Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

Estudios Técnicos Para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Diseño estructural

6



MÉXICO
GOBIERNO DE LA REPÚBLICA

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

SEMARNAT
SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES

CONAGUA
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

Estudios Técnicos Para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Diseño Estructural

Comisión Nacional del Agua

www.conagua.gob.mx

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Estudios Técnicos Para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento:
Diseño Estructural

ISBN: 978-607-8246-95-3

D.R. © Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174•4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México
Distribución Gratuita. Prohibida su venta.
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente

Contenido

Presentación VII
Objetivo general IX
Introducción al diseño estructural XI

1. Conceptos iniciales 1
    1.1. Introducción 1
    1.2. Antecedentes 1
    1.3. Alcances del diseño estructural 2
    1.4. Propiedades estructurales 4
    1.5. Falla estructural 5
    1.6. Materiales 8
        1.6.1. Acero estructural 8
        1.6.2. Concreto 9
2. Procedimiento de análisis estructural 13
    2.1. Estudios previos 13
        2.1.1. Análisis hidráulico 13
        2.1.2. Proyecto electromecánico 16
        2.1.3. Proyecto Arquitectónico 16
        2.1.4. Topografía 17
        2.1.5. Mecánica de suelos 17
    2.2. Diseño estructural 17
        2.2.1. Reglamento o código aplicable 17
        2.2.2. Clasificación de estructuras según su importancia 18
        2.2.3. Acciones de diseño 19
        2.2.4. Combinaciones de carga 30
        2.2.5. Método de análisis 31
        2.2.6. Análisis estructural por medio de programas de cómputo 33
        2.2.7. Reacciones 36
        2.2.8. Dimensionamiento de elementos estructurales 37
3. Diseño de estructuras por sismo 41
    3.1. Consideraciones generales 41
        3.1.1. Los sismos 41
        3.1.2. Sismicidad 41
        3.1.3. Ondas sísmicas 42
        3.1.4. Magnitud de un sismo 43
        3.1.5. Intensidad de un sismo 43
        3.1.6. Acelerogramas 44
    3.2. Espectros de diseño 44
        3.2.1. Construcción del espectro de diseño de acuerdo con el rcdf-04 y sus NTC 44
        3.2.2. Construcción del espectro de diseño acuerdo con MOCS-CFE (2008) 48

3.2.3. Construcción del espectro de diseño de acuerdo con AASHTO LRFD 50
3.2.4. Ejemplo de construcción del espectro de diseño con AASHTO LRFD 52
3.3. Respuesta de las estructuras ante los sismos 52
3.3.1. Efectos hidrodinámicos 54
3.3.2. Criterios de diseño sísmico 55
3.3.3. Análisis modal espectral 58
4. Diseño estructural por viento 59
4.1. Consideraciones generales 59
4.2. Respuesta del las estructuras ante el viento 60
4.3. Análisis de estructuras por viento 62
4.3.1. Clasificación de las estructuras 63
4.3.2. Efectos a considerar 63
4.4. Análisis Estático 65
4.5. Análisis Dinámico 66
5. Cimentaciones 69
5.1. Introducción 69
5.1.1. Generalidades 69
5.1.2. Acciones de diseño 70
5.1.3. Factores de carga y de resistencia 71
5.1.4. Control de humedad 71
5.2. Cimentación superficial 72
5.2.1. Zapata aislada 73
5.2.2. Ejemplo de diseño de una zapata aislada 81
5.2.3. Zapata corrida 85
5.2.4. Ejemplo de diseño de una zapata corrida 86
5.2.5. Cajón de cimentación 89
5.3. Cimentación profunda 94
5.3.1. Clasificación 94
5.3.2. Configuración Geométrica de la Cimentación 97
5.3.3. Acciones sobre la cimentación 97
5.3.4. Análisis y dimensionamiento 101
5.3.5. Movimientos de la cimentación 106
5.3.6. Consideraciones estructurales 106
5.3.7. Condiciones constructivas y de control 107
6. Ejemplos de diseño 111
6.1. Tanque semienterrado 111
6.1.1. Consideraciones generales 111
6.1.2. Descripción del tanque 111
6.1.3. Método de análisis 115
6.1.4. Ecuaciones para dimensionamiento de elementos estructurales 115
6.1.5. Diseño de la losa tapa 118
6.1.6. Diseño de trabes de losa superior 121

6.1.7. Elaboración del modelo de simulación 125
6.1.8. Diseño de los muros laterales del tanque 129
6.1.9. Ecuaciones para el diseño de la losa de cimentación 131
6.1.10. Diseño de la losa de cimentación 133
6.2. Tanque superficial 136
6.2.1. Descripción 136
6.2.2. Diseño de elementos de acero en la pasarela 140
6.2.3. Diseño de la losa del canal 141
6.2.4. Elaboración del modelo de simulación 143
6.2.5. Diseño de los muros del tanque 144
6.2.6. Diseño de la losa fondo 145
6.3. Tanque elevado 149
6.3.1. Consideraciones generales 149
6.3.2. Descripción del tanque 149
6.3.3. Definición de acciones de diseño 150
6.3.4. Ecuaciones para dimensionamiento de elementos estructurales 151
6.3.5. Diseño estructural de los muros 154
6.3.6. Ecuaciones para el diseño de losa fondo 156
6.3.7. Diseño de la losa fondo 158
6.3.8. Ecuaciones para el análisis sísmico 161
6.3.9. Análisis sísmico para la estructura 164
6.3.10. Ecuaciones para el diseño de columnas de sección rectangular sujeta a compresión y flexión biaxial 168
6.3.11. Dimensionamiento de columnas 172
6.3.12. Diseño de losa de cimentación 177
6.3.13. Diseño de trabe 181
7. Recomendaciones básicas de diseño para estructuras del sector hídrico 185
7.1. Tanques de mampostería 185
7.2. Tanques de concreto reforzado 188
7.2.1. Tanques rectangulares sin cubierta 189
7.2.2. Tanques rectangulares con cubierta 191
7.2.3. Tanques cilíndricos sin cubierta 192
7.2.4. Tanques cilíndricos con cubierta 193
7.2.5. Tanques de concreto presforzado 194
7.3. Recomendaciones de servicio 194
7.3.1. Protección contra la corrosión del acero de presfuerzo 194
7.3.2. Protección contra la corrosión para el refuerzo no presforzado 195
7.4. Pisos 195
7.4.1. Pisos de membrana 195
7.4.2. Piso estructural 196
7.4.3. Juntas 196
7.4.4. Tipo de juntas 196

7.5. Tanques de acero 199
7.6. Dispositivos para la retención del agua 200
7.7. Diseño estructural de tanques elevados 202
7.7.1. Tanques elevados de concreto 202
7.7.2. Tanques elevados de acero 207
7.8. Cárcamos de bombeo 207
7.9. Estructuras bajo acción mecánica 210
8. Diseño estructural de conducciones 213
8.1. Diseño estructural de tuberías 214
8.1.1. Acciones externas 214
8.1.2. Tubería superficial 224
8.1.3. Acciones internas 227
8.2. Ejemplo de cálculo de espesor de la pared 230
8.2.1. Generalidades 230
8.2.2. Cálculo de sobrepresión por el fenómeno transitorio 230
8.2.3. Cálculo de espesores 231
8.3. Atraques y silletas 233
8.3.1. Tipos de soporte 233
8.3.2. Claros entre soportes 233
8.3.3. Silletas 235
8.3.4. Tuberías sin anillos rigidizantes 236
8.3.5. Tuberías con anillos rigidizantes 237
8.3.6. Atraques 241
8.3.7. Diseño de un atraque 243
8.4. Cruces especiales 244
8.4.1. Cruces con otras líneas 245
8.4.2. Cruce de tubería con carretera o vía de ferrocarril 245
8.4.3. Cruces con caminos y carreteras 254
8.4.4. Cruces con ríos 257
8.4.5. Cruces con pantanos 261
8.4.6. Cruces con barrancas 261
8.4.7. Cruces con canales de riego 263

Conclusiones 265
Bibliografía 267

Anexos
A. Propiedades de tubería de acero 269

Tabla de Conversiones de unidades de medida 281
Ilustraciones 291
Tablas 297

Presentación

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México.**

Director General de la Comisión Nacional del Agua


CONAGUA
Comisión Nacional del Agua
NUEVA
VISIÓN
Comisión
Estatal del Agua
NUEVA
VISIÓN

Objetivo general

El Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (Conagua), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



Introducción al diseño estructural

Los libros sobre estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento, se integraron como parte del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), para ser una referencia en la elaboración de los proyectos de obras nuevas, reparaciones, mantenimiento o ampliaciones de las estructuras utilizadas en el sector hídrico.

Este libro contiene, una breve recopilación de los reglamentos de construcción, con las metodologías y lineamientos de mayor aplicación en México, aplicados al diseño estructural para la diversa infraestructura utilizada en el sector hídrico.

El libro se conforma de siete capítulos, con los cuales se pretende brindar una noción de las condiciones, alcances y limitaciones que deben considerarse al momento de realizar el análisis estructural, pero más importante aún, el libro busca orientar al lector, en que tipo de análisis deben solicitar y que condiciones deben tomarse en cuenta por parte de los encargados del diseño.

El capítulo 1, brinda la información básica, las consideraciones iniciales, así como los materiales más utilizados para el diseño y construcción de elementos estructurales.

El capítulo 2, aborda el diseño estructural por sismo, del cual se presentan diversas metodologías para la integración del espectro de diseño y se presenta un ejemplo de la obtención del cortante y momento basal, para un tanque elevado. Además se induce al lector a verificar las disposiciones de los reglamentos aplicables en el sitio donde se requiera construir la obra. Al final se brinda una breve explicación del funcionamiento de los modelos matemáticos utilizados por los programas de cómputo enfocados al diseño estructural y se dan una serie de recomendaciones para el uso de estos.

El capítulo 3 describe el proceso propuesto por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su manual de diseño por viento (MOCV-08), del cual se extrajo unicamente los lineamientos para el diseño estático en construcciones cerradas y superficies circulares, que son las de mayor aplicación en el sector y también se induce al lector a consultar el manual correspondiente para el diseño dinámico y para otro tipo de construcciones que no caen dentro de estas categorías.

El capítulo 4 presenta la metodología para el diseño de cimentaciones, principalmente someras o superficiales, para las cuales se presenta una metodología completa, pero que depende sustancialmente del estudio de mecánica de suelos, por lo que se induce al lector a consultar el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y saneamiento I*, del MAPAS: También se aborda el tema de cimentaciones profundas, que su diseño en mayor parte corresponde a la mecánica de suelos, por lo que en este capítulo se brinda una breve explicación de las mismas y se recomienda revisar el libro correspondiente.

El capítulo 5 es una recopilación de recomendaciones generales para el diseño y construcción de diversas obras de infraestructura del sector y que son producto de la experiencia de los especialistas en la materia y que son una herencia del libro de *Diseño estructural de recipientes* de la versión 2007 del MAPAS.

El capítulo 6 presenta una serie de ejemplos de diseño estructural, a través de los cuales se muestra el proceso completo, las consideraciones iniciales y la metodología utilizada en función del reglamento considerado.

El capítulo 7 presenta el diseño estructural de conducciones, del cual destacan recomendaciones para el cruce de ríos, carreteras y vías de ferrocarril y se incluyen recomendaciones del libros *Conducción*, *Diseño selección e instalación de tuberías de acero* y *Seguridad en Acueductos* de la versión 2007 del MAPAS

En estos libros se han recopilado los criterios de los reglamentos vigentes y los resultados de investigaciones recientes. Estos libros incluyen tablas y figuras que pretenden auxiliar al proyectista en el análisis y diseño de estructuras relacionadas con el agua potable y alcantarillado.

Considere que los lineamientos y recomendaciones indicadas en este libro, obedecen a la experiencia de los especialistas en el sector hídrico. En ningún caso se pretende sustituir a los reglamentos o normas oficiales, internacionales, extranjeras, ni la aplicación de la mejor práctica de la ingeniería por lo que debe considerarse como una guía para la para la realización de estudios, del análisis y diseño estructural de los diferentes tipos de estructuras requeridos para los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

1

Conceptos iniciales

1.1. Introducción

El objetivo del diseño estructural es determinar las características geométricas y materiales de las estructuras y de los elementos que las forman, para que estas cumplan en forma segura y adecuada la función específica para la que fueron proyectadas. Toda obra de infraestructura debe cumplir requisitos básicos de ingeniería para su buen funcionamiento, seguridad estructural, relaciones con el medio ambiente, duración y economía (RCDF-04).

1.2. Antecedentes

En México se cuenta con una serie de reglamentos y normas que describen el proceso de diseño, presentan los alcances de los mismos, así como las consideraciones que se deben tomar, para el cálculo de los esfuerzos aplicados sobre una estructura y para la revisión de la capacidad estructural de los elementos que la conforman. Entre los más importantes son:

- Manual de Construcción en Acero (IMCA), del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
- Normas Oficiales Mexicanas, Manuales y la Normativa Para la Infraestructura del Transporte, del Instituto Mexicano del Transporte y la Secretaría de comunicaciones y transportes
- Manual de Obras Civiles, de la Comisión Nacional de Electricidad
- Reglamento de construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, del Gobierno del Distrito Federal
- Manuales y Guías para diseño y procesos constrictivos del Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto

Estos se complementan con normas y reglamentos extranjeros, lo cual permite tener una adecuada cantidad de información para el proceso de diseño y revisión estructural, entre estos se pueden mencionar:

- Reglamento de requerimientos de construcción para concreto estructural (ACI-318) del *American Concrete Institute*
- Código de Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO-LRFD), del *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- Las normas ANSI/HI, del *American National Standard y The Hidraulic Institute*
- AWWA *Manuals of Water Supply Practices*, del *American Water Works Association*

1.3. Alcances del diseño estructural

De forma general, más no limitativa, los elementos que componen los sistemas de extracción, conducción, distribución de agua potable, redes de recolección, sistemas de tratamiento y disposición de aguas residuales y redes de drenaje pluvial, se muestran en la Ilustración 1.1, Ilustración 1.2 y la Ilustración 1.3.

De estos elementos, algunos, por sus características especificas, requerirán de un análisis estructural especial, que no se encuentra propiamente dentro de los reglamentos mencionados, por lo que no están dentro de los alcances de este libro. Entre estas estructuras se encuentran las presas y algunas obras que se están en contacto directo con los cauces (Estructuras en color gris de la Ilustración 1.1). El resto de las estructuras se pueden diseñar, estructuralmente hablando, con los métodos y recomendaciones de la normatividad establecida; sin embargo, en toda obra que se encuentra sobre los cauces de ríos o que se somete a empujes de suelo, los estudios geotécnicos e hidrológicos serán necesarios para obtener los esfuerzos a los que estas estructuras estarán sometidos, ya que en los reglamentos de diseño estructural no se establece como obtenerlos, ni las consideraciones espaciales que deben ser tomadas en cuenta. En el libro de Estudios técnicos Para *Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Topografía y Geotécnia*, se abordan los estudios requeridos para las condiciones de suelo. Considere ademas, que de los estudios de mecánica de suelo dependerá el tipo de cimentación que se requerirá diseñar.

Con respecto a los esfuerzos debidos al flujo de agua y arrastre de sólidos en ríos, no forman parte de los alcances del MAPAS, por lo que, al igual que en el diseño de presas se deberá considerar las recomendaciones de la bibliografía especializada.

En el sector hídrico, existen diversas estructuras que por su uso y características generales, no requieren un análisis estructural completo, puesto que estos elementos no reciben, ni transmiten esfuerzos al suelo o a otras estructuras y para estos casos, ya existen elementos tipo e incluso muchos de estos son prefabricados, por lo que el diseño se limita a una selección de tamaño, material y características especificas, por lo cual, este tipo de obras no forman parte de este libro y se encuentran indicadas en color verde en la Ilustración 1.2 y la Ilustración 1.3.

El libro de *Diseño de Redes de Agua Potable, del MAPAS*, presenta los criterios de selección de tuberías y cajas de válvulas para redes de agua potable.

Por su parte, el libro de A*lcantarillado Sanitario y el libro de Drenaje Pluvial Urbano, del MAPAS*, presenta los criterios de selección de tuberías, pozos de visita y cajas rompedoras.

Solo en casos particulares, donde la estructura requerida no cumpla con las especificaciones tipo o se encuentre sometida a esfuerzos adicion ales, esta deberá diseñarse estructuralmente, así como el resto de estructuras, con los métodos y recomendaciones presentados en este libro, que a su vez están fundamentadas en la normatividad presentada, las cuales se presentan el color negro en la Ilustración 1.2 y la Ilustración 1.3.

Al formar parte de un sistema, si una de las estructuras falla, puede ocasionar que todo el sistema falle, de ahí la importancia de garantizar la seguridad e integridad durante toda su vida útil

Ilustración 1.1 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Captaciones)

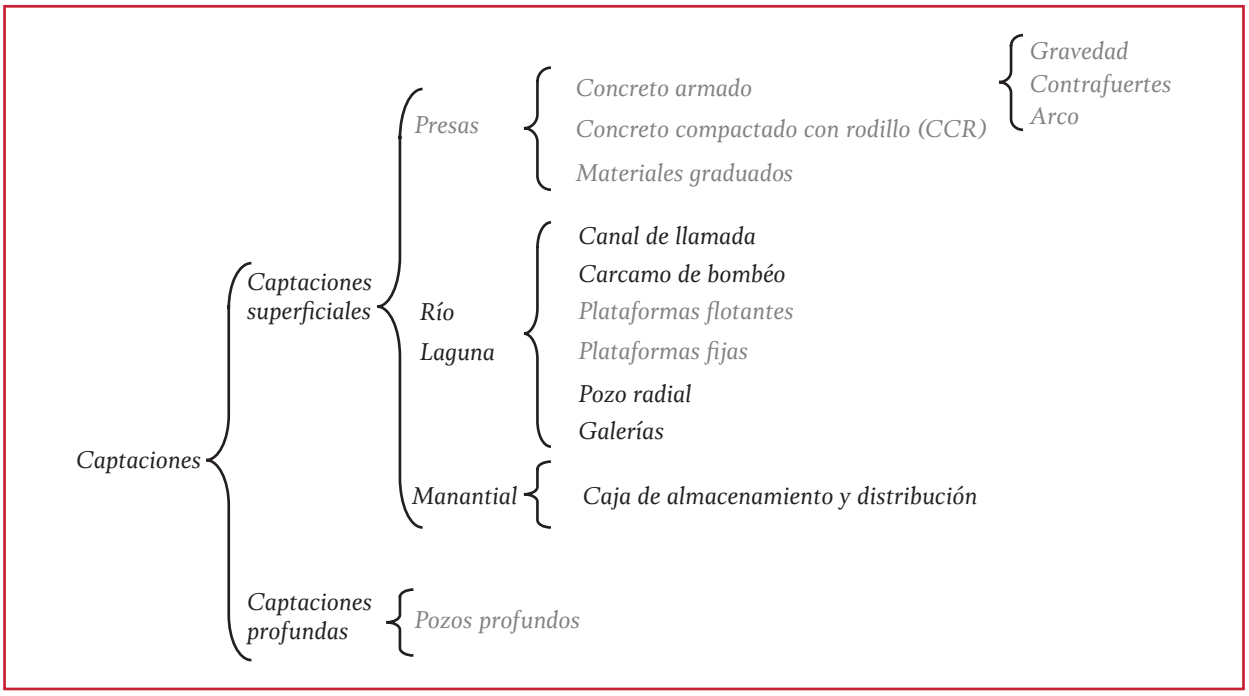


Ilustración 1.2 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Conducciones)

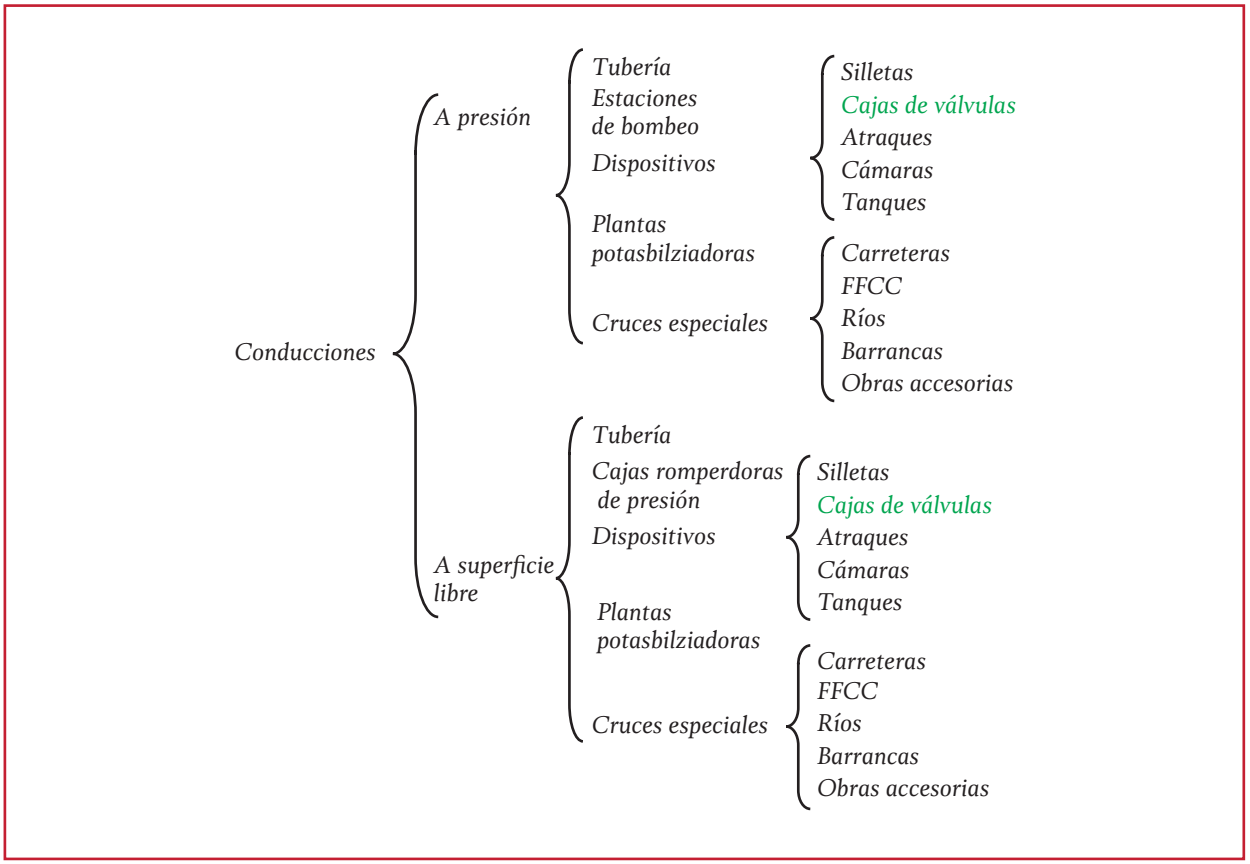
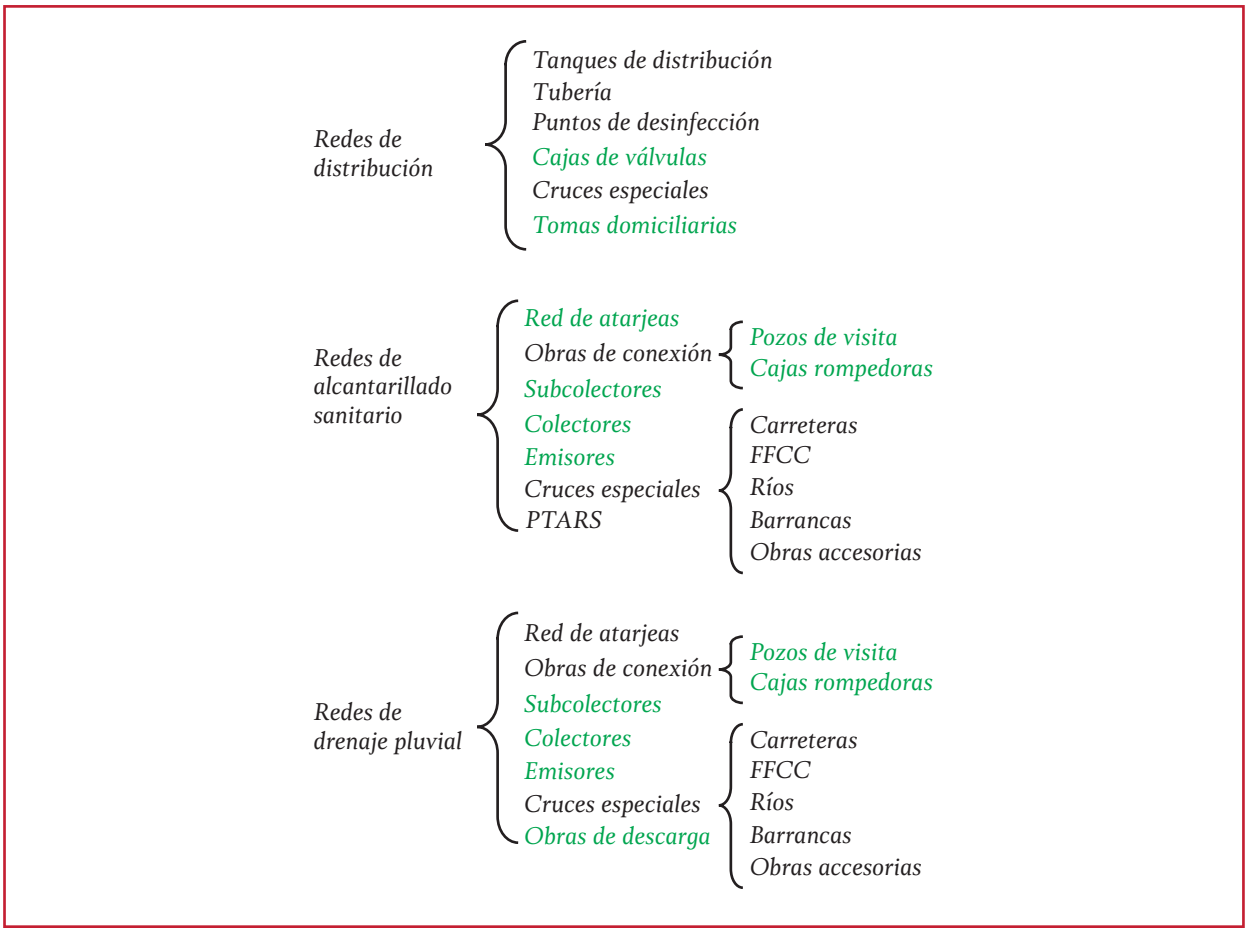


Ilustración 1.3 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Redes)



y principalmente en la ocurrencia de fenómenos meteorológicos. Para mayor referencia de estos fenómenos y sus efectos en las redes de agua potable, consulte el libro *Establecimiento de Medidas Preventivas, de Seguridad y Diseño de Obras de Protección de la Infraestructura de Agua Potable en Situaciones de Emergencia*, del MAPAS.

1.4. Propiedades estructurales

Una estructura debe garantizar la operación, para la que fue diseñada, sin problemas y la seguridad del personal que labore en ésta, así como de los equipos que contenga, en caso que se presente un evento de severidad extrema.

Las propiedades estructurales relevantes de toda edificación son:

- ***Resistencia***. La resistencia se define como la capacidad de una estructura a oponerse a una fuerza actuante
- ***Rigidez***. Capacidad de una pieza estructural o de un material sólido para soportar esfuerzos sin sufrir deformación, rotación y desplazamiento
- ***Capacidad de Deformación***. Propiedad de una estructura o un elemento de esta para deformarse ante la acción de una fuerza sin sufrir un daño que ponga en riesgo la integridad estructural del conjunto

- ***Límite elástico***. Indicación de la fuerza máxima que se puede soportar un elemento o estructura sin causar en este una deformación permanente. El límite elástico está determinado a partir de un diagrama esfuerzo-deformación como el mostrado en la Ilustración 1.4. Es el esfuerzo que corresponde a la intersección de la curva de esfuerzo-deformación con una línea paralela a su sección recta
- ***Límite plástico***. Es el punto en que un elemento puede deformarse, mantener su integridad estructural bajo la acción de una fuerza, entre el límite elástico y este punto, la deformación en el elemento será permanente, sin embargo no se producirá la falla, observe la Ilustración 1.4. Una vez rebasado este punto, la estructura o el elemento fallará

La Ilustración 1.5 muestra la curva de esfuerzo deformación de acero estructural A36, en esta ilustración se muestran las diferentes etapas. El acero tiene propiedades casi idénticas a la tensión y a la compresión. El concreto es un material completamente distinto y la Ilustración 1.6 se presenta una curva típica de esfuerzo-deformación basada en pruebas de compresión. El concreto no tiene un límite elástico sino que la curva se prolonga suavemente hasta el punto de ruptura (White, et. al., 1980).

1.5. Falla estructural

De forma general, se considera que la falla de un elemento estructural ocurre cuando deja de desempeñar la función para la cual fue diseñado, no necesariamente significa el colapso del elemento o la estructura.

Ilustración 1.4 Relación entre la resistencia, rigidez y la capacidad de deformación

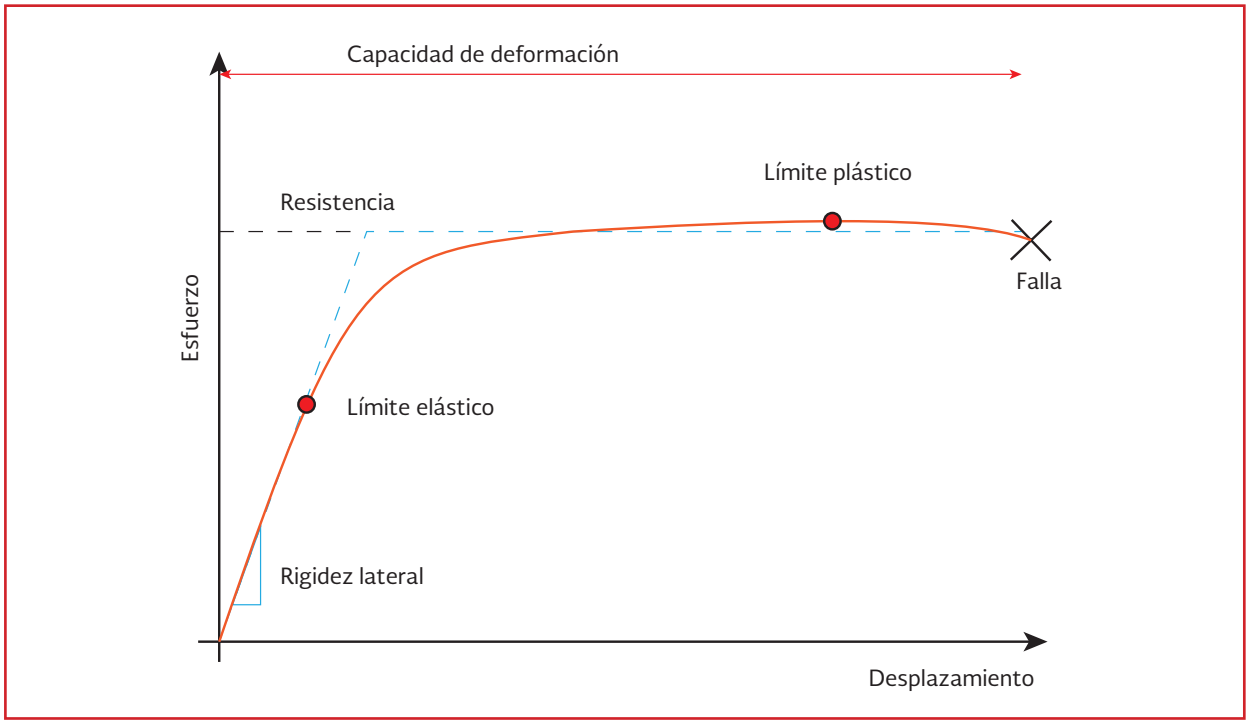


Ilustración 1.5 Curva típica de esfuerzo-deformación del acero estructural A36 (White, et. al., 1980)

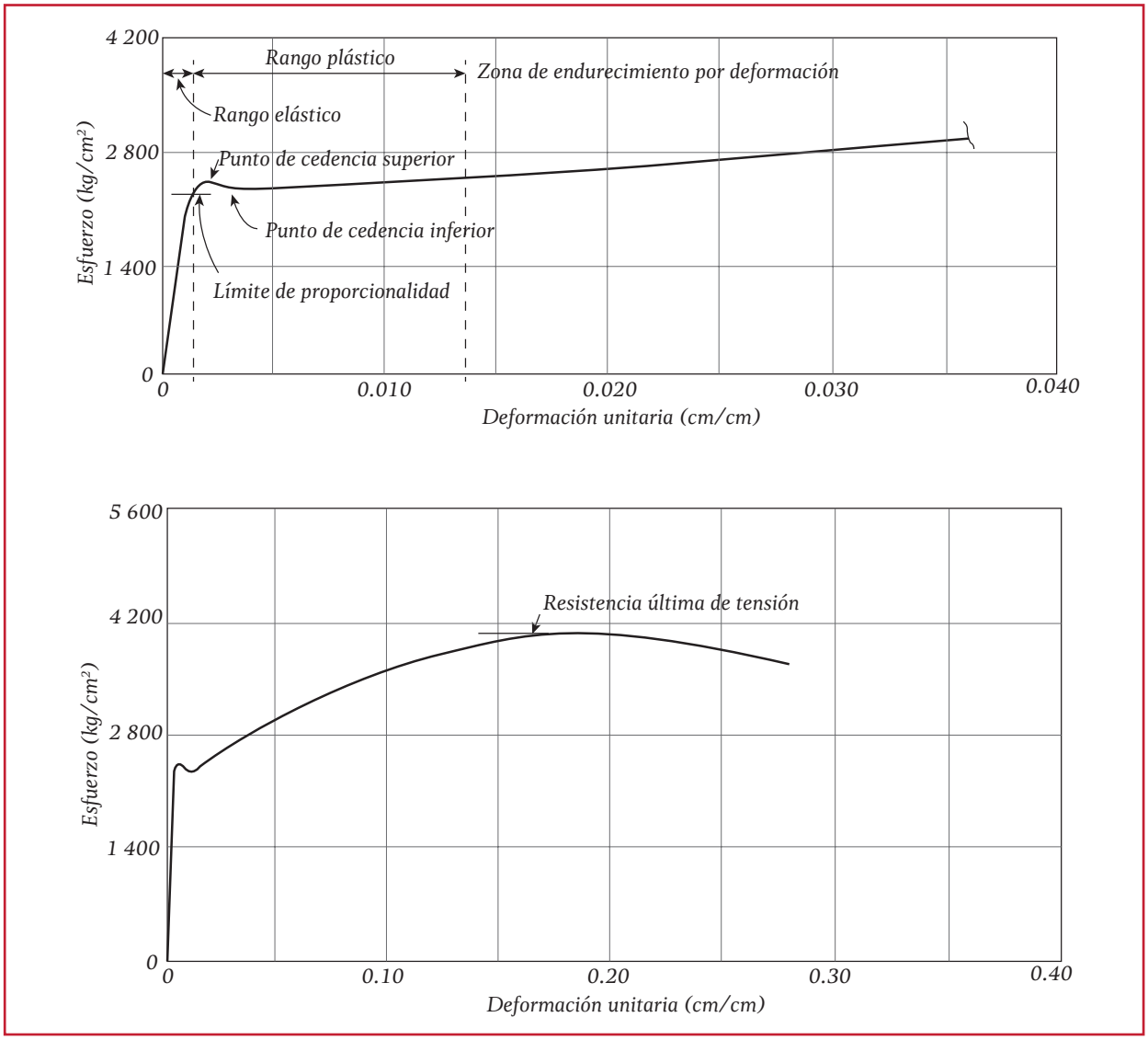
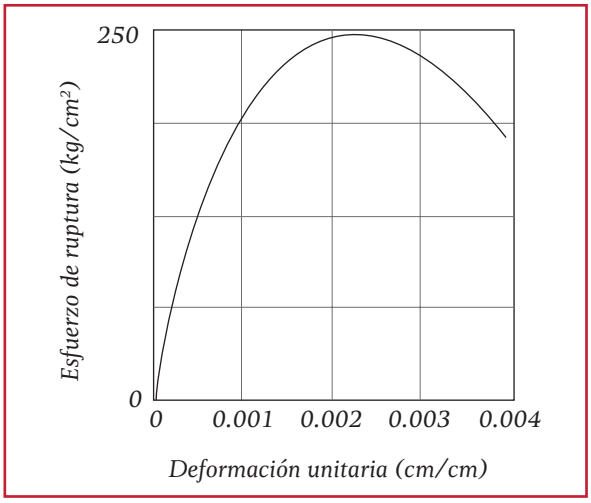


Ilustración 1.6 Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión (White, et. al., 1980)



Por tanto, una falla que ocasiona la pérdida de la integridad estructural de un elemento puede calificarse en dos tipos:

- ***Falla frágil***. Ocurre cuando ante la ocurrencia de una fuerza o deformación inducida en la estructura esta colapsa súbitamente
- ***Falla dúctil***. En este caso, la estructura muestra indicios que hacen evidente la falla de la estructura y permite tomar precauciones al respecto, como desalojar el inmueble o reforzar los elementos

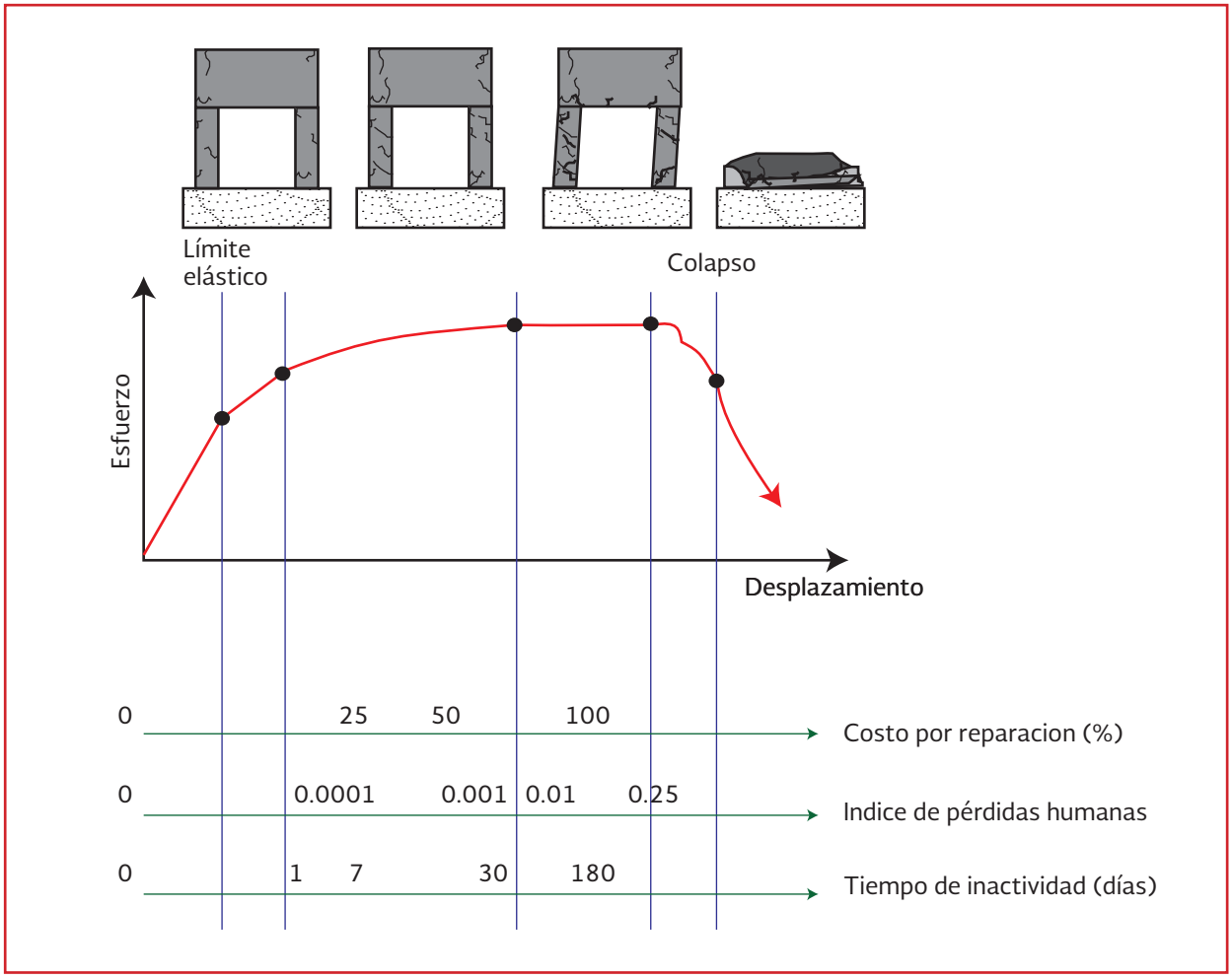
tendientes a fallar. En estos casos puede ocurrir un colapso progresivo. Primero colapsa parte de la estructura, a consecuencia de eso, las fuerzas se redireccionan hacia otras partes. Sin embargo, esto ocasiona un nuevo colapso parcial y una nueva redistribución de fuerzas, hasta que no existe un camino alternativo que las cargas pueden seguir en la estructura

La distinción entre falla frágil y dúctil es necesaria, puesto que las consecuencias de una son mucho más graves que las de la otra.

Existen también fallas funcionales, las cuales ocurren cuando el uso normal, para el que la estructura fue diseñada, ya no puede continuar debido a deformaciones excesivas, mal mantenimiento, fatiga de materiales o falla estructural parcial. Comúnmente, este tipo de fallas obligan a modificar el uso de la estructura, por ejemplo, en el caso de tanques, podría limitar su uso a cierto volumen de almacenamiento, menor para el que fue diseñado originalmente.

La importancia de conocer los mecanismos de falla de una estructura radica en las afectaciones que esta pueda ocasionar, desde la pérdida de vidas humanas, gastos por reparación o reposición ante el colapso y afectaciones por inactividad de la estructura, observe la Ilustración 1.7.

Ilustración 1.7 Relación de falla con afectaciones



1.6. Materiales

Para un correcto diseño se deben conocer los distintos materiales de construcción disponibles para poder hacer una correcta selección y dimensionamiento de las partes que conforman la estructura. Este conocimiento comprende características como: Resistencia, durabilidad y peso; además es necesario conocer como, su transportación, almacenamiento, colocación y costo: A este último respecto, el costo depende básicamente de la relación oferta-demanda, que a su vez dependen de la abundancia o escasez y de la profusión de su uso.

1.6.1. Acero estructural

Los aceros que pueden utilizarse en estructuras se enuncian en la Tabla 1.1, donde el valor del esfuerzo de fluencia, f_y, corresponde al mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material y el valor del esfuerzo último, Fu, es el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión; Cuando se indican dos valores, el segundo corresponde al máximo admisible. Por su parte, los remaches, tornillos se indican en la Tabla 1.2, los metales de aportación y fundentes para soldadura en la Tabla 1.3.

