BASA, SEGÚN UBC 1997, CAPÍTULO 16

Tabla VIII. Factor Z de zona sísmica

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Tabla IX. Factor de R para no construir edificios

No	Tipo de Estructura	R
1	Navíos, incluyendo tanques y esferas presurizadas, sobre piernas reforzadas o aflojadas.	2.2
2	Molde de silos con concreto y chimeneas que tienen paredes continuas a las fundaciones.	3.6
3	Estructuras de voladizo distribuidas de masas como montones, chimeneas, silos y navíos apoyados por falda verticales.	2.9
4	Trussed torres (aislado o guyed), guyed apila y chimeneas	2.9
5	Cantilevered estructuras de tipo columna.	2.2
6	Torres de refrigeración.	3.6
7	Arcas y tolvas sobre piernas reforzadas o aflojadas.	2.9
8	Estantes de almacenaje.	3.6
9	Signos y carteleras.	3.6
10	El entretenimiento estructura y monumentos	2.2
11	Todas otras estructuras autosuficientes no si no cubiertas.	2.9

Tabla X. Categoría de ocupación

Categoría de ocupación	OCUPACIÓN O LAS FUNCIONES DE ESTRUCTURA	Factor de importancia sísmica (I)
Esenciales y factibles	Grupo I, División 1 Ocupaciones que tienen cirugía y tratamiento de la emergencia. Áreas fuego y comisarías, garajes y refugios para vehículos de la emergencia y aviación de la emergencia, estructuras y refugios en centros de estado de preparación de la emergencia, torres de control de aviación las estructuras y el equipo en la comunicación de gobierno se centran y otro instalaciones requeridas para respuesta de la emergencia, equipo de reserva que genera poder para categoría 1, instalaciones tanques u otro alojamiento de conteniendo de estructuras o apoyar de agua u otro material de supresión fuego o equipo requerido para la protección de categoría 1, 2 o 3 estructuras	1.25
Instalaciones Arriesgadas	Grupo H, ocupaciones y estructuras allí almacenando. Apoyar de sustancias químicas tóxicas o explosivas o sustancias, no edificio de alojamiento de estructuras, apoyar o conteniendo las cantidades de los tóxicos sustancias explosivas que, si contenido dentro de un edificio, causarían esto para ser clasificado como un Grupo H	1.25
Especial Ocupación Structures3	Grupo A, ocupaciones Grupo E de alojamiento de edificios, ocupaciones con una capacidad mayor que 300 estudiantes, ocupaciones de Grupo B de alojamiento de edificios usadas para colegio o educación para adultos con una capacidad mayor que 500 estudiantes. El grupo I, ocupaciones con 50 o más residente pacientes incapacitados, pero no incluido en Categoría 1 Grupo I, División 3 Ocupaciones Todas las estructuras con una ocupación mayor que 5,000 personas Estructuras y equipo con estaciones que generan poder, y otro servicio público Instalaciones no incluidas en Categoría 1 o Categoría 2 encima, y requerido para Operación continuada	1.00
Ocupación estándar de estructuras	Todas las estructuras que almacenan ocupaciones o funciones que tienen, no puestas en una lista, torres y Grupo U	1.00
Mixto Estructuras	Ocupaciones de Grupo U excepto torres	1.00

Tabla XI. Perfil de suelo

Promedio de las propiedades del suelo para arriba 100 pies (30 480 mm) perfil de suelo				
Perfil del suelo	Perfil del suelo nombre/genérico o descripción	La onda de velocidad de corte, Vs pies / segundo (m / s)	Prueba de penetración estándar, N [o de NCH cohesión en capas del suelo (golpes/pie)	Sin drenar fuerza de rotura, su psf (kpa)
Sa	Roca dura	>5000 (1500)	---	---
Sb	Roca	2500 a 5000 (760 a 1500)	---	---
Sc	Suelo muy denso y roca suave	1200 a 2500 (360 a 760)	> 50	> 2000 (100)
Sd	Perfil de suelo tieso	600 a 1200 (180 a 360)	15 a 50	1000 a 2000 (50 a 100)
Se	perfil de suelo suave	< 600 (180)	< 15	< 100 (50)
Sf	Suelo que Requiere Evaluación Específica de sitio			

Tabla XII. Coeficiente sísmico Ca debido a la aceleración del sismo

Perfil de suelo	Zona sísmica factor Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
Sa	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 * Na
Sb	0.08	0.15	0.2	0.3	0.40 * Na
Sc	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 * Na
Sd	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 * Na
Se	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36 * Na
Sf	Suelo que Requiere Evaluación Específica de sitio				

Tabla XIII. Coeficiente sísmico Cv debido a la aceleración del sismo

Perfil de suelo	Zona sísmica factor Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
Sa	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 * Nv
Sb	0.08	0.15	0.2	0.3	0.40 * Nv
Sc	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 * Nv
Sd	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64 * Nv
Se	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96 * Nv
Sf	Suelo que Requiere Evaluación Específica de sitio				

Tabla XIV. Factor cerca de la fuente Na

Tipo sísmico de la fuente	La distancia más cercana a la fuente sísmico conocido sísmico		
	≤ 2 Km	5 Km	≥ 10 Km
A	1.5	1.2	1
B	1.3	1	1
C	1	1	1

Tabla XV. Factor cerca de la fuente Nv

Tipo sísmico de la fuente	La distancia más cercana a la fuente sísmico conocido sísmico			
	≤ 2 Km	5 Km	10 Km	≥ 15 Km
A	2	1.6	1.2	1
B	1.6	1.2	1	1
C	1	1	1	1

ANEXO 2

COEFICIENTES PARA LA DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL Δ , SEGÚN IBC 2003 TABLA 1617.3

Tabla XVI. Desplazamiento relativo de piso permitido

Edificación	Grupo de uso sísmico		
	I	II	III
Que no tienen muros de corte de mampostería, hasta 4 pisos con muros interiores, tabiques cielorrasos y muros externos para controlar desplazamientos relativos a piso	0.025 * h	0.020 * h	0.015 * h
Edificaciones de muros de corte de mampostería en voladizo	0.010 * h	0.010 * h	0.010 * h
Otras edificaciones de muros de corte de mampostería	0.007 * h	0.007 * h	0.007 * h
Edificaciones de estructura de muros de mampostería	0.013 * h	0.013 * h	0.010 * h
Toda otra edificación	0.020 * h	0.015 * h	0.010 * h