Tabla 1.1 Definiciones de acero estructural (adaptado de NTC-04)

Nomenclatura		Esfuerzo de fluencia *fy*		Esfuerzo último *Fu*		Definición
NMX	**ASTM**	**MPA**	**kg/cm²**	**Mpa**	**kg/cm²**	
B-254	A36	250	2 549.29	400 a 550	4 078.86 a 5 098.58	Acero estructural
B-99	A529	290	2 957.18	414 a 585	1 437.80 a 5 965.34	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa
B-282	A242	290	2 957.18	435	1 376.62	Acero estructural de baja aleación y alta resistencia
		320	3 263.09	460	4 690.69	
		345	3 518.02	485	4 945.62	
B-284	A572	290	2 957.18	414	4 221.62	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso–vanadio
		345	2 498.30	450	4 588.72	
		414	4 221.62	515	5 251.54	
		450	4 588.72	550	5 608.44	
	A992	345	3 518.02	450 a 620	4 588.72 a 6 322.24	
B-177	A53	240	2 447.32	414	1 437.80	Tubos de acero, con o sin costura
B-199	A5001	320	3 263.09	430	4 384.78	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.
B-200	A501	250	2 549.29	400	4 078.86	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura
	A588	345[2]	3 518.02	483[2]	4 925.23	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 345 MPa
	A913	345 a 483[3]	3 518.02 a 4 925.23	448 a 620[3]	4 568.33 a 6 322.24	Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, producidos por un proceso de tratamiento térmico especial

[1]ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares

[2]Para perfiles estructurales; para placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material

[3]Depende del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70

Tabla 1.2 Definiciones para remaches y tornillos (adaptado de NTC-04)

Norma		Definiciones
		Remaches
ASTM A502		Remaches de acero estructural; esta especificación incluye tres grados
	Grado 1	Remaches de acero al carbón para uso general (Fu =310 MPa)
	Grado 2	Remaches de acero al carbono–manganeso, para uso con aceros (Fu =415 MPa)
	Grado 3	Semejante al Grado 2, pero con resistencia a la corrosión mejorada (Fu =415 MPa)
		Tornillos
H-118 (ASTM A307)		Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior (Fu = 414 MPa)
H-124 (ASTM A325)		Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural (Fu= 830 MPa) para diámetros de 13 a 25 mm (1/2 a 1 pulgadas), Fu = 725 MPa para diámetros de 29 y 38 mm (1 1/8 y 1 1/2 pulgadas).
H-123 (ASTM A490)		Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural (Fu = 1 035 MPa).

Tabla 1.3 Metales de aportación y fundentes para soldadura (adaptado de NTC-04)

Norma	Definiciones
H-77 (AWS A5.1)	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
H-86 (AWS A5.5)	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
H-108 (AWS A5.17)	Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido
H-97 (AWS A5.18)	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas
H-99 (AWS A5.20)	Electrodos de acero al carbono para el proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo

1.6.2. Concreto

El concreto para fines estructurales es un material que se compone básicamente de cemento, agua, agregados pétreos y según la necesidad pueden adicionarse aditivos.

El concreto a utilizar deberá tener una resistencia especificada, $f'c$, igual o mayor a 250 kg/cm^2, con peso volumétrico en estado fresco entre 2.2 y 2.4 t/m^2. Para obras hidráulicas el agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122; además los materiales deberán cumplir con las siguientes características.

1.6.2.1. Cemento

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, los cuales se especifican en la norma NMXC-414-ONNCCE.

La elección de un cemento para un fin determinado no es, en general difícil. Es aconsejable utilizar siempre que se pueda, un cemento de uso general, por ejemplo, de acuerdo con la norma mencionada. Sin embargo, cuando se construyen obras hidráulicas es común requerir características especiales, para lo cual pueden considerarse tipos de cemento de la Tabla 1.4.

Para la elección del tipo de cemento, es útil atender a las recomendaciones que se incluyen en la propia norma. Las propiedades y el comportamiento del concreto dependen en gran medida del desempeño del cemento, por lo que la elección del tipo más adecuado en cada caso

Tabla 1.4 Especificaciones de los cementos con características especiales (NMX C-414–ONNCCE-2004)

Nomenclatura	Característica especial	Factores de elección
RS	Resistente a los Sulfatos	La resistencia a sulfatos del terreno, al agua de mar o a otros medios agresivos
BRA	Baja Reactividad Alcalina	La reactividad de los agregados con los álcalis del cemento
BCH	Bajo Calor de Hidratación	Obras masivas del concreto en las que la temperatura pueda ocasionar agrietamientos por cambios térmicos
B	Blanco	El color (blanco) del concreto

tiene una influencia muy importante en los aspectos técnicos y económicos de la fabricación y uso del concreto.

Ante la variedad de cementos disponibles en el mercado, es preciso distinguir entre los cementos de uso general que se recomiendan para la mayoría de las construcciones y los cementos con características especiales que están diseñados para cuando se requiere obtener una mayor durabilidad del concreto ante el ataque de agentes agresivos. Finalmente, es importante mencionar que para elaborar una mezcla con el desempeño adecuado del concreto, es necesario: tomar en cuenta la capacidad requerida de carga y las condiciones de servicio del elemento a construir, definir el tipo y la cantidad de cemento, utilizar agregados de buena calidad, adicionar un buen aditivo químico para controlar la cantidad de agua utilizando la menor cantidad posible y mezclar en forma homogénea todos los materiales.

1.6.2.2. Agregados pétreos

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111.

El concreto para estructuras hidráulicas se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 ton/m^3 (caliza, basalto, etcétera) y arena andesítica u otra de mejores características. La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

El tipo de concreto que se requiere en cada tipo de estructura, ya sea para aguas residuales, agua potable, construcciones en la costa, canales, represas, etcétera, estará en función de las condiciones del sitio y el uso de la estructura y considerando utilizar el tipo de cemento adecuado, de acuerdo con la Tabla 1.4.

1.6.2.3. Acero de refuerzo

Como refuerzo para concreto deben usarse barras de acero corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE. Sus propiedades básicas se presentan en la Tabla 1.5, para las cuales el esfuerzo de fluencia y la resistencia mínima a la tensión se presentan en la Tabla 1.6.

En algunas obras especificas se puede utilizar malla electrosoldada de acero, como refuerzo la cual debe cumplir con la norma NMX-B-290 y en el caso de estribos se pueden usar varillas lisas de 6.4 mm de diámetro (# 2).

Tabla 1.5 Dimensiones de las varillas de acero de refuerzo (NMX-C-407-ONNCCE-2001)

Número de asignación	Diámetro (mm)	Área de sección transversal (mm^2)
2.5	7.9	49
3	9.5	71
4	12.7	127
5	15.9	198
6	19.0	285
7	22.2	388
8	25.4	507
9	28.6	642
10	31.8	794
11	34.9	957
12	38.1	1140
14	44.5	1552
16	50.8	2026
18	57.2	2565

Tabla 1.6 Resistencia de las varillas de acero de refuerzo (NMX-C-407-ONNCCE-2001)

Grado	Esfuerzo de fluencia mínimo *fy*		Resistencia a la tensión mínima *fu*	
	MPa	kg/cm^2	MPa	kg/cm^2
30	294	2 997.96	490	4 996.61
42	412	4 201.23	618	6 301.85
52	510	5 200.55	706	7 199.20


TANQUE DE AGUA POTABLE-6A CAP. 340 M³

2

Procedimiento de análisis estructural

El diseño estructural, de cualquier obra de infraestructura implica definir las características de sus miembros estructurales, a través de un proceso secuencial e iterativo que permita definir las características necesarias para que la obra cumpla con su función de forma adecuada, de acuerdo con los recursos disponibles, de forma segura y costo adecuado. De esta manera, cualquier método para el diseño estructural debe seguir un proceso similar al mostrado en la Ilustración 2.1 y la Ilustración 2.2, los cuales se describen a continuación:

2.1. Estudios previos

Antes de realizar el análisis estructural, se deben realizar una serie de estudios que darán forma conceptual, arquitectónica y funcional de la infraestructura a construir. El diseño de la obra y por lo tanto a su funcionamiento, una vez puesta en operación, será tan adecuado como lo sean los estudios en los que esta fundamentado. Estos estudios deben apegarse, como mínimo, a las especificaciones y recomendaciones presentadas en el libro de *Proyectos ejecutivos*, del MAPAS. De forma particular, de acuerdo al objetivo de cada estructura, se requerirán ciertos estudios que impactaran en los criterios y acciones de diseño.

De forma general los estudios mínimos necesarios que deben realizarse antes del diseño estructural, se enlistan a continuación. La inclusión de estudios adicionales será en función de los requerimientos específicos de cada proyecto.

2.1.1. Análisis hidráulico

Proyectos de agua potable

- ***Captación***. En los casos de fuentes superficiales, las dimensiones y cálculos hidráulicos de los elementos que forman parte de la captación, de acuerdo con los procedimientos presentados en le libro *Obras de Captación Superficiale*s, del MAPAS. En el caso de fuentes subterráneas, el diseño de los pozos, ubicación, diámetro y profundidad, encamisados, cálculo del filtro y prefiltro, serán de acuerdo con los procedimientos establecidos en el libro *Captación por Medio de Pozos Profundos*, del MAPAS
- ***Conducciones***: La traza, longitud, diámetro, pendientes y dispositivos complementarios, se harán de acuerdo a los libros *Conducciones* y *Fenómenos Transitorios en Líneas de Conducción*, del MAPAS

Ilustración 2.1 Diagrama para el diseño estructural Parte A

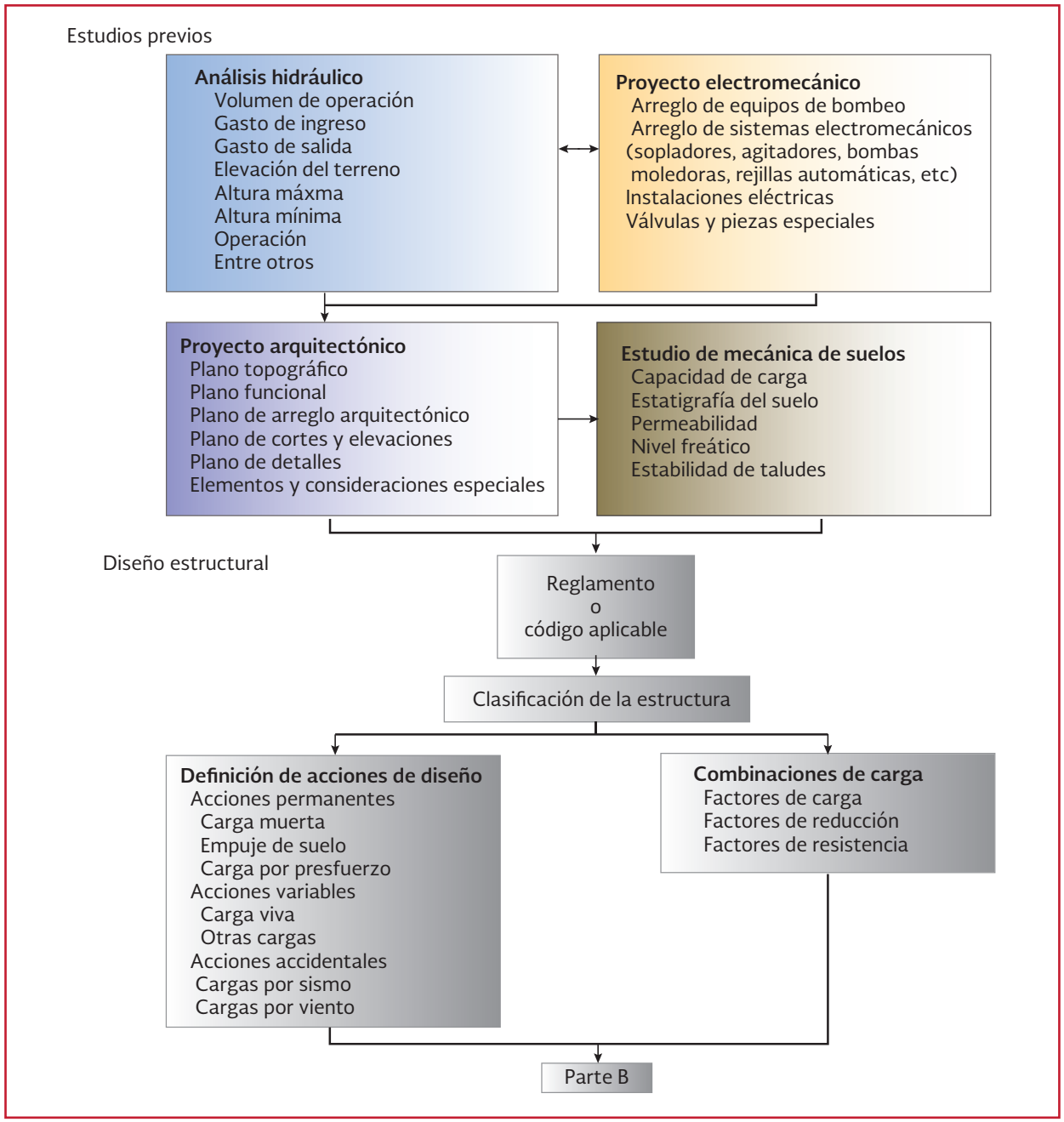
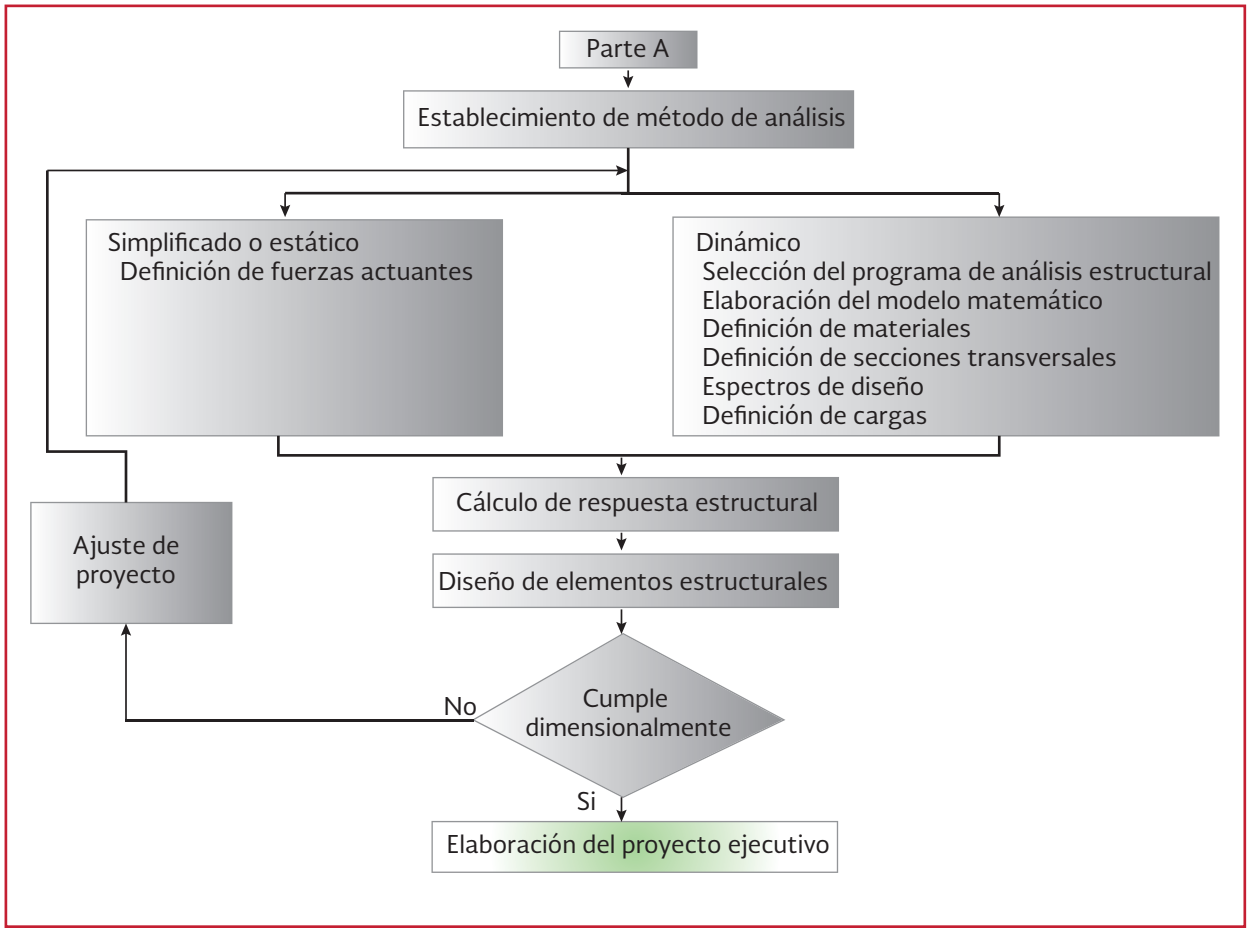


Ilustración 2.2 Diagrama para el diseño estructural Parte B



- ***Tratamiento***. Los cálculos hidráulicos de diseño de las unidades, tuberías y cámaras de interconexión, sistema de desagües, sistema de limpieza, elementos de medición y regulación, pérdidas de carga, perfil hidráulico, etcétera, de acuerdo con el libro de Diseño de *Plantas Potabilizadoras de Tecnología Simplificada*, del MAPAS
- ***Tanques de almacenamiento***. Cálculo de la capacidad, ubicación y tipo se realizará de acuerdo con las especificaciones del libro de *Diseño de Redes de Distribución de Agua Potable*, del MAPAS
- ***Red de distribución***. Tipo de red: material, accesorios, número y tipo de conexiones. Presiones mínimas y máximas. Método y criterio para el cálculo. Gasto hectométrico. Conexiones domiciliarias. Se adjuntará la correspondiente planilla de cálculo o archivo (y sus reportes) del modelo realizado a través de software específico, todo de acuerdo con los procedimientos de los libros *Diseño de Redes de Distribución de Agua Potable* y *Modelación Hidráulica y de Calidad del Agua en Redes de Agua Potable*, del MAPAS

Proyectos de alcantarillado y saneamiento

- ***Redes de alcantarillado***. Se describirá el tipo de red, pendientes, diámetros, colchón mínimo y máximo, material y tipo

de juntas, método y criterios seguidos para el cálculo de las mismas, acompañándose las respectivas hoja de cálculo. Se explicitarán, además, los accesos y empalmes, estaciones de bombeo y equipo, conexiones domiciliarias y demás elementos proyectados. Todo de acuerdo con las especificaciones de los libros Alcantarillado Sanitario y Sistemas alternativos de alcantarillado sanitario, del MAPAS

- ***Tratamiento***: para cada unidad del sistema de tratamiento se indicará su dimensionamiento, criterios de cálculo, ubicación relativa, perfiles hidráulicos, sistemas de limpieza y desagüe, elementos de medición, etc. Se informará sobre la cantidad de lodos generados, sus características y cantidad, su tratamiento y disposición final. En el caso de incluirse plantas compactas se presentarán los parámetros de diseño de las unidades componentes en función de las características del agua a tratar y tratada, para su adecuada especificación. Según las especificaciones de los libros del submódulo de Potabilización y Sistemas de Tratamiento de Agua residuales del MAPAS
- ***Descarga***: en el caso de cuerpos receptores superficiales y subterráneos, se calcularán las obras de descarga, justificando las características de los elementos que la conforman. En todos los casos, se determinará el régimen legal de las aguas y usos de las tierras afectadas

Proyectos de drenaje pluvial

El cálculo hidráulico y geométrico de la red de atarjeas proyectada se presentan en el libro *Drenaje pluvial urbano*, del MAPAS.

2.1.2. Proyecto electromecánico

El cálculo de las bombas y equipo electromecánico se deberán apegar a las recomendaciones de los libros *Cálculo, Estudio y Diseño de Instalaciones mecánicas* y *Cálculo, Estudio y Diseño de Instalaciones Eléctricas*, del MAPAS.

2.1.3. Proyecto Arquitectónico

De forma gráfica y especifica se definen la configuración, ubicación y orientación física de la obra, incluyendo cada detalle constructivo de la misma, así como la delimitación de terrenos, la ubicación y posible restitución de obras inducidas y obras adicionales necesarias para el correcto funcionamiento de la infraestructura y demás instalaciones existentes en la zona.

Formarán parte del estudio los planos generales y los correspondientes a las distintas partes de la obra y se deben representar la totalidad de las obras propuestas incluyendo todos los detalles que ayuden a la clara comprensión de la misma.

2.1.4. Topografía

Para la elaboración de cada uno de estos estudios (hidráulico, electromecánico y arquitectónico), es necesario realizar un levantamiento topográfico. En el Libro *Estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Topografía y mecánica de suelos*, del MAPAS, se detalla la forma en que deben recabarse los datos, la forma de clasificar dicha información con el fin de tener una organización eficiente y estandarizada de la información de campo. Se define, también la manera de elaborar los planos topográficos utilizando la información obtenida en campo y gabinete.

2.1.5. Mecánica de suelos

Los estudios de geotecnica y mecánica de suelos, comprenden las pruebas de campo y laboratorio necesarios para determinar las características físicas, mecánicas y capacidad portante del terreno donde se ubicará la captación, el tanque elevado, la planta potabilizadora y otras instalaciones de cierta importancia; y aquellos estudios especiales para determinar ciertas características particulares de suelos en algunas condiciones, que se requieran, de acuerdo al tipo de proyecto se determinará el tipo de suelo y su clasificación; resistencia, agresividad, posición de la napa freática, etcétera.

En el Libro *Estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Topografía y mecánica de suelos*, del MAPAS, podrán encontrase los lineamientos a seguir para llevar a cabo los estudios pertinentes.

2.2. Diseño estructural

2.2.1. Reglamento o código aplicable

El análisis estructural deberá realizarse de acuerdo con el reglamento o código vigente en la zona. Algunos estados de la República Mexicana cuentan con su propio reglamento y el Distrito Federal además tiene normas técnicas complementarias al reglamento de construcción (NTC-DF), donde se especifican todas las consideraciones necesarias para el diseño estructural.

Si en el sitio de estudio no se cuenta con una reglamentación local, se recomienda utilizar las especificaciones del Manual de Obra Civil de la Comisión Federal de Electricidad, (MOC-CFE).

Además de estos reglamentos existen otros que bajo condiciones especificas pudieran utilizarse, como: el Manual de Construcción en Acero (IMCA), del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero; el Reglamento de requerimientos de construcción para concreto estructural (ACI-318) del *American Concrete Institute*; el Codigo de Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO-LRFD), del *American Association of State Highway and Transportation Officials*. De forma general, todos los reglamentos siguen metodologías similares (según sus alcances), sin embargo, de acuerdo al tipo de análisis que realizan, existen variaciones de criterios, de coeficientes y factores que utilizan. Por esta razón, no se debe combinar el uso de dos o más reglamentos para

el diseño estructural, salvo que sea el propio reglamento quien lo especifique.

2.2.2. Clasificación de estructuras según su importancia

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. El criterio de MOC-CFE se presenta en la Tabla 2.1.

Las estructuras del sector hídrico, por su importancia, se deben considerar del grupo A.

En función de su clasificación se deben establecer los estados límite, que para el diseño estructural de cualquier elemento, se deben establecer las condiciones necesarias para su correcto funcionamiento, además se debe definir el límite a partir del cual se considera inaceptable su comportamiento.

Un estado límite define el estado máximo de daño que es aceptable en la estructura en función de su importancia, operación y de la severidad de la acción a la que está sometida.

a) ***Estado límite de servicio.*** En caso de todos los días, se requiere evitar deflexiones excesivas, agrietamiento, vibraciones excesivas, transmisión de ruido, etcétera. Suele estar asociado a la rigidez y detallado de los elementos Estructurales

b) ***Estado límite de falla.*** Se refiere a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga

Para el sector hídrico, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño, de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. En toda estructura que se encuen-

Tabla 2.1 Clasificación de las estructuras según su destino (CFE, 2008)

Grupo	Descripción
A+	Las estructuras de "gran importancia", o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisible porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de trasporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

tra en contacto directo con el agua o que se somete a empujes de suelo, se debe considerar para su diseño, como estado límite de servicio la ausencia de agrietamientos, vibraciones o acciones que afecten el correcto funcionamiento de la estructura.

2.2.3. Acciones de diseño

Con los requisitos mínimos de funcionamiento, se deberán determinar todos aquellos agentes que pueden tener un efecto directo en la estructura y que puede hacer que ésta sea sometida a condiciones que están más allá de sus límites de funcionamiento. A estos agentes se les conoce como Acciones y comprenden las fuerzas inducidas por el propio elemento, en si mismo, aquellas ocasionadas por su funcionamiento y las que son producidas por fenómenos externos a la estructura.

Una vez definidas las acciones que impactan a la estructura, estas deben de ser representadas como sistemas de carga o de deformaciones impuestas cuyo efecto sobre la estructura se supone equivalente a las acciones reales.

2.2.3.1. Consideraciones generales

Los criterios para determinar acciones y resistencias deben basarse en los requisitos que se establezcan para la estructura, reconocer la naturaleza aleatoria de las variables que intervienen en la estimación de valores de diseño y establecerse conjuntamente en forma tal que con las acciones y resistencias que de ellos resulten se obtengan diseños con una confiabilidad determinada.

Esta confiabilidad no debe ser la misma para todas las estructuras o elementos estructurales debe tomarse en cuanta el destino de las construcciones para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea.

Por ejemplo, se requerirá un mayor valor de confiabilidad en el diseño de un tanque elevado que el del techo de una bodega; en el de una columna principal, que en el de una viga secundaria; en el de un elemento que pueda fallar frágilmente, que en el de uno cuyo modo de falla sea dúctil.

No solo debe procurarse una confiabilidad mayor cuando las consecuencias de una posible falla puedan resultar más graves, sino que debe procurarse que en cada caso el diseño sea óptimo en el sentido de que el costo de la estructura diseñada sea mínimo, incluyendo el posible costo de los daños.

Los reglamentos de construcción llevan implícitas estas consideraciones en los criterios de diseño que establecen. No obstante, debe señalarse que, dado el enfoque general de estos ordenamientos, la solución que con ellos se obtenga para una estructura dada puede resultar alejada de la óptima. Esto es particularmente cierto para estructuras que difieren considerablemente de las usuales, ya sea por su importancia o porque no se cuenta con elementos suficientes para decidir respecto de los niveles de seguridad adecuados para ellas. Tal es el caso de presas, centrales de energía, estructuras para reactores nucleares, etcétera.

En estos casos el diseño estructural debe plantearse explícitamente como un problema de optimización y decir acerca de la solución más adecuada con base en un Análisis de Confiabilidad.

A continuación se definen las acciones que pueden afectar y llevar a un comportamiento estructural no deseado, a los distintos componentes que forman parte de los sistemas de, agua potable, alcantarillado y saneamiento. Las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que actúan con intensidad máxima. Así, pueden distinguirse las acciones permanentes, variables y accidentales.

2.2.3.2. Acciones permanentes

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Cargas muertas

Las cargas muertas corresponden al peso propio de los elementos constructivos, los acabados y todos los elementos que forman parte permanente de la estructura y tienen un peso que no cambia sustancialmente en el tiempo.

En la determinación de las cargas muertas se deberá considerar la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar una magnitud máxima probable de la intensidad.

En las cargas muertas se deberá considerar el peso de los equipos incluyendo la carga dinámica del agua, el peso de las tuberías y del agua en su interior, válvulas, atraques y silletas, tomando en consideración las futuras ampliaciones. En recipientes enterrados, el peso del material de relleno sobre la cubierta se considerará con un espesor no menor de 60 cm de altura.

Puede consultar otros aspectos y ejemplos de aplicación y determinación de la carga muerta en las estructuras en NTCCr-04.

En la Ilustración 2.3 se muestra la consideración de la carga muerta para losas bajo dos posibles condiciones.

a) Losa perimetralmente apoyada

Para este condición, la losa se apoya sobre trabes o muros en sus cuatro lados, por lo que la distribución del peso de la losa sobre los apoyos será por el método de cargas tributarias, tal como se muestra en la Ilustración 2.3a, en la cual:

$$W_{ppMax} = \gamma_c \left(\frac{B}{2}\right) h \qquad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

W_{ppMax}	=	Carga distribuida máxima por peso propio de la losa, en kg/m
γ_c	=	Peso específico del concreto, en kg/m^3
B, L, h	=	Dimensiones de la losa, en m

b) Losa simplemente apoyada

Para este condición, la losa se apoya sobre trabes o muros en una sola dirección. La distribución del peso de la losa sobre los apoyos será de forma lineal, tal como se muestra en la Ilustración 2.3b, en la cual:

$$W_{ppMax} = \gamma_c \left(\frac{B}{2}\right) h + W_{losacero} \left(\frac{B}{2}\right)$$

Ecuación 2.2

donde:

W_{ppMax} = Carga distribuida por peso propio de la losa, en kg/m

γ_c = Peso específico del concreto, en kg/m^3

B, L, h = Dimensiones de la losa, en m

$W_{losacero}$ = Peso por área de la losacero, en kg/m^2

En este caso se muestra un ejemplo para una losa sobre vigas metálicas, sin embargo esta distribución de carga muerta es aplicable a losas de concreto sobre muros o trabes de concreto, siempre que estén apoyadas en un solo sentido

Ilustración 2.3 Consideración de carga muerta en losas

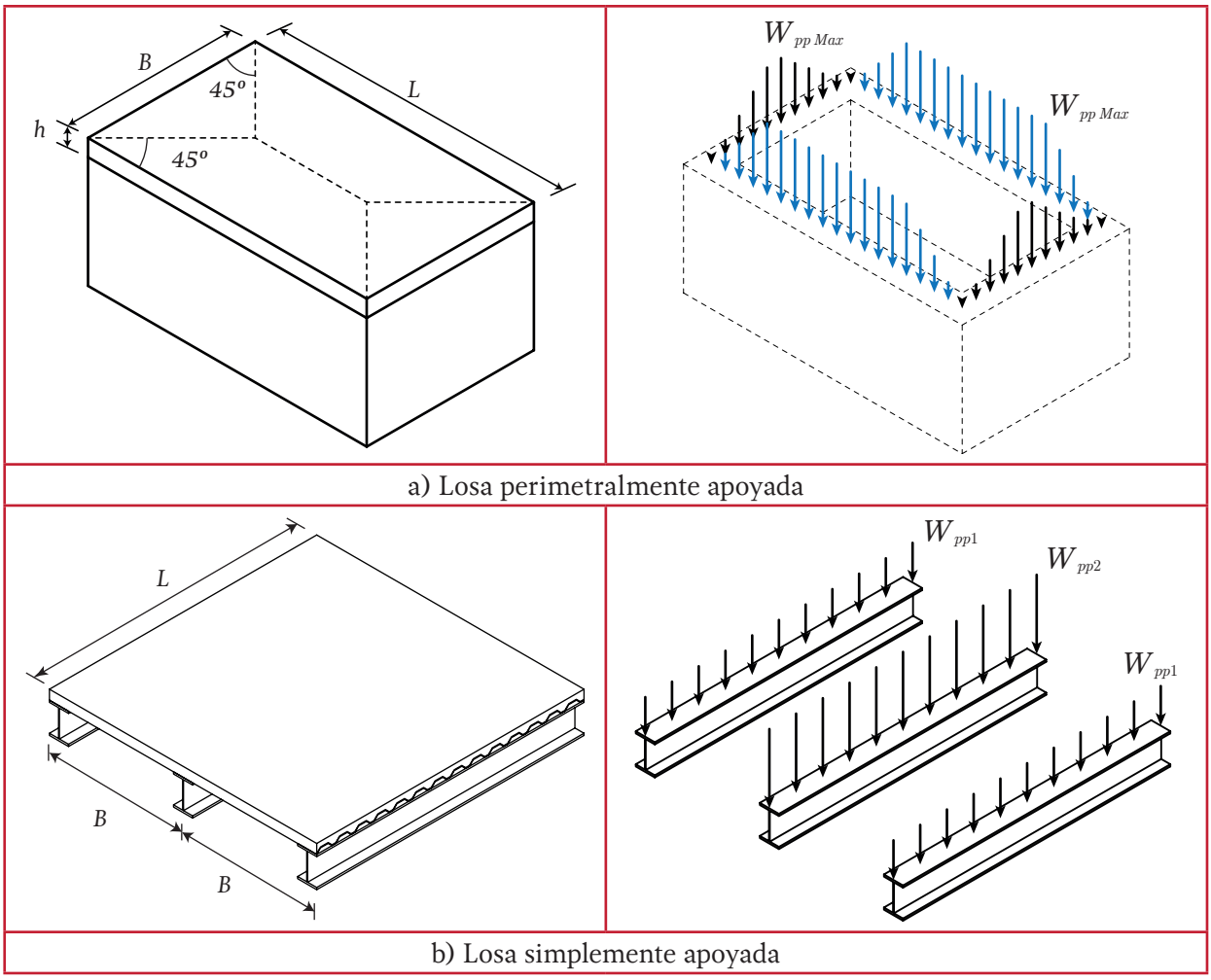
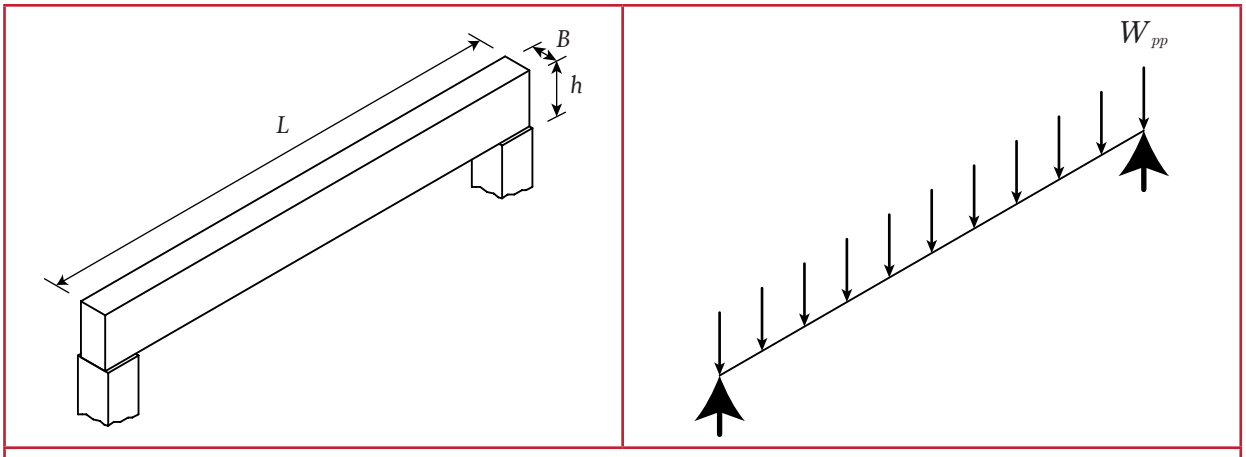
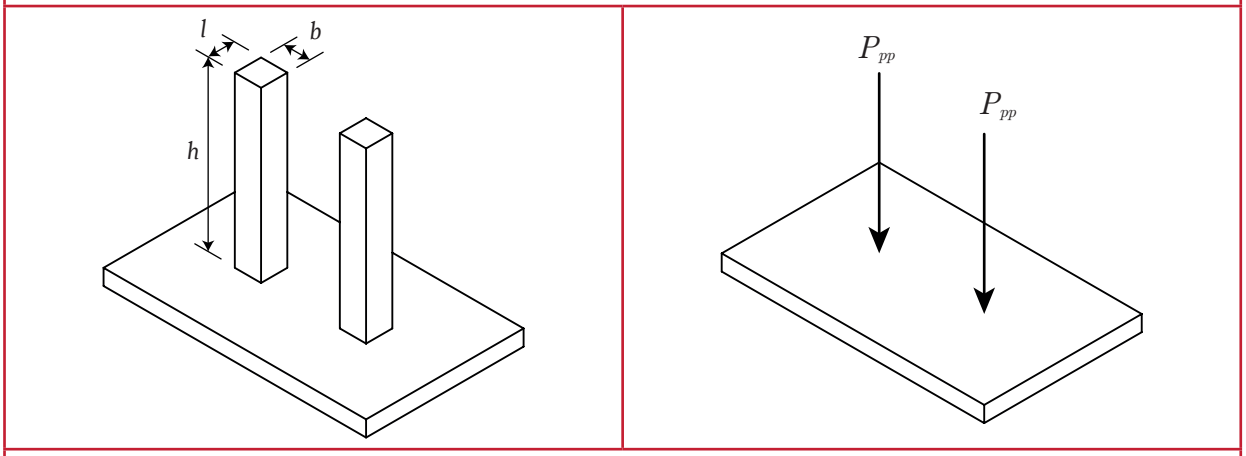


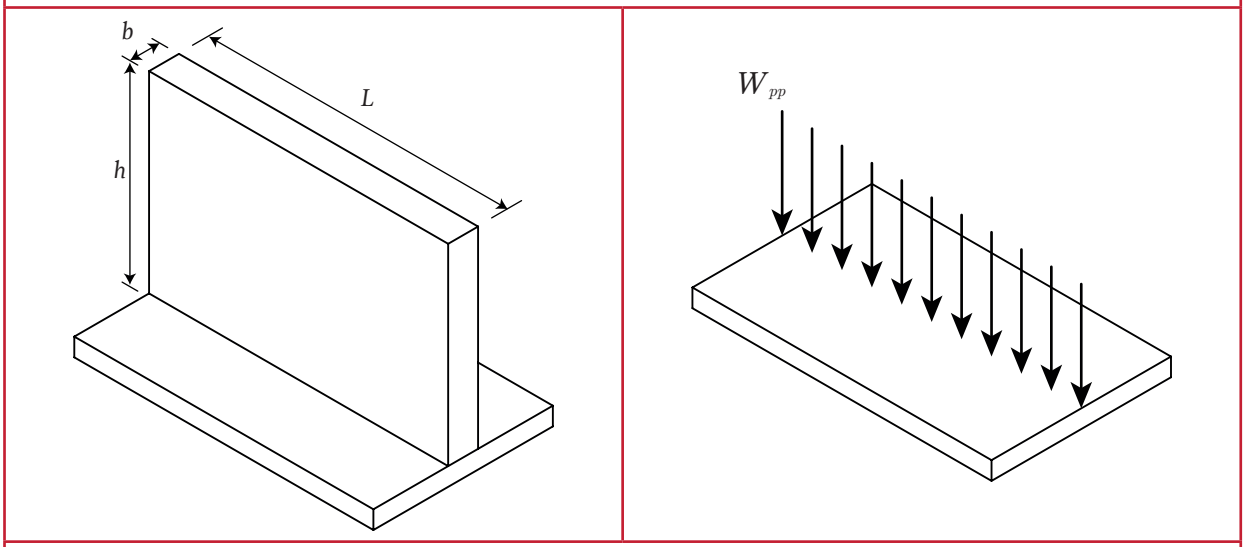
Ilustración 2.3 Consideración de carga muerta en losas (continuación)



c) Trabes



d) Columnas



e) Muros

c) Trabes

La carga muerta de trabes (concreto o acero) se distribuye de forma lineal, de acuerdo con la Ilustración 2.3c. Para la cual:

$$W_{pp} = \gamma_c B h \qquad \text{Ecuación 2.3}$$

donde:

W_{pp}	=	Carga distribuida por peso propio de la trabe, en kg/m
γ_c	=	Peso específico del concreto, en kg/m^3
B, L, h	=	Dimensiones de la trabe, en m

d) Columnas

La carga muerta de columnas (concreto o acero) se aplica de forma puntual, de acuerdo con la Ilustración 2.3d. Para la cual:

$$P_{pp} = \gamma_c b h l \qquad \text{Ecuación 2.4}$$

donde:

P_{pp}	=	Carga puntual por peso propio de la columna, en kg
γ_c	=	Peso específico del concreto, en kg/m^3
b, l, h	=	Dimensiones de la columna, en m

e) Muros

La carga muerta de muros (concreto o mampostería) se distribuye de forma lineal, de acuerdo con la Ilustración 2.3e. Para la cual:

$$W_{pp} = \gamma_c b h \qquad \text{Ecuación 2.5}$$

donde:

W_{pp}	=	Carga distribuida por peso propio del muro, en kg/m
γ_c	=	Peso específico del concreto, en kg/m^3
b, L, h	=	Dimensiones del muro, en m

En este caso se muestra un ejemplo para un muro de concreto, sin embargo esta distribución de carga muerta es aplicable a cualquier tipo de muro

Cargas por empuje del fluido

Conforme a la definición otra acción permanente que deben soportar las estructuras es la relacionada con el empuje de los líquidos que contienen. A fin de determinar la magnitud de las cargas debidas al agua, se deberá considerar la altura del agua en el recipiente hasta el nivel de vertido de excedencias con los pesos volumétricos de la Tabla 2.2.

Cuando se definen acciones permanentes, estas cargas se aplicarán en la estructura, como una carga distribuida, tal como se explica a continuación.

a) Muros

La carga por empuje de fluido sobre muros (cualquier tipo) se distribuye de acuerdo con la ley de presiones hidrostáticas que establece que el empuje es creciente linealmente con respecto de la profundidad, observe la Ilustración 2.4b.

Para la cual, la carga en el fondo resulta:

$$W_{agua} = (d)\gamma_{agua}$$ Ecuación 2.6

donde:

W_{agua} = Carga en el fondo por empuje de agua, en kg/m^2

γ_{agua} = Peso específico del agua, en kg/m^3

d = Tirante de agua, en m

Por tanto, la carga puntal debido al empuje resulta:

$$P_{agua} = \gamma_{agua}\frac{d^2 L}{2}$$ Ecuación 2.7

donde:

P_{agua} = Carga en el fondo por empuje de agua, en kg

L = Longitud del muro, en m

b) Losa fondo

Para este condición, la distribución del peso del agua sobre una superficie plana es de forma distribuida, tal como se muestra en la Ilustración 2.4c, en la cual:

$$W_{agua} = (d)\gamma_{agua}$$ Ecuación 2.8

donde:

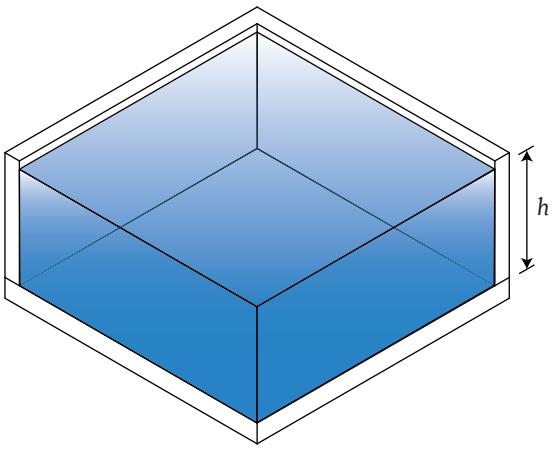
W_{agua} = Carga en el fondo por empuje de agua, en kg/m^2

γ_{agua} = Peso específico del agua, en kg/m^3

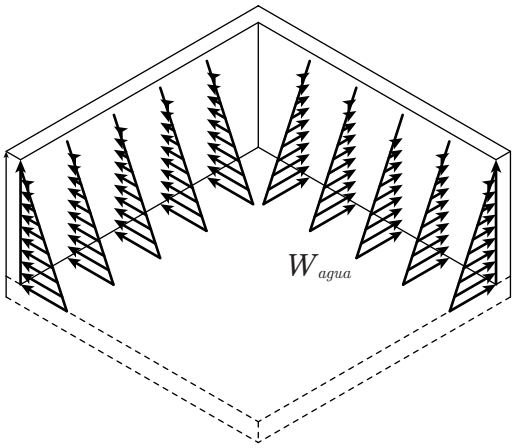
d = Tirante de agua, en m

En este caso se muestra un ejemplo para un tanque, sin embargo esta distribución de empujes es aplicable a cualquier tipo de muro y losa fondo

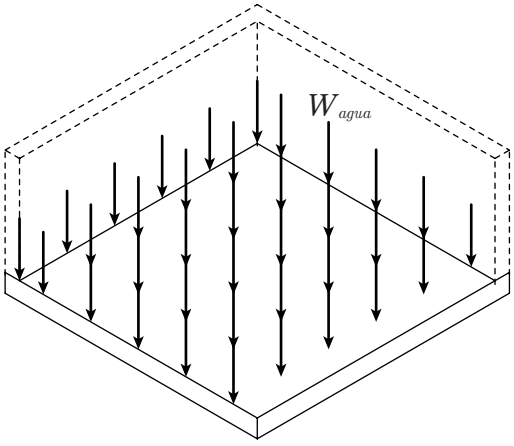
Ilustración 2.4 Cargas por empuje de agua



a) Isométrico de tanque con agua



b) Empuje sobre muros



c) Carga distribuida sobre losa fondo

Tabla 2.2 Pesos volumétricos de fluidos

Fluido	Peso volumétrico
	kg/m³
Agua potable	1 000
Agua residual	1 010
Agua de mar	1 025
Gravilla excavada del desarenador	1 760
Cieno digerido, aeróbico	1 040
Cieno digerido, anaeróbico	1 120
Cieno engrosado o deshidratado	1 360

Las consideraciones del empuje de fluidos, para el análisis de acciones accidentales, se presenta en el apartado 2.2.3.4.

Al evaluar las deformaciones en la estructura y en la cimentación de tanques de regulación y cárcamos de bombeo, se supondrán que el recipiente está lleno al 85 por ciento de su capacidad. En los recipientes utilizados en los procesos de potabilización y tratamiento, que normalmente vierten por la parte superior, se considerarán llenos al 100 por ciento de su capacidad.

En el caso de los análisis de recipientes enterrados o semienterrados, ubicados en terrenos donde el nivel de aguas freáticas se encuentre temporal o permanentemente arriba de la losa de fondo se deberá tener en cuenta la acción hidrostática lateral del agua sobre los muros y el efecto de la flotación del conjunto, considerando el nivel de aguas freáticas máximo esperado en el sitio. Igualmente, se deberá considerar que el nivel de aguas freáticas local puede elevarse, por fugas de agua de los recipientes o tuberías cercanas.

En estructuras enterradas, el caso crítico de diseño es cuando la estructura se encuentra vacía, actuando unicamente el empuje del suelo completamente saturado.

Cargas por empuje del suelo

La estructura deberá diseñarse para soportar el empuje del suelo, para lo cual, en el análisis de los muros exteriores de los recipientes enterrados o semienterrados, se deberá tener en cuenta el empuje activo del terreno y considerando la sobrecarga que pueda presentarse por efecto de cargas vivas rodantes.

En el Libro *Estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Topografía y mecánica de suelos*, del MAPAS, se presenta a detalle la forma de considerar este empuje.

Cargas por presfuerzo

Como se comentó anteriormente, la estructura debe ser capaz de soportar las acciones provocadas por la aplicación del presfuerzo cuando el diseño de elementos estructurales se haya concebido con esta filosofía de diseño.

Así que el elemento o sistema estructural sujeto a cargas, por presfuerzo, ya sea pretensados o postensados deberá diseñarse con base en la resistencia de los materiales que lo constituye, así como el comportamiento de ese elemento o sistema para todas las etapas de carga a las que estará sujeto durante su vida útil.

El diseño deberá contemplar la revisión de la concentración de esfuerzos y comportamiento a lo largo de los elementos presforzados, así como su interacción con los demás sistemas estructurales ya sean presforzados o no.

Deformaciones y desplazamientos impuestos

En el análisis y diseño de las estructuras, se deberán considerar las deformaciones y des-

plazamientos impuestos que varían poco con el tiempo, como los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos de la construcción, así como por efecto de la presión interior en recipientes a presión.

2.2.3.3. Acciones variables

Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.

Estas deformaciones se dan de forma rápida o en lapsos de tiempo corto, (horas).

Cargas vivas

Las cargas vivas son acciones variables que actúan en las cubiertas de los recipientes, pasillos de operación, plataformas y escaleras. Las cargas vivas recomendadas para el análisis de la cubierta de los recipientes son las siguientes como mínimo:

a) Las losas que soporten equipos de bombeo se deberán diseñar para una carga viva, mínima de 1 465 kg/m^2, para considerar las acciones relacionadas con el montaje y/o reparaciones de los equipos que podrían quedar depositados provisionalmente sobre la cubierta
b) En recipientes que se construyan sobre el nivel del terreno en un área de acceso restringida con cubiertas de pendiente igual o menor al 5 por ciento, la carga viva en la losa de cubierta se deberá considerar igual o mayor que 130 kg/m^2. Cuando se trate de recipientes construidos en un terreno con un área de acceso no restringido las cubiertas se diseñarán con una carga viva en la losa de cubierta de al menos 250 kg/m^2 (Ilustración 2.5)
c) En recipientes enterrados, la carga viva en la losa de cubierta no será menor que 500 kg/m^2
d) En recipientes a presión, se considera como carga viva a la presión interior, la cual es la carga por unidad de superficie, generada, por la acción del fluido (líquido o gaseoso), alimentado al interior del recipiente
e) En escaleras, pasillos de operación y plataformas se deberá considerar una carga viva de 500 kg/m^2. Los barandales se deberán diseñar para una carga viva concentrada de 100 kg actuando como una carga puntual en cualquier punto del barandal y en cualquier dirección (Ilustración 2.6)

Ilustración 2.5 Aplicación de carga viva en superficies planas

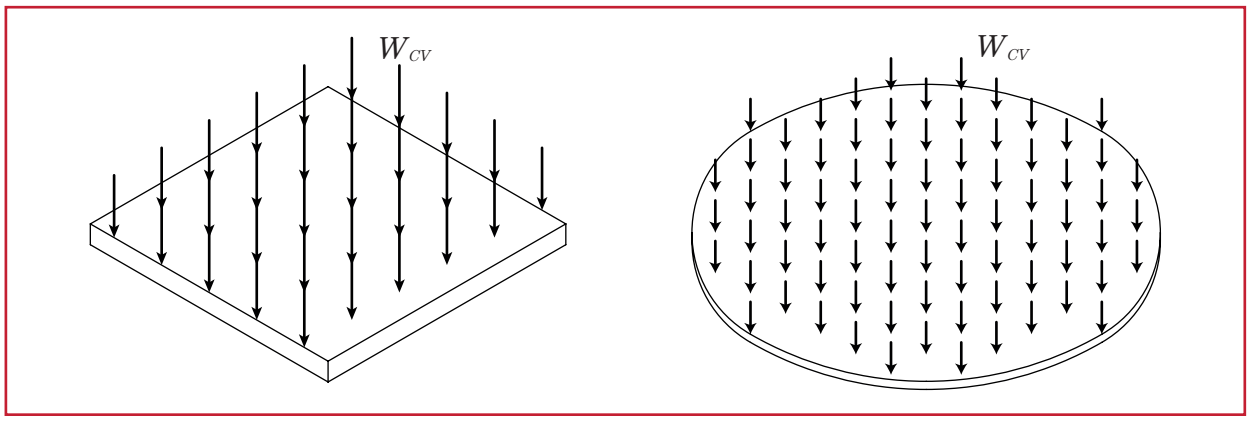
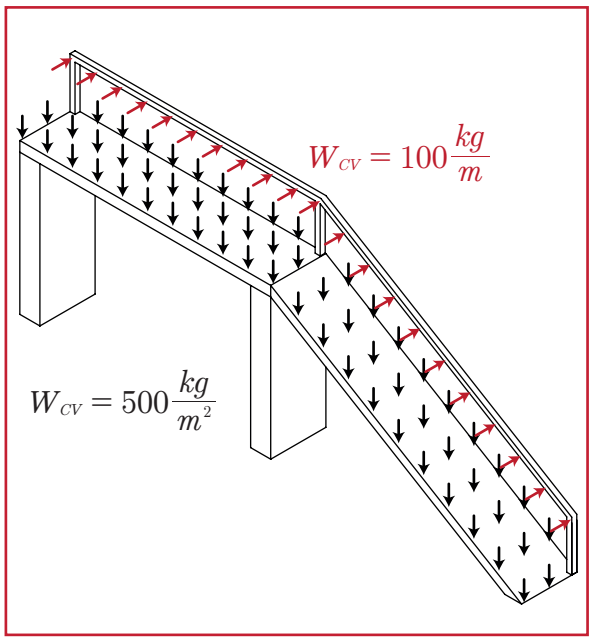


Ilustración 2.6 Aplicación de carga viva en escaleras, pasillos, plataformas, y en barandales



Acciones por efectos de temperatura

En los casos en que uno o más componentes o grupos de ellos en una construcción estén sujetos a variaciones de temperatura que puedan introducir esfuerzos significativos en los miembros de la estructura, estos esfuerzos deberán considerarse al revisar las condiciones de seguridad ante los estados límite de falla y de servicio de la misma, en combinación con los debidos a los efectos de las acciones permanentes.

Los efectos debidos a los cambios de temperatura ocasionan cargas internas en los elementos que deberán ser resistidas por la estructura. Éstas podrán evaluarse de acuerdo con los reglamentos y condiciones locales, pero con una diferencia de temperatura no menor a los 20 °C considerando los coeficientes de dilatación lineal de la Tabla 2.3.

En el caso de otros materiales será válido usar los coeficientes de dilatación lineal publicados en la literatura como PEMEX (2006) y Tapia (2014) y también será posible obtener los coeficientes mediante pruebas de laboratorio.

Tabla 2.3 Coeficientes de dilatación lineal usados en la construcción (NTCCr-04, 2004)

Material	Coeficiente de dilatación lineal
Cemento Portland	0.0000107x°C
Concreto	0.0000143 x°C
Mampostería de tabique rojo	0.0000055 x°C
Mampostería de piedra labrada	0.0000063 x°C
Acero duro (A913)	0.0000131 x°C
Acero ligero (suave) (A36)	0.0000110 x°C

Adicionalmente, se debe considerar la variación volumétrica, por efecto del gradiente de temperatura, entre las partes superior e inferior de tanques enterrados a poca profundidad o semienterrados.

Otras acciones variables

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural.

Esas acciones debidas a maquinaria tales como impacto, par de arranque, vibraciones, arranque y frenaje de grúas viajeras, se deberán considerar como cargas variables. En su determinación se deberá considerar las características del equipo proporcionadas por el fabricante.

Es posible conocer ejemplos de aplicación sobre la determinación de las cargas muertas y las cargas vivas sobre estructuras en Tapia (2014).

2.2.3.4. Acciones accidentales

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Sismo

Debido a la naturaleza impredecible de los sismos, el criterio que se adopte para el diseño de una estructura, debe ser en función, tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el sitio de estudio, como del grado de seguridad recomendable para la estructura, que es función creciente de la pérdida que implicaría su falla, pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

Por otra parte, el diseño también depende del sistema estructural, de los elementos y materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, que determinan la forma de falla. Conviene considerar estos aspectos estructurales mediante dos conceptos:

a) Las características estructurales para soportar cargas sísmicas
b) La capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga–deformación

Esta forma de tomar en cuenta los aspectos estructurales lleva a caracterizar las estructuras en función de su estructuración, por un lado, y de su ductilidad, por otro.

Para el diseño sísmico racional de las construcciones debe tomarse en cuenta la protección que se les debe suministrar, su estructuración y su desempeño ante solicitaciones sísmicas. Estos conceptos se describen en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Clasificación de las estructuras según su estructuración (CFE, 2008)

Tipo	Definición
1	Estructuras de edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.
2	Péndulos invertidos y apéndices. Péndulos invertidos o estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta. Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura, tales como tanques, parapetos, pretiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.
3	Muros de retención. Estructuras que por su altura soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.
4	Chimeneas, silos y similares. Chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión
5	Tanques, depósitos y similares. Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.
6	Estructuras industriales. Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes. Estas estructuras están formadas en la mayoría de los casos por una sucesión de marcos rígidos trasversales, todos iguales o muy parecidos, ligados entre sí por los elementos de contraventeo que soportan los largueros para la cubierta y los recubrimientos de las paredes.
7	Puentes. Estructuras destinadas a cubrir grandes claros. Las fuerzas laterales son soportadas principalmente por columnas trabajando en cantiliver.
8	Tuberías. Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.
9	Presas. Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.
10	Aislamiento sísmico y disipación de energía. Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura. Estos elementos generalmente se diseñan para proporcionar protección sísmica en las estructuras a base de aislamiento y disipación de energía.
11	Torres de telecomunicación. Es una estructura esbelta de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostramiento.
12	Túneles. Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.
13	Cimentación. La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que de una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

En México cada municipio puede establecer los requisitos mínimos sobre las acciones y resistencias publicando su propio manual. Por lo que los reglamentos locales suministrarán información de los coeficientes sísmicos y los espectros de diseños aplicables de conformidad con los resultados de la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan las estructuras.

Cuando no exista una reglamentación sísmica, se sugiere considerar los lineamientos del Manual del Capítulo de Sismo del Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008).

El diseño de estructuras por sismo se presenta en el capítulo 3.

Viento

Los efectos del viento sobre los recipientes se deberán evaluar tomando en cuenta las presiones y/o succiones estáticas o dinámicas; de manera que se considerarán los efectos que puedan ser importantes en cada caso:

a) Empujes y succiones estáticos
b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
d) Inestabilidad aeroelástica

El diseño de estructuras por viento se presenta en el capítulo 4.

2.2.4. Combinaciones de carga

Una vez definidas las cargas a las que estará sometida la estructura, se deben establecer como se evaluará la interacción de estas distintas acciones. Al ser estructuras del grupo A (Tabla 2.1), el factor de carga para este tipo de combinación se tomará como Fc = 1.5, el cual será aplicado a la combinación de acciones permanentes más las acciones variables, es decir:

$$CMCV = 1.5\,CM + 1.5\,Carga\ agua + 1.5\,Carga\ suelo + 1.5\,CV$$

Ecuación 2.9

Cuando se consideren acciones accidentales, como el sismo, la estructura deberá someterse a las siguientes combinaciones de carga (Ilustración 2.7):

$$Sismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 2.10

$$Sismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 2.11

Cuando se analicen estructuras que contiene agua, se debe revisar una combinación adicional, considerando que la estructura se encuentra vacía:

$$VacioSismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

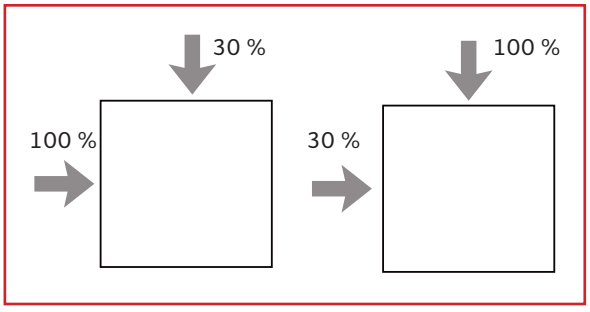
Ecuación 2.12

$$VacioSismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 2.13

Cuando se consideren acciones accidentales, como el vieto, la estructura deberá someterse a las siguientes combinaciones de carga (Ilustración 2.7):

Ilustración 2.7 Combinación de cargas para el análisis



$$Viento_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Viento_x) + 0.3(Viento_y)$$

Ecuación 2.14

$$Viento_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Viento_x) + 1.0(Viento_y)$$

Ecuación 2.15

Considerando que la estructura se encuentra vacía:

$$VacioViento_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Viento_x) + 0.3(Viento_y)$$

Ecuación 2.16

$$VacioViento_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Viento_x) + 1.0(Viento_y)$$

Ecuación 2.17

2.2.5. Método de análisis

2.2.5.1. Generalidades

En el diseño estructural se consideran tres métodos de análisis, que para su aplicación se deben cumplir una serie de condiciones:

- ***Simplificado***. No importan las deformaciones (rigidez lateral), solo se revisa la resistencia de la estructura
- ***Estático***. Análisis de la estructura bajo fuerzas laterales equivalentes que se aplican al nivel de las losas. Se revisa tanto la rigidez como la resistencia de la estructura
- ***Dinámico***. Análisis modal espectral con espectro de diseño. Se revisa tanto la rigidez como la resistencia de la estructura

Cada reglamento estipula dichas condiciones y presenta la metodología para su ejecución, sin embargo, en lo que respecta a estructuras hidráulicas, por sus características particulares, su interacción con cuerpos de agua y la importancia que tiene su integridad estructural, es recomendable, más no obligatorio, realizar el análisis dinámico. El carácter de obligatorio lo dictará el reglamento considerado y si se cumplen o no, las condiciones para realizar otro tipo de análisis. Cuando no exista una reglamentación, se sugiere considerar los lineamientos del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008).

Cabe destacar que las estructuras auxiliares como casetas de vigilancia, oficinas administrativas y cualquier otra que no participe directamente en el proceso extracción, tratamiento, conducción y distribución de agua potable o en los procesos de captación, desalojo, tratamiento y disposición de aguas residuales, podrá diseñarse con cualquier método, siempre que cumpla con lo estipulado en el reglamento utilizado.

Todos los métodos se describen en cada reglamento de diseño estructural y además existe una basta bibliografía al respecto, la cual permite conocer a detalle los métodos de diseño, sus alcances y limitaciones, entre estos se pueden mencionar:

- Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras, cuarta edición, Pearson educación, México
- Bazán E., Meli, R. (2004). Diseño Sísmico de edificios, Editorial Limusa, México D. F
- Clough, R., Penzien, J., (1993). Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York

Sin embargo, la mayoría de la bibliografía disponible está enfocada al diseño de edificios, por lo que es importante que el diseñador tenga la prepara-

ción adecuada y conozca los métodos necesarios para realizar un adecuado análisis estructural.

En la actualidad existen diversos programas de cómputo que realizan esta tarea, sin embargo dada su practicidad y relativo fácil manejo, pueden causar que se tomen consideraciones que den como resultado un análisis erróneo y por tanto un inadecuado diseño estructural.

2.2.5.2. Factores a considerar

- Rigidez de la estructura
- Capacidad de deformación plástica de la estructura
- Dimensiones y peso de la estructura
- Características del suelo y la cimentación
- Función de la estructura, equipos vibratorios, etcétera

2.2.5.3. Consideraciones particulares del diseño estructural

Al realizar un análisis y subsecuentemente el diseño estructural, se pretende que cada elemento sea capaz de resistir las condiciones más desfavorables que a lo largo de su vida útil se presentaran, por tal motivo, se enlistan una serie consideraciones para desarrollar el modelo matemático.

- Para estructuras regulares es posible conocer el mecanismo de funcionamiento a través de métodos estáticos y simplificados. Sin embargo para el caso de estructuras irregulares, mixtas y en el caso que nos ocupa, tanques contenedores de agua, se deben utilizar métodos dinámicos de análisis más avanzados, como elemento finito o diferencias finitas. Los programas de simulación matemática de diseño estructural se apoyan de estos mecanismos para el desarrollo de sus análisis
- Las fuerzas sísmicas son más complejas que las fuerzas gravitacionales y siempre se deben visualizar en 3 dimensiones y actuando dinámicamente
- Mientras las estructuras son más altas su comportamiento es más flexible y su rigidez es menor
- El análisis estructural se hará estudiando separadamente los diferentes estados de carga, superponiéndolos en distintas combinaciones, de manera que se obtengan los esfuerzos de cálculo en las secciones críticas, para cada etapa de su elaboración. Las combinaciones de carga se deberán hacer de acuerdo a lo establecido en el código vigente para la zona de estudio

Debido a que el tanque no cumple con las características necesarias para el método de análisis estático, de acuerdo con lo que se estipula en las NTC-04 para diseño sísmico, se realizará un análisis dinámico a través de un modelo de simulación matemático.

Una vez seleccionado el programa de cómputo a utilizar, se procederá a realizar el modelo del tanque de acuerdo con las características y herramientas específicas del programa. Tómese en consideración que la ejecución de un modelo de estas características debe ser realizado por personal calificado y certificado que sea capaz de desarrollar adecuadamente los elementos que conforman la estructura, aplicar correctamente las cargas y las distintas combinaciones así como interpretar los resultados obtenidos del modelo.

2.2.6. Análisis estructural por medio de programas de cómputo

2.2.6.1. Introducción

El análisis dinámico permite calcular las reacciones para sistemas con dos o más grados de libertad, es decir que se desplaza en más de una dirección. El método de los elementos finitos es uno de los desarrollos más importantes en la mecánica aplicada. El método es aplicable a una amplia gama de problemas, sin embargo en este libro sólo se presenta una breve explicación de los métodos utilizados y cuales son sus alcances. Esto con el objetivo de sensibilizar al personal que contrata o realiza un proyecto estructural, sobre las implicaciones de utilizar un programa de cómputo para realizar el diseño de una estructura.

Los programas de computo comerciales utilizan diversos análisis, entre los cuales destacan:

- ***Análisis estático.*** Corresponde a aplicar una carga (puntual, distribuida, trapecial, etcétera, sobre un elemento y obtener las reacciones
- ***Análisis Modal para modos de vibración, usando vectores propios o vectores Ritz.*** El resultado será las formas modales y la frecuencia de vibración del elemento
- ***Análisis modal espectral.*** Se obtiene la respuesta del elemento para un espectro determinado

2.2.6.2. Análisis estático

El análisis estático de una estructura implica la solución del sistema de ecuaciones lineales representadas por:

$$K\ u = r \qquad \text{Ecuación 2.18}$$

donde:

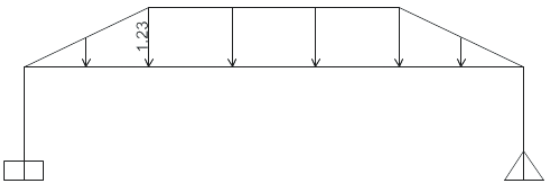
k	=	Matriz de rigidez
r	=	Vector de las cargas aplicadas
u	=	Vector de desplazamientos resultantes

Para cada caso de carga que defina, un programa de diseño estructural genera el vector de cargas y resuelve el sistema para obtener el vector de desplazamientos estáticos u. El vector de carga puede incluir:

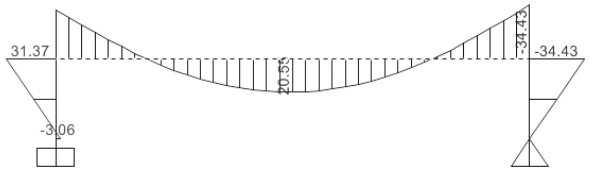
- Peso propio de los elementos
- Fuerzas puntuales aplicadas en nodos o puntos específicos
- Cargas concentradas y distribuidas sobre los elementos en un solo plano (trabes y columnas)
- Cargas distribuidas sobre los elementos en dos planos (losas y placas)

La Ilustración 2.8 muestra un ejemplo de un análisis estático a través de programas de cómputo.

Ilustración 2.8 Ejemplo de análisis estático con programa de cómputo



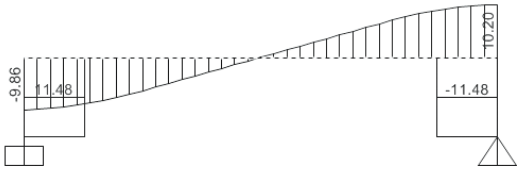
a) Carga aplicada al elemento



b) Diagrama de momento y cortante



c) Desplazamiento calculado



d) Diagrama de fuerza cortante

2.2.6.3. Análisis de vector propio

Con este análisis se determinan las formas modales de vibración libre sin amortiguamiento y las frecuencias del sistema. Los modos naturales de vibración proporcionan una idea clara del comportamiento de la estructura.

El análisis de vector propio implica la solución del problema del siguiente sistema:

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \qquad \text{Ecuación 2.19}$$

donde:

k	=	Matriz de rigidez
M	=	Matriz diagonal de masa
Ω^2	=	Matriz diagonal de valores propios
Φ	=	Matriz de vectores propios (formas modales) correspondiente

Cada par de valores vector-propio se denomina un modo natural de vibración de la estructura. Los modos se identifican por números del 1 al n en el orden en que los modos son calculados.

El valor propio es el cuadrado de la frecuencia circular, ω, para cada modo. La frecuencia cíclica, f, y el período, T. Las formas modales están relacionadas con ω de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{f} \text{ y } f = \frac{\omega}{2\pi}$$

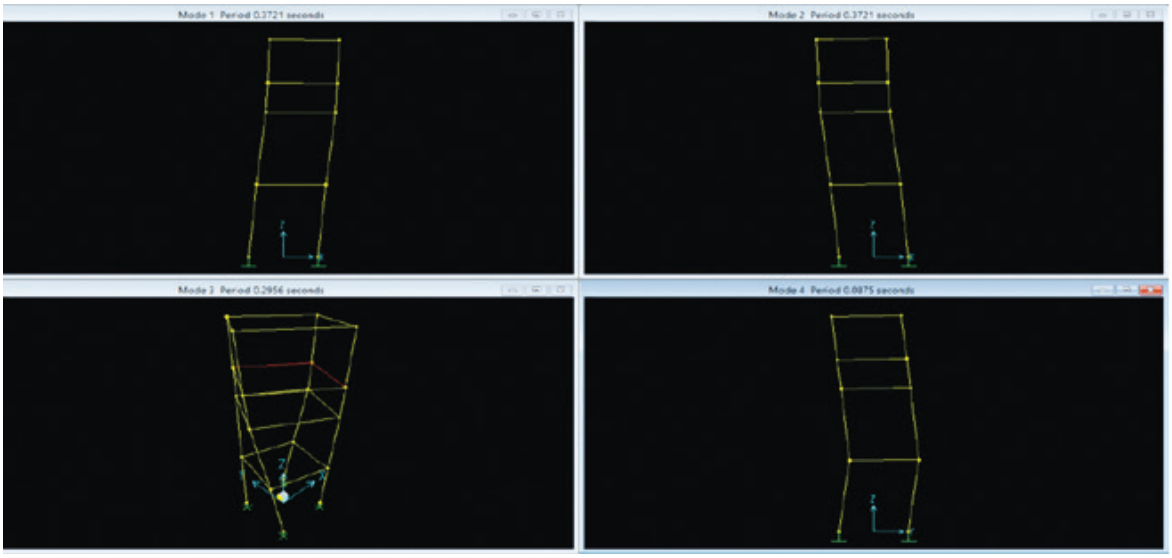
El número de modos, n, está limitada por el número de grados de libertad de la masa.

Un grado de libertad de la masa es un grado de libertad trasnacional o momento de inercia rotacional que posee una masa.

2.2.6.4. Análisis de vector-Ritz

Los vectores Ritz producen excelentes resultados ya que consideran la distribución espacial de una carga dinámica, que sirve como un vector de carga de inicio para el procedimiento. El primer vector Ritz es el vector de desplazamiento estático correspondiente al vector de carga de

Ilustración 2.9 Ejemplo de modos de vibración natural, obtenidos con un programa de cómputo



inicio. Los vectores restantes se generan a partir de un mecanismo de recurrencia en el que la matriz de masa se multiplica por el vector Ritz obtenido previamente y se utiliza como el vector de carga para la próxima solución estática. Cada solución estática se denomina un ciclo de generación.

Cuando la carga dinámica se compone de varias cargas dinámicas espacialmente distribuidas independientes, cada uno de éstos puede servir como un vector de carga de inicio para generar un conjunto de vectores Ritz. Cada ciclo de generación crea tantos vectores Ritz como vectores de carga existan.

Si un vector Ritz generado es redundante o no excita cualquier grados de libertad de masas, se descarta y el vector de carga de partida correspondiente se elimina de todos los ciclos de generación posteriores (Ilustración 2.9).

2.2.6.5. Análisis modal espectral

Las ecuaciones dinámicas de equilibrio, asociadas con la respuesta de una estructura ante el movimiento del suelo son:

$$K\ u(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = m_x\ddot{u}_{gx}(t) + m_y\ddot{u}_{gy}(t) + m_z\ddot{u}_{gz}(t)$$

Ecuación 2.20

donde:

k	=	Matriz de rigidez
C	=	Matriz de amortiguamiento proporcional
M	=	Matriz diagonal de masas
$u, \ddot{u}, \dot{u}$	=	Desplazamientos relativos, velocidades y aceleraciones con respecto al suelo

m_x, m_y, m_z = Cargas unitarias de aceleración

$\ddot{u}_{gx}, \ddot{u}_{gy}, \ddot{u}_{gz}$ = Componentes de aceleración uniforme del suelo

A través de este método se busca la respuesta máxima probable que genera este sistema de ecuaciones. La aceleración del suelo, debido a un sismo, genera una respuesta en forma de aceleración pseudo espectral con respecto al periodo de la estructura. La respuesta incluye desplazamientos, fuerzas y momentos.

2.2.7. Reacciones

Las reacciones son las fuerzas y momentos finales sobre los distintos elementos de la estructura, producto de las fuerzas de inercia calculadas con el Análisis Modal Espectral.

En el capítulo 6, se presentan ejemplos de diseño estructural utilizando programas de cómputo, sin embargo, para la realización, revisión o aceptación de un diseño de estas características se debe tomar en cuenta los siguientes puntos:

Para realizar un modelo de simulación matemático, para diseño estructural, además del diseño arquitectónico, se debe tener claramente definidos los siguientes parámetros:

- Reglamento o norma aplicable
- Clasificación de la estructura
- Acciones de diseño
- Combinaciones de carga
- Factores de seguridad, reducción y resistencia
- Propuesta inicial de material para la estructura

Considérese que un modelo de simulación matemático es tan efectivo, como adecuados sean los datos que lo alimentan. Se debe tener mucha precaución al momento de ingresar los elementos, cargas, materiales, espectros de diseño, masas, restricciones y amortiguamientos.

Si se realiza de forma adecuada un modelo de simulación de estas características, nos permitirá anticipar el comportamiento de la estructura ante las distintas acciones a las que será sometido en su vida útil, por lo tanto, este debe ser realizado por personal debidamente capacitado y certificado en el uso del programa elegido para el diseño. Debido al desarrollo de la interfaz gráfica de los programas de computo, el manejo de estos se ha simplificado y facilitado, sin embargo esta aparente ventaja genera una falsa sensación de seguridad y promueve que personas sin los conocimientos necesarios realice modelos; sin embargo, su falta de experiencia puede ocasionar que los resultados obtenidos no sean correctos, lo que provocará un diseño inadecuado de la estructura.

Los modelos de simulación matemática, fundamentados en el análisis de elementos finitos como los mencionados en este apartado, no pueden simular estructuras de mampostería de forma directa. La única manera para utilizar un programa de cómputo para el diseño de estructuras de mampostería es a través del método de columna ancha y para muros diafragma utilizar diagonales equivalentes. Este procedimiento se puede consultar en la NTC-DF, para diseño y construcción de estructuras de mampostería. Por tanto, no se deben aceptar diseños de estructuras de mampostería realizados con programas de cómputo, sin tomar en cuenta esta recomendación.

2.2.8. Dimensionamiento de elementos estructurales

Para dimensionar los elementos que conforman la estructura y su resistencia, deben tomarse como referencia los requisitos establecidos de seguridad y servicio, mientras más grandes sean las acciones, se requerirá una mayor resistencia para poder garantizar la seguridad de la estructura. Sin embargo, se debe considerar que al establecer, para fines de diseño, un valor de una acción, por muy grande que esta sea, siempre existirá la posibilidad de que la acción real sobre la estructura sea mayor, por otra parte, por muy conservador que sea el valor de resistencia de los materiales o elementos que conforman la estructura, siempre existirá la posibilidad de que el elemento estructural real no alcance la resistencia supuesta.

Los reglamentos de construcción establecen valores de diseño y de resistencia basados en análisis probabilísticos, definiendo la confiabilidad deseada para las estructuras, Con base en este análisis, quedan definidas las probabilidades asociadas a los valores de acciones y resistencias, por lo que se deben seguir las indicaciones de los reglamentos vigentes para determinar acciones y resistencias. Cabe mencionar que no se recomienda combinar recomendaciones de dos o más reglamentos, ya que cada uno establece sus parámetros y recomendaciones bajo cierto nivel de confiabilidad y al combinarlo, se está cambiando la confiabilidad supuesta de la estructura.

Una vez establecidas las acciones de diseño y la resistencia de los elementos estructurales, se debe dimensionar y analizar las partes que conforman la estructura para que en ningún caso la resistencia sea excedida por los efectos de las acciones.

2.2.8.1. Elementos mecánicos de diseño

El análisis estructural implica una secuencia iterativa de proponer propiedades y dimensiones para los elementos y obtener su resistencia, evaluar los efectos de las acciones y comparar ambos resultados, el proceso termina una vez que la estructura cumple con los requisitos establecidos de seguridad y servicio

El diseño de una estructura, siguiendo el procedimiento, anterior implica seleccionar entre todas las alternativas posibles, la solución óptima de acuerdo con una escala adecuada de utilidades. Esencialmente, la utilidad de una estructura puede valuarse como el beneficio derivado de la misma menos los costos de los estudios, la construcción, el mantenimiento y reparación de posibles daños, así como las consecuencias de una falla eventual.

El uso de este criterio de diseño implica, en consecuencia, la descripción de las formas que puede adoptar cada solución alternativa, así como la valuación de las consecuencias de cada posible forma de comportamiento y de la probabilidad de que se presente.

Los elementos estructurales se deberán diseñar bajo distintas acciones mecánicas, las cuales están en función de las cargas aplicadas sobre la estructura y la respuesta de cada elemento a estas acciones, la cual depende de las propiedades físicas de cada elemento. De forma general, cada elemento debe diseñarse de acuerdo con la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Acciones mecánicas para el diseño de elementos estructurales

Material	Elemento	Compresión	Tensión	Flexión	Flexo compresión	Torsión	Cortante	Volteo	Aplastamiento
Concreto (Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de concreto)	Losa perimetralmente apoyada			x			x		
	Losa simplemente apoyada			x			x		
	Trabe			x		x	x		
	Columna	x		x	x	x	x		x
	Muro	x		x	x		x	x	x
Acero (Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de acero)	Losacero			x			x		
	Cubierta metálica			x			x		
	Trabe			x		x	x		
	Columna	x			x	x	x		
	Rejilla			x			x	x	
	Compuerta			x			x	x	
	Contravientos/ Artiesadores	x	x						
	Conexiones		x				x		
Mampostería (Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de mampostería)	Muros	x		x	x		x	x	x

2.2.8.2. Deflexiones permisibles

Las deflexiones de elementos estructurales deben limitarse por dos razones: por la posibilidad de que provoquen daños en otros elementos de la estructura y por motivos de funcionalidad.

El valor de las deflexiones permisibles para evitar daños en otros elementos, depende principalmente del tipo de elementos y de construcción empleados.

Desde el punto de vista estético, el valor de las deflexiones permisibles depende principalmente del tipo de estructura y de la existencia de líneas de referencia que permitan apreciar las deflexiones.

Cuando existe una línea horizontal de referencia, las deflexiones permisibles deben fijarse como un valor absoluto, mientras que si no existe dicha referencia, es más conveniente fijar las deflexiones permisibles como una fracción del claro de la viga.

La posibilidad de dar contraflechas es otro factor que debe tomarse en cuenta al establecer las deflexiones permisibles. El valor de la contraflecha puede restarse de la deflexión calculada, y la diferencia compararse con la deflexión permisible. Estos es, para evitar que un elemento, una vez terminado tenga una deflexión, al momento de construirla se puede considerar la contraflecha igual a la deflexión calculada, para que cuando esta ocurra, el elemento este recto con respecto a la horizontal.

Las consideraciones anteriores indican que es difícil establecer reglas sencillas sobre deflexiones permisibles. En los apartados siguientes se resumen las especificaciones al respecto del Reglamento ACI-318 y del Reglamento del Distrito Federal.

2.2.8.3. Control de deflexiones según el reglamento ACI-318

El Reglamento ACI 318 permite prescindir del cálculo de deflexiones de vigas y de losas que trabajan en una dirección siempre que se satisfagan los peraltes mínimos dados en la Tabla 2.6 y que se trate de elementos cuya deformación no perjudique a elementos no estructurales.

Las limitaciones de la Tabla 2.6 no garantizan que en algunas situaciones no lleguen a registrarse deformaciones excesivas, de manera que en elementos estructurales de importancia y en condiciones de carga poco usuales, es recomendable calcular las deflexiones con el fin de compararlas con los valores admisibles, aun cuando se cumplan los requisitos de la Tabla 2.6 citada. Evidentemente siempre será necesario hacer cálculos de deformaciones cuando existe riesgo de perjudicar elementos no estructurales.

2.2.8.4. Control de deflexiones según el Reglamento del Distrito Federal

El reglamento del Distrito Federal establece limitaciones de deformaciones iguales para todos los materiales de construcción.

La deflexión máxima de vigas y losas, incluyendo los efectos a largo plazo, se fija en 0.5 cm más el claro entre 240. Si la deformación de la viga o losa puede perjudicar a elementos no estructurales, la deflexión que pueda presentarse despúes de la colocación de dichos elementos se limita a 0.3 cm más el claro entre 480. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se pueden duplicar.

Tabla 2.6 Peraltes totales mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones y cuando las deformaciones de dichos elementos no perjudican a elementos no estructurales (Cuevas y Robles, 2008)

Elemento	Peralte mínimo, h			
	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervaduras	L/16	L/18.5	L/21	L/8

3

Diseño de estructuras por sismo

3.1. Consideraciones generales

3.1.1. Los sismos

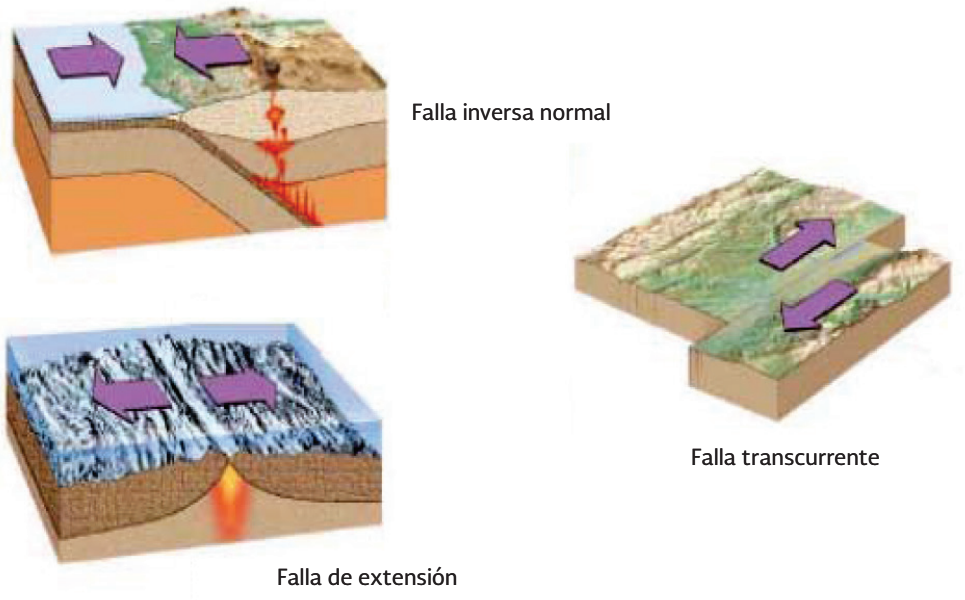
Son movimientos irregulares del terreno en cualquier dirección y son causados por actividad volcánica o tectónica, los más graves son de origen tectónico. Estos últimos se producen por la ruptura del terreno, la longitud de las fallas puede ser de varios cientos de kilómetros y se generan a profundidades de 10 a 50 km o aun mayores. Existen distintas formas de fallamiento, las cuales se muestran en la Ilustración 3.1.

3.1.2. Sismicidad

Es la actividad sísmica de una región determinada y es caracterizada por:

a) Magnitud
b) Intensidad
c) Frecuencia

Ilustración 3.1 Tipos de fallamiento (Teran, 2006)



No pueden predecirse los sismos en cuanto a magnitud, intensidad, ubicación ni frecuencia. Lo cual implica que sólo se puede estudiar la sismicidad desde un enfoque probabilista.

3.1.3. Ondas sísmicas

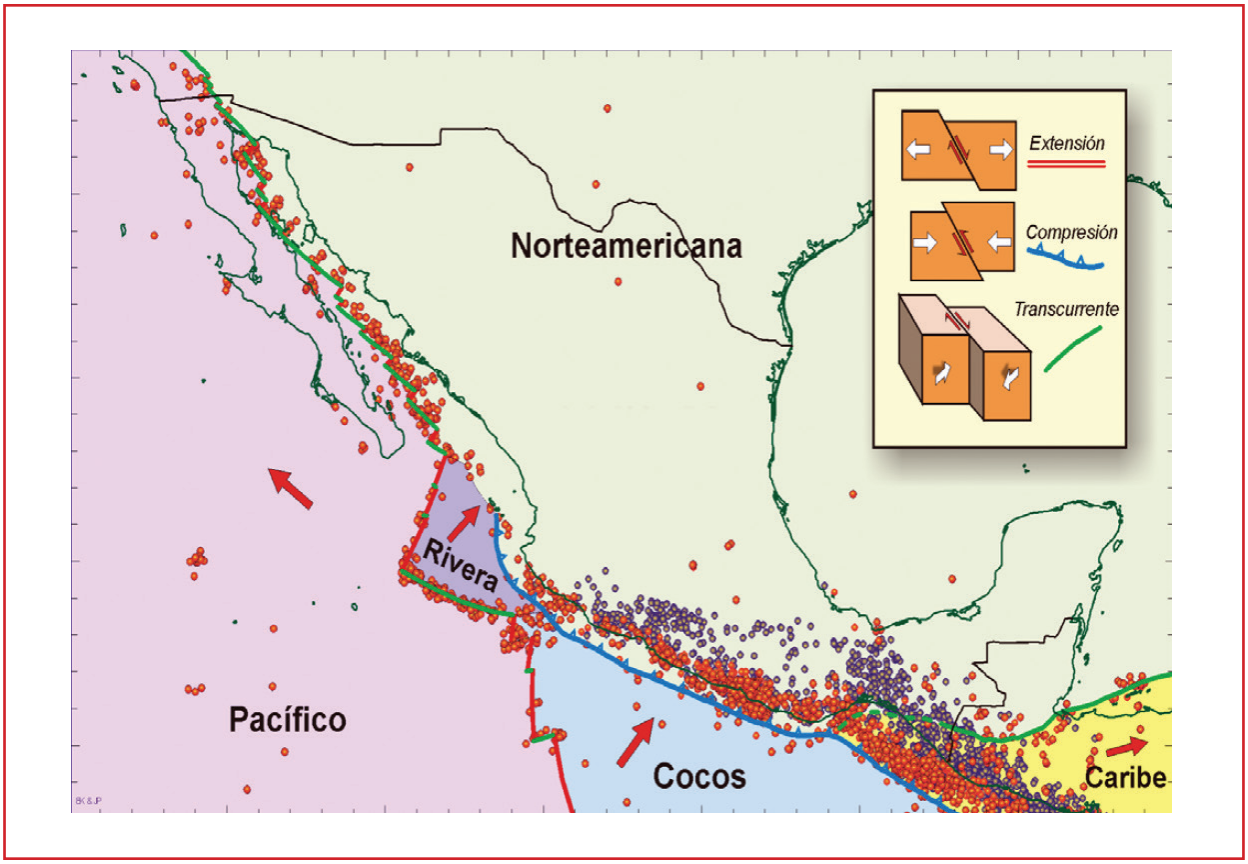
El movimiento sísmico es la suma de varias ondas de movimiento que agitan a una estructura a través de sus cimientos. Las ondas sísmicas se clasifican como:

a) Ondas de cuerpo
   1. Longitudinales (ondas P o primarias). Son las más rápidas y las primeras que se registran. Producen compresión y expansión de las partículas. Provocan a la roca esfuerzos normales
   2. Transversales (ondas S o secundarias). Son más lentas y provocan movimientos perpendiculares al sentido de su propagación. Transmiten más energía y por lo tanto ocasionan mayores daños

b) Ondas Superficiales
   3. Son generadas por las ondas S y P y se parecen a las ondas en la superficie del mar. Son más lentas y también se les conoce como ondas largas o L

Los sismos que más afectan a nuestro país se generan en la costa del pacífico, donde la placa de Cocos se subduce en la placa de Norteamerica, observe la incidencia de sismos en la Ilustración 3.2.

Ilustración 3.2 Incidencia de sismos en la República mexicana. Los puntos rojos representan sismos superficiales (profundidades menores a 50 Km), los azules representan sismos con profundidades mayores a 50 Km (Teran, 2006)



Normalmente la intensidad del movimiento sísmico se reduce conforme mayor es la distancia al epicentro. Sin embargo, dicha intensidad también depende de las condiciones del suelo y la topografía. Observe la Ilustración 3.3, el sismo registrado en la costa del pacifico (Punto Ms), muestra distintas intensidades en varios puntos de la costa, siendo más intenso en la estación "Las Vigas" y menor en la estación de "Atoyac"; conforme avanzan las ondas sísmicas hacia el interior de país, la intensidad disminuye, observe las estaciones de "Filo de Caballo" y "Teocalco, Mor", sin embargo al llegar al Distrito Federal, la intensidad se incrementa en la estación "Colonia Roma" y "Lago de Texcoco". Esto se debe a las condiciones del suelo y la topografía.

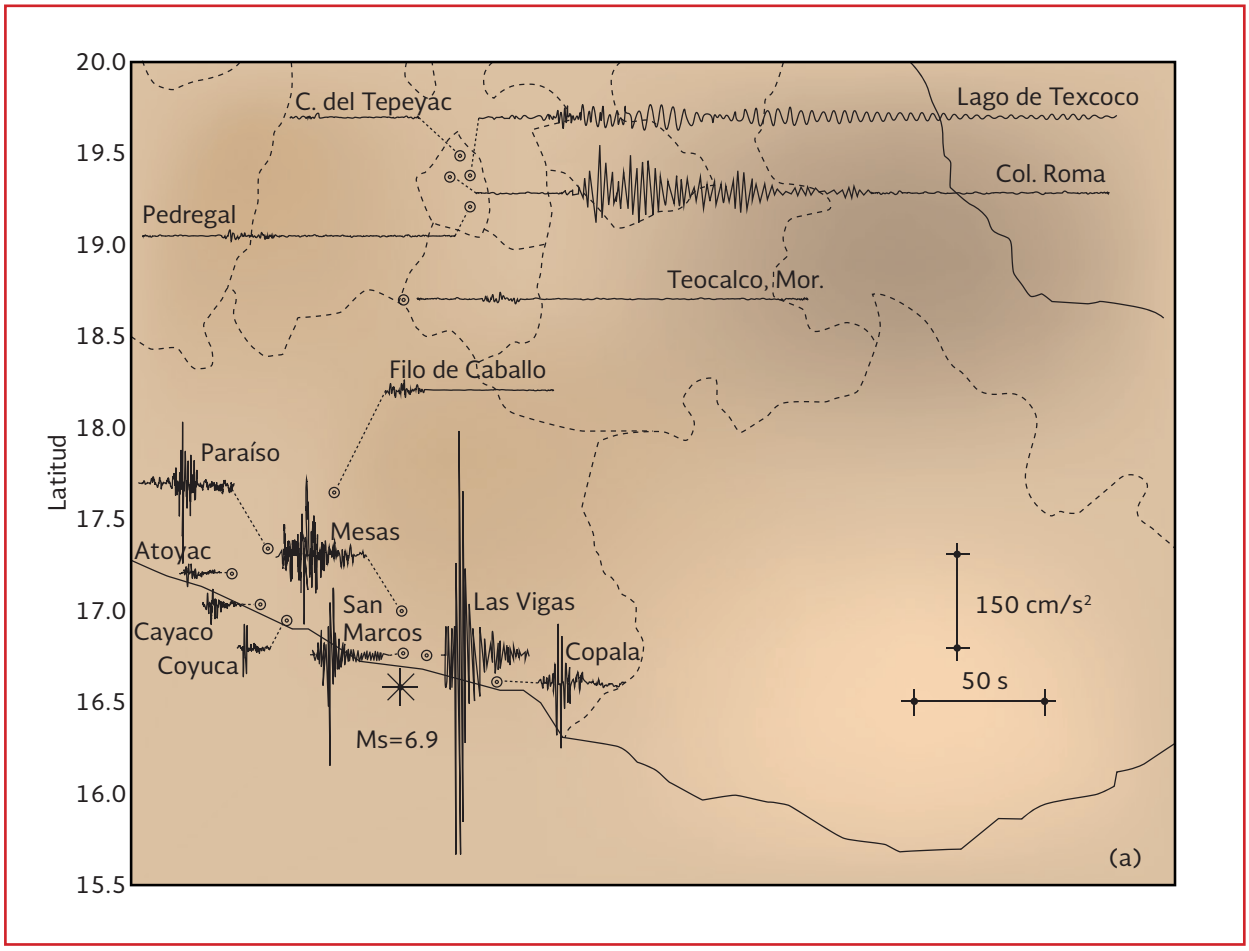
3.1.4. Magnitud de un sismo

Es una medida cuantitativa del tamaño de un sismo. Es independiente del lugar de observación y se determina a partir de sismogramas. La escala más común es la de Richter. Esta es logarítmica, así, un incremento de magnitud 1 significa 10 veces más energía liberada. La máxima magnitud conocida hasta la fecha es de 8.9.

3.1.5. Intensidad de un sismo

Es una medida subjetiva de los efectos de un sismo en un lugar determinado. La escala más común es la de Mercalli Modificada (MMI). La cual se basa en las percepciones de las personas, el daño sufrido y la observación de otros fenómenos. La

Ilustración 3.3 Variación de la intensidad de ondas sísmicas en México (Teran, 2006)



MMI tiene 12 grados y no hay una relación directa entre la MMI y la escala de Richter.

3.1.6. Acelerogramas

Describen la historia de aceleraciones producidas por un sismo a lo largo de su duración. De ellos se obtiene:

a) Amplitud
b) Periodo
c) Duración

Se obtienen mediante acelerógrafos. Miden la aceleración en 3 componentes. El periodo dominante oscila entre 0.2 s. (terreno firme) a 1.5 o más segundos (terreno blando).

3.2. Espectros de diseño

En México cada municipio puede establecer los requisitos mínimos sobre las acciones y resistencias publicando su propio manual. Por lo que los reglamentos locales suministrarán información de los coeficientes sísmicos y los espectros de diseños aplicables de conformidad con los resultados de la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan los recipientes. Para la construcción del espectro de diseño se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones (CFE, 2008):

- Los espectros de diseño varían en forma continua dentro del territorio mexicano
- Su construcción inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso y continúa con factores que toman en cuenta las condiciones del terreno
- Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua
- Los espectros de diseño carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico
- Las ordenadas espectrales corresponden al 5 por ciento del amortiguamiento crítico estructural
- Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo–estructura
- A periodo estructural largo, los espectros de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración tienden correctamente a los desplazamientos máximos del terreno
- Se suministran espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo
- Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+) (sólo para zonas de alta sismicidad)

3.2.1. Construcción del espectro de diseño de acuerdo con el RCDF-04 y sus NTC

Las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo, del reglamento de construcciones para el Distrito Federal establecen una metodo-

logía simple para la construcción del espectro de acuerdo a lo siguiente:

$$a = a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a} \quad \text{si} \quad T < T_a \qquad \text{a)}$$

$$a = c \quad \text{si} \quad T_a \le T \le T_b \qquad \text{b)}$$

$$a = qc \quad \text{si} \quad T > T_b \qquad \text{c)}$$

Ecuación 3.1

Para la cual:

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$ Ecuación 3.2

donde:

a	=	Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad
T	=	Periodo natural de vibración de la estructura
T_a, T_b	=	Periodos característicos de los espectros de diseño
a_0	=	Valor de a que corresponde a $T = 0$
c	=	Coeficiente sísmico
r	=	Exponente para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño

Los parámetros que intervienen se presentan en la Tabla 3.1 y están referidos a la Ilustración 3.4.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas se empleará un factor de reducción Q' que esta en función del tipo de estructura y su capacidad de resistir las fuerzas inducidas por el sismo y un coeficiente de regularidad y se calcula como:

$$Q' = Q \quad \text{si} \quad \begin{array}{c}\text{se desconoce T, o} \\ \text{si } T \ge T_a\end{array}$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si} \quad T < T_a$$

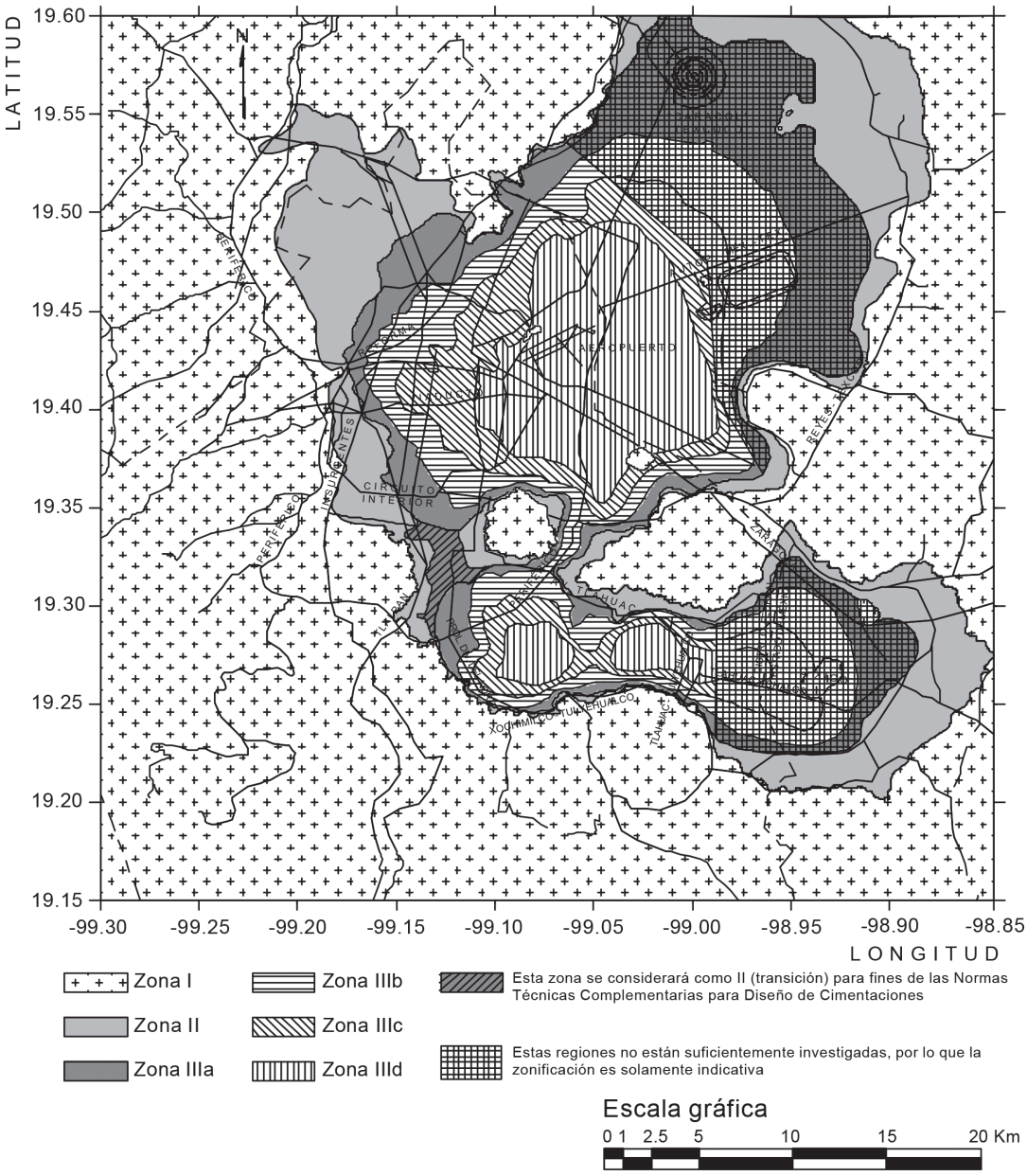
Ecuación 3.3

En el sector hídrico, se recomienda utilizar $Q = 2$, ya que, comúnmente en este tipo de estructuras, la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de las NTC-04 de diseño por sismo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

Ilustración 3.4 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo



Se usará Q= 1 en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados.

Para casos particulares, no consideraros en esta clasificación, las NTC-04 de diseño por sismo establecen una serie de requisitos para seleccionar adecuadamente los valores correspondientes.

3.2.1.1. Ejemplo de construcción del espectro de diseño con RCDF-04

Considerando una estructura ubicada en la zona I (Ilustración 3.4), los parámetros de construcción del espectro, en función de la Tabla 3.1, resultan:

c = 0.16
a_0 = 0.04
T_a = 0.2 s
T_b = 1.35 s
r = 1

La construcción del espectro consiste en calcular para cada tiempo i (en segundos), su correspondiente valor de ordenada a. Se puede utilizar una hoja de cálculo para estimar el valor correspondiente de a, bajo las consideraciones de la Ecuación 3.1, tomando en cada tiempo el valor de i en lugar de T.

Entonces para el tiempo i = 0 s

$$T = i = 0\ s$$

Sustituyendo en la Ecuación 3.1a resulta:

$$a = a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a}$$
$$= 0.04 + (0.16 - 0.04)\frac{0}{0.04}$$

ya que:

$$T < T_a$$
$$0 < 0.2$$

Para el tiempo i = 0.5 s

$$T = i = 0.5 \text{ s}$$

Por tanto, sustituyendo en la Ecuación 3.1a resulta:

$$a = c = 0.16$$

ya que:

$$T_a \leq T \leq T_b$$
$$0.2 \leq 0.5 \leq 1.35$$

Para el tiempo i = 2 s

$$T = i = 2 \text{ s}$$

Por tanto, sustituyendo en la Ecuación 3.1a resulta:

$$a = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c = \left(\frac{1.35}{2}\right)^1 (0.16) = 0.108$$

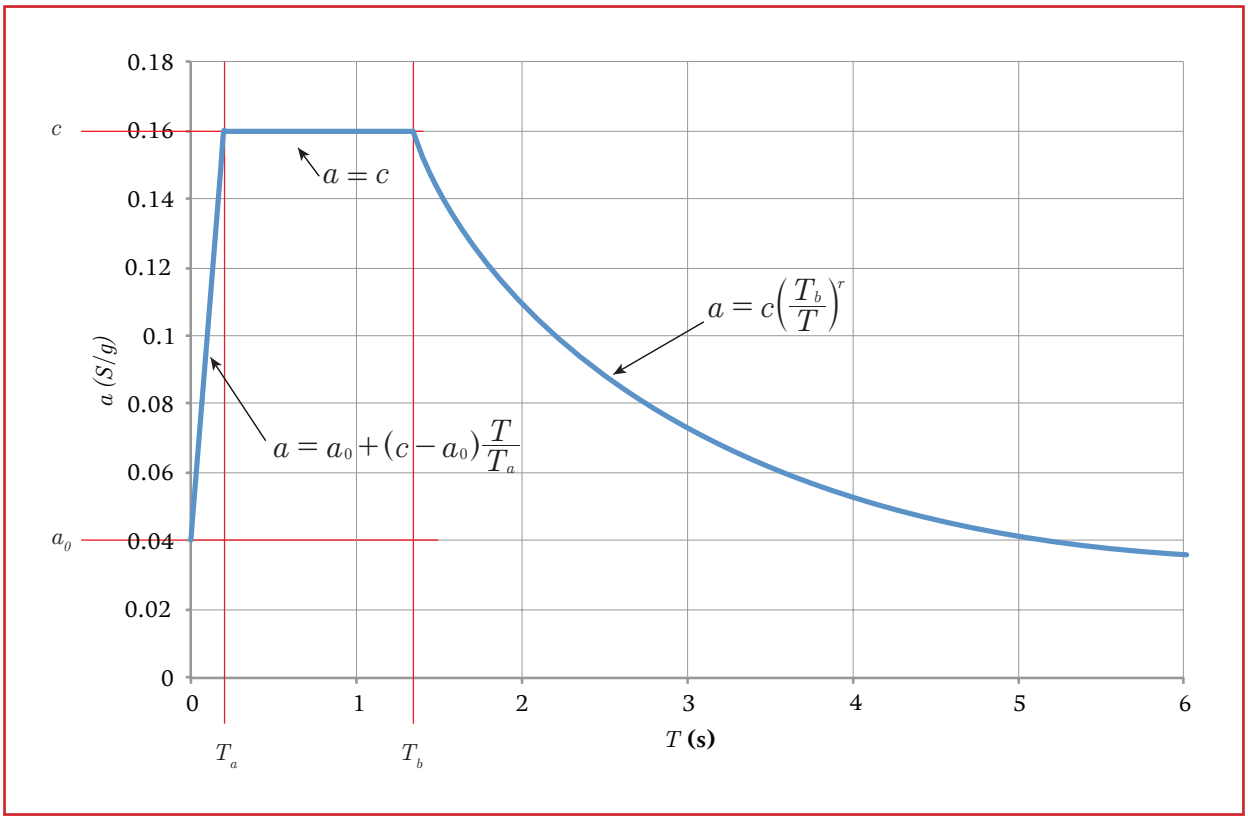
ya que:

$$T > T_b$$
$$2.0 > 1.35$$

Considerando un periodo de 6 segundos con intervalos a cada 0.02 segundos, el espectro de diseño resulta como se muestra en la Ilustración 3.5.

A través de este espectro, es posible describir de forma gráfica cada parámetro considerado en la Tabla 3.1. La primera parte del espectro esta descrita desde a_0 hasta c, por medio de la Ecuación 3.1a; una vez que se alcanza el tiempo T_a, la aceleración se considera constante e igual a c, hasta el tiempo T_b; una vez concluido este tiempo, la aceleración decrece en función de la Ecuación 3.1c.

Ilustración 3.5 Espectro de diseño para la zona I



3.2.2. Construcción del espectro de diseño acuerdo con MOCS-CFE (2008)

Cuando no exista una reglamentación sísmica local, se sugiere considerar lo mencionado en CFE (2008) , donde, para la construcción de un espectro de diseño sísmico se tiene que:

Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $Sa(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural adquieren la siguiente forma paramétrica:

$$a = a_0 + (\beta c - a_0)\frac{T_e}{T_a} \quad \text{si} \quad T_e < T_a$$

$$a = \beta c \quad \text{si} \quad T_a \le T_e \le T_b$$

$$a = \beta c\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r \quad \text{si} \quad T_b \le T_e \le T_c$$

$$a = \beta c\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r \left[k + (1-k)\left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2\right] \quad \text{si} \quad T_e \ge T_c$$

$$\left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2$$

Ecuación 3.4

donde:

a	=	Aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad ($Sa\ T_e/g$)
T_e	=	Periodo estructural
T_a	=	Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
T_b	=	Límite superior de la meseta del espectro de diseño

T_c = $2s$ si $T_b<2\ s$
T_b si $T_b \geq 2\ s$

r = Parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s, pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.0 ($0.5 \leq r \leq 1.0$). Para terreno firme $r = 0.5$

k = Parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para $T_e \geq T_c$

β = Factor de amortiguamiento

Los valores para los parámetros antes mencionados se pueden consultar en CFE (2008). Además, en la misma publicación se propone el siguiente procedimiento:

1. Determinar la aceleración máxima en roca, la cual esta en función del sitio donde se ubicará la estructura
2. Determinar la importancia estructural de acuerdo con la Tabla 2.1
3. Obtener el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas
4. Caracterizar el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte
5. Obtener los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta
6. Obtener los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad
7. Calcular la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal
8. Calcular el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta
9. Determinar los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad
10. Calcular el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5 por ciento
11. Con estos elementos se construye el espectro

Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico son expresadas como función de la gravedad.

Para este proceso, el Manual de diseño por sismo de CFE (2008), se acompaña del programa de cómputo PRODISIS V 2.0®, el cual permite construir el espectro de diseño para cualquier sitio de la República Mexicana, teniendo las coordenadas del sitio o el nombre de la localidad; el programa sigue el procedimiento mencionado. La Ilustración 3.6 muestra la interfaz gráfica del programa y la Ilustración 3.7 presenta ejemplos de espectros construidos con este.

Ilustración 3.6 Interfaz del programa PRODISIS V 2.0®

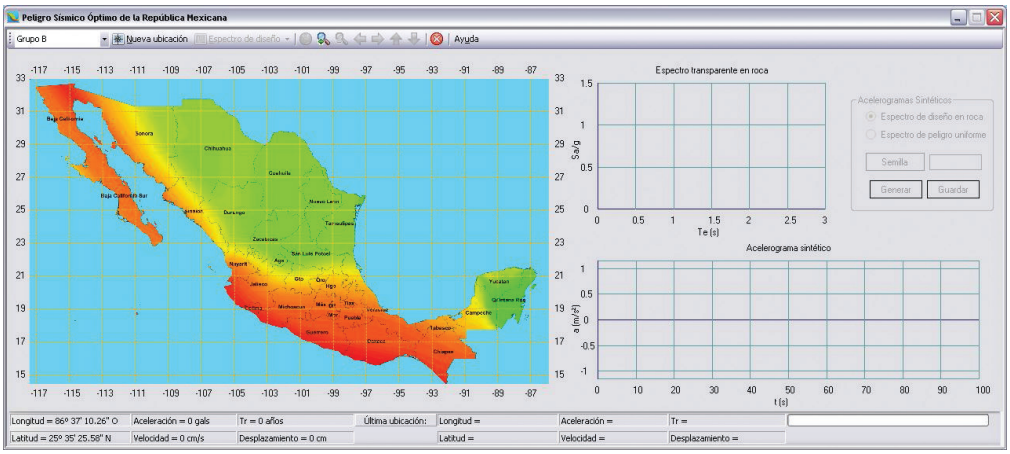
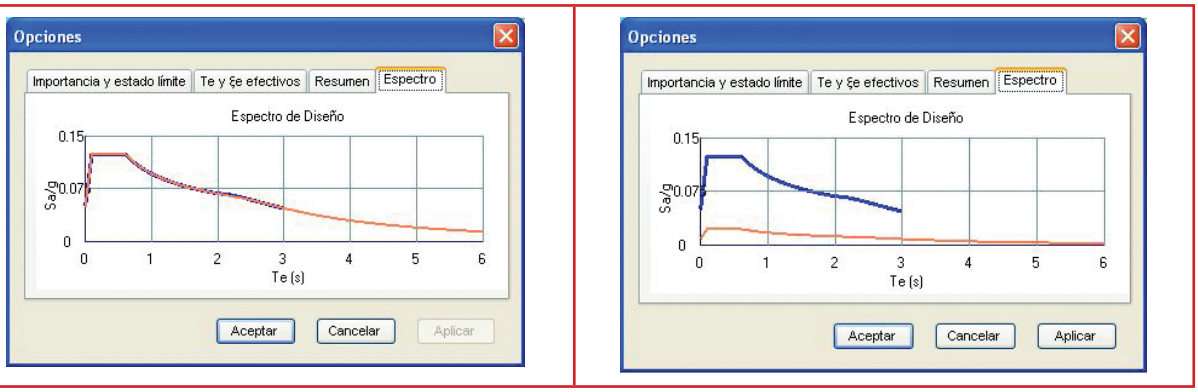


Ilustración 3.7 Ejemplo de espectros de diseño generados por el programa PRODISIS V 2.0®



3.2.3. Construcción del espectro de diseño de acuerdo con AASHTO LRFD

A partir de un gráfico, originalmente establecido para los Estados Unidos de América, se pudo obtener una zonificación para el territorio mexicano (Ilustración 3.8 y Tabla 3.2). Los parámetros que maneja el código AASTHO son muy similares a los establecidos en el RC-DF, teniendo algunas diferencias los parámetros característicos del espectro de diseño T_a y T_b. a continuación se muestra la información de los parámetros característicos del espectro.

donde:

a	=	Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad
T	=	Periodo natural de vibración de la estructura
T_a, T_b	=	Periodos característicos de los espectros de diseño
a_0	=	Valor de a que corresponde a T = 0
c	=	Coeficiente sísmico
r	=	Exponente para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño
I	=	Corresponde a terreno firme
II	=	Corresponde a terreno intermedio
III	=	Corresponde a terreno blando

Ilustración 3.8 Zonificación del territorio mexicano para espectro de respuesta sísmico AASTHO



Tabla 3.2 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones AASHTO

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	2/3
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona metro-politana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

Por lo anterior se deberá verificar la mecánica de suelos para lograr identificar qué tipo de suelo es el que se encuentra en la zona de estudio.

3.2.4. Ejemplo de construcción del espectro de diseño con AASHTO LRFD

Considerando una estructura ubicada en la zona E-I (Ilustración 3.8), los parámetros de construcción del espectro, en función de la Tabla 3.2, resultan:

c = 0.16
a_0 = 0.04
T_a = 0.2 s
T_b = 0.6 s
r = 0.5

La construcción del espectro será siguiendo la Ilustración 3.9 ubicación de puntos para cálculo del espectro sísmico según AASHTO LRFD

Se observa que es relativamente sencillo ubicar los primeros tres puntos sobre la gráfica que son (0 ,0.04), (0.2 ,0.16), (0.6 ,0.16) y la última parte del espectro será de acuerdo a la Ilustración 3.9.

$$a = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c = \left(\frac{0.6}{0.65}\right)^{0.5}(0.16) = 0.153$$

ya que:

$$T > T_b$$
$$0.65 > 0.6$$

Considerando un periodo de 6 segundos con intervalos a cada 0.02 segundos, el espectro de diseño resulta de acuerdo a la Ilustración 3.10.

3.3. Respuesta de las estructuras ante los sismos

En la ocurrencia de un sismo, el suelo se mueve al azar en todas direcciones. Por tanto, el movimiento sísmico de las estructuras es tridimensional, sin embargo las componentes horizontales son las más dañinas, por lo que la componente vertical suele despreciarse.

El movimiento sísmico provoca que se mueva la base de cualquier estructura y ésta misma, se resiste a ser movida, debido a su inercia lo que genera fuerzas sobre la estructura ya que acelera a la misma y el origen de estas fuerzas está en la masa y rigidez lateral.

Las fuerzas de inercia inducen deformación lateral en la estructura, la que al actuar sobre la rigidez lateral de la misma produce fuerzas sísmicas internas. Dado que una excitación sísmica es un fenómeno dinámico y vibratorio, las fuerzas sísmicas cambian de magnitud y sentido periódicamente. Esto produce complicadas oscilaciones en las estructuras.

El efecto dinámico de las fuerzas sísmicas puede ser considerable. La estructura puede amplificar o deamplificar el movimiento del terreno.

La fuerza sobre una estructura muy rígida es igual a su masa multiplicada por la aceleración del suelo. En casos de estructuras flexibles, el nivel de fuerza sísmica depende de la relación que guarda su periodo con el periodo de suelo. El comportamiento estructural difiere de acuerdo con el sistema estructural y la esbeltez de la estructura.

Ilustración 3.9 Ubicación de puntos para cálculo del espectro sísmico según AASHTO LRFD

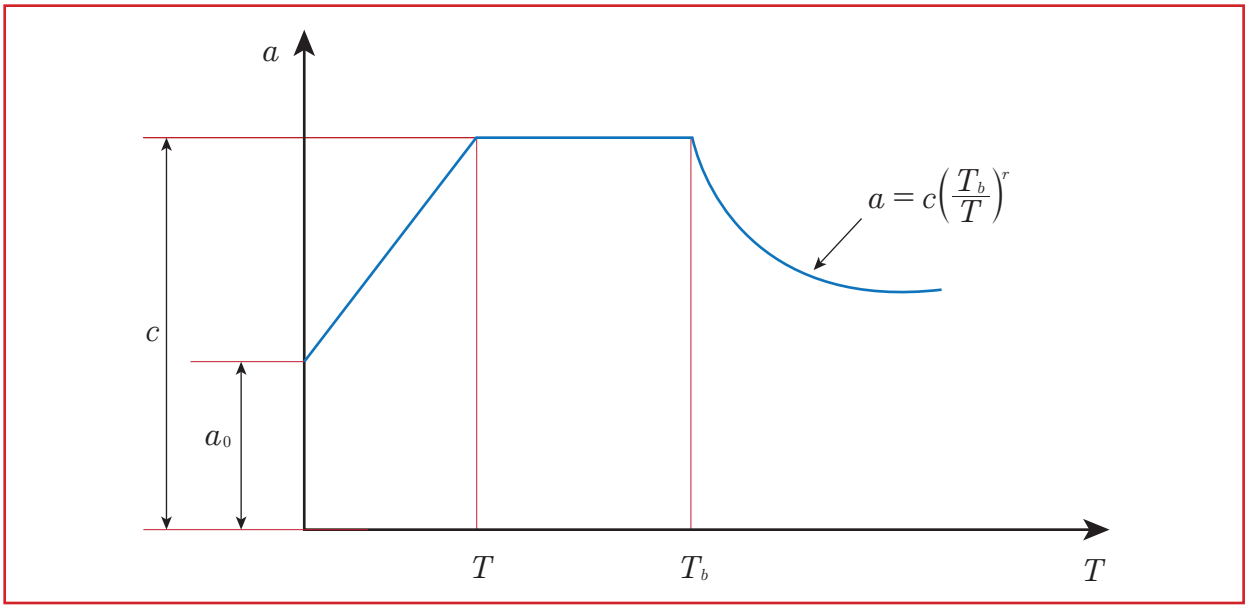
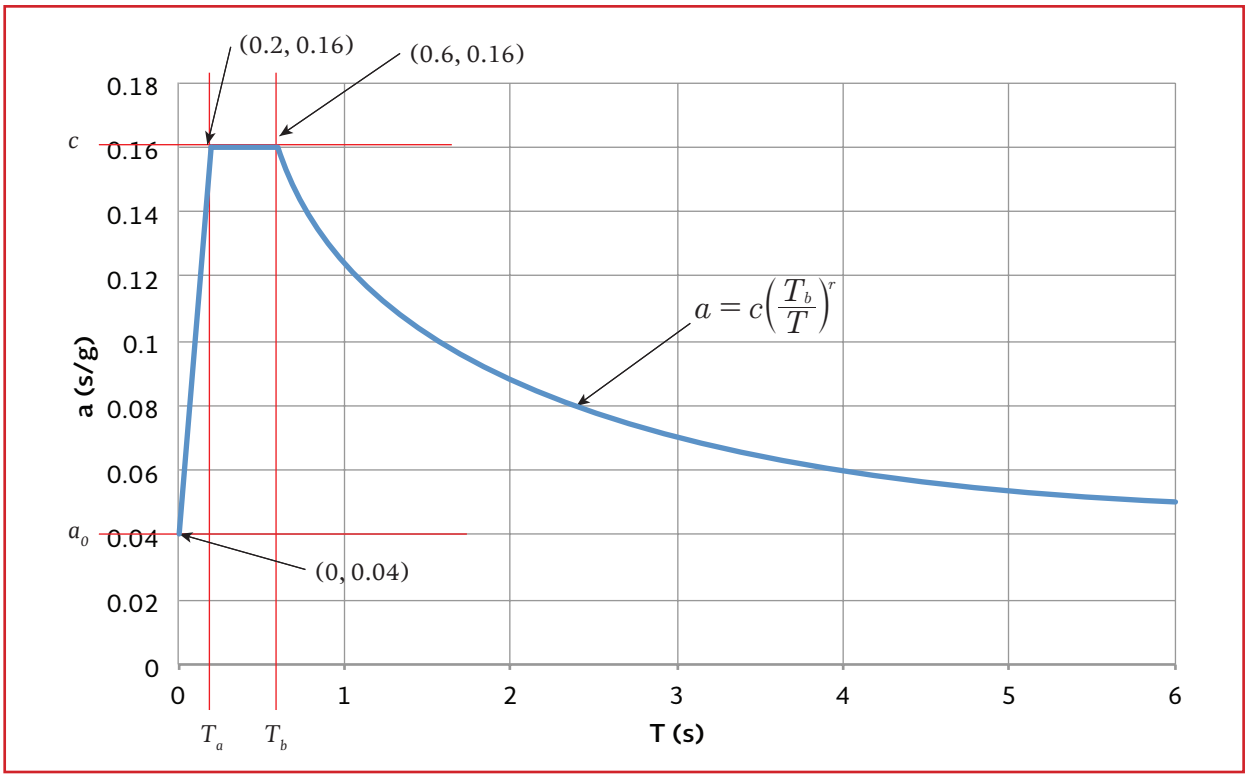


Ilustración 3.10 Descripción de las partes que conforman el espectro de diseño



3.3.1. Efectos hidrodinámicos

Cuando una estructura que esta en contacto o contiene agua en su interior, es sometida a una excitación lateral, cierta porción del líquido actúa como si fuera un cuerpo sólido de masa M_0 unido rígidamente a las paredes. Si se supone que el recipiente se mueve como cuerpo rígido de modo que las paredes y el fondo tengan la misma aceleración, esa masa ejerce sobre las paredes una fuerza lateral impulsiva proporcional a la aceleración del recipiente. Asimismo, otra parte del líquido actúa como si fuera un cuerpo sólido de masa M1 unido elásticamente a las paredes. Debido al soporte flexible se presenta un fenómeno de amplificación dinámica, por lo que esa masa ejerce sobre las paredes una fuerza lateral convectiva proporcional a la aceleración amplificada que experimenta ella (CFE, 2008).

Para el diseño sísmico de estructuras que estén en contacto con al agua es necesario tomar en consideración la masa del conjunto (estructura-agua) así como los efectos hidrodinámicos del agua en movimiento. Las paredes y el fondo del cuerpo se someten a presiones hidrodinámicas impulsivas, debidas al impacto del líquido y también a presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido (CFE, 2008).

En el diseño estructural se establecen las ecuaciones de equilibrio dinámico para un sistema equivalente que permita describir los efectos de inercia producidos sobre la estructura y se obtienen las respuestas de diseño mediante la aplicación del método modal espectral.

El sistema equivalente considera remplazar el fluido almacenado por dos masas virtuales ligadas al recipiente. Una masa impulsiva, ligada rígidamente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al movimiento de cuerpo rígido del recipiente y una masa convectiva, ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido (observe la Ilustración 3.11 y Ilustración 3.12).

Ilustración 3.11 Analogía de las masas virtuales adheridas en un depósito superficial (adaptada de MOCS-CFE-08)

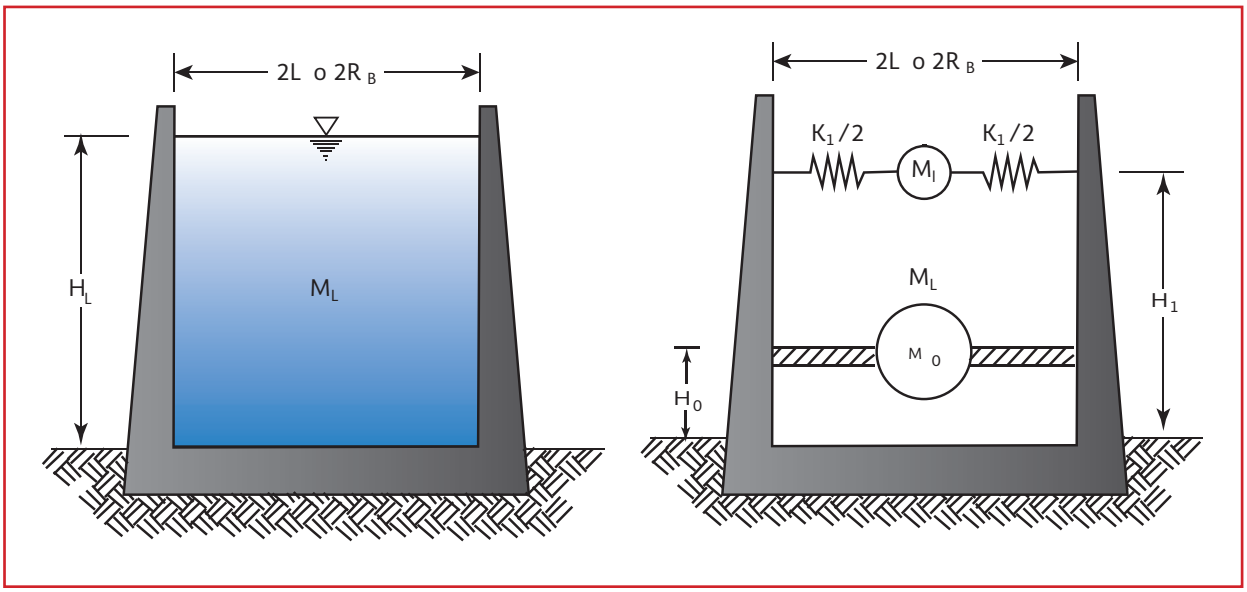
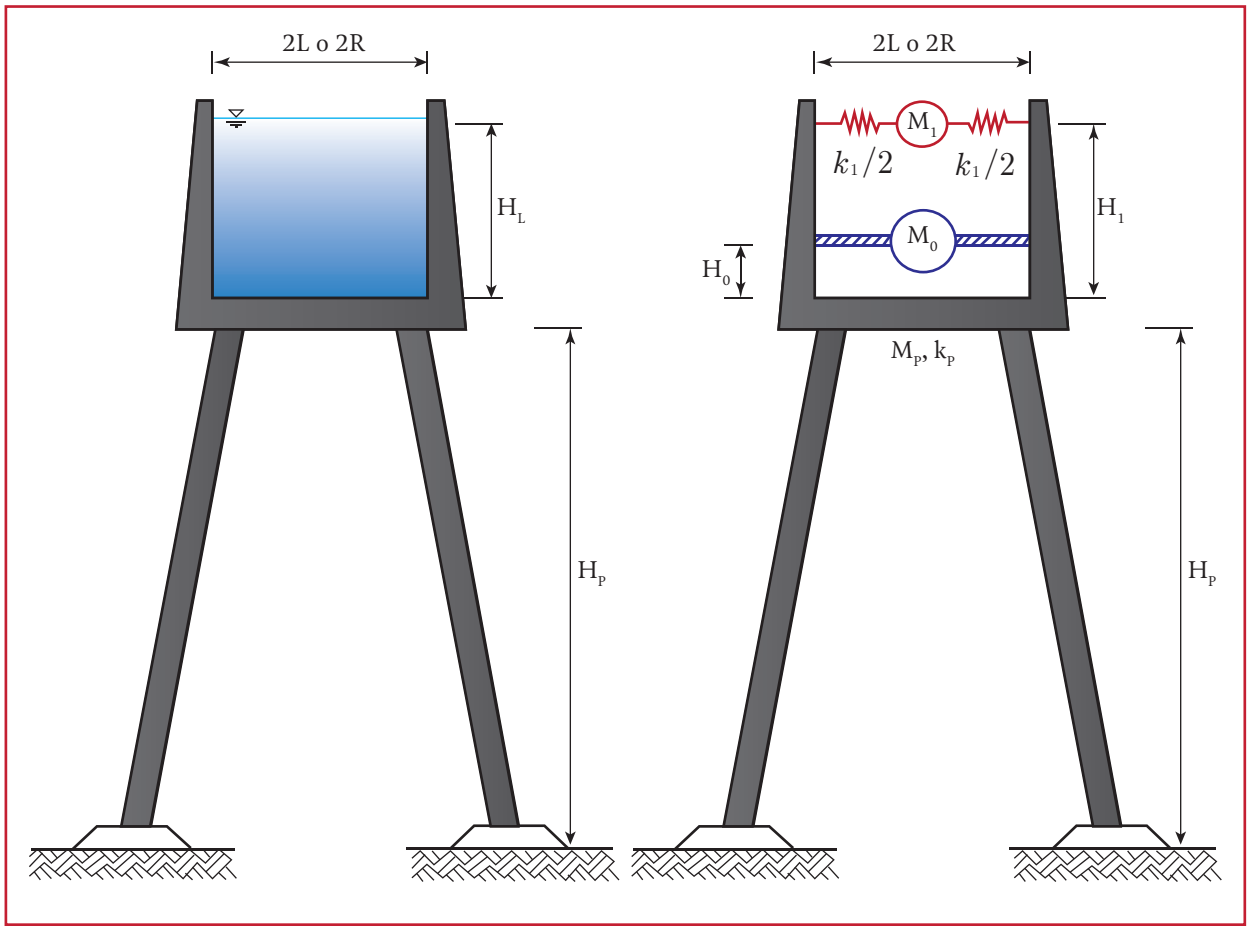


Ilustración 3.12 Analogía de las masas virtuales adheridas en un depósito elevado (adaptada de MOCS-CFE-08)



A través de este arreglo es posible determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre estructuras en contacto el con el agua, que son sometidos a temblores. Estas fuerzas son función de la masa de la estructura, las masas impulsiva y convectiva que simulan el fluido, así como de las aceleraciones espectrales derivadas del espectro de diseño.

3.3.2. Criterios de diseño sísmico

En sismos moderados y frecuencias pequeñas se busca que las estructuras se mantengan elásticas, mientras que en sismos de gran importancia las estructuras deben presentar un comportamiento inelástico, deformándose mucho antes del colapso, aunque esto implique daños de importancia. Es decir, que el diseño estructural deberá realizarse para resistencia última considerando estructuras dúctiles.

Debe tomarse en consideración que, para el sismo máximo más probable las estructuras no deben presentar fallas estructurales mayores que pongan en riesgo la integridad del elemento, la continuidad del servicio y más importante aún, que su falla ocasione la pérdida de vidas humanas.

3.3.2.1. Factor de comportamiento sísmico

Para caracterizar las estructuras en función de su ductilidad se establece una valor conocido como factor de comportamiento sísmico, *Q*. A

través de este valor, se busca considerar la ductilidad estructural, la estructuración, el deterioro o efecto que puede contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

De forma general la Tabla 3.3, presenta los valores más comunes para este factor. Sin embargo, cada reglamento establece, por tipo de estructuras, que factor de comportamiento sísmico se debe utilizar, por lo que durante el diseño se deberá respetar lo que estipule el reglamento utilizado. Cuando no exista una reglamentación, se sugiere considerar los lineamientos del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008).

3.3.2.2. Factor de reducción por sobrerresistencia R

La sobre resistencia es una consideración que se fundamenta en diversos factores. En primer lugar, los valores nominales de resistencia de los materiales son menores que su resistencia real. Tómese en cuenta que en el diseño estructural y en los métodos para evaluar la resistencia de los materiales, se consideran simplificaciones que siempre entregan resultados del lado de la seguridad.

Además, la sobrerresistencia depende de otros factores, entre los cuales se encuentran el sistema estructural empleado, el grado de hiperestaticidad, el detallado estructural y la variabilidad de las propiedades índice de los materiales con el tiempo y con la velocidad de aplicación de la carga (CFE,

Tabla 3.3 Factor de comportamiento sísmico por tipo de estructura (adaptado de CFE, 2008)

Tipo de estructura		*Q*
Depósitos de acero		
	No anclados, diseñados considerando levantamiento de la base (pueden desarrollar pandeo en la pared con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica)	2[1]
	No anclados, diseñados considerando levantamiento de la base y modo de pandeo elástico de la pared (configuración en diamante)	1.25
	Anclados, con pernos de anclaje no dúctiles	1.25
	Anclados, con pernos de anclaje dúctiles	3[2]
	Apoyados sobre pedestales dúctiles	3[2]
Depósitos de concreto		
	Concreto reforzado	1.25
	Concreto presforzado	1.25
Tanques elevados		De acuerdo con 2 y 3
Presas		
	Concreto	1
	Mampostería	1
	Tierra y enrrocamiento	1

1. Los depósitos no anclados de acero, diseñados aceptando que puede desarrollarse un mecanismo de pandeo con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica, deben también revisarse considerando la carga sísmica con respuesta elástica a fin de asegurar que el pandeo elástico (configuración en diamante) de la pared no ocurra primero

2. Debe utilizarse un criterio de diseño por capacidad a fin de proteger estos depósitos y tanques contra la falla al desarrollarse la fluencia en el sistema de soporte

3. Tratándose de tanques elevados se emplearán los valores de *Q* (factor de comportamiento sísmico) estipulados para estructuras de edificios, dependiendo de la forma en que se encuentre estructurada la plataforma de soporte

2008). De acuerdo con CFE (2008), tratándose de depósitos, se utilizará un factor de reducción por sobrerresistencia igual a 1.25, a menos que se pueda justificar el uso de un valor mayor para este factor, sin embargo, debe revisarse el reglamento local, para determinar el valor adecuado de R.

3.3.2.3. Factor de amortiguamiento β

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas del espectro de diseño debido a valores de amortiguamiento estructural diferentes a 5 por ciento, o bien, debidos a los efectos de interacción suelo–estructura. Este factor se define como:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{\lambda} \qquad \text{Ecuación 3.5}$$

donde:

$$\lambda = \begin{cases} 0.45 \ si \ \ T_e < T_c \\ 0.45\frac{T_c}{T_e} \ \ si \ \ T_e \geq T_c \end{cases}$$

En esta ecuación:

- β = Factor de amortiguamiento
- T_e = Periodo estructural
- T_c = Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- ζ_e = Amortiguamiento estructural, o bien, el amortiguamiento efectivo debido a la interacción suelo–estructura

El valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ningún caso se tomará menor que 0.02. Asimismo, el factor de amortiguamiento resultante en ninguna situación se tomará menor que 0.8.

Para mayor abundamiento sobre la condiciones de amortiguamiento, se recomienda consultar la sección 3.5 Interación Suelo-Estructura del Manual de diseño por sismo de la CFE (MOCS-2008).

3.3.2.4. Factor reductor por ductilidad Q'

Para fines de diseño, en el estado límite de colapso, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se dividirán por el factor de reducción por ductilidad Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductor se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}\frac{T_e}{T_b}}; \ si \ T_e \leq T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta p}{k}}; \ si \ T_e > T_b \end{cases}$$

Ecuación 3.6

donde:

- β = Factor de amortiguamiento
- T_e = Periodo estructural
- T_a = Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b = Límite superior de la meseta del espectro de diseño
- k = Parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para $T_e \geq T_c$
- p = Factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado de la siguiente forma:

$$p = k + (1+k)\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^2$$

3.3.3. Análisis modal espectral

El análisis modal sigue, de forma simplificada los siguientes pasos:

1. Determinar la masa y la rigidez de la estructura
2. Determinar las frecuencias y los modos de vibración naturales del sistema
3. Asociar los periodos naturales de vibración a los modos
4. Calcular los desplazamientos máximos en función del espectro de diseño
5. Calcular las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos
6. Definir las fuerzas cortantes y momentos de volteo basales

De forma general, este procedimiento se puede aplicar a cualquier estructura y la complejidad de su solución dependerá de la propia complejidad de la estructura analizada, partiendo desde la definición de las masas, los grados de libertad y la rigidez de los elementos que la conforman.

Para el total de ecuaciones, para tanques elevados, superficiales, rectangulares y circulares, consulte CFE (2008).

En el apartado 6.3 se presenta un ejemplo que describe paso a paso este proceso.

4

Diseño estructural por viento

4.1. Consideraciones generales

El viento es un fenómeno aleatorio, por lo cual, para el diseño estructural es considerado como una acción accidental.

El viento es el movimiento de aire de la atmósfera producido por la acción de la gravedad sobre masas de aire de diferente densidad, por las fuerzas debidas a la rotación de la tierra, por las fuerzas centrifugas debidas a la curvatura de la trayectoria del viento, la topografía del terreno, los cambios de presión atmosférica y de temperatura.

La velocidad media del viento varía desde cero a nivel de terreno hasta un máximo que se alcanza a una altura determinada, a esa velocidad se le conoce como gradiente de velocidad y se alcanza a una altura que varía de 300 a 600 metros. En zonas rurales, la altura es menor que en zonas urbanas, como puede observarse en la Ilustración 4.1.

Para estudiar la velocidad del viento se debe medir la variación de la velocidad con respecto del tiempo, comúnmente esta se mide con un anemógrafo, el cual genera registros como los mostrados en la Ilustración 4.2.

Ilustración 4.1 Variación del gradiente de velocidad (Teran, 2006)

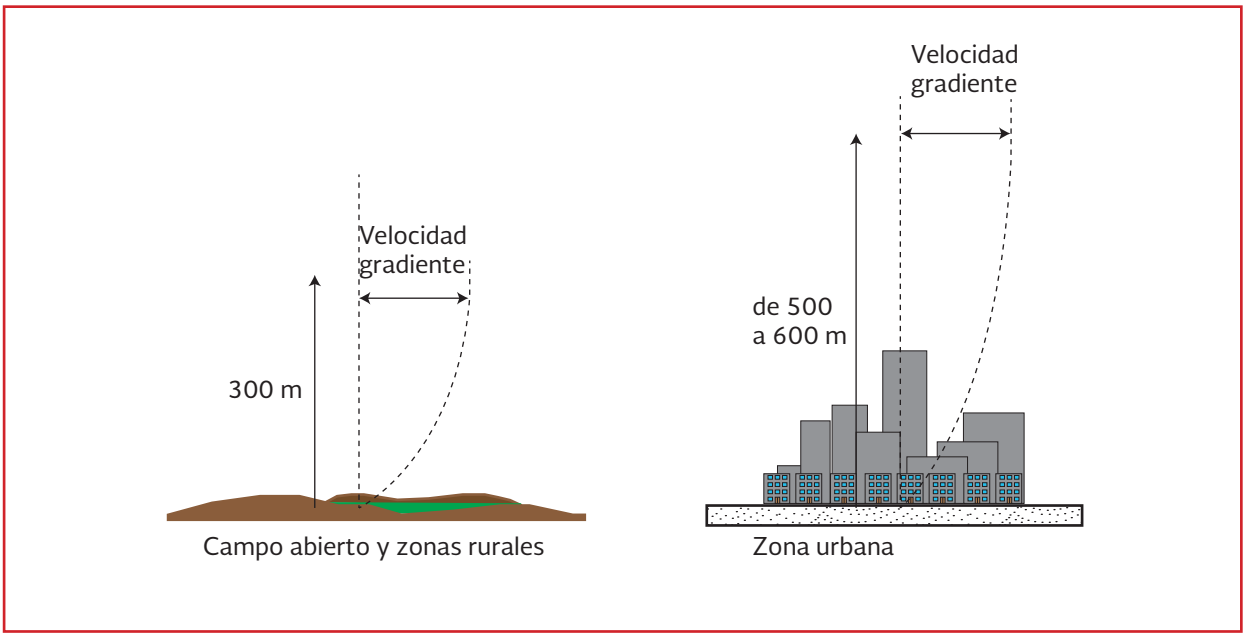
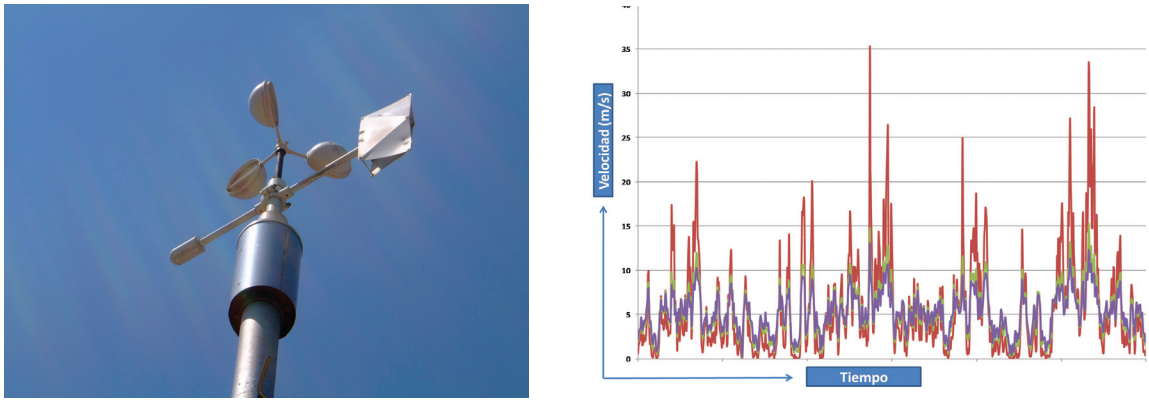


Ilustración 4.2 Medición de la velocidad del viento con anemógrafo (Teran, 2006)



4.2. Respuesta del las estructuras ante el viento

El viento es un fluido que al chocar con una estructura genera turbulencias y variación de la velocidad al rodear el cuerpo que impacta, ver Ilustración 4.3.

Cuando se generan estas turbulencias, el aire presiona la parte frontal de la estructura, llamada barlovento y el aire que se separa de las caras laterales y en la cara posterior (sotavento) de la construcción, genera baja presión o succión. Así, en la misma estructura habrá presiones positivas y negativas, simultáneamente, ver Ilustración 4.4.

Ilustración 4.3 Líneas de corriente sobre una estructura (vista en planta)

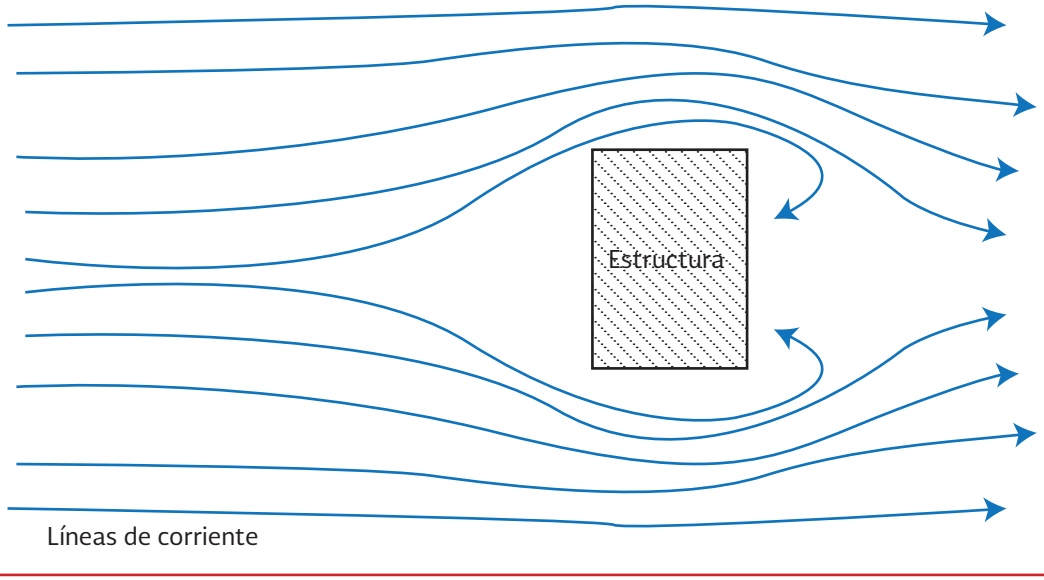
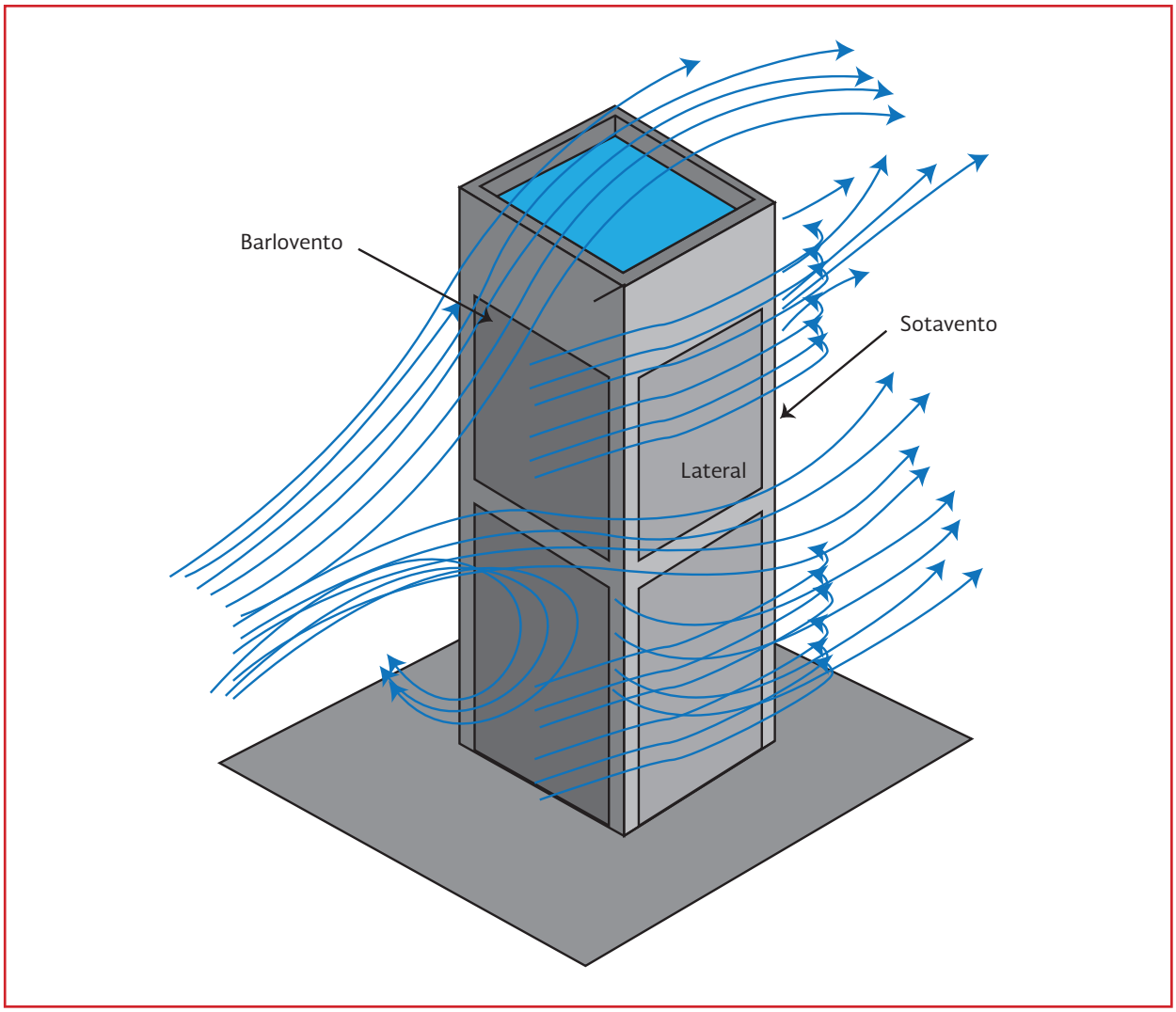


Ilustración 4.4 Impacto del viento en estructuras (vista en isométrico)



El viento produce efectos tanto estáticos como dinámicos ya que la velocidad tiene una componente estable y otra variable, producto de las ráfagas. Esta variación puede observarse en la Ilustración 4.2, donde la velocidad promedio es de 5 m/s (aproximadamente) y ocurren ráfagas de viento de hasta 35 m/s.

La respuesta de una estructura ante estos eventos depende de las propiedades dinámicas de cada construcción. En las estructuras rígidas como estructuras de concreto, domina la presión estática mientras que en estructuras flexibles, como estructuras metálicas o esbeltas domina la presión dinámica, ver Ilustración 4.5.

Los esfuerzos generados por acción del viento producen desplazamientos perpendiculares al movimiento del viento y pueden ser críticos en estructuras flexibles. Los mecanismos de respuesta ante la acción del viento se presentan en la Ilustración 4.6.

Ilustración 4.5 Componente estática y dinámica del viento (Teran, 2006)

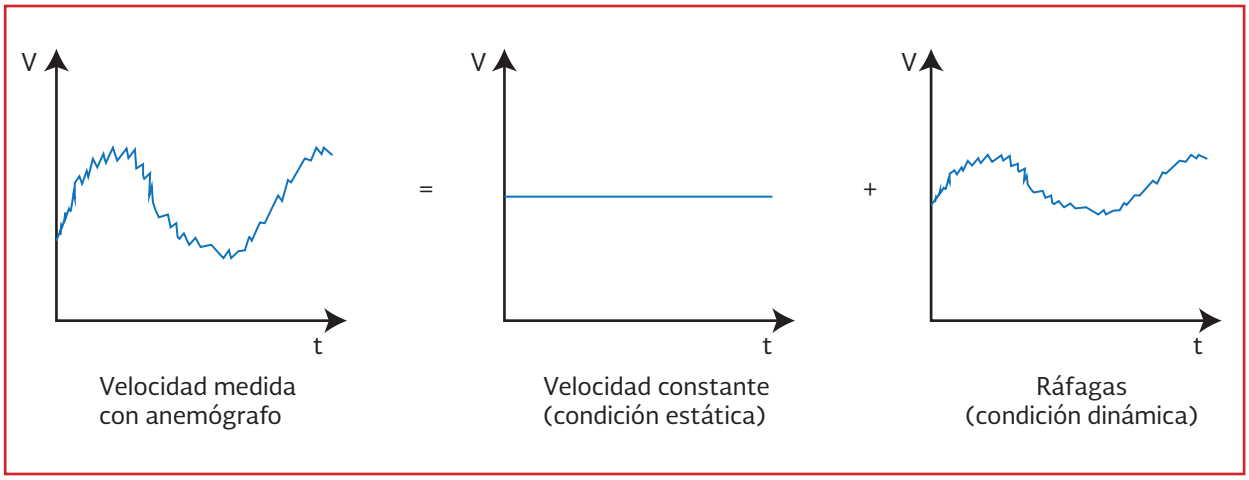
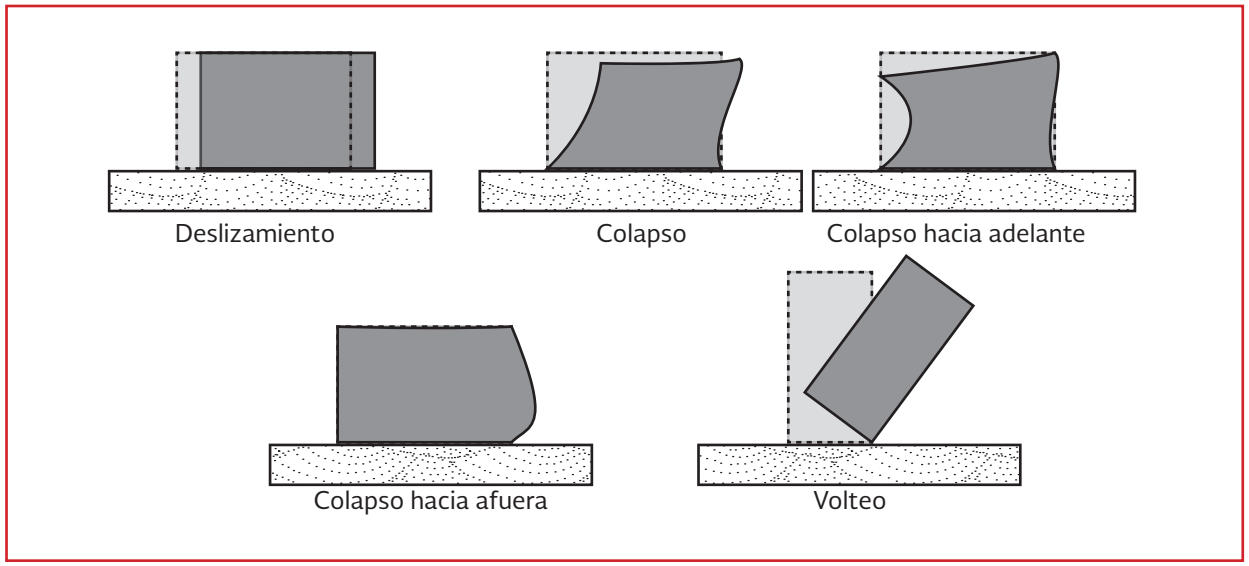


Ilustración 4.6 Tipos de falla ante la acción del viento (Teran, 2006)



4.3. Análisis de estructuras por viento

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá considerar la acción estática del viento y la dinámica cuando la estructura sea sensible a estos efectos.

Además debe de contemplarse realizar un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento.

En este libro se presentan las recomendaciones del MOCV-CFE-08, debido a que son aplicables en todo el territorio mexicano, sin embargo para el diseño por viento, debe consultarse en primer lugar la reglamentación lo-

cal y si es que no hubiese esta, entonces podrá referirse a este procedimiento, que de forma general, todos los reglamentos locales siguen la misma metodología, solo hay que verificar la variación de los coeficientes considerados.

4.3.1. Clasificación de las estructuras

4.3.1.1. Clasificación de las estructuras según su importancia

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en tres grupos, de acuerdo con la Tabla 4.1.

4.3.1.2. De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos (Tabla 4.2).

4.3.2. Efectos a considerar

Los efectos del viento sobre los recipientes se deberán evaluar tomando en cuenta las presiones y/o succiones estáticas o dinámicas; de manera que se considerarán los efectos que puedan ser importantes en cada caso:

Tabla 4.1 Clasificación de las estructuras según su importancia (MOCV-CFE- 08)

Grupo	Definición
A	Estructuras con un grado de seguridad elevado. Se incluyen en este grupo aquéllas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables; las construcciones cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes y las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Ejemplos de estas estructuras son: áreas de reunión con capacidad mayor que doscientas personas (salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones), locales y cubiertas que alojen equipo especialmente costoso, museos, templos, estadios, terminales de distribución de hidrocarburos, centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, chimeneas, subestaciones eléctricas.
B	Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se clasifican en este grupo aquéllas que, al fallar, generan baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia; aquéllas cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de este grupo o del anterior; las construcciones que forman parte de plantas generadoras de energía y que, al fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta. Ejemplos de estructuras en este grupo son: plantas industriales, subestaciones eléctricas de menor importancia que las del Grupo A, bodegas ordinarias, gasolineras (excepto los depósitos exteriores de combustibles pertenecientes al Grupo A), comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros. También pertenecen a este grupo: salas de reunión y espectáculos, estructuras de depósitos urbanas o industriales, no incluidas en el Grupo A. Los recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas, pertenecerán a este grupo siempre y cuando no causen daños corporales o materiales importantes al desprenderse, en caso contrario, se analizarán como pertenecientes al Grupo A.
C	Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo. Son aquéllas cuya falla no implica graves consecuencias, ni causa daños a construcciones de los Grupos A y B. Abarca estructuras o elementos temporales con vida útil menor que tres meses, bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y bardas con altura menor o igual que 2.5 metros. Las provisiones necesarias para la seguridad durante la construcción de estructuras, se evaluarán para la importancia de este grupo.

Tabla 4.2 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento (MOCV-CFE- 08)

Tipo	Descripción
1	Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo período natural de vibración excede de 1 segundo.
2	Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo. Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.
3	Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos, tales como tuberías, chimeneas y edificios con planta circular.
4	Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes.

a) Empujes y succiones estáticos
b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
d) Inestabilidad aeroelástica

En el diseño de estructuras pertenecientes al grupo 1 (Tabla 4.2) bastará analizar la respuesta de la estructura ante el empuje medio del viento mediante un análisis estático. Se empleará la velocidad básica de diseño que se especifica en el reglamento.

Para diseñar las construcciones del Tipo 2 se considerará la acción dinámica generada por la turbulencia del viento al interactuar con la estructura.

Las estructuras del Tipo 3 deben diseñarse con los criterios establecidos para las del Tipo 2; en adición, debe revisarse su capacidad para resistir los empujes dinámicos transversales generados por los vórtices alternantes.

Finalmente, para las estructuras del Tipo 4 los efectos del viento se evaluarán mediante estudios analíticos y/o experimentales; los efectos resultantes normalmente resultan mayores que los obtenidos para las construcciones del Tipo 3, por lo que aquéllos que resulten para las de Tipo 3, se considerarán como mínimos.

Las estructuras que se utilizan en los sistemas de agua potable y alcantarillado se clasificarán como del grupo A (Tabla 4.1), por lo que el diseño por viento deberá considerar velocidades de viento con un periodo de recurrencia de 200 años.

En el análisis y diseño de los recipientes, el efecto del viento sobre el área expuesta de la estructura es importante en los estados límite de volcamiento o deslizamiento sobre todo cuando el recipiente se encuentra vacío. El factor de seguridad para ambos efectos deberá ser mayor o igual a dos ($FS = 2.0$).

Cuando se considere el efecto del viento simultáneamente con el peso del agua, deberá suponerse

que el recipiente se encuentra lleno al ciento por ciento de su capacidad, excepto en los tanques de regulación y cárcamos de bombeo que se deberán considerar al 80 por ciento de su capacidad.

Asimismo, se debe considerar el efecto del viento durante el montaje de tableros prefabricados de recipientes; es decir, cuando se encuentran provisionalmente sostenidos mientras se conectan en forma definitiva al resto de la construcción.

En los recipientes con tapa se deberá revisar la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes. En los recipientes rectangulares o cuadrados se supondrá que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

Para evaluar las fuerzas provocadas por la acción del viento, se utilizan dos procedimientos, el primero es de tipo estático y se emplea cuando los elementos estructurales a evaluar son rígidos y no son sensibles a los efectos dinámicos del viento, es decir, estructuras del tipo 1 (Tabla 4.2).

El segundo procedimiento es de tipo dinámico y se utiliza para los tipos restantes de la Tabla 4.2.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre estructuras especiales es llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Estas deben realizarse en estructuras cuya geometría no sea regular. Puede consultarse más sobre este tema en Simiu y Scandal (1986), Reinhold (1982) y Surry (1975), por mencionar algunos.

4.4. Análisis Estático

Para el análisis por viento se debe utilizar la metodología propuesta en el manual de obras civiles de diseño por viento de CFE (MOCV-CFE-08), salvo en el distrito Federal, para el cual es adecuado utilizar el Reglamento de construcción y sus normas técnicas complementarias para diseño por viendo (RC-DF-NTC-04).

El MOCV-CFE-08 establece que el análisis estático se aplica en el diseño de construcciones y elementos estructurales pertenecientes al Tipo 1, así como de los elementos de recubrimiento y sus anclajes que se emplean en las construcciones Tipos 1, 2 y 3, cuando estas estructuras o elementos de recubrimiento sean poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición se satisface cuando:

a) La relación $H/D \leq 5$, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base
b) El periodo fundamental de la estructura es menor o igual que un segundo
c) Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones:
    - La altura de la construcción,H, es menor o igual que 15 metros,
    - La estructura no está expuesta extraordinariamente en ninguna dirección del viento, es decir no se encuentra en un promontorio o terraplén
    - La planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos
    - La relación H/D es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes en voladizo; el claro no debe ser mayor que 5 m

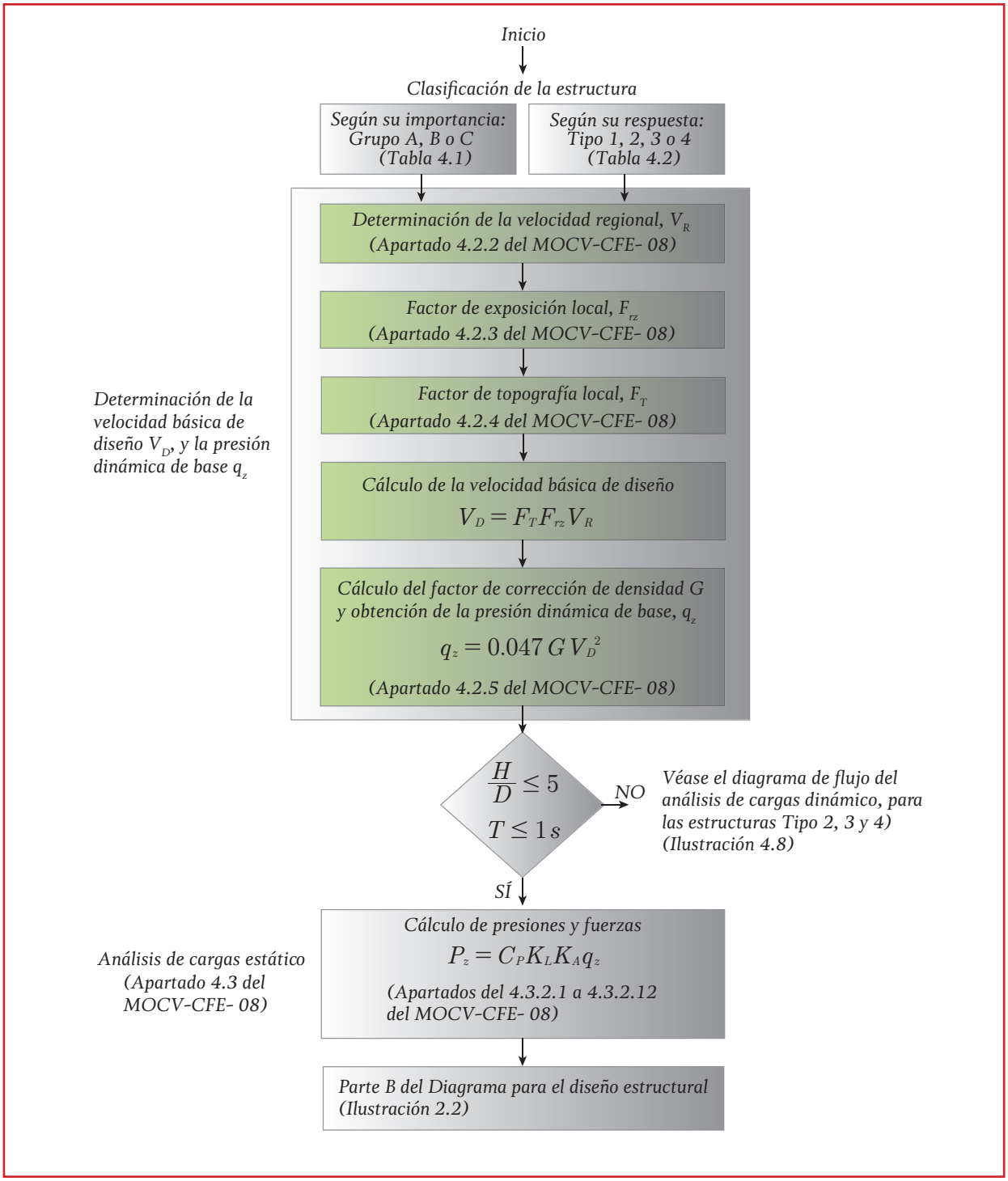
- Para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos -inclinados o a dos aguas- no debe exceder los 20°, y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60°; para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no será mayor que 5°

El procedimiento para realizar el análisis estático se presenta de forma secuencial en la Ilustración 4.7.

4.5. Análisis Dinámico

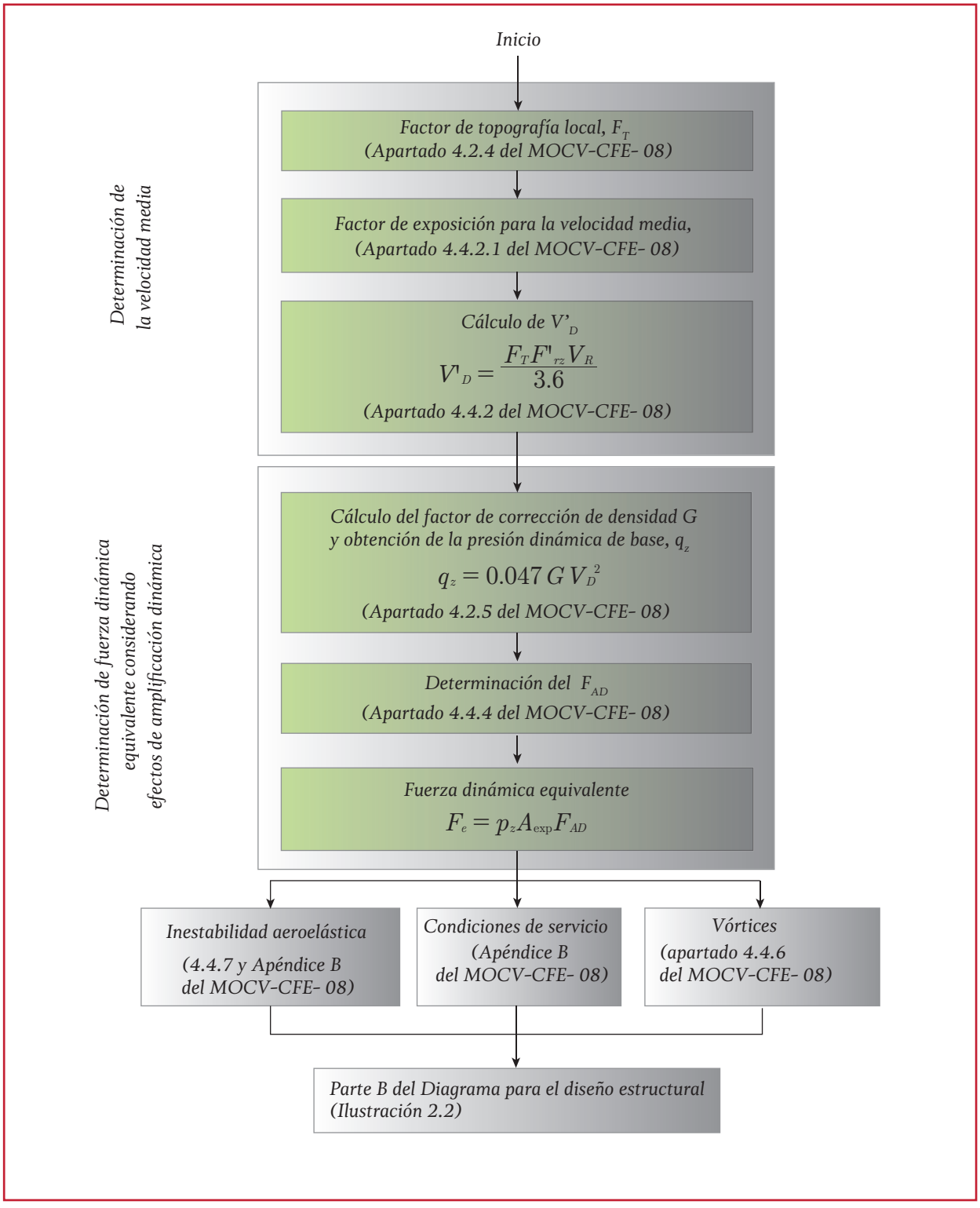
El análisis dinámico se emplea para evaluar la acción resultante de la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras pertenecientes a los Tipos 2 y 3, definidos en la Tabla 4.1. Las fuerzas y presiones actuantes sobre algunas de las partes o subsistemas, como tramos de muros o cubiertas, deben determinarse mediante el análisis estático. El procedimiento de análisis dinámico se aplicará para calcular las cargas equivalentes por viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento; dichas estructuras tienen un comportamiento elástico lineal. En la Ilustración 4.8 se presenta un diagrama de flujo de este procedimiento (MOCV-CFE-08).

Ilustración 4.7 Diagrama de flujo para diseño estático por viento (Adaptado de MOCV-CFE-08)



Donde *H* es la altura de la construcción, *D* es la dimensión mínima de la base y *T* es el periodo fundamental de la estructura

Ilustración 4.8 Diagrama de flujo para diseño dinámico por viento (MOCV-CFE-08)



5

Cimentaciones

5.1. Introducción

5.1.1. Generalidades

El diseño de cimentaciones de estructuras hidráulicas, como de cualquier otra, esta en función de los siguientes factores:

1. La carga que será transmitida por la estructura a la cimentación
2. Las especificaciones locales de construcción
3. El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán la estructura
4. Las condiciones geológicas del suelo

Los dos últimos factores son sumamente importantes y tienen que ver con la mecánica de suelos, la cual se presenta en el libro *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y saneamiento* (parte I) del MAPAS.

Para determinar qué cimentación es, desde el punto de vista técnico, adecuada y optimamente económica, el ingeniero debe considerar la carga de la estructura, las condiciones del suelo y los asentamientos permisibles. En general, las cimentaciones pueden dividirse en dos grupos: cimentaciones superficiales, en las cuales la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor cuatro veces el ancho de la cimentación y las cimentaciones profundas, que se usan cuando las capas superiores del terreno tienen poca capacidad de apoyo o carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales puede causar un daño estructural considerable y/o problemas de inestabilidad (Das, 2012). A su vez una clasificación general para las cimentaciones resulta de la siguiente manera:

1. Superficiales
   a) Zapatas aisladas
   b) Zapatas corridas
   c) Losa o cajón de cimentación
2. Profundas
   a) Pilotes de punta
   b) Pilotes de fricción
   c) Pilas (pilotes perforados)

El procedimiento de revisión de la capacidad de carga de cimentaciones se encuentra descrito en los reglamentos de construcción como los de CFE (2008), las NTC-04, del reglamento de construcciones del distrito federal y en el diseño

de toda cimentación, se deben considerar los siguientes estados límite:

1. De falla:
    - Flotación
    - Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación
    - Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
    - Pérdida de contacto
    - Deslizamiento
2. De servicio:
    - Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante
    - Inclinación media de la construcción
    - Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas en caso de existir

En cada uno de los movimientos, se debe considerar el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y en su caso el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos debe ser tal que se garantice que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la estructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, y a los servicios públicos.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga. Se debe evaluar además la posibilidad de otro tipo de fallas de la cimentación debidas a fenómenos de la masa suelo particulares tales como licuación, suelos expansivos, hundimiento regional, suelos colapsables, amplificación dinámica, tubificación, etcétera. Estos temas se abordan el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y saneamiento* (parte I) del MAPAS.

5.1.2. Acciones de diseño

5.1.2.1. Combinaciones de carga

Las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones deben ser las siguientes:

Acciones permanentes más acciones variables. Con esta combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones permanentes incluyen el peso propio de los elementos estructurales, el peso de los rellenos y lastres que insidan sobre la estructura, como el agua en los tanques, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad. Se deberán incluir aquellas que se puedan producir sobre la cimentación debidas a fenómenos propios de la masa de suelo como pueden ser los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, tales como la fricción negativa. A estas se incluirán las cargas vivas y acciones variables (sismo o viento) de acuerdo como lo dicte el reglamento correspondiente.

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se deben revisar los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del

suelo bajo carga accidental. La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtiene como resultado directo del análisis de ésta.

Para fines de diseño de la cimentación, la definición de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución debe ser responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación, tomando en cuenta en los casos que sea necesario la influencia de la interacción estática suelo-estructura. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etcétera) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Para considerar los efectos bidireccionales de los sismos, se debe utilizar la siguiente combinación de acciones sísmicas: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables. Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin.

Para estructuras subterráneas, en el diseño ante acciones sísmicas se deben considerar adicionalmente las acciones producidas por la incompatibilidad de deformaciones entre la estructura enterrada y el suelo circundante. Para ello se deben utilizar los métodos disponibles en la literatura, por ejemplo los descritos en Hashash (2001).

5.1.3. Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga *FC*, que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones deben ser los utilizados en la práctica convencional de la ingeniería estructural, estos se describen en el apartado 2.2.4.

En cuanto a los factores de resistencia *FR*, relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo, se recomienda que en la práctica mexicana sean los siguientes para todos los estados límite de falla:

a) *FR*= 0.35 para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en cambios de la estratigrafía terreno firme y rocoso, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente
b) *FR*= 0.70 para los otros casos correspondientes a suelos sensiblemente homogéneos

5.1.4. Control de humedad

Se deben diseñar detalles constructivos para minimizar la influencia del cambio de las condiciones de humedad sobre el terreno de cimentación teniendo en cuenta particularmente los siguientes aspectos:

Utilizar un sistema de riego por goteo para la vegetación, minimizando la cantidad de agua usada y manteniendo prácticamente constante la humedad del suelo.

La bajada de agua pluvial y las canaletas de los techos no deberán acumular el agua cerca de la cimentación. Si es posible, se deberá dirigir el agua del techo a través de tuberías que descarguen a la calle o a otros lugares apropiados, manteniendo el agua lejos de la cimentación.

Construir, al menos, una banqueta de 3 m fuera de la cimentación o compactar el suelo aledaño de ella para que forme una superficie dura y menos permeable.

El suelo o concreto fuera de la cimentación deberá tener una pendiente evitando escurrimientos hacia la construcción y que ayude a prevenir la filtración del agua hacia el suelo.

5.2. Cimentación superficial

Los elementos mecánicos que se desarrollan en los elementos estructurales de las cimentaciones pueden ser producidos por dos solicitaciones primordialmente:

a) Los elementos mecánicos transmitidos de la estructura
b) Las deformaciones impuestas por el terreno sobre el elemento de cimentación

Los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deben determinarse para cada combinación de acciones definida en la sección 5.1.2. Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo–estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deben evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Para las cimentaciones superficiales debe determinarse si el contraste de rigideces entre el suelo y la cimentación son suficientes para que ésta se comporte como rígida, semirígida o flexible. El perfil de distribución de las presiones del suelo depende de esta clasificación. Existen distintas metodologías para evaluar la rigidez relativa de la cimentación respecto al suelo y distintos métodos de definición de las presiones del suelo sobre las cimentaciones. En Bowles (1996) se pueden consultar algunas de las metodologías más comunes. Estos temas se abordan el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y saneamiento* (parte I) del MAPAS.

Independientemente del método que se utilice para determinar las presiones de contacto, éstas deben ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Se deben revisar que las distribuciones calculadas satisfagan las condiciones siguientes:

a) Que exista equilibro local y general entre las presiones de contacto y los elementos mecánicos en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura
b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas estén dentro de un límite establecido por el procedimiento o reglamento utilizado

c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura estén dentro de un límite establecido por el procedimiento o reglamento utilizado

Se recomienda hacer la revisión estructural, de acuerdo con la metodología de las NTC-DF

5.2.1. Zapata aislada

Una zapata aislada se utiliza para recibir las cargas de una estructura, de forma puntal a través de una columna, y transmitirla de forma directa al suelo. Este elemento trabaja de forma aislada del resto de la cimentación y se construye de concreto reforzado, tomando en consideración las recomendaciones de este capítulo.

La profundidad de la zapata, con respecto al suelo, está en función del estudio de mecánica de suelos y su análisis se presenta en el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado (Parte 1)* del MAPAS.

5.2.1.1. Presiones y carga excéntrica

La distribución de presiones en una zapata aislada se puede dar en tres condiciones (Precast/ Prestressed Concrete Institute, 1999):

a) Si la carga es simétrica con respecto al área de contacto, la presión se supone uniformemente distribuida, observe la Ilustración 5.1a
b) Para las zapatas que descanzan sobre suelos granulares, la presión es mayor en el centro de la zapata y disminuye hacia el perímetro, observe la Ilustración 5.1b
c) Para zapatas que descanzan sobre suelos arcillosos, las presiones son mayores cerca del borde que en el centro de la zapata, puesto que este tipo de suelos produce una resistencia al corte alrededor del perímetro, la cual adiciona presiones hacia arriba, observe la Ilustración 5.1c

5.2.1.2. Diseño de zapata con carga axial y momento

Las presiones de contacto se suponen de forma lineal y se calculan con la ecuación:

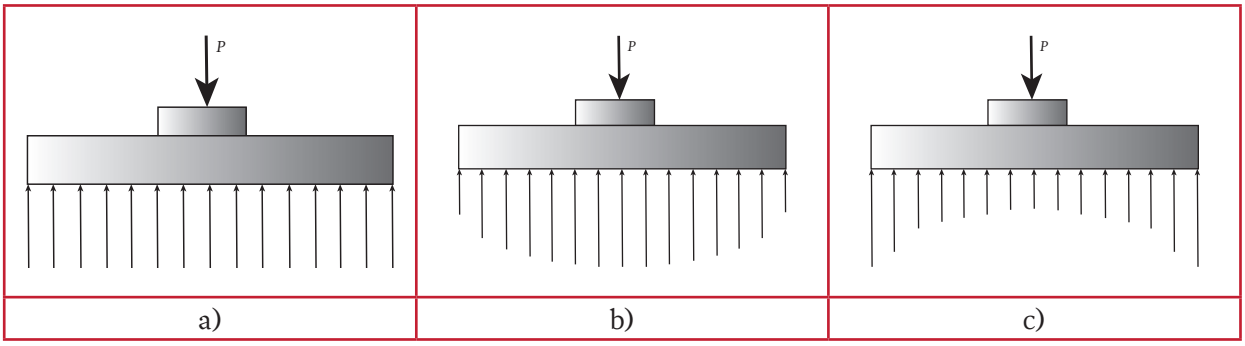
$$\sigma_{Máx,mín} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

Ecuación 5.1

donde:

$\sigma_{max,min}$	=	Presiones de contacto (t/m^2)
P	=	Carga vertical (t)
A	=	Área de la zapata (m^2)
M	=	Momento aplicado (t m)
I	=	Inercia de la zapata (m^4)

Ilustración 5.1 Distribución de presiones de contacto



c = Distancia al punto donde se requiere calcular el esfuerzo, que para este diseño es la distancia desde el centro hasta el paño exterior de la zapata (m)

En este análisis se dimensionará la zapata, de forma que el momento aplicado no genere el vuelco de la estructura, para lo cual se debe garantizar que no se presenten esfuerzos de contacto negativos entre la zapata y el suelo, es decir que $\sigma_{min} > 0$, observe la Ilustración 5.2 .

Por tanto, el área requerida para la zapata, se determina por un proceso de aproximaciones sucesivas, con base en la condición:-

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

Ecuación 5.2

donde:

σ_{adm} = Presión de contacto admisible, (t/m^2)

Depende de la capacidad del suelo, con los correspondientes factores de seguridad, para mayor abundamiento, consultese el libro de Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado (Parte 1) del MAPAS

Con el área resultante se deberá procurar que no se presenten esfuerzos de tensión a lo largo de los bordes de la zapata $\sigma_{min} > 0$.

5.2.1.3. Zapata cargada excéntricamente

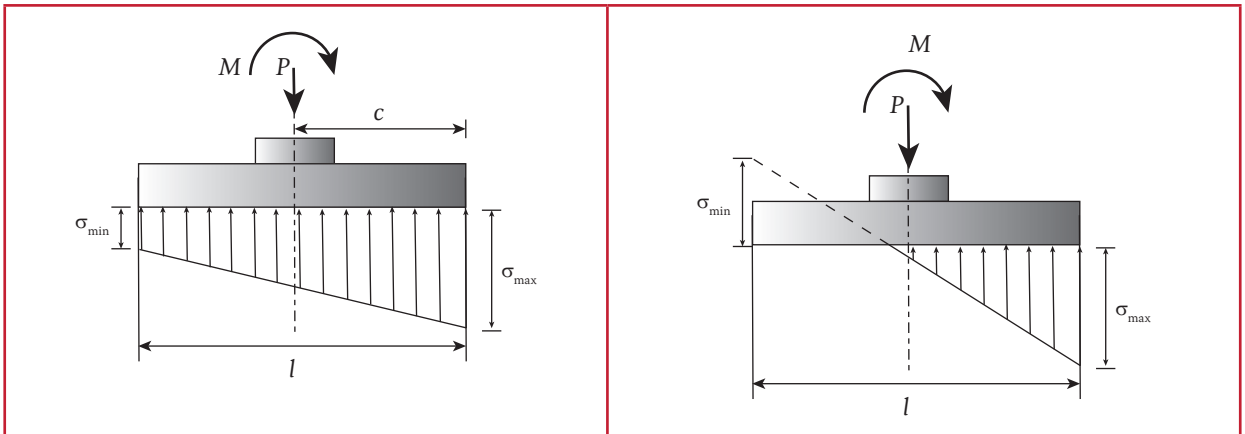
Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concentrica con el área de la zapata, por lo tanto no solo recibe una carga vertical sino también un momento flector.

Las presiones de contacto resultantes se obtienen con la Ecuación 5.1, siempre y cuando la excentricidad $e = M/P$, no exceda un sexto del ancho de la zapata, representado por la distancia k (Ilustración 5.3a).

Si la excentricidad cae fuera del tercio medio de la zapata, la Ecuación 5.1 ya no es valida, puesto que se generan presiones negativas en el borde de la zapata y las presiones de contacto se distribuyen de acuerdo a la Ilustración 5.3b.

Por tanto, para zapatas rectangulares de dimensiones l x b, las presión máxima se determina con (Harmsen, 2005):

Ilustración 5.2 Definición de los esfuerzos de contacto



a) Presiones de contacto | b) Esfuerzos de tensión que no deben presentarse

$$\sigma_{Máx} = \frac{2P}{3bm}$$

Ecuación 5.3

donde:

p	=	Carga vertical (t)
b	=	Ancho de la zapata (m)
m	=	Distancia desde el borde al punto de aplicación de la carga P (m)

5.2.1.4. Diseño por cortante

Una vez determinada el área requerida, A_{req}, a partir de la presión de contacto admisible q_a, debe determinarse la altura h, de la zapata. En zapatas aisladas la altura efectiva, d, esta en función del esfuerzo cortante.

Diseño por penetración

Una columna tiende a penetrar la losa a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna. Al mismo tiempo, los esfuerzos de compresión concentrados que provienen de la columna se distribuyen en la zapata de modo que el concreto adyacente a la columna queda sometido a una compresión vertical o ligeramente inclinada, adicional al cortante, ver Ilustración 5.4.

El esfuerzo cortante en el concreto que falla de esta manera, puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna en un perímetro $d/2$, desde las caras de la columna, observe la Ilustración 5.5.

El perímetro critico, resulta:

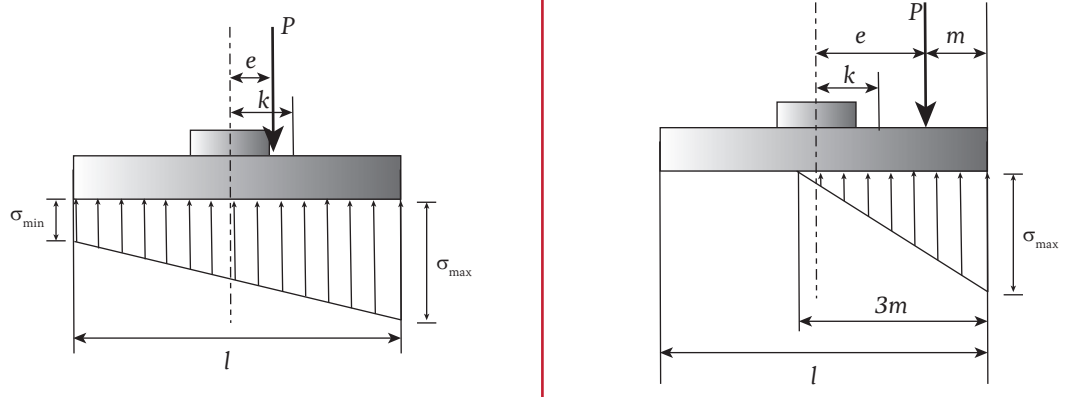
$$b_0 = 2[(C_1 + d) + (C_2 + d)]$$

Ecuación 5.4

donde:

C_1	=	Dimensión de la columna en el sentido del análisis (cm)
C_2	=	Dimensión de la columna en el sentido perpendicular al análisis (cm)
d	=	Peralte efectivo de la zapata (cm)

Ilustración 5.3 Zapata aislada sometida a carga excéntrica



a) Presiones de contacto

b) Esfuerzos de tensión que no deben presentarse

Ilustración 5.4 Falla por penetración en una zapata aislada

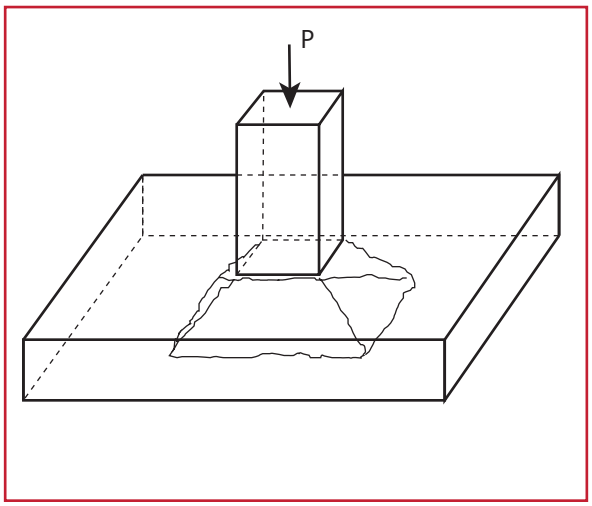
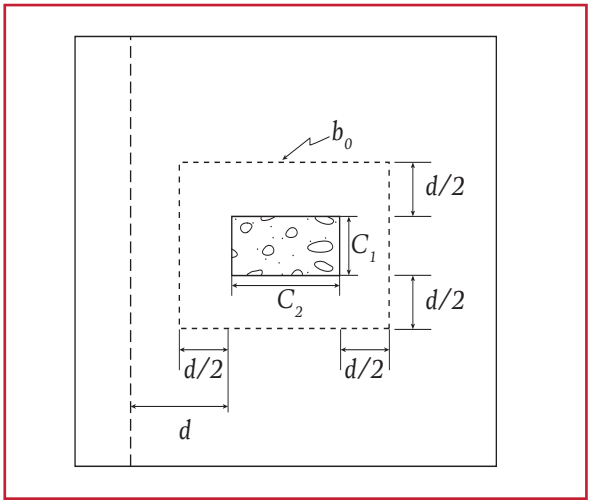


Ilustración 5.5 Secciones críticas para cortante



Por tanto, para la revisión por resistencia al esfuerzo cortante, se considera la zapata como un elemento ancho, y este esfuerzo estará aplicado en el área crítica, por lo tanto:

$$Vu = \sigma_{neto\ promedio}(A_{total} - A_{s\ eccion\ critica})$$

Ecuación 5.5

donde:

El esfuerzo neto promedio aplicado resulta:

$$\sigma_{neto\ promedio} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

Ecuación 5.6

$$A_{s\ eccioncritica} = (C_1 + d)(C_2 + d)$$

Ecuación 5.7

El cortante resistente que la sección puede soportar, de acuerdo con las NTC-DF para diseño y construcción de estructuras de concreto,se calcula como:

$$V_{CR} = F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*}\, b_0 d$$

Ecuación 5.8

donde:

V_{CR}	=	Esfuerzo cortante resistente en la sección crítica (kg)
F_R	=	Factor de resistencia (depende de cada reglamento), para el ejemplo se considera de 0.7
f_c^*	=	Resistencia nominal del concreto a compresión, igual a 0.8 f_c', (kg/cm^2)
b_0	=	Perímetro de la sección crítica (cm)
d	=	Peralte efectivo de la zapata (cm)
γ	=	Relación geométrica entre los lados de la columna (C_1/C_2)

Revisión como elemento sin presfuerzo

Las zapatas son elementos que por lo general posen una cuantía muy pequeña, por lo tanto, una primer opción de cantidad de acero, puede ser el cálculo de cuantía mínima que resulta como:

$$p = 0.7\frac{\sqrt{f_c^*}}{f_y}$$

Ecuación 5.9

donde:

p = Cuantía de acero
f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión, igual a 0.8 $f'c$ (kg/cm²)
f_y = Esfuerzo resistente a la fluencia del acero (kg/cm²)

Por su parte, el refuerzo no debe de exceder de:

$$p_{max} = 0.75 p_{bal}$$ Ecuación 5.10

donde:

$$p_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6\,000 \beta_1}{f_y + 6\,000}$$ Ecuación 5.11

Para las cuales:

p_{bal} = Cuantía balanceada
f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)
β_1 = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)
f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²)
p_{max} = Cuantía máxima
0.75 = El área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada

El cortante para esta condición se presenta en la sección crítica, por tanto, se debe establecer el esfuerzo en ese punto y transformarlo en fuerza cortante a través de triángulos semejantes:

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{l} = \frac{\sigma_2}{\frac{l}{2} - \left(\frac{C_1}{2} + d\right)}$$

Por tanto (ver Ilustración 5.6), σ_2 resulta:

$$\sigma_2 = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})\left[\frac{l}{2} - \left(\frac{C_1}{2} + d\right)\right]}{l}$$

Ecuación 5.12

Con esta consideración el cortante aplicado resulta:

$$Vu = F_1 + F_2$$

Ecuación 5.13

para la cual:

$$F_1 = \sigma_1 \left[\frac{l}{2} - \left(\frac{C_1}{2} + d\right)\right](l)$$

$$F_2 = \frac{\sigma_2 \left[\frac{l}{2} - \left(\frac{C_1}{2} + d\right)\right]}{2}(l)$$

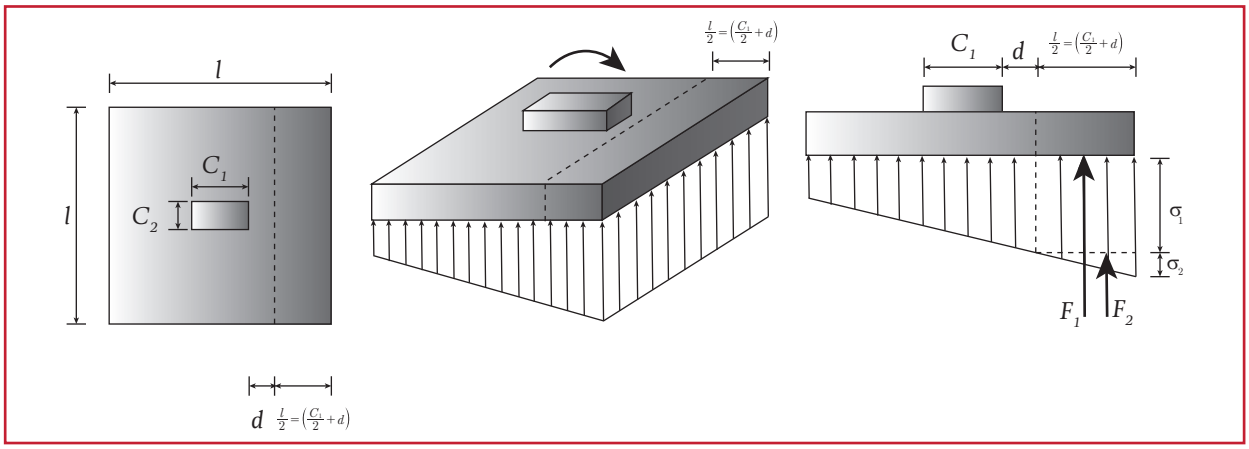
Aunque solo exista momento en un solo eje, se deberá revisar el esfuerzo cortante en el sentido perpendicular, tal como se muestra en la Ilustración 5.7.

Con esta consideración las fuerzas cortantes resultan:

$$F_1 = \sigma_{min} \left[\frac{l}{2} - \left(\frac{C_2}{2} + d\right)\right](l)$$

$$F_2 = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})(l)}{2}\left[\frac{l}{2} - \left(\frac{C_2}{2} + d\right)\right]$$

Ilustración 5.6 Diagrama de esfuerzo para la revisión por cortante



Para este análisis el cortante resistente (en cada dirección, de acuerdo con las NTC-DF para diseño y construcción de estructuras de concreto) resulta:

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*}$$

Ecuación 5.14

donde:

V_{cR} = Esfuerzo cortante resistente en la sección crítica (kg)

F_R = Factor de resistencia, para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas se considera de 0.7

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión, igual a 0.8 $f'c$ (kg/cm^2)

p = Cuantía de acero

b = Ancho de zapata (en la sección perpendicular al análisis), en cm

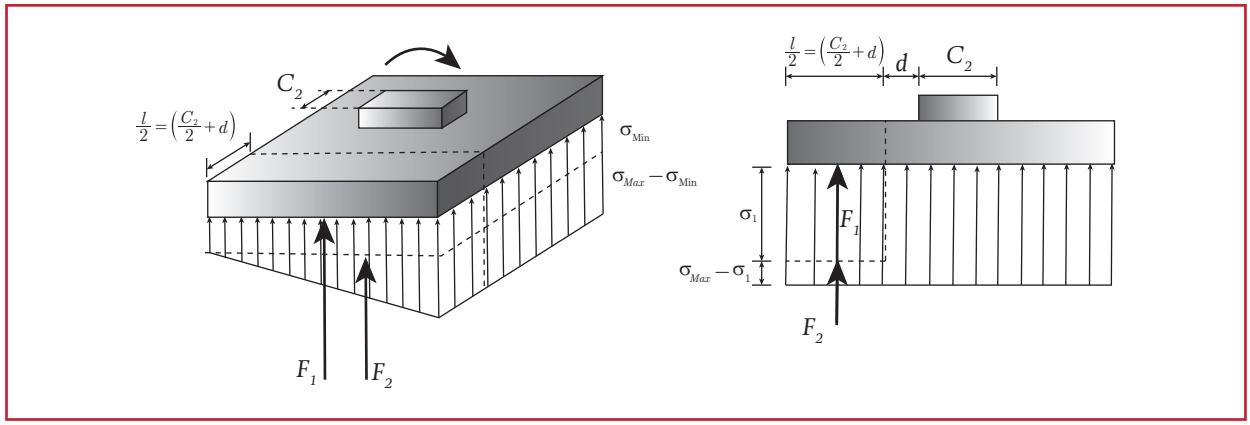
d = Peralte efectivo (cm)

γ = Relación geométrica entre los lados de la columna (C_1/C_2)

5.2.1.5. Diseño por flexión

La aplicación de un momento o una carga excéntrica ocasiona un esfuerzo de flexión en la sección transversal de la zapata, justo en el paño

Ilustración 5.7 Diagrama de esfuerzos para la revisión por cortante en sentido perpendicular



de la columna, tal como puede observarse en la Ilustración 5.8.

Para este arreglo, los momentos actuantes se calculan como:

$$Mu = M_1 + M_2$$

Ecuación 5.15

para la cual:

$$M_1 = \sigma_1\left(\frac{l-C_1}{2}\right)(l)\left(\frac{l-C_1}{4}\right)$$

$$M_2 = \frac{\sigma_2\left(\frac{l-C_1}{2}\right)(l)}{2}\left(\frac{l-C_1}{2}\right)$$

en este caso la regla de tres se compone como:

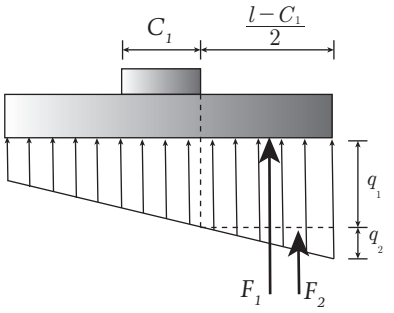
$$\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{l} = \frac{\sigma_2}{\frac{l-C_1}{2}}$$

Por tanto, σ_i resulta:

$$\sigma_2 = \frac{(\sigma_{max}-\sigma_{min})\left(\frac{l-C_1}{2}\right)}{l}$$

Ecuación 5.16

Ilustración 5.8 Fuerzas para revisión por flexión



De la misma manera que para el esfuerzo cortante, aunque solo exista momento en un solo eje, se deberá revisar la resistencia a la flexión en el sentido perpendicular, tal como se muestra en la Ilustración 5.9.

Con esta consideración el momento aplicado resulta:

$$M_2 = F_1\left(\frac{l-C_2}{4}\right) + F_2\left(\frac{l-C_2}{4}\right)$$

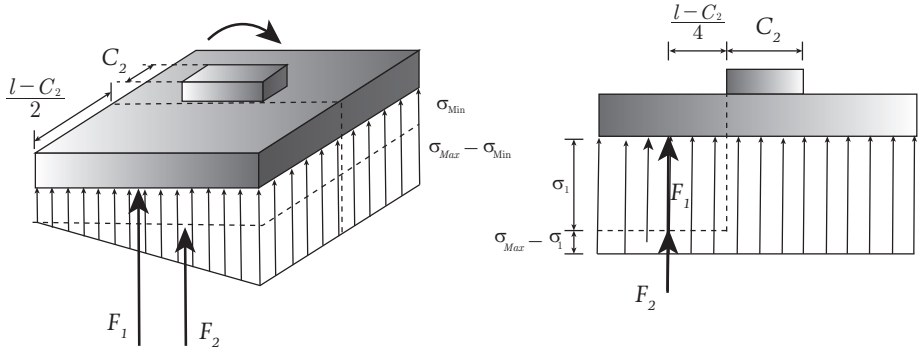
Ecuación 5.17

para la cual:

$$F_1 = \sigma_{min}(l)\left[\frac{l-C_2}{2}\right]$$

$$F_2 = \frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{2}(l)\left[\frac{l-C_2}{2}\right]$$

Ilustración 5.9 Diagrama de esfuerzos para la revisión por flexión en sentido perpendicular



El momento resistente (en cada dirección, de acuerdo con las NTC-DF para diseño y construcción de estructuras de concreto) resulta:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1 - 0.5q)$$

Ecuación 5.18

donde:

M_R = Momento resistente en la sección transversal (kg cm)

F_R = Factor de resistencia, para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas se considera de 0.7 (debe verificarse en cada reglamento)

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, igual a 0.85 f_c^* (kg/cm²)

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión, igual a 0.8 $f'c$ (kg/cm²)

b = Ancho de zapata (en la sección perpendicular al análisis), en cm

d = Peralte efectivo (cm)

$$q = p\frac{f_y}{f_c''}$$

Ecuación 5.19

5.2.1.6. Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Ecuación 5.20

donde:

a_{s1} = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

x_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, (cm)

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5x_1$.

5.2.1.7. Área de acero de refuerzo

Una vez definida la cuantía de acero necesaria para resistir los esfuerzos cortantes y los momentos flexionantes, el área de acero se calcula como:

$$As = p\, d\, b$$

Ecuación 5.21

Con este valor deberá ajustarse el numero de varillas, en función de su sección transversal, tal como se indica en la Tabla 1.5.

La cantidad de varillas necesarias y su separación se obtiene a través de las siguientes ecuaciones.

$$\#\ vars = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

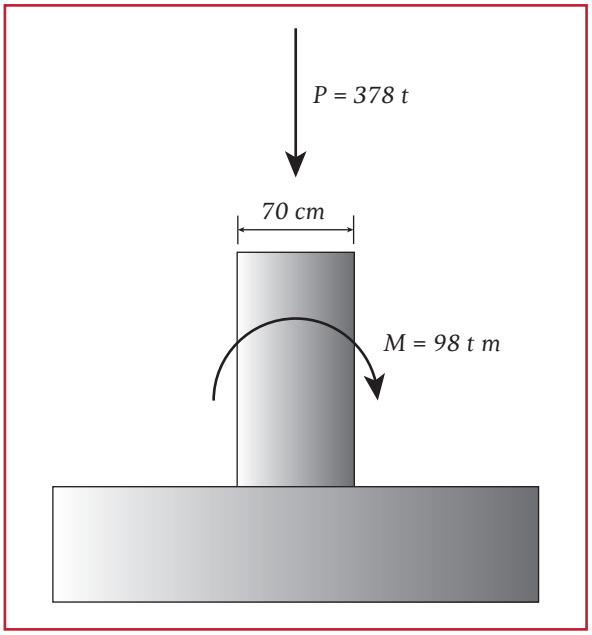
$$S_{ejes} = \frac{l-(2r)}{\#varsenteras-1}$$

La separación obtenida debe ajustar al valor cerrado inmediatamente inferior.

5.2.2. Ejemplo de diseño de una zapata aislada

Considérese una columna de 30 x 75 centímetros, que baja una carga axial y un momento, de acuerdo con la Ilustración 5.10. El esfuerzo admisible del suelo es de 26 t/m^2. Considere concreto de f_c' = 250 kg/cm^2 y f_y = 4 200 kg/cm^2, para el acero de refuerzo.

Ilustración 5.10 Zapata para ejemplo



Presiones de diseño

Proponiendo una zapata cuadrada de dimensiones l = 4 metros por lado, aplicando la Ecuación 5.1 se tiene:

$$\sigma_{\max} = \frac{378}{(4)^2} + \frac{98\left(\frac{4}{2}\right)}{\left[\frac{4(4)^3}{12}\right]} = 23.63 + 9.18 = 32.81\frac{t}{m^2}$$

Este valor excede el esfuerzo permisible, por tanto se propone una zapata de l = *4.5* metros por lado.

$$\sigma_{\max} = \frac{378}{(4.5)^2} + \frac{98\left(\frac{4.5}{2}\right)}{\left[\frac{4.5(4.5)^3}{12}\right]} = 18.67 + 6.45 = 25.12\frac{t}{m^2}$$

y

$$\sigma_{min} = \frac{378}{(4.5)^2} + \frac{98\left(\frac{4.5}{2}\right)}{\left[\frac{4.5(4.5)^3}{12}\right]} = 18.67 - 6.45 = 12.21\frac{t}{m^2}$$

Determinación del peralte requerido

Se propone una altura total de zapata de h = 1 m, con recubrimiento r = 15 cm, por tanto, d = 85 cm.

Revisión por penetración

El perímetro critico, tal como se definió en la Ecuación 5.4, resulta:

$$b_0 = 2[(0.30+0.85)+(0.75+0.85)] = 5.5\,m$$

El esfuerzo neto promedio aplicando la Ecuación 5.6 resulta:

$$\sigma_{neto\ promedio} = \frac{12.21 + 25.12}{2} = 18.67 \frac{t}{m^2}$$

por tanto el cortante como elemento ancho, aplicado en el área crítica (Ecuación 5.5) resulta:

$$V_u = 18.67[(4.5)^2 - (0.30 + 0.85)(0.75 + 0.85)] = 342.65\,t$$

Por otra parte, el cortante resistente que la sección puede soportar se calcula con la Ecuación 5.8:

$$V_{CR} = 0.7\left(0.5 + \frac{30}{75}\right)\sqrt{0.8(250)}(550)(85) = 416.52\,t$$

$$V_{CR} = 416.52\,t > V_u = 342.65\,t$$

Revisión como elemento sin presfuerzo

Como una primer opción de cantidad de acero se calcula la cuantía mínima (Ecuación 5.9) que resulta como:

$$p = 0.7\frac{\sqrt{250}}{4\,200} = 0.0026$$

El cortante crítico a través de triángulos semejantes (ver Ilustración 5.11 y Ecuación 5.12) resulta:

$$\sigma_2 = \frac{(25.12 - 12.21)\left[\frac{4.5}{2} - \left(\frac{0.75}{2} + 0.85\right)\right]}{4.5} = 2.94\frac{t}{m^2}$$

Con esta consideración (Ecuación 5.13):

$$F_1 = 22.18(1.025)(4.5) = 102.3\,t$$

$$F_2 = \frac{9.24(1.025)}{2}(4.5) = 6.78\,t$$

$$V_u = 102.3 + 6.78 = 109.084\,t$$

En este caso el cortante resistente se calcula con la Ecuación 5.14.

$$V_{CR} = 0.7(450)(85)[0.2 + 20(0.0026)]\sqrt{200} = 106.98\,t$$

$$V_{CR} = 106.98\,t < V_u = 109.08\,t$$

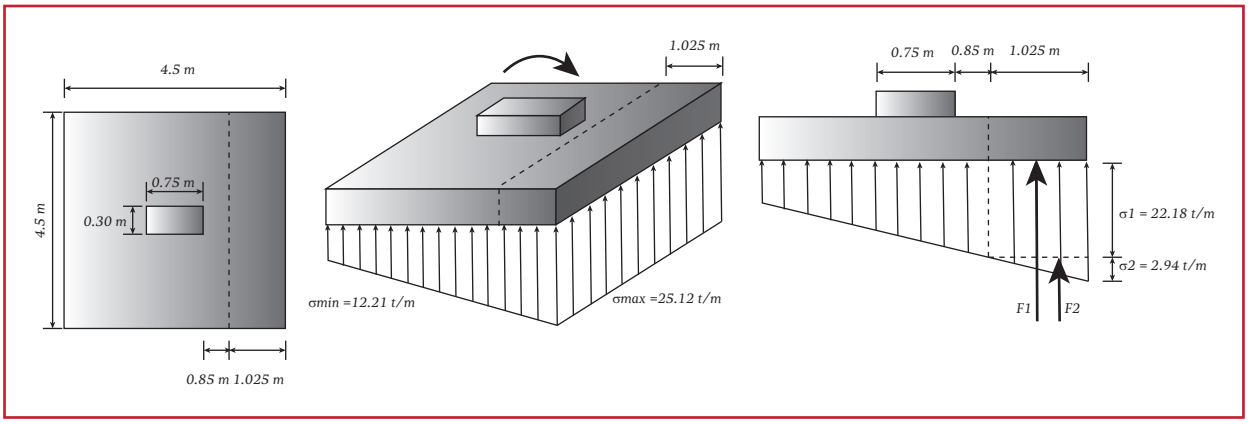
Con estas condiciones, la zapata no es capaz de soportar el esfuerzo cortante, por lo que se propone una nueva cuantía de acero, p = 0.005:

$$V_{CR} = 0.7(450)(85)[0.2 + 20(0.005)]\sqrt{200} = 127.00\,t$$

$$V_{CR} = 127.00\,t > V_y = 109.08\,t$$

Aunque solo existe momento en un solo eje, se deberá revisar el esfuerzo cortante en el sentido perpendicular, tal como se muestra en la Ilustración 5.12.

Ilustración 5.11 Diagrama de esfuerzo para la revisión por cortante del ejemplo



$$F_1 = 12.21(4.5)\left[\frac{4.5}{2} - \left(\frac{0.3}{2} + 0.85\right)\right] = 68.70\,t$$

$$F_2 = \frac{(25.12 - 12.21)(4.5)}{2}\left[\frac{4.5}{2} - \left(\frac{0.3}{2} + 0.85\right)\right] = 36.30\,t$$

$$Vu = 68.70 + 36.30 = 105.00\,t$$

$$V_{CR} = 127\,t > V_u = 105.00\,t$$

Revisión por flexión

En este caso la regla de tres se compone como:

$$\sigma_2 = \frac{(25.12 - 5.38)\left(\frac{4.5 - 0.75}{2}\right)}{4.5} = 5.38\frac{t}{m^2}$$

Para este arreglo, los momentos actuantes se calculan como:

$$M_1 = (25.12 - 5.38)\left(\frac{4.5 - 0.75}{2}\right)(4.5)\left(\frac{4.5 - 0.75}{4}\right) = 156.16\,t\,m$$

$$M_2 = \frac{(6.02)\left(\frac{4.5 - 0.75}{2}\right)(4.5)}{2}\left(\frac{2}{3}\right)\left(\frac{4.5 - 0.75}{4}\right) = 28.36\,t\,m$$

$$Mu = 156.16 + 28.36 = 184.52\,t\,m$$

Para la cuantía propuesta

$$q = 0.005\frac{4\,200}{0.85(200)} = 0.124$$

El momento resistente (Ecuación 5.18) resulta:

$$M_R = 0.7(4.5)(0.85)^2[0.85(200)]\,0.124[1 - 0.5(0.124)] = 448.41\,t\,m$$

$$M_R = 448.41\,t\,m > M_u = 184.52\,t\,m$$

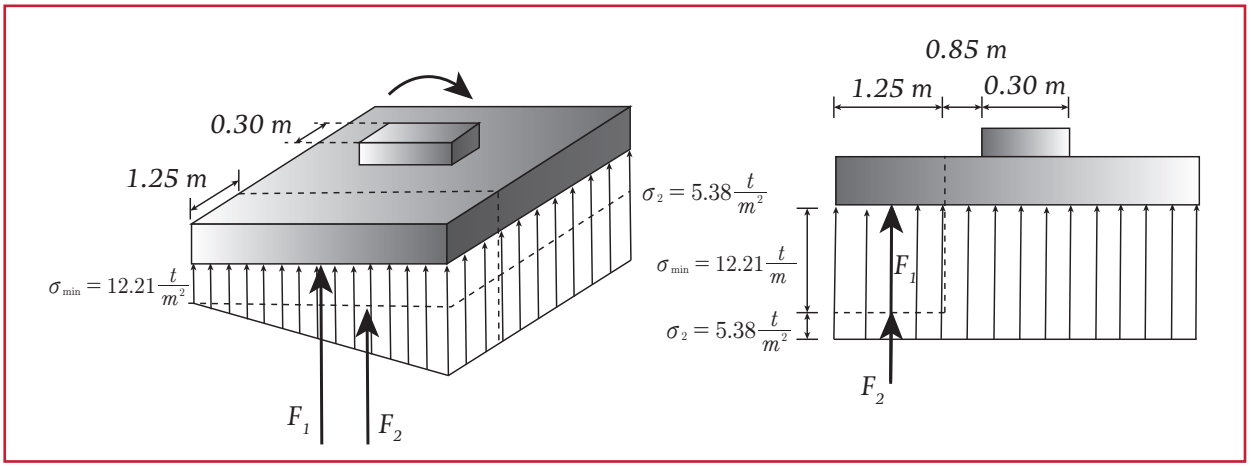
De la misma manera que para el esfuerzo cortante, se revisa la resistencia a la flexión en el sentido perpendicular, tal como se muestra en la Ilustración 5.13.

Para la cual:

$$F_1 = (12.21)(4.5)\left(\frac{4.5 - 0.3}{2}\right) = 115.42\,t$$

$$F_2 = \frac{(25.12 - 12.21)(4.5)}{2}\left(\frac{4.5 - 0.3}{2}\right) = 60.98\,t$$

Ilustración 5.12 Diagrama de esfuerzos para la revisión por cortante en sentido perpendicular del ejemplo



Con esta consideración el momento aplicado resulta:

$$M_u = 115.42\left(\frac{4.5-0.3}{4}\right)+60.98\left(\frac{4.5-0.3}{4}\right)=185.22\,t\,m$$

$$M_R = 448.41\,t\,m > M_u = 185.22\,t\,m$$

El área de acero se calcula con la Ecuación 5.21:

$$As = 0.005(85)(450) = 191.25\,cm^2$$

Considerando varillas del Num. 10

$$A_{\#10} = \left[\frac{10}{8}(2.54)\right]^2\frac{\pi}{4} = 7.92\,cm^2$$

Por tanto:

$$num\ var_{\#10} = \frac{191.25}{7.92} = 24.15 \approx 25$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 5.14):

$$S_{ejes} = \frac{450-10}{25-1} = 18.33\,cm$$

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

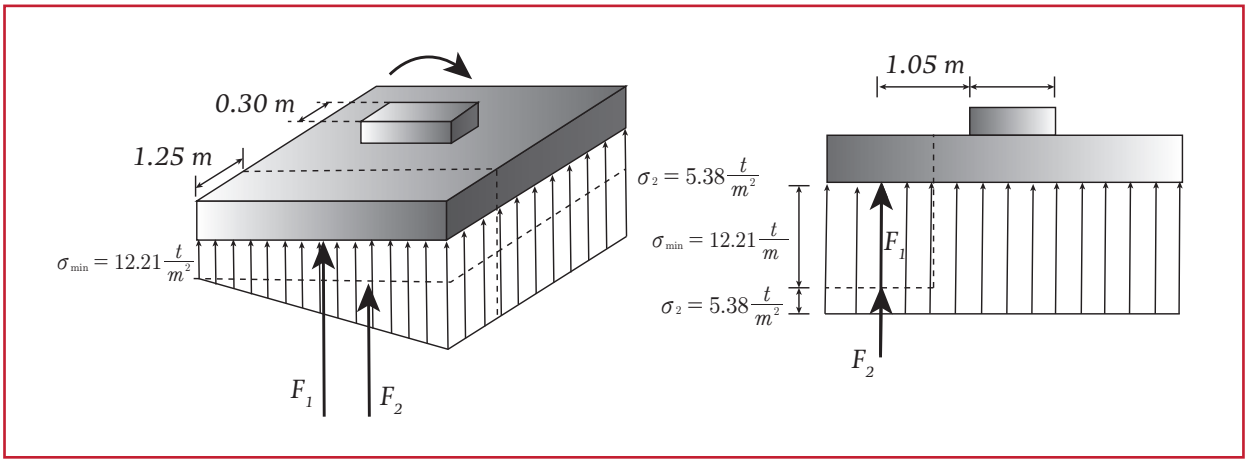
$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(450)}{4\,200(450+100)}\right)(450) = 86.78\,cm^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(450)(85) = 114.75\,cm^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 10, resulta:

Ilustración 5.13 Diagrama de esfuerzos para la revisión por flexión en sentido perpendicular del ejemplo



$$numvar_{\#10} = \frac{114.75}{7.92} = 14.49 \approx 15$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 5.14):

$$S = \frac{450 - 10}{15 - 1} = 31.43 \approx 30\,cm$$

5.2.3. Zapata corrida

Una zapata corrida se utiliza para recibir las cargas de una estructura, de forma lineal a través de un muro o una serie de columnas y transmitirla de forma directa al suelo. Este elemento se construye de concreto reforzado, tomando en consideración las recomendaciones de este capítulo.

La profundidad de la zapata, con respecto al suelo, esta en función del estudio de mecánica de suelos y su análisis se presenta en el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado (Parte 1)* del MAPAS.

El diseño de una zapata corrida se realiza siguiendo el mismo procedimiento que para una zapata aislada con la limitación de que la revisión solo se hace en un solo sentido, bajo la consideración que el muro o trabes de enlace le proporcionan una alta rigidez en el sentido paralelo al muro, observe la Ilustración 5.15.

Para facilitar la compresión de este arreglo se presenta el siguiente ejemplo.

Ilustración 5.14 Armado para la zapata aislada del ejemplo

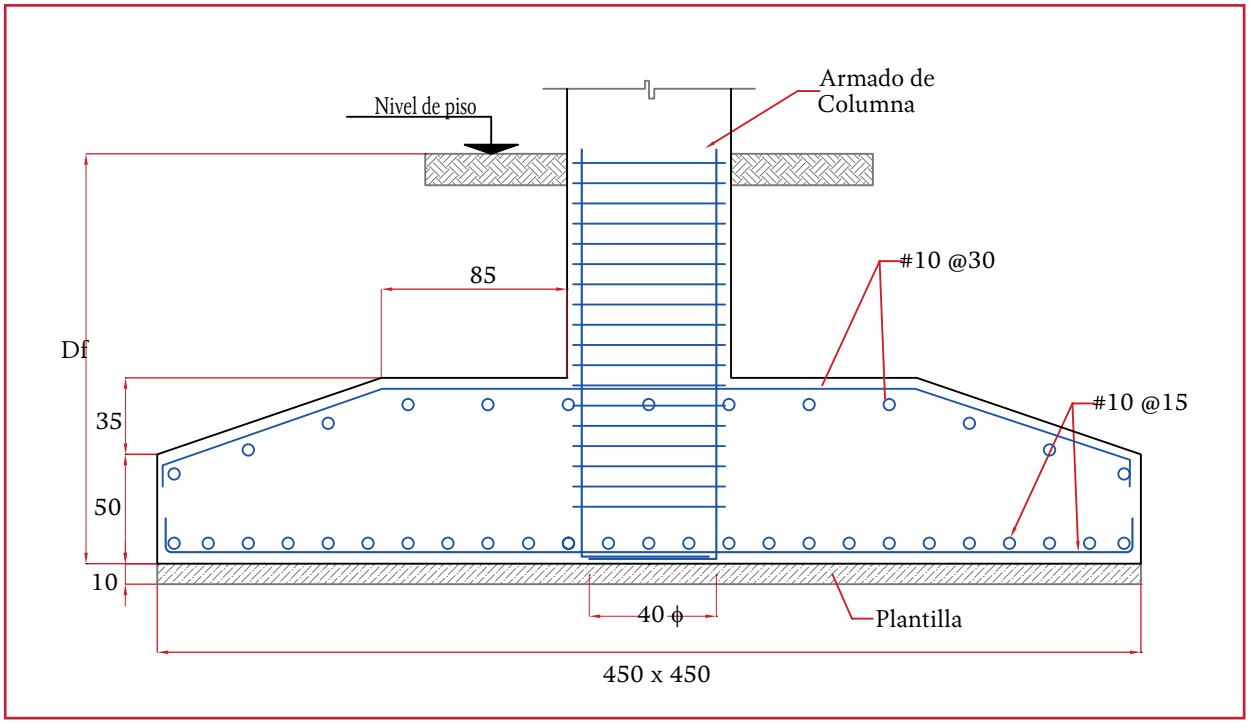
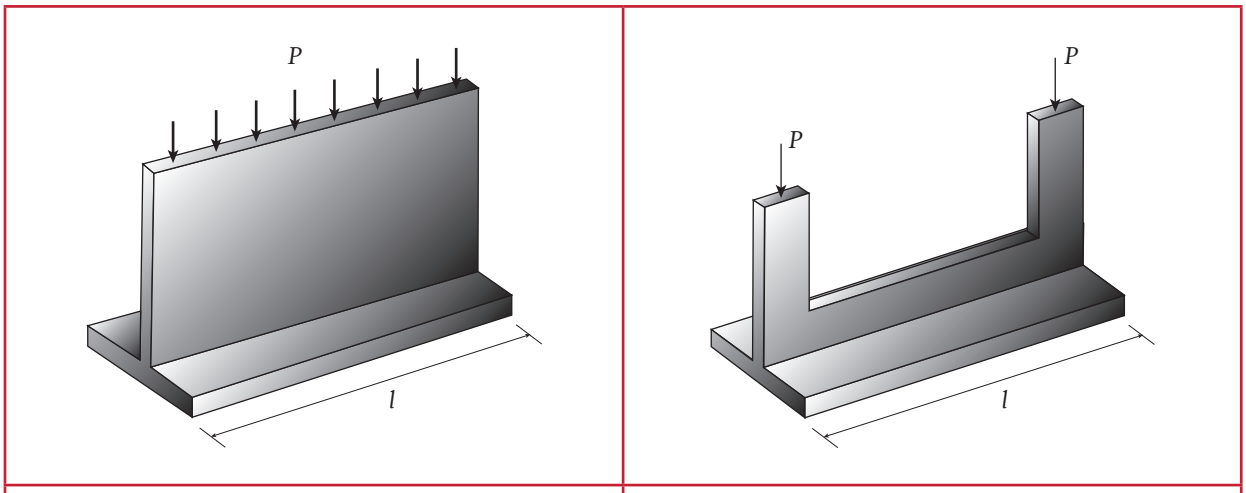


Ilustración 5.15 Zapata corrida



a) Zapata corrida con muro | b) Zapata corrida con columnas

5.2.4. Ejemplo de diseño de una zapata corrida

Considérese un muro de 20 centímetros, que baja una carga distribuida total de 21.48 t/m, de acuerdo con la Ilustración 5.16. El esfuerzo admisible del suelo es de 17.9 t/m^2. Considere concreto de f_c'=250 kg/cm^2 y f_y = 4 200 kg/cm^2, para el acero de refuerzo.

Dimensión requerida en la zapata

El ancho necesario para transmitir adecuadamente la carga recibida resulta:

$$b = \frac{P}{\sigma_{adm}} = \frac{21.48}{17.9} = 1.2\,m$$

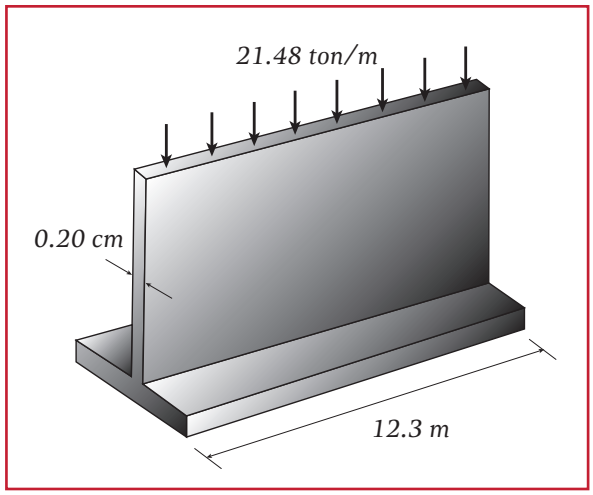
Por practicidad de diseño, solo se considera un largo unitario; con esto, la zapata a diseñar es de 1.2 x 1.0 metros, las dimensiones y el armado resultante se replicarán a todo el largo de la zapata, que es de 12.3 metros.

Determinación del peralte requerido

Se propone una altura total de zapata de 50 metro, con recubrimiento de 5 centímetros, por tanto, d = 45 cm.

En una zapata corrida el perímetro crítico se compone del doble de la dimensión de la zapata y se encuentra ubicada a $d/2$ del paño del muro, por tanto, resulta:

Ilustración 5.16 Zapata corrida para ejemplo



$$b_0 = 2[1.00] = 2.00\,m$$

El esfuerzo neto promedio se obtiene aplicando la Ecuación 5.6 resulta:

$$\sigma_{neto\ promedio} = \frac{21.48}{1(1.2)} = 17.9\,t$$

Revisión por penetración

El cortante como elemento ancho, aplicado en el área crítica (Ecuación 5.5) resulta:

$$V_u = 17.90[1(1.2) - (0.45 + 0.2)] = 9.84\,t$$

Por otra parte, el cortante resistente que la sección puede soportar se calcula con la Ecuación 5.8:

$$V_{CR} = 0.7\left(0.5 + \frac{20}{100}\right)\sqrt{0.8(250)}(200)(45) = 62.37\,t$$

$$V_{CR} = 62.37\,t > V_u = 9.84\,t$$

Revisión como elemento sin presfuerzo

Como una primer opción de cantidad de acero se calcula la cuantía mínima (Ecuación 5.9) que resulta como:

$$p = 0.7\frac{\sqrt{250}}{4\,200} = 0.0026$$

El cortante crítico se muestra en la Ilustración 5.17 y resulta:

$$V_u = 17.9(0.05)(1) = 0.895\,t$$

En este caso el cortante resistente se calcula con la Ecuación 5.14.

$$V_{CR} = 0.7(100)(45)[0.2 + 20(0.0026)]\sqrt{200} = 24.62\,t$$

$$V_{CR} = 24.62 > V_u = 0.895\,t$$

Revisión por flexión

Las fuerzas que ocasionan el momento flexionante se observan en la Ilustración 5.18.

Para este arreglo, el momento actuante se calcula como:

$$M_u = (17.9)(0.5)(1)\left(\frac{0.5}{2}\right) = 2.24\,t\,m$$

El momento resistente (Ecuación 5.18) resulta:

Ilustración 5.17 Definición de área crítica para revisión por cortante

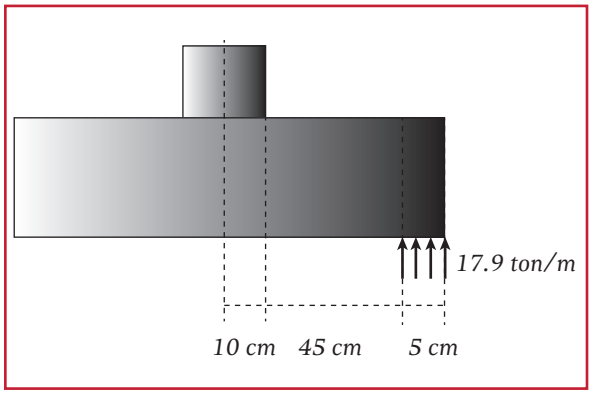
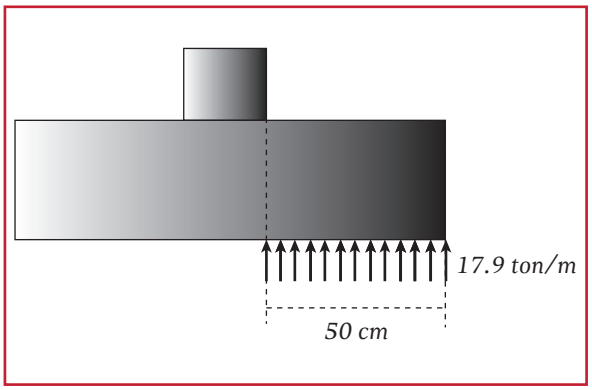


Ilustración 5.18 Fuerzas para revisión por flexión del ejemplo



$$M_R = 0.7(100)(45)^2[0.85(200)]$$
$$(0.0026)[1-0.5(0.0026)] = 14.67\,t\,m$$

$$M_R = 14.67\,t\,m > M_u = 2.24\,t\,m$$

El área de acero se calcula con la Ecuación 5.21:

$$As = 0.0026(45)(100) = 11.86\,cm^2$$

Considerando varillas del no. 4

$$A_{\#4} = \left[\frac{4}{8}(2.54)\right]^2 \frac{\pi}{4} = 1.27\,cm^2$$

Por tanto:

$$Num\ var_{\#4} = \frac{11.86}{1.27} = 9.36 \approx 10$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (ver Ilustración 5.19).

$$S_{ejes} = \frac{100-10}{10-1} = 10\,cm$$

La separación efectiva entre varillas resulta:

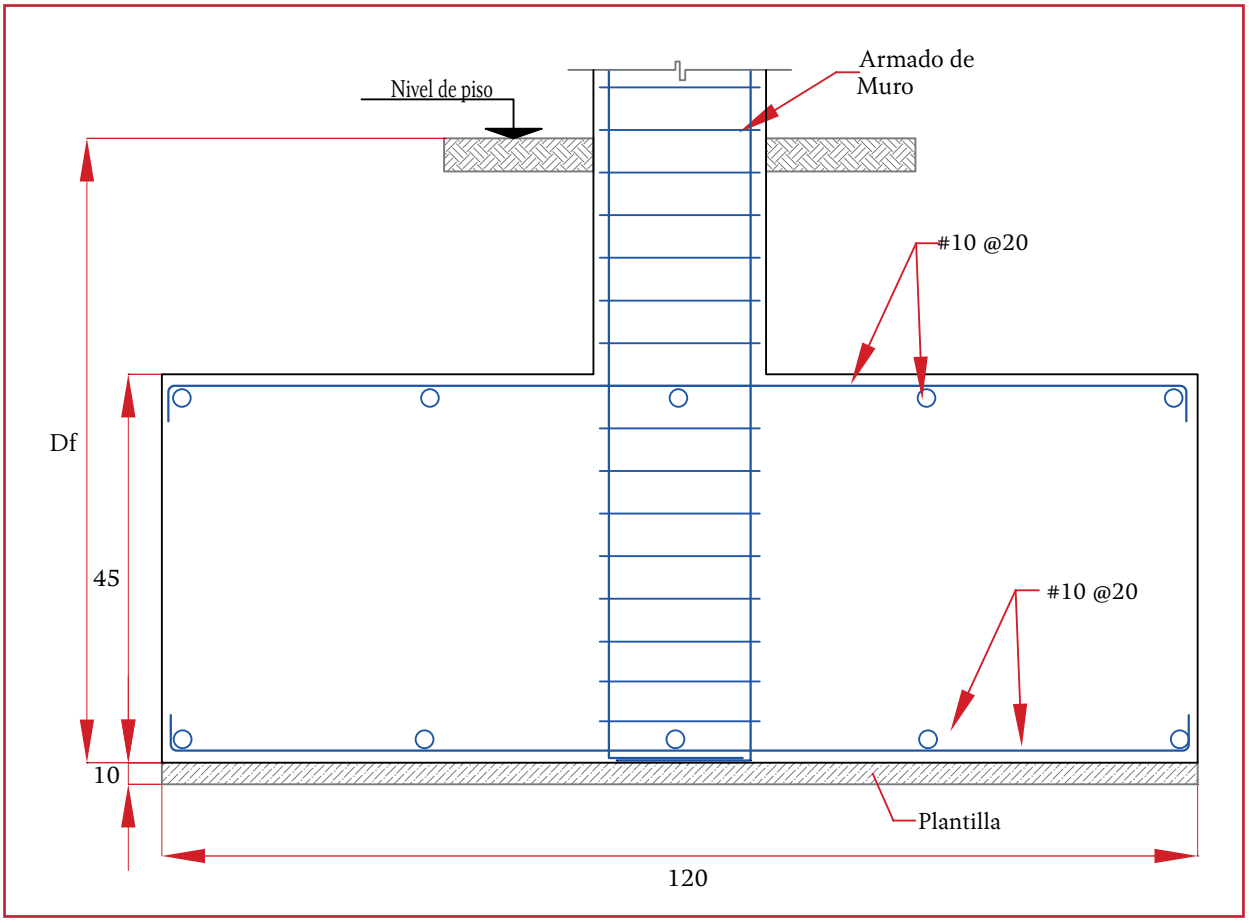
$$S_{efectiva} = 10.00 - 1.27 = 8.73\,cm$$

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(1\,230)}{4\,200(1\,230+100)}\right)(1\,230) = 268.12\,cm^2$$

Ilustración 5.19 Armado para la zapata corrida del ejemplo



y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(1\,230)(45) = 166.05\,cm^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 10, resulta:

$$numvar_{\#10} = \frac{268.12}{7.92} = 33.83 \approx 34$$

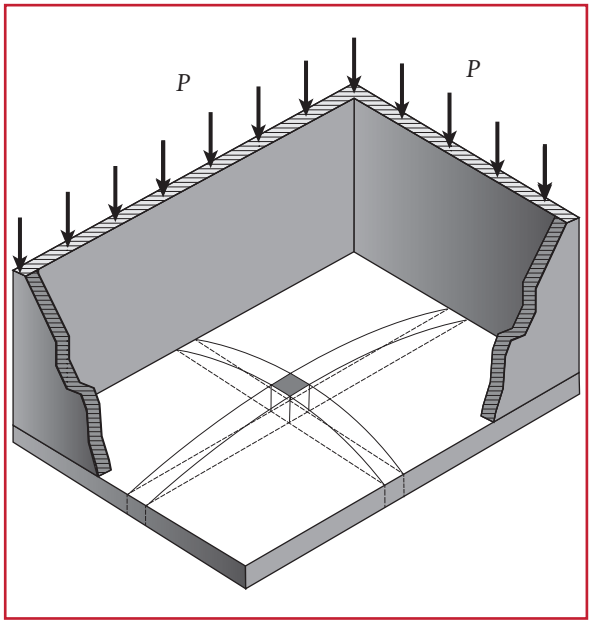
La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 5.14):

$$S = \frac{1\,230 - 10}{34 - 1} = 33.73 \approx 20\,cm$$

5.2.5. Cajón de cimentación

Los cajones o losas de cimentación, mecánicamente se comportan como losas apoyadas perimetralmente, tal como se muestra en la Ilustración 5.20. Por esta razón, trabajan en dos direcciones. Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas, es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa. El método de diseño estudiado en este capítulo sólo puede aplicarse si se cumple esta condición. Cuando sobre la losa se apoyan muros, no hay duda al respecto, ya que la rigidez a flexión de los muros puede considerarse infinita. Cuando la bajada se realiza por medio de trabes o columnas puntuales, no se considera como cajón de cimentación, sino como una losa plana.

Ilustración 5.20 Cajón de cimentación



5.2.5.1. Comportamiento y modos de falla

Los cajones y losas apoyadas perimetralmente, forman parte de sistemas estructurales integrados por muros y losas, por lo que el estudio de estas no puede realizarse de forma aislada, sin embargo, en la practica, por simplicidad y conveniencia en el estudio, se considerarán las losas en forma aislada. Esto permitirá el planteamiento de métodos de diseño suficientemente precisos para fines prácticos, siempre que se cumpla la hipótesis mencionada en la sección anterior de que los apoyos tengan una rigidez a flexión mucho mayor que la de las losas.

La falla de un elemento de estas características, ocurre al centro del claro y tiene la forma mostrada en la Ilustración 5.21, en la que se distinguen las siguientes etapas.

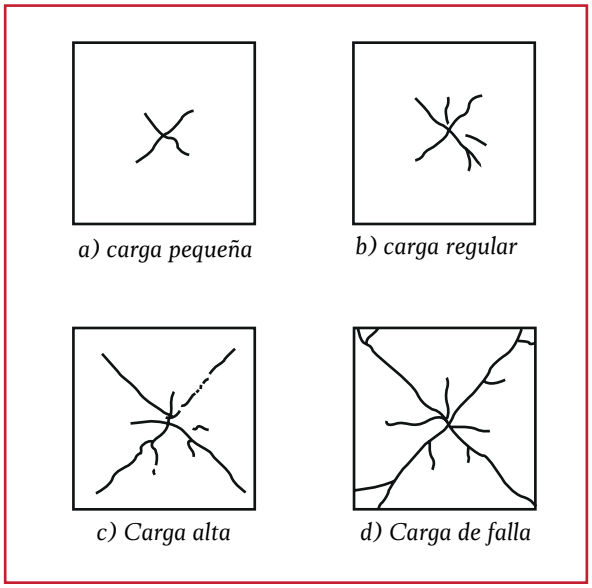
a) Una etapa lineal, el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente por debajo de esta carga
b) En la siguiente etapa, existe un agrietamiento del concreto en la zona de ten-

sión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia

c) Los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores

d) Por último, ocurre la falla, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas

Ilustración 5.21 Configuraciones de agrietamiento para distintos valores de la carga aplicada (González y Robles, 2008)

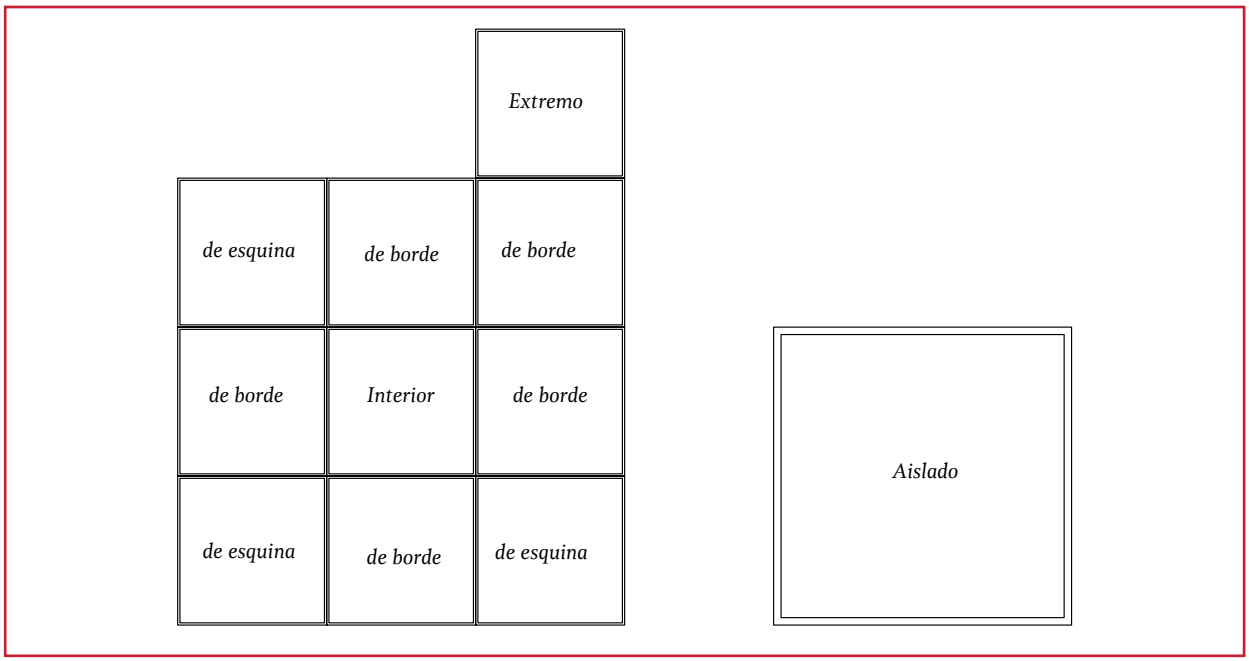


5.2.5.2. Análisis estructural de losas

Se entiende por análisis de losas la determinación de las acciones internas en una losa dada cuando se conoce la carga aplicada. Esta determinación es más difícil que el caso de vigas, debido a que las losas son elementos altamente hiperestáticos.

El método de diseño de losas apoyadas perimetralmente se enfoca en el diseño por tablero, ya sea este de interior, de borde (un lado discontinuo y otro continuo), de esquina, de extremo (tres bordes discontinuos y una lado continuo) y aislado, observe la Ilustración 5.22. Cuando se diseñe una losa compuesta por más de un tablero, se deberá considerar aquel que sea el más desfavorable.

Ilustración 5.22 Definición de tableros para losas perimetralmente apoyadas



Peralte efectivo

El diseño se inicia con la determinación del peralte mínimo, el cual debe ser por lo menos igual al perímetro del tablero divido entre 250 para concreto clase I. Para calcular este perímetro, los lados discontinuos deben incrementarse en 50 por ciento si los muros apoyados sobre la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento si lo son.

Estas disposiciones son aplicables a losas en que $f_s < 2\,520\ kg/cm^2$ y $w < 380\ kg/m^2$ (de acuerdo con las NTC-DF para diseño y construcción de estructuras de concreto); para otras combinaciones de f_s y w, el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por:

$$d_{\min} = \frac{Per}{250} 0.032 \sqrt[4]{f_s w} \qquad \text{Ecuación 5.22}$$

donde:

d_{min}	=	Peralte mínimo de losa, en cm
Per	=	Perímetro ajustado de la losa, en cm
f_s	=	Esfuerzo permisible del acero de refuerzo ($0.6\ fy$), en kg/cm^2
w	=	Carga aplicada en la losa

Cargas y momentos

Una vez determinado el espesor de la losa, se determina la carga de diseño, multiplicando la carga en condiciones de servicio por el factor de carga, de acuerdo con el reglamento utilizado.

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la Tabla 5.1.

Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho (*kg m/m*). Después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Es decir, si los momentos están en unidades *kg m/m*, se considera que la losa está formada por vigas de 1 metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de la tabla.

Para este análisis calculan los claros libres a1 y a2 que, como se indica al pie de la tabla y con estos se estiman los momentos.

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos, se deben distribuir las dos terceras partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes, si éstos son monolíticos con sus muros, o la totalidad si no lo son. Para la distribución debe suponerse que la rigidez del tablero es proporcional a $d^3/a1$.

Acero mínimo

Respecto al acero mínimo, se utiliza la misma ecuación que para losas en una dirección donde A_s es el área mínima por metro de ancho de la losa. Esta área debe multiplicarse por 1.5 si la losa está expuesta a la intemperie.

$$A_s = \frac{66\,000\,h}{f_y(h+100)} \qquad \text{Ecuación 5.23}$$

donde:

A_s	=	Área de acero, en cm^2
h	=	Espesor de la losa (cm)
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de 3.5 *h*, excepto en la proximidad de

Tabla 5.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (RCDF-NTC-DC-04)

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I [2]	II [3]	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativos En bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Negativos en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Negativos en bordes discontinuo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
De borde Un lado largo discontinuo	Negativos en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Negativos en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativos en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Negativo en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en borde continuo	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
	Negativo en bordes discontinuo.	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Negativo en borde discontinuo	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

1 Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

2 Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyo

3 Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4}wa1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a1 en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m).

Para el caso I, a1 y a2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

cargas concentradas superiores a una tonelada en donde la separación máxima será de 2.5 *d*.

Fuerza cortante

El dimensionamiento de losas apoyadas perimetralmente queda regido por flexión. Sin embargo, es necesario revisar la seguridad contra fuerza cortante.

Para estos fines, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la ecuación:

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d\right) w \left[0.95 - 0.5\frac{a1}{a2}\right] \qquad \text{Ecuación 5.24}$$

donde:

V	=	Fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, en kg
$a1$	=	Lado más corto del tablero, en cm
$a2$	=	Lado más largo del tablero, en cm
w	=	Carga aplicada, en kg
d	=	Peralte de la losa, en cm

Cuando en un tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos, el valor de *V* obtenido de la Ecuación 5.24 debe incrementarse en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \qquad \text{Ecuación 5.25}$$

donde:

V_R	=	Fuerza cortante resistente en un ancho unitario, en kg
F_R	=	Factor de resistencia = 0.8
f^*c	=	Resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm^2
b	=	Ancho unitario, en cm
d	=	Peralte de la losa, en cm

Es decir, igual a la de una viga sin refuerzo en el alma.

Para el cálculo de la cimentación del tanque del ejemplo 6.1, se utiliza esta metodología.

5.3. Cimentación profunda

La información presentada en este apartado esta fundamentada en la siguiente bibliografía:

- Auvinet y Mendoza (1987)
- Burland (1973)
- Meyerhof (1976)

A efectos de este libro, se considerará que una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho. Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe contemplar la posibilidad de realizar una cimentación profunda.

Este tipo de elementos estructurales sirven para transmitir esfuerzos a los estratos resistentes del subsuelo, los casos en donde es recomendable utilizar este tipo de cimentación se enlistan a continuación:

- Cuando los esfuerzos que trasmitirá una estructura no pueden ser distribuidos en un área factible y los esfuerzos permisibles del terreno son rebasados visiblemente
- Cuando el terreno es propenso a sufrir inundaciones o la cimentación se encuentra cerca de causes en donde los caudales suelen generar grandes volúmenes de socavación
- Cuando los estratos cercanos a la cimentación son de alta compresibilidad y generan asentamientos fuera de los permisibles
- En donde la estructura es sometida a fuerzas grandes que generan volteo y modifican los estados de esfuerzo en el terreno, concentrando en unos extremos las fuerzas y en el otro generando un levante del elemento analizado
- Estructuras sobre agua

5.3.1. Clasificación

Por el tipo de trabajo en la cimentación profunda, existen distintos tipos de pilotes, que a continuación se describen:

Por su tipo

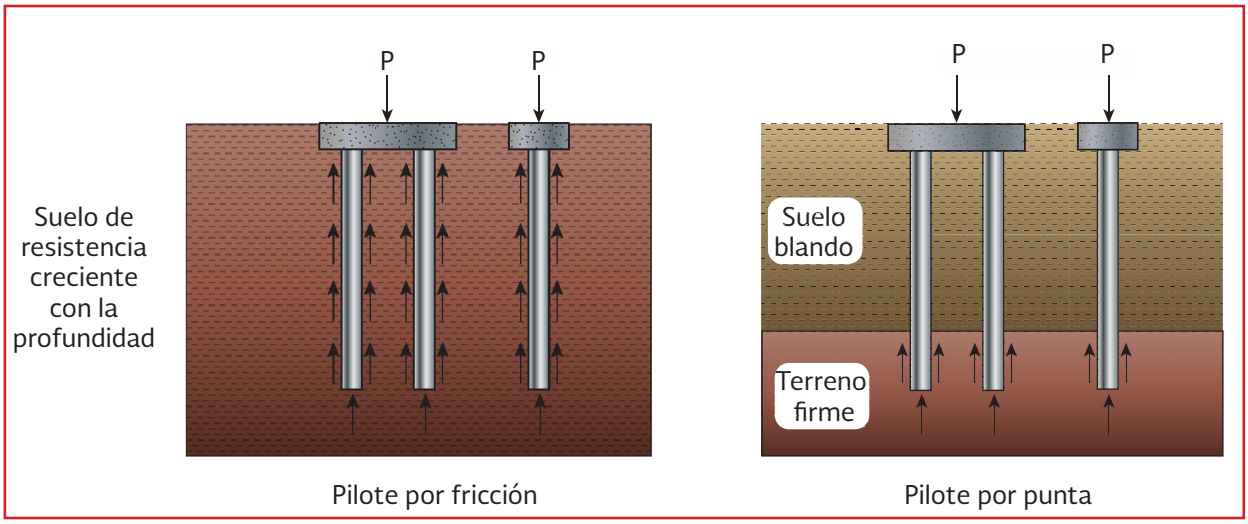
- Pilote aislado: Es aquél que está a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes como para que no tenga interacción geotécnica con ellos
- Grupo de pilotes: Son aquellos que por su proximidad interaccionan entre sí o están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos, como para que trabajen conjuntamente
- Micropilotes: Son aquellos compuestos por una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles introducidos dentro de un taladro de pequeño diámetro, pudiendo estar o no inyectados con lechada de mortero a presión

Por su trabajo

En cuanto a la forma de trabajo, los pilotes se clasifican en (ver Ilustración 5.23).

- Pilotes por fricción: en aquellos terrenos en los que al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, éste transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través de la fricción entre el terreno y el pilote. Se suelen denominar pilotes “flotantes”

Ilustración 5.23 Clasificación de pilotes



- Pilotes por punta: en aquellos terrenos en los que al existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilote se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes "por punta"

5.3.1.1. Clasificación de pilotes

Los pilotes pueden ser de naturaleza y forma muy variada. En general siempre será un elemento aproximadamente prismático cuya longitud es mucho mayor que la dimensión transversal media. Para diferenciar los tipos de pilotes se pueden utilizar los siguientes criterios:

Por el tipo de material

- Concreto "*in situ*": se ejecutarán mediante excavación previa, aunque también podrán realizarse mediante desplazamiento del terreno o con técnicas mixtas (excavación y desplazamiento parcial)
- Concreto prefabricado: podrá ser concreto reforzado, de alta resistencia, pretensado o postensado
- Acero: se podrán utilizar secciones tubulares o perfiles en doble *U* o en *H*. Los pilotes de acero se deben hincar con protecciones en la punta adecuados
- Madera: se podrá utilizar para pilotar zonas blandas amplias, como apoyo de estructuras con losa o terraplenes

Sección transversal

La forma de la sección transversal del pilote podrá ser circular o casi circular (cuadrada, hexagonal u octogonal) de manera que no sea difícil asimilar la mayoría de los pilotes a elementos cilíndricos de una cierta longitud *L* y de un cierto diámetro *D*.

La asimilación a cilindros debe hacerse de acuerdo con los siguientes criterios

a) Cuando se quiera evaluar la capacidad portante por la punta, debe hacerse la equivalencia igualando las áreas de la sección transversal, esto es:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi}A}$$

Ecuación 5.26

donde:

A = Sección transversal del área de apoyo

b) En los casos en los que se quiera evaluar la resistencia por fuste, debe hacerse la equivalencia en la longitud del contorno de la sección, L, esto es:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{1}{\pi}} L$$

Ecuación 5.27

En pilotes metálicos en H, la longitud de contorno que se recomienda tomar es igual al doble de la suma del ancho del ala más el canto.

Como caso excepcional deben considerarse los pilotes-pantalla. Los pilotes-pantalla, o elementos portantes de pantalla, suelen ser de concreto reforzado y con una sección recta rectangular con una proporción longitud-anchura tal, que la asimilación a la forma circular es difícil. En el presente DB se admitirá que, a efectos de estimar la resistencia por punta, se utilice el factor reductor siguiente:

$$f = 0.7 + 0.3\frac{B}{L}$$

Ecuación 5.28

Siendo B el ancho y L la longitud de la sección recta rectangular equivalente. La resistencia por fuste se calculará del mismo modo que en los pilotes excavados, contando, como longitud del perímetro de la sección transversal, la longitud real del mismo.

Procedimiento constructivo

De forma general, atendiendo al modo de colocar los pilotes dentro del terreno, se considerarán los siguientes:

- Pilotes prefabricados hincados: la característica fundamental de estos pilotes estriba en el desplazamiento del terreno que su ejecución puede inducir, ya que el pilote se introduce en el terreno sin hacer excavaciones previas que faciliten su alojamiento en el terreno

  Las formas de hincar pilotes pueden ser diferentes según se use vibración o se emplee, como suele ser más frecuente, la hinca o percusión con golpes de maza. A efectos de este *DB* se considerará el pilote prefabricado hincado de directriz recta cuya profundidad de hincado sea mayor a 8 veces su diámetro equivalente. También podrán estar constituidos por un único tramo, o por la unión de varios tramos, mediante las correspondientes juntas, debiéndose, en estos casos, considerar que la resistencia a flexión, compresión y tensión del pilote nunca será superior a la de las juntas que unan sus tramos

  Los pilotes prefabricados hincados se podrán construir aislados siempre que se realice un arriostramiento en dos direcciones ortogonales y que se demuestre que los momentos resultantes en dichas direcciones son nulos o bien absorbidos por la armadura del pilote o por las vigas riostras
- Pilotes colados "*in situ*": son aquellos que se ejecutan en perforaciones previas realizadas en el terreno

  Para los pilotes colados "*in situ*" se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:
  - Diámetro < 0.45 m: no se deben ejecutar pilotes aislados, salvo en elementos de poca responsabilidad en los que un posible fallo del elemento

de cimentación no tenga una repercusión significativa

- 0.45 m < diámetro < 1.00 m; se podrán realizar pilotes aislados siempre que se realice un arriostramiento en dos direcciones ortogonales y se asegure la integridad del pilote en toda su longitud
- Diámetro > 1.00 m; se podrán realizar pilotes aislados sin necesidad de arriostramiento siempre y cuando se asegure la integridad del pilote en toda su longitud de acuerdo con los métodos de control correspondientes

5.3.2. Configuración Geométrica de la Cimentación

En el proyecto, la disposición geométrica de una cimentación por pilotes se realizará tanteando diferentes disposiciones de pilotes hasta alcanzar una situación óptima. Cuando se trate de analizar una situación ya existente, será imprescindible conocer los datos geométricos de la disposición de los pilotes.

Los datos geométricos de mayor interés para analizar el comportamiento de un pilote aislado son la longitud dentro del terreno y su diámetro, o la ley de variación de su diámetro si es que éste no fuera constante.

En los grupos de pilotes será necesario tener en cuenta además su distribución geométrica, en particular, su separación (ver Ilustración 5.24).

De cada pilote se debe conocer su sección transversal y su ubicación dentro del encepado. Normalmente, los pilotes serán de igual longitud; en caso contrario, habrá de considerarse en los cálculos de detalle.

Acciones a considerar

Además de las acciones de la estructura sobre la cimentación se tendrá en cuenta que los pilotes puedan estar sometidos a efectos inducidos por acciones derivadas por el movimiento del propio terreno de cimentación.

En su caso, se especificará el nivel del terreno alrededor del pilotaje. En aquellos casos en los que pueda existir socavación habrá que considerar al menos, con carácter accidental, la situación correspondiente a la máxima prevista.

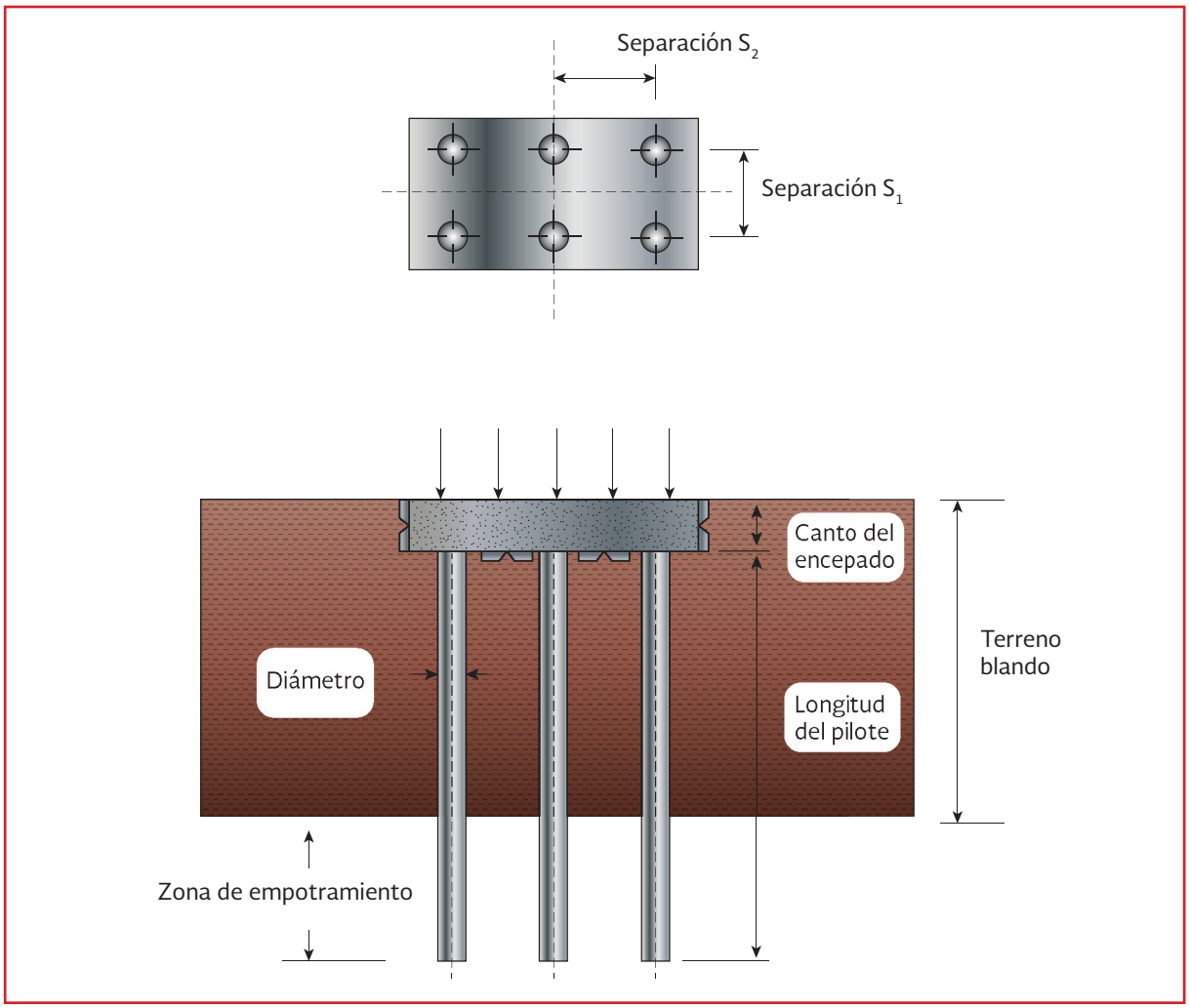
5.3.3. Acciones sobre la cimentación

En el caso de un grupo de pilotes, para cada combinación de acciones se debe realizar un reparto de cargas entre los pilotes del grupo. Este reparto requiere de un proceso iterativo. Los coeficientes de reparto entre pilotes dependen de la naturaleza del terreno y de la rigidez de los pilotes.

En general, si el encepado que une los pilotes es suficientemente rígido, bastará con considerar la distribución de cargas que se obtiene al suponer que los pilotes están articulados en cabeza y que el encepado es infinitamente rígido (ver Ilustración 5.25).

Si hubiera pilotes de distinto diámetro dentro de un mismo grupo, los valores de cálculo se determinarán para cada uno de los diámetros (o diámetros equivalentes para formas no circulares) que se usen.

Ilustración 5.24 Datos geométricos



Fricción negativa

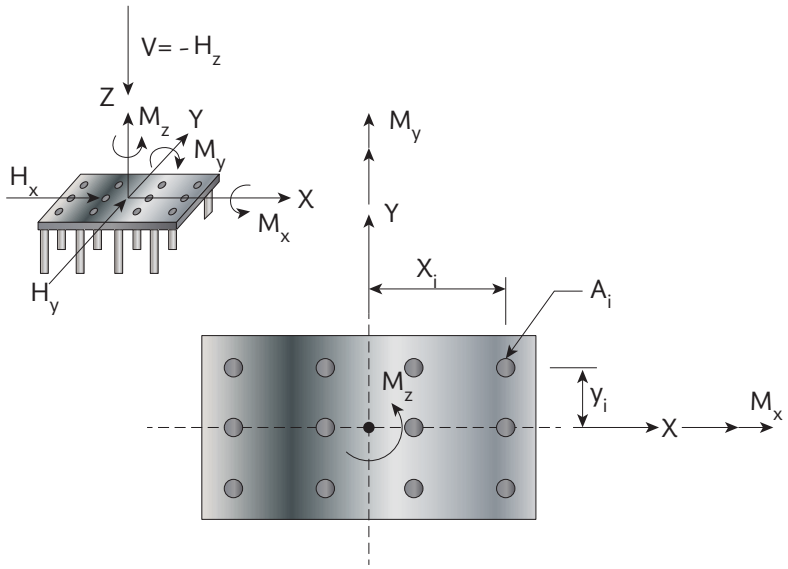
La situación de fricción negativa se produce cuando el asentamiento del terreno circundante al pilote es mayor que el asentamiento del pilote. En esta situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, la fricción negativa hace que aumente la carga total de compresión que el pilote tiene que soportar.

Debe estudiarse el posible desarrollo de la fricción negativa cuando se dé alguna de las circunstancias siguientes:

- Consolidación por su propio peso de rellenos o niveles de terreno de reciente colocados
- Consolidación de niveles compresibles bajo sobrecargas superficiales
- Variaciones del nivel freático
- Asientos de materiales granulares inducidos por cargas dinámicas (vibraciones, sismo)
- Subsidencias inducidas por excavaciones o disolución de materiales profundos

La identificación del problema puede realizarse comparando, mediante un cálculo previo, los

Ilustración 5.25 Fuerzas sobre los elementos de la cimentación



Resultante de las acciones

Vertical = V Horizontales = Hx , Hy Momentos = Mx , My , Mz

Reparto entre pilotes

Compresión $N_i = \frac{A_i}{\Sigma A_i} \cdot V \pm \frac{A_i\ y_i}{\Sigma A_i\ y_i^2} \cdot M_x \pm \frac{A_i\ X_i}{\Sigma A_i\ x_i^2} \cdot M_y$

Cortantes $H_{xi} = \frac{A_i}{\Sigma A_i} H_x \pm \frac{A_i^2\ y_i}{\Sigma A_i^2\ (x_i^2 + y_i^2)} \cdot M_z$

$H_{yi} = \frac{A_i}{\Sigma A_i} H_y \pm \frac{A_i^2\ x_i}{\Sigma A_i^2\ (x_i^2 + y_i^2)} \cdot M_z$

asentamientos del terreno y del pilote. En general, es suficiente una pequeña diferencia de asentamientos para que se produzca la situación de fricción negativa. Un asentamiento de 1 cm puede producir ya efectos notables.

El rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (concreto, metálicos o madera) tratándolo mediante pinturas bituminosa.

La fricción negativa unitaria en el fuste se calculará con la expresión:

$$F_{neg} = \sum_{i=1}^{n} \beta_1 x \sigma'_{vi}$$

Ecuación 5.29

donde:

i	=	Cada una de las unidades geotécnicas consideradas a lo largo del pilote
β	=	0.25 en arcillas y limos blandos; 0.1 en arenas flojas y 0.8 en arenas densas
σ'_{vi}	=	Tensión efectiva en el punto del fuste considerado

Cuando fricción negativa no se desarrolle en su totalidad a lo largo del fuste, podrán emplearse métodos de cálculo que consideren deformaciones relativas entre el suelo y el pilote para cuantificar la profundidad hasta la que se produce. Los pilotes exteriores de los grupos de pilotes deben considerarse sometidos al mismo esfuerzo negativo que si estuviesen aislados, especialmente los situados en las esquinas.

Empujes laterales causados por sobrecargas

Cuando existan suelos blandos en profundidad, las cargas colocadas en superficie producen desplazamientos horizontales del terreno que pueden afectar negativamente a las cimentaciones próximas pilotadas. Por tanto, si en ese tipo de terreno se proyecta un edificio contiguo a una construcción pilotada, debe evitarse una cimentación superficial.

Los pilotes ejecutados en taludes pueden estar sometidos también a cargas horizontales importantes. A efectos de este DB podrá prescindirse de la consideración de los empujes horizontales sobre los pilotes siempre que la máxima componente de estos empujes sea inferior al 10% de la carga vertical compatible con ella.

El estudio del efecto de los empujes horizontales requiere un análisis de interacción terreno-pilote, que será necesario realizar con tanto más detalle cuanto más crítico resulte el problema. Para el cálculo se podrá seguir el método simplificado que se indica a continuación.

Método simplificado para la consideración del empuje horizontal en pilotes

El empuje horizontal se estimará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$ph = pv - 2C_u$$

Ecuación 5.30

donde:

p_v = Presión vertical en la parte superior del estrato blando, considerando un reparto a 30º de las presiones en superficie

C_u = Resistencia al cortante

Se supondrá que cada pilote soporta una carga por unidad de longitud igual al valor menor de los siguientes:

$Pp = ph\ S$ siendo S la separación entre ejes de pilotes

$Pp = ph\ 3D$ siendo D el diámetro del pilote

$Pp = ph\ H$ siendo H el espesor del estrato blando

Cuando existan varias filas de pilotes se podrá suponer que los esfuerzos se distribuyen entre las sucesivas filas de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$p'h = ph - \frac{p_p}{S}$$

Ecuación 5.31

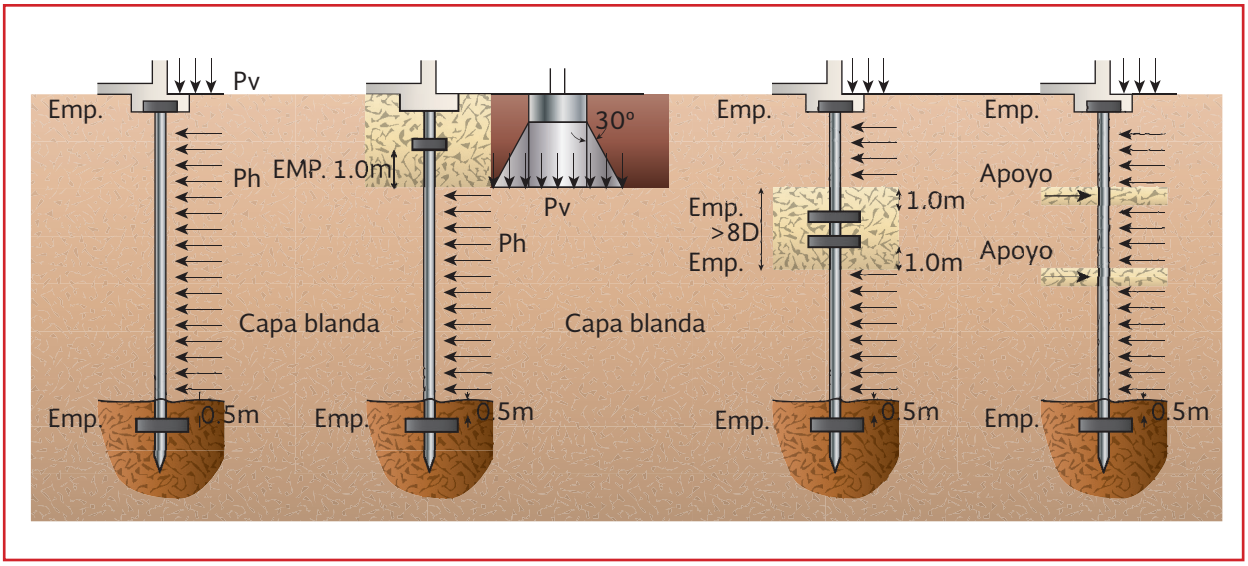
que se aplicará de forma sucesiva:

$$p''h = p'h - \frac{p'_p}{S}; \ldots p^n h = p^{n-1} h - \frac{P^n{}_p}{S}$$

Ecuación 5.32

Una vez calculado el valor de Pp se obtendrán los valores de los momentos flexionantes en los pilotes como una viga, suponiendo, según los casos, las condiciones en los apoyos que se reflejan en la Ilustración 5.26 y que se concretan en:

Ilustración 5.26 Empujes laterales en pilotes



- Empotramiento en cabeza
- Empotramiento a 0,5 m en la capa resistente inferior
- Empotramiento a 1 m en capas resistentes situadas por encima de la capa blanda si su espesores superior a 8 diámetros, en caso contrario se considerará como una articulación (apoyo)

5.3.4. Análisis y dimensionamiento

Estados limite últimos

Las formas de fallo de una cimentación profunda pueden ser de muy diverso tipo. Los tipos de rotura más comunes y que en cualquier caso deben verificarse son:

- Estabilidad global; El conjunto de la estructura y su cimentación pilotada pueden fallar mediante un mecanismo de ruptura aún más profundo que la cimentación o que, no siendo tan profundo, pudiera cortar los pilotes por su fricción
- Hundimiento; Se podrá producir este modo de falla cuando la carga vertical sobre la cabeza del pilote supere la resistencia del terreno causando asientos desproporcionados
- Falla por arrancamiento; Los pilotes podrán utilizarse para soportar cargas de friccion en su cabeza. Si estas cargas exceden la resistencia al arrancamiento, el pilote se desconecta del terreno, rompiendo su unión y produciéndose el consiguiente la falla
- Falla horizontal del terreno bajo cargas del pilote; Cuando las cargas horizontales aplicadas en los pilotes producen en el terreno tensiones que éste no puede soportar, se producen deformaciones excesivas o incluso, si el pilote es corto y suficientemente resistente como estructura, el vuelco del mismo. Este estado límite debe comprobarse tan sólo en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sobre los pilotes sea mayor del 10% de la carga vertical compatible con ellos
- Capacidad estructural del pilote; Las cargas transmitidas a los pilotes en su

cabeza inducen esfuerzos en los mismos que pueden dañar su estructura

Estados límite de servicio

Los estados límite de servicio en las cimentaciones profundas están normalmente asociados a los movimientos. Tanto al proyectar pilotes aislados como grupos de pilotes, deben realizarse las comprobaciones relacionadas con los movimientos (asientos y desplazamientos transversales) en los que influye no sólo la resistencia del terreno sino también su deformabilidad.

Otras Consideraciones

Aparte de la consideración de los estados límite citados en los apartados precedentes, se tendrán en cuenta otros efectos que pueden afectar a la capacidad portante o aptitud de servicio de la cimentación.

Entre los posibles problemas que puedan presentarse se hará una consideración expresa de los siguientes:

- Influencia de la hinca de pilotes prefabricados en estructuras o edificaciones cercanas
- Ataques del medio ambiente al material del pilote con la consiguiente merma de capacidad. Sedebe prestar una atención especial al efecto de la corrosión del acero en las zonas batidas porla carrera de marea o por las oscilaciones del nivel freático
- Posible expansividad del terreno que pueda provocar el problema inverso a la fricción negativa causando el levantamiento de la cimentación
- Posible irregularidad del terreno, que pudiera afectar a encepados poco empotrados en el terreno
- Protección contra la helada en las cabezas de los pilotes recién construidos
- Posible ataque químico del terreno o de las aguas a los pilotes
- Posible modificación local del régimen hidrogeológico por conexión de acuíferos ubicados a
- Distinta profundidad que podrían quedar conectados al ejecutar los pilotes
- Posible contaminación medioambiental por la utilización de lodos o polímeros durante la excavación de pilotes de hormigón “in situ”
- Estabilidad de los taludes de las excavaciones y plataformas realizadas para construir el pilotaje
- Desprendimientos sobre la cabeza del pilote recién construido, debidos a la diferencia de cota entre el pilote terminado y la plataforma de trabajo, así como desprendimientos o contaminaciones causadas por la limpieza de la plataforma, especialmente en el caso de pilotes de hélice continua, en los que es necesaria la limpieza de la cabeza para la introducción de la armadura
- Mala limpieza del fondo de las excavaciones de los pilotes perforados
- Problemas de colapso en suelos que tengan una estructura inestable
- Posibles efectos sísmicos y en particular la posible licuefacción del entorno y que pudiera incluir al propio pilotaje
- Posible pérdida de capacidad portante por socavación de pilotajes

Carga de hundimiento

La resistencia característica al hundimiento de un pilote aislado se considerará dividida en dos partes (ver Ilustración 5.27): resistencia por punta y resistencia por fuste.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

Ecuación 5.33

donde:

R_{ck}	=	Resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento
R_{pk}	=	Parte de la resistencia que se supone soportada por la punta
R_{fk}	=	Parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste

Para estimar ambas componentes de la resistencia se supondrá que son proporcionales a las áreas de contacto respectivas de acuerdo con las expresiones.

$$R_{pk} = q_p x A_p$$

Ecuación 5.34

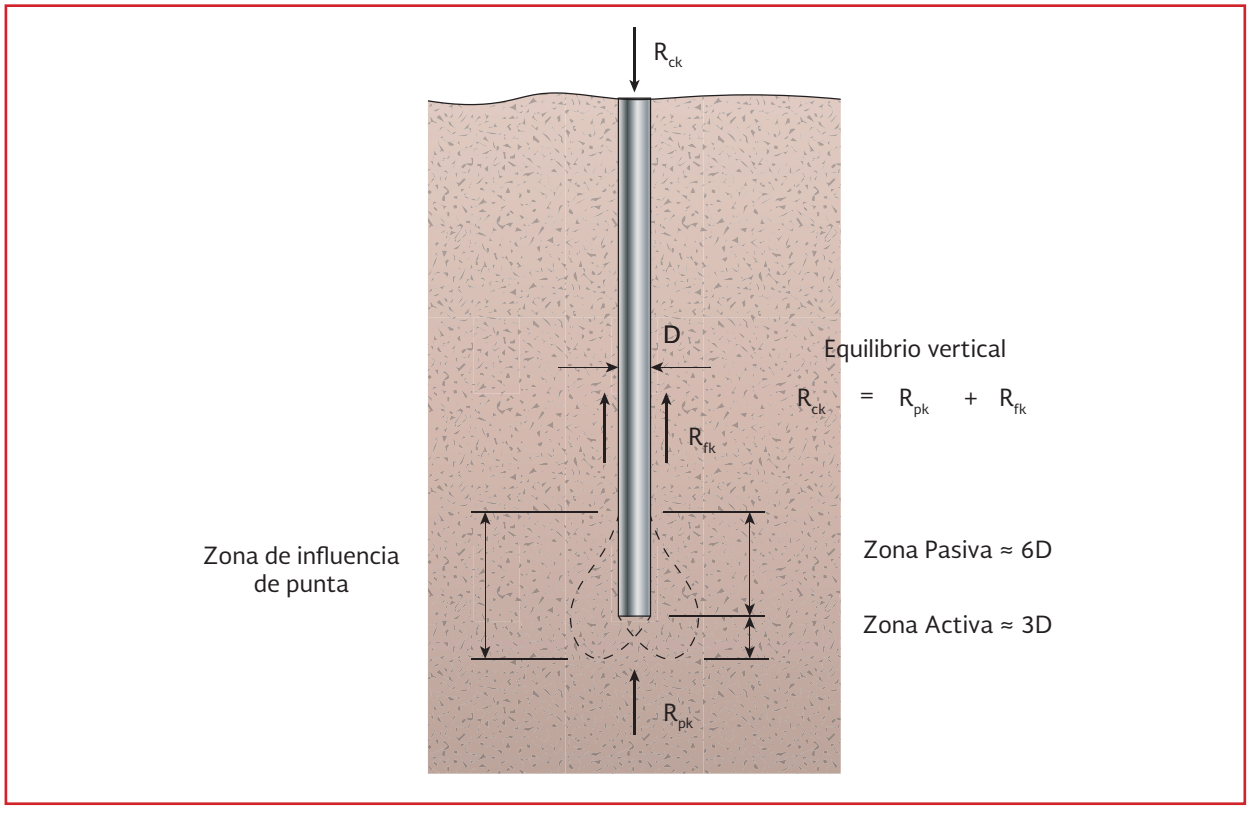
$$R_{fk} = \int_0^L \tau \; p_f \; dz$$

Ecuación 5.35

donde:

q_p	=	Resistencia unitaria por la punta
A_p	=	Área de la punta
τ	=	Resistencia unitaria por el fuste
L	=	Longitud del pilote dentro del terreno
p_f	=	Perímetro de la sección transversal del pilote

Ilustración 5.27 Efectos en terreno por pilote



z = Profundidad contada desde la parte superior del pilote en contacto con el terreno

Consideraciones sobre la resistencia por punta

El área de la punta a utilizar en el cálculo será igual al área de la sección transversal del pilote al nivel de la punta (pilotes de extracción) o a la proyección sobre el plano transversal del área del azuche en pilotes hincados. Para pilotes huecos (sección en forma de corona circular), o para perfiles metálicos hincados sin azuche, habrá que calcular el área de la punta equivalente.

El área de la punta que a de considerarse para el cálculo de los pilotes metálicos en H será, salvo que se justifique otro valor, o se disponga un azuche especial, el menor de los dos valores siguientes:

- El área del rectángulo circunscrito
- Una y media veces el cuadrado del ala

En los pilotes huecos hincados, se tomará como área de la punta el total de la superficie encerrada por el contorno externo. En casos de terreno heterogéneo, se supondrá que la carga de hundimiento por la punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida entre tres diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y seis diámetros sobre la punta (zona pasiva superior), aproximadamente.

En las situaciones en las que bajo la punta existan zonas arcillosas de menor resistencia, que reduzcan la resistencia unitaria por punta "q_p", dicho valor vendrá limitado por la ecuación:

$$q_p \leq 6\left(1+\frac{H}{d}\right)^2 c_u$$

Ecuación 5.36

donde:

H = Distancia de la punta del pilote al estrato del suelo cohesivo blando inferior

D = Diámetro real o equivalente (igual área) del pilote

C_u Resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo blando

Si la separación entre pilotes es inferior a la distancia de la punta del pilote al nivel del suelo cohesivo blando inferior debe considerarse el efecto combinado del grupo de pilotes para estimar la carga de hundimiento y el posible asiento de la cimentación.

Consideraciones sobre la resistencia por fuste

Cuando la resistencia unitaria por fuste varíe con la profundidad, para el cálculo de la resistencia total por fuste se debe realizar una integración a lo largo del pilote. En los casos en que la resistencia total por fuste sea constante por tramos y también lo sea la longitud del contorno del pilote en cualquier sección horizontal, la resistencia por fuste se considerará como un sumatorio con un término por cada tramo, esto es:

$$R_{fk} = \sum \tau_f \, A_f$$

Ecuación 5.37

donde:

A_f = Área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo

τ_f = Resistencia unitaria por fuste en cada tramo

En los pilotes con sección transversal especial, pilotes en *H* por ejemplo, se tomará como longitud del contorno la correspondiente a la figura geométrica simple (circunferencia, rectángulo o cuadrado) que conduzca a un perímetro menor. En los pilotes columna sobre roca, no debe contemplarse la resistencia por fuste en los suelos cuya deformabilidad sea claramente mayor que la correspondiente a la zona de la punta.

Consideraciones del efecto grupo

De forma general, para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros. A partir de grupos de 4 pilotes se debe considerar que la proximidad entre los pilotes se traduce en una interacción entre ellos, de tal forma que si el grupo tiene n pilotes, y la carga de hundimiento del pilote aislado es R_{ck}, la carga que produce el hundimiento del grupo, R_{ckg}, en general, no suele ser igual a n x R_{ck}, al tener que aplicar a este valor, n x R_{ck}, un coeficiente de eficiencia, η, que se define como el cociente:

$$\eta = \frac{Carga\ de\ hundimiento\ del\ \ grupo}{n\,(Carga\ \ del\ pilote\ individual)} = \frac{R_{ckg}}{n\,(R_{ck})}$$

Ecuación 5.38

Siendo n el número de pilotes.

El coeficiente de eficiencia será de 1, para separaciones entre ejes iguales o superiores a 3 D. Para separaciones de 1 D el coeficiente de eficiencia será 0.7. Para separaciones entre 1 D y 3 D se interpolará linealmente entre 0.7 y 1. En pilotes hincados en arenas densas o muy densas se podrá adoptar un coeficiente de eficiencia igual a 1. Podrá aumentarse este valor, previa justificación, por la posible compactación que se pueda producir, sin que en ningún caso pueda ser superior a 1.3. Para determinar el valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del grupo, analizado como una única cimentación que engloba los pilotes, debe utilizarse un coeficiente, γ_R.

Métodos para verificar el estado límite por hundimiento de un pilote

En el caso de pilotes en arcillas y arenas el valor de cálculo de la resistencia del terreno R_{cd} que permite verificar el estado límite del hundimiento se obtendrá a partir de la ecuación:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_R}$$

Ecuación 5.39

En el caso de pilotes en roca se puede determinar directamente el valor de R_{cd} a través de los valores $q_{p,d}$ y $\tau_{f,d}$.

Cálculo de la resistencia al arrancamiento

Si el pilote está sometido a tensión, la solicitación no debe superar la capacidad resistente al arrancamiento. Se puede considerar que la resistencia al arrancamiento es igual al 70% de la resistencia por fuste a compresión, establecida en la determinación de la carga de hundimiento.

En los pilotes sometidos a tracción se debe prestar un especial cuidado a los problemas de posible corrosión.

Resistencia del terreno frente a acciones horizontales

El cálculo de los pilotes frente a esfuerzos horizontales, a efectos de este DB, tan sólo debe

realizarse en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sea superior al 10 por ciento de la carga vertical compatible con ella.

En el caso de utilizar pruebas de carga en la estimación de la carga horizontal de rotura, se podrán reducir los coeficientes de seguridad en función de la importancia de las pruebas.

En el caso de grupo de pilotes, la resistencia frente a esfuerzos horizontales del terreno situado alrededor del grupo se estimará como el menor valor de los dos siguientes:

- La suma de las resistencias horizontales del terreno alrededor de cada pilote, calculadas individualmente
- La resistencia horizontal del terreno correspondiente a un pilote equivalente cuyo diámetro fuese la anchura del grupo y cuya profundidad fuese igual a la profundidad media de los pilotes del grupo

En los casos en los que este aspecto en el proyecto resulte crítico, se deben utilizar procedimientos de cálculo más detallados o realizar pruebas de carga que permitan una estimación más exacta de la carga de rotura.

5.3.5. Movimientos de la cimentación

Asentamientos

Si el asiento en los pilotes resulta ser un aspecto crítico, será conveniente la realización de pruebas de carga especialmente diseñadas para la determinación de asentamientos a largo plazo, única manera precisa de conocer la relación carga-asentamiento. Para la realización de dicha prueba se recomienda independizar la resistencia de punta de la del fuste del pilote.

En los casos en los que este aspecto no resulte crítico, los asientos se calcularán tanto para el pilote aislado como teniendo en cuenta el efecto grupo, debiéndose cumplir que los valores así estimados deben ser menores que los límites admisibles para los estados límite de servicio.

Movimientos horizontales

Los movimientos horizontales deben estudiarse en aquellos casos en los que se analice el comportamiento de los pilotes frente a esfuerzos horizontales.

Si el movimiento horizontal de la cimentación pilotada resulta ser un aspecto crítico del problema en estudio, será conveniente hacer pruebas de campo para estimarlos. Se comprobará que los movimientos horizontales sean inferiores a los límites admisibles para los estados límite de servicio.

5.3.6. Consideraciones estructurales

En el análisis de los estados límite últimos se tendrá en cuenta que las acciones en el pilote pueden llegar a provocar el agotamiento de la capacidad estructural de su sección resistente.

Carga nominal

El tope estructural o carga nominal es el valor de cálculo de la capacidad resistente del pilote.

Se debe comprobar que, la solicitación axial sobre cada pilote, no supere este limite.

La carga nominal depende de:

- La sección transversal del pilote
- El tipo de material del pilote
- El procedimiento de ejecución
- El terreno

Los valores del carga nominal se adoptarán de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_{nominal} = \sigma A$$

Ecuación 5.40

donde:

$Q_{nominal}$	=	Carga nominal
σ	=	Tensión del pilote (Tabla 5.2)
A	=	Área de la sección transversal

donde:

f_{ck}	=	Resistencia característica del concreto reforzado
f_p	=	Tensión introducida en el concreto reforzado por el pretensado
f_{yk}	=	Límite elástico del acero

Capacidad estructural del pilote

El armado de los pilotes se hará de acuerdo con los códigos vigentes en México.

A efectos del cálculo a flexión de pilotes de concreto in situ, se recomienda considerar una resistencia característica del concreto igual o inferior a 18 MPa.

5.3.7. Condiciones constructivas y de control

Pilotes colados en sitio

Los pilotes de concreto con cimbras metálicas (camisas) recuperables deben avanzar la entubación hasta la zona donde el terreno presente paredes estables, debiéndose limpiar el fondo. La entubación se retirará al mismo tiempo que se cuele el pilote, debiéndose mantener durante todo este proceso un resguardo de al menos 3 m de concreto fresco por encima del extremo inferior de la tubería recuperable.

En los casos en los que existan corrientes subterráneas capaces de producir el lavado del concreto y el corte del pilote o en terrenos susceptibles de sufrir deformaciones debidas a la presión lateral ejercida por el concreto, se debe considerar la posibilidad de dejar una camisa perdida.

Cuando las paredes del terreno resulten estables, los pilotes podrán excavarse sin ningún tipo de entubación (excavación en seco), siempre y cuando no exista riesgo de alteración de las paredes ni del fondo de la perforación.

Tabla 5.2 Valores recomendados para la capacidad estructural de los pilotes

Tipo	Tipo pilote	Valores de σ en MPA
Pilotes	Concreto presforzado	0.3 x (f_{ck}-0.9f_p)
	Concreto reforzado	0.3 x f_{ck}
	Metálico	0.3 x f_{yk}
	Madera	5

En el caso de paredes en terrenos susceptibles de alteración, la ejecución de pilotes excavados, con o sin encamisado, debe contemplar la necesidad o no de usar lodos tixotrópicos para su estabilización. El uso de lodos tixotrópicos podrá también plantearse como método alternativo o complementario a la ejecución con entubación recuperable siempre que se justifique adecuadamente.

En el proceso de colado se debe asegurar que la docilidad y fluidez del concreto se mantiene durante todo el proceso, para garantizar que no se produzcan fenómenos de atascos en el tubo Tremie, o bolsas de agregado o mezclado con el lodo de perforación.

El cemento a utilizar en el concreto de los pilotes se ajustará a los tipos definidos en la norma vigente de calidad.

En los pilotes barrenados la entubación del terreno la produce el propio elemento de excavación (barrena o hélice continua). Una vez alcanzado el fondo, el concreto se coloca sin invertir el sentido de la barrena y en un movimiento de extracción del útil de giro perforación. La armadura del pilotaje se introduce a posteriori, hincándola en el concreto aún fresco hasta alcanzar la profundidad de proyecto, que será como mínimo de 6 m o 9D.

No se considera recomendable ejecutar pilotes con barrena continua en zonas de riesgo sísmico o que trabajen a tracción salvo que se pueda garantizar el armado en toda su longitud y el recubrimiento del habilitado.

Materiales

Tanto las materias primas como la dosificación de los concretos, se ajustarán a lo indicado en las normas de calidad vigente y estarán apegadas primordialmente al proyecto ejecutivo.

El agua para la mezcla debe cumplir lo expuesto en las normas de calidad vigentes, de forma que no pueda afectar a los materiales constituyentes del elemento a construir.

El cemento a utilizar en el concreto de los pilotes se ajustará a los tipos definidos en la vigente instrucción para la recepción de cemento. Pueden emplearse otros cementos cuando se especifiquen y tengan una eficacia probada en condiciones determinadas.

No se recomienda la utilización de cementos de gran finura de molido y el alto calor de hidratación, debido a altas dosificaciones a emplear. No será recomendable el empleo de cementos de aluminato de calcio, siendo preferible el uso de cementos con adiciones (tipo II), porque se ha manifestado que éstas mejoran la trabajabilidad y la durabilidad, reduciendo la generación de calor durante el curado.

A fin de evitar la segregación, la granulometría de los áridos será continua. Es preferible el empleo de agregados redondeados cuando la colocación del hormigón se realice mediante tubo Tremie. El tamaño máximo del agregados se limitará a treinta y dos milímetros (32 mm), o

a un cuarto (1/4) de la separación entre zunchos longitudinales, eligiéndose la menor en ambas dimensiones. En condiciones normales se utilizarán preferiblemente tamaños máximos de agregado de veinticinco milímetros (25 mm), si es rodado, y de veinte milímetros (20 mm), si procede de machaqueo.

Para conseguir las propiedades necesarias para la puesta en obra del concreto, se podrán utilizar con gran cuidado reductores de agua y plastificantes, incluidos los superplastificantes, con el fin de evitar el rezume o segregación que podría resultar por una elevada proporción de agua.

Se limitará, en general, la utilización de aditivos de tipo superfluidificante de duración limitada al tiempo de vertido, que afecten a una prematura rigidez de la masa, al tiempo de fraguado y a la segregación. En el caso de utilización se asegurará que su dosificación no provoque estos efectos secundarios y mantenga unas condiciones adecuadas en la fluidez del concreto durante el periodo completo del colado de cada pilote.

Estos temas se abordan con detalle en el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y saneamiento* (Topografía y geotécnica) del MAPAS.



6

Ejemplos de diseño

6.1. Tanque semienterrado

6.1.1. Consideraciones generales

Una vez definida la capacidad del tanque y sus condiciones operativas las cuales se presentan en el diseño hidráulico de tanques superficiales se presenta en el libro de *Diseño de redes de distribución de agua potable* del MAPAS, para los casos de tanques especiales, el diseño se presenta en los libros del módulo de *diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales* del MAPAS. Una vez definido el funcionamiento hidráulico y definido el proyecto arquitectónico será posible realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales mediante el método que permita u obligue la reglamentación local.

En términos generales para iniciar con el diseño estructural se deberá contar con la siguiente información:

- Proyecto arquitectónico aprobado y firmado
- Estudios de mecánica de suelos
- Código al cual se apegara el diseño estructural
- Programa de análisis estructural, dependiendo de las características del proyecto

6.1.2. Descripción del tanque

De acuerdo al proyecto arquitectónico, el tanque semienterrado de sección cuadrada que se muestra en la Ilustración 6.1 e Ilustración 6.2, forma parte de una planta de tratamiento la cual estará ubicada en el Distrito Federal, dentro de la zona IIIa de acuerdo al mapa de la Ilustración 3.4 (, de acuerdo con las NTC-DF para diseño y construcción de estructuras por sismo).

El tanque tiene lados iguales de 9.6 m (exterior de muros) y una altura total de 3.95 m. Se considera un nivel máximo de operación de 3.3 m, medidos desde el nivel de terreno, ver Ilustración 6.1.

Ilustración 6.1Tanque semienterrado para ejemplo (vista en elevación)

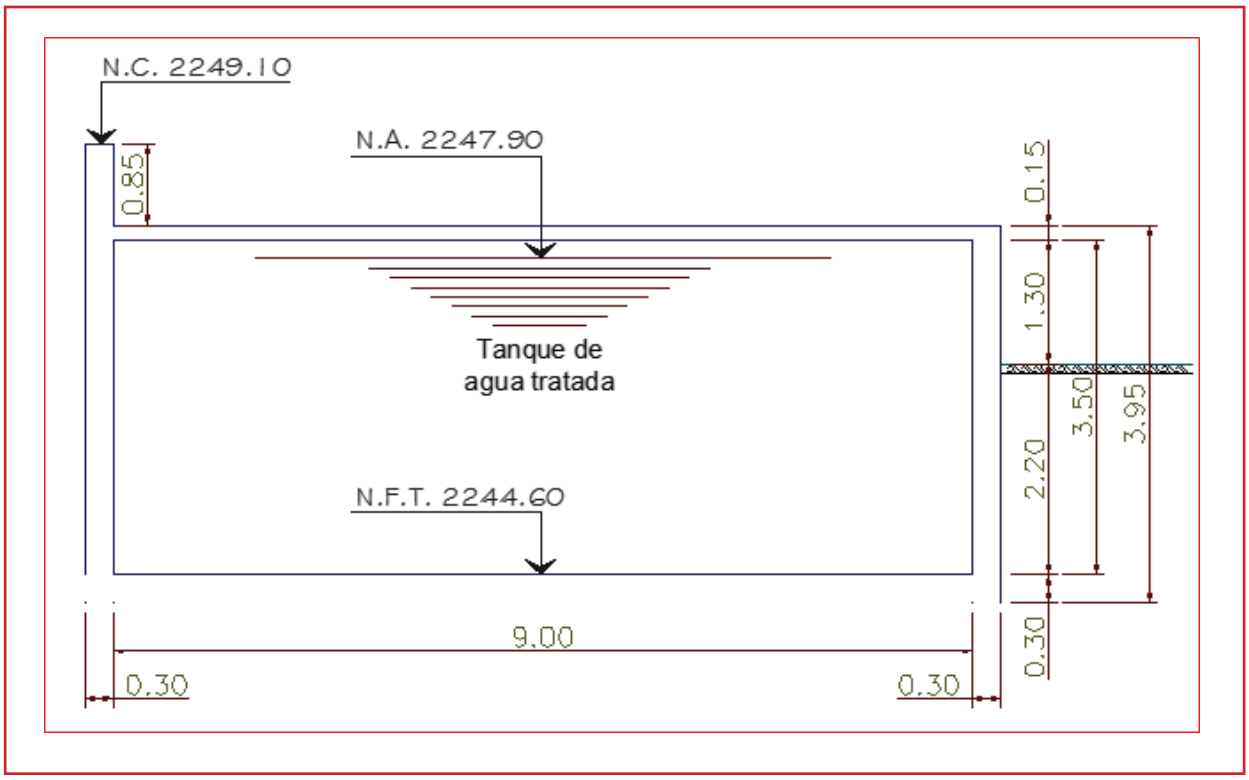
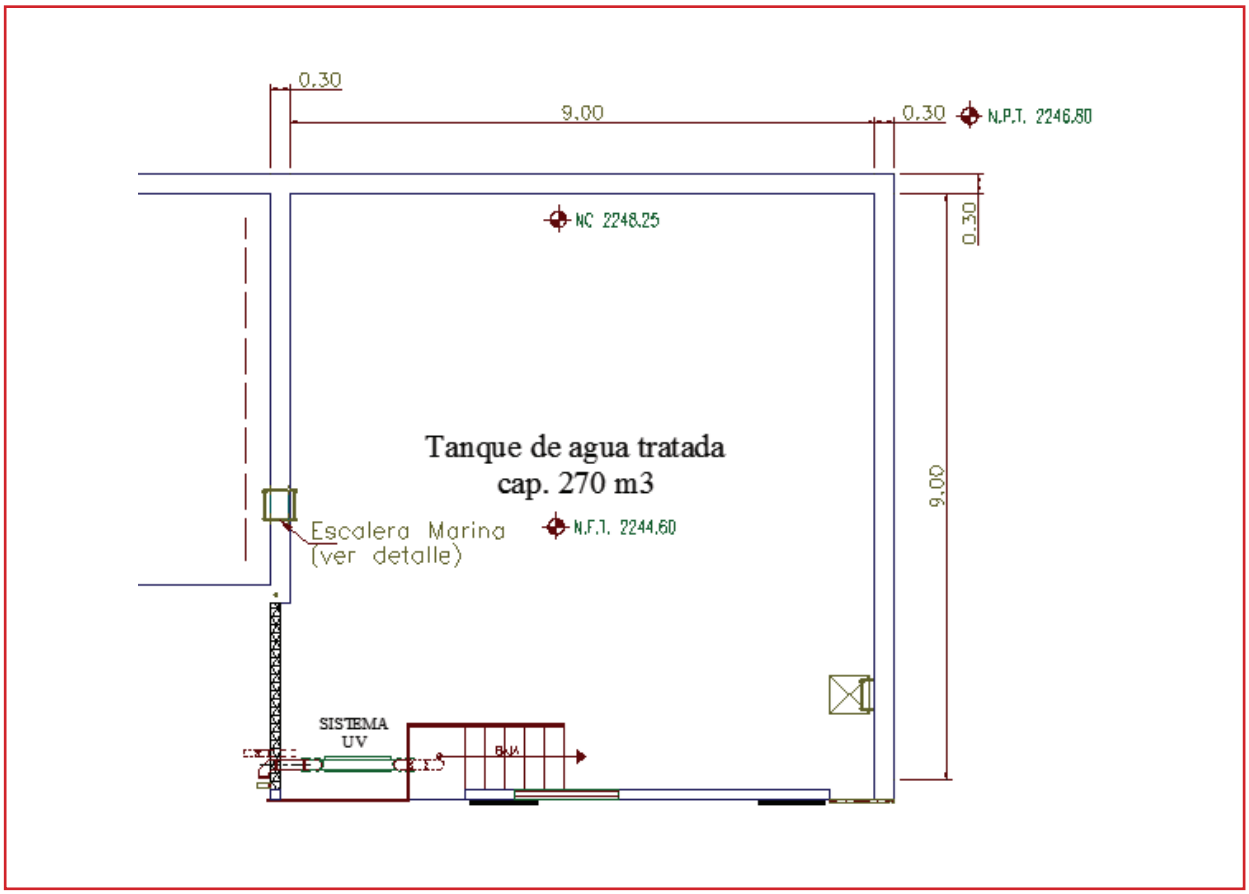


Ilustración 6.2 Tanque semienterrado para ejemplo (vista en planta)



6.1.2.1. Reglamentos o código aplicable

El diseño se realizará de acuerdo a:

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004

6.1.2.2. Clasificación de la estructura

De acuerdo al reglamento de construcciones la estructura corresponde al grupo A que considera: edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

6.1.2.3. Definición de acciones de diseño

Carga muerta

Se consideran los efectos del peso propio de acuerdo a lo siguiente:

- Concreto: f_c' = 250 kg/cm^2
- Acero de refuerzo: f_y = 4 200 kg/cm^2
- El peso volumétrico del concreto reforzado es 2 500 kg/m^3
- El peso volumétrico del acero de refuerzo es 7 856 kg/m^3

Carga Viva

Los efectos de carga viva se estimarán a partir de lo siguiente:

- El peso volumétrico del agua residual es 1 010 kg/m^3 (Tabla 2.2)
- Carga viva instantánea para comunicación de peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público) W_a= 150 kg/m^2 (NTC-04)

Sismo

Para el estudio de la respuesta sísmica se realiza un análisis modal espectral de la estructura. La ubicación de la estructura corresponde a la Zona Sísmica IIIa, esto según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Se realiza el espectro de diseño para el análisis sísmico con los datos correspondientes a la zona IIIa y con la Ecuación 3.1, se elabora el espectro de diseño. Los valores de aceleración se deben de multiplicar por 1.5, por ser una estructura importante o tipo A:

c	=	0.40
a_0	=	0.10
T_a	=	0.53
T_b	=	1.80
r	=	2

La construcción del espectro consiste en calcular para cada tiempo i (en segundos), su correspondiente valor de ordenada a. Se puede utilizar una hoja de cálculo para estimar el valor correspondiente de a, bajo las consideraciones de la Ecuación 3.1, tomando en cada tiempo el valor de i en lugar de T y considerando un periodo de 6 segundos con intervalos a cada 0.02 segundos y aumentada 50 por ciento, de acuerdo a la clasificación de la estructura; el espectro de diseño resulta como se muestra en la Ilustración 6.3.

6.1.2.4. Combinaciones de carga

Como se trata de una estructura del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará como $Fc = 1.5$, el cual será aplicado a la combinación de carga muerta más carga viva. Como dato adicional deben de considerarse en las combinaciones de carga viva y muerta las producidas por el empuje hidrostático del agua y el empuje del suelo, es decir:

$$CMCV = 1.5\,CM + 1.5\,Carga\ agua + 1.5\,Carga\ suelo + 1.5\,CV$$

Ecuación 6.1

El diseño sísmico de la estructura deberá de efectuarse considerando las siguientes combinaciones de carga:

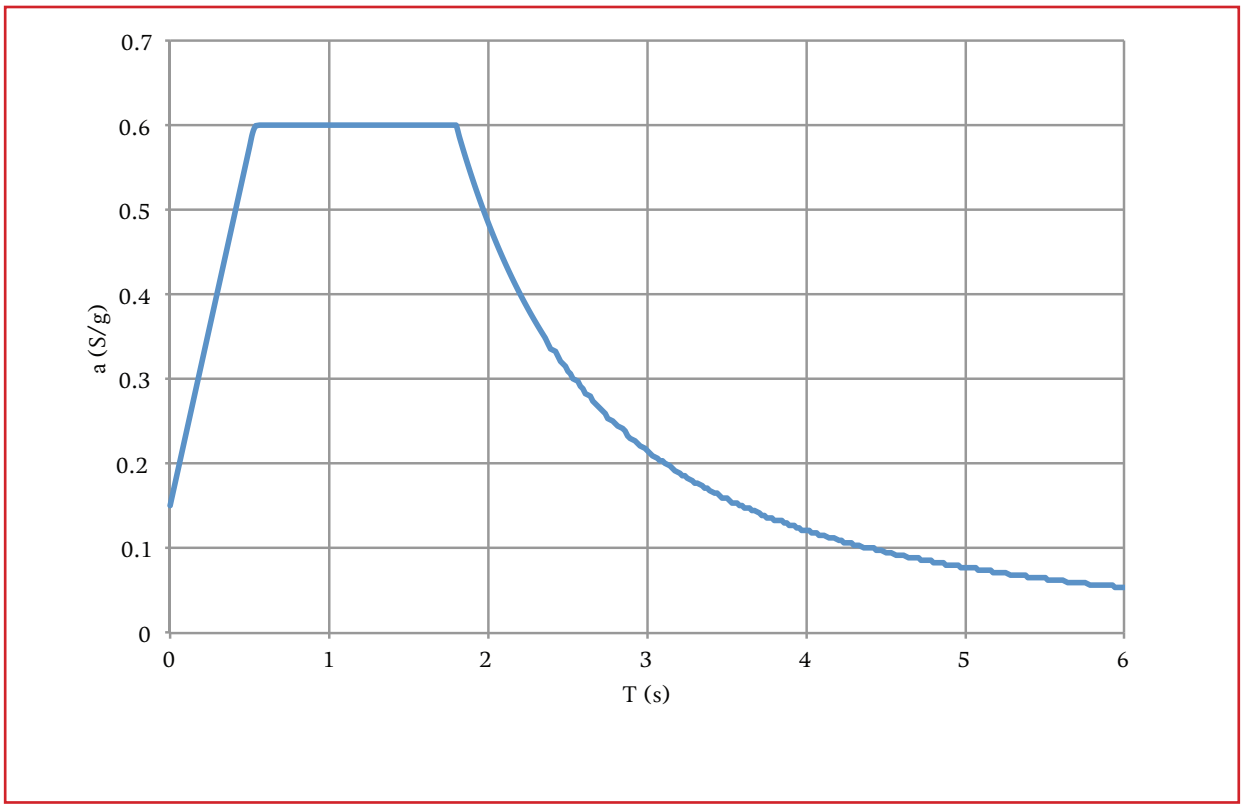
$$Sismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 6.2

$$Sismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 6.3

Ilustración 6.3 Espectro de diseño para la zona IIIa (calculado de acuerdo con las NTC-DF, Sismo)



Como combinación adicional se establece aquella en donde la estructura se encuentra vacía:

$$VacioSismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 6.4

$$VacioSismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 6.5

6.1.3. Método de análisis

Debido a que el tanque no cumple con las características necesarias para el método de análisis estático, de acuerdo con lo que se estipula en las NTC-04 para diseño sísmico, se realizará un análisis dinámico a través de un modelo de simulación matemático.

Una vez seleccionado el programa de cómputo a utilizar, se procederá a realizar el modelo del tanque de acuerdo con las características y herramientas específicas del programa. Tómese en consideración que la ejecución de un modelo de estas características debe ser realizado por personal calificado y certificado que sea capaz de desarrollar adecuadamente los elementos que conforman la estructura, aplicar correctamente las cargas y las distintas combinaciones así como interpretar los resultados obtenidos del modelo.

6.1.4. Ecuaciones para dimensionamiento de elementos estructurales

A continuación se presentan las ecuaciones a utilizar en el dimensionamiento de los elementos estructurales (RCDF-NTC-04):

Propiedades del concreto

Se propone utilizar concreto clase 1 con resistencia a la compresión (28 días) con un fc´= 250 kg/cm2, por lo tanto:

$$f_c^* = 0.8 f_c' \qquad \text{Ecuación 6.6}$$

Apartado 1.5.1.2 Resistencia a compresión

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \qquad \text{Ecuación 6.7}$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.85; \; si \; f_c^* \leq 280 \dfrac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \beta_1 = 1.05 - \dfrac{f_c^*}{140} \geq 0.65; \; si \; f_c^* > 280 \dfrac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

Ecuación 6.8

Apartado 2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

donde:

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión(kg/cm²)

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)

β_1 = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c

f_c' = Resistencia especificada del concreto a compresión (kg/cm²)

Acero de refuerzo

De acuerdo con las especificaciones de la Tabla 1.6 se considera una resistencia del esfuerzo de fluencia de 4 200 kg/cm²

6.1.4.1. Ecuaciones para el diseño por flexión

El momento resistente por flexión se calcula como:

$$M_R = F_R b d^2 f_c''q(1 - 0.5q)$$

Ecuación 6.9

Apartado 2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

Despejando el valor q de la Ecuación 6.11 se tiene que:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_R (100\,000)}{F_R\, d^2\, f_c''\, b}}$$

Ecuación 6.10

Considerando que la cuantía de acero necesaria resulta:

$$p = \frac{q f_c''}{f_y}$$ Ecuación 6.11

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

Por tanto se tiene que:

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$ Ecuación 6.12

donde:

p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

fy = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

F_R = 0.9 factor de diseño para flexión

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir,distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, (cm)

b = Ancho de una sección rectangular, (cm)

M_R = Momento flexionante resistente de diseño (kg cm)

En el diseño debe de considerarse lo siguiente:

Refuerzo máximo

$$p_{max} = 0.75 p_{bal}$$ Ecuación 6.13

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

la p_{bal} se calcula con la ecuación:

$$p_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6\,000 \beta_1}{f_y + 6\,000}$$ Ecuación 6.14

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

donde:

p_{bal} = Cuantía balanceada

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)

β_1 = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²)

p_{max} = Cuantía máxima

0.75 = El área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada

Refuerzo mínimo

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y} \qquad \text{Ecuación 6.15}$$

Apartado 2.2.1 Refuerzo mínimo

donde:

p_{min} = Cuantía mínima

f_c' = Resistencia especificada del concreto a compresión (kg/cm²)

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

Área de acero necesario para resistir la flexión es:

$$p = \frac{A_s}{bd} \qquad \text{Ecuación 6.16}$$

despejando A_s resulta:

$$A_s = pbd \qquad \text{Ecuación 6.17}$$

Apartado 2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias, inciso a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

donde:

A_s = Área del refuerzo de tensión, (cm²)

p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión, (cm)

b = Ancho de una sección rectangular, mm (cm)

6.1.4.2. Ecuaciones para el diseño por esfuerzo cortante

Como una primera consideración se debe de revisar como elemento ancho. En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, *b*, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, *d*, el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación *M/Vd* no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} puede tomarse igual a:

$$V_{cR} = 0.5\, F_R bd\sqrt{f_c^*} \qquad \text{Ecuación 6.18}$$

Apartado 2.5.1.2 Elementos anchos

En caso que no cumpla con esta consideración, el reglamento recomienda: si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación *M/Vd* excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valuará con el criterio que se aplica a vigas:

si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R\, bd(0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*} \qquad \text{Ecuación 6.19}$$

si $p \geq 0.015$ (nota: revisar reglamento para mayor especificación)

$$V_{cR} = 0.5\, F_R bd\sqrt{f_c^*} \qquad \text{Ecuación 6.20}$$

Apartado 2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo

donde:

F_R = 0.8 factor de diseño para cortante y torsión

f_c* = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²)

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión (cm)

b = Ancho de una sección rectangular, (cm)

p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

Separación del refuerzo transversal

Para este caso el $V_{cR}<V_U$, por lo que la separación del acero transversal se calcula con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{F_R A_V f_y d}{V_{sR}} \qquad \text{Ecuación 6.21}$$

Apartado 2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal

donde:

F_R = 0.8 factor de diseño para cortante y torsión

A_V = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s; (cm²)

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir,distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, (cm)

V_{sR} = Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR}=V_u-V_{cR}$)

6.1.5. Diseño de la losa tapa

Se propone un diseño a través de muros de concreto reforzado de 0.30 m de ancho (M-01), una cimentación de losa maciza de 0.30 m de espesor (losa fondo), una losa superior de 0.15 m (losa tapa) y dos trabes de 40 x 60 cm de altura (TR-01) que sirvan de soporte para la losa superior (ver Ilustración 6.4 e Ilustración 6.5).

De la asignación de la combinación de cargas, indicadas en el apartado 6.1.2.4, aplicadas en el modelo matemático, por medio de un análisis estructural, se obtuvieron los esfuerzos de diseño mostrados en la Tabla 6.1.

Propiedades del concreto

$$f_c* = (0.8)(250) = 200\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c'' = (0.85)(200) = 170\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 6.1 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento del tanque

Cargas aplicadas (obtenidas del modelo)	Propiedades de concreto y acero	Dimensiones de la viga	Factores
M_{max} negativo=0.36 t m	fc'= 250 kg/cm²	h=15 cm	F_R= 0.9
M_{max} positivo=0.49 t m	f_y=4 200 kg/cm²	d= 11 cm	F_R= 0.8
V_u = 0.93 t		b= 100 cm	β_1= 0.85
		Rec.=4 cm	

Ilustración 6.4 Elementos estructurales a considerar en el tanque semienterrado (vista en elevación)

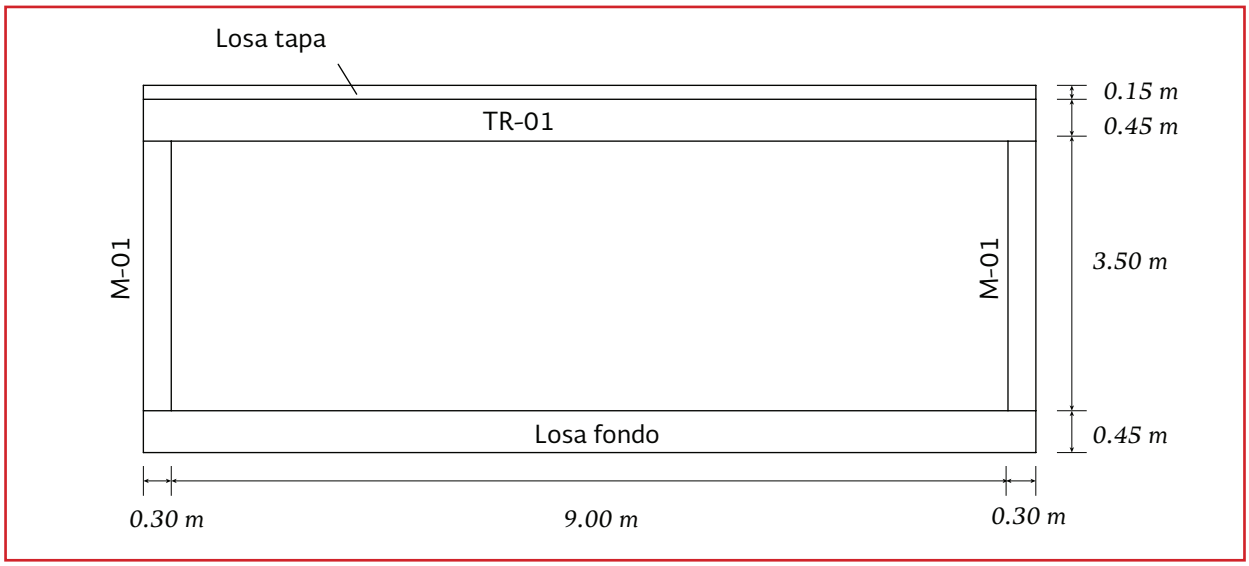
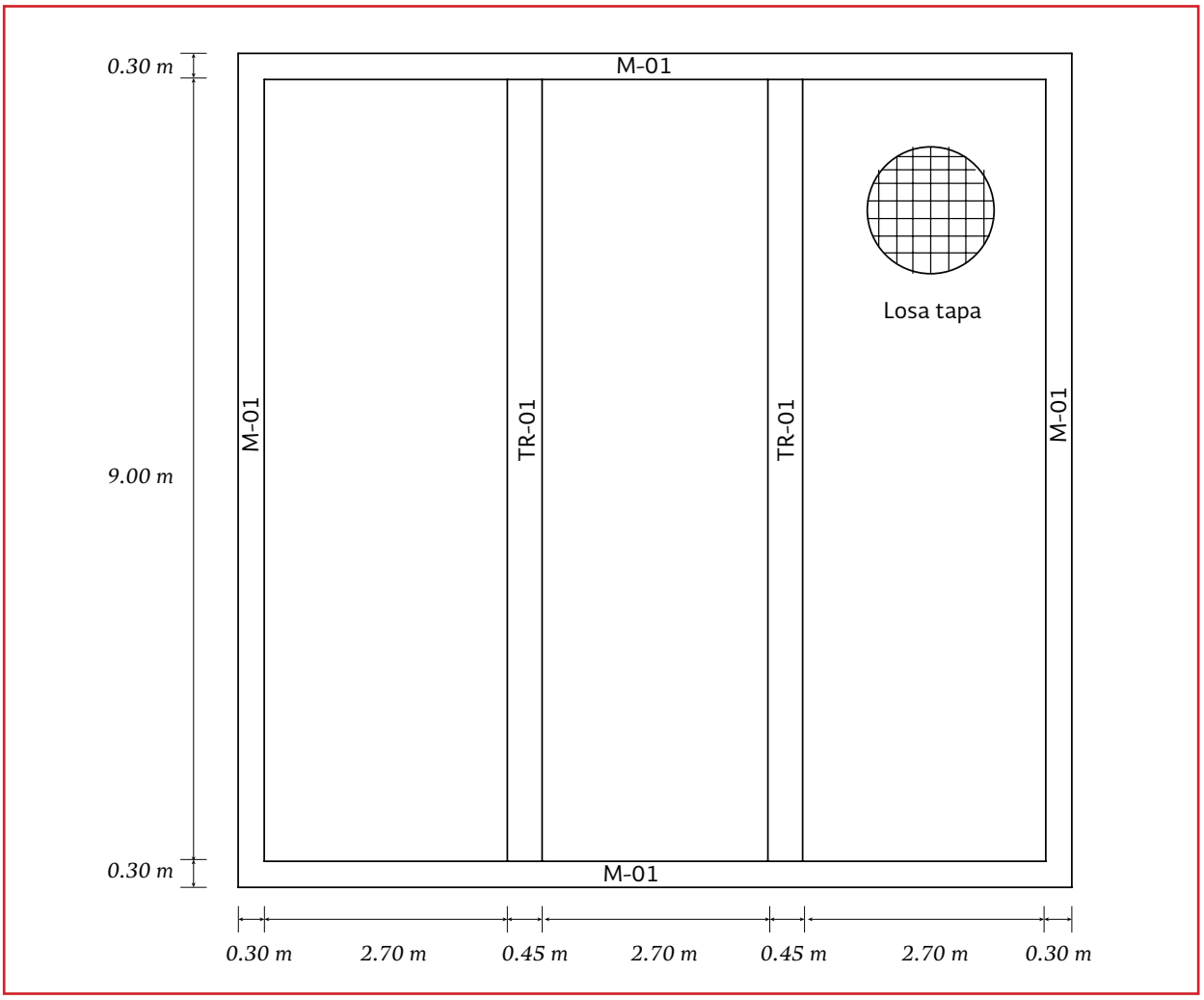


Ilustración 6.5 Elementos estructurales a considerar en el tanque semienterrado (vista en planta)



Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 6.10, para los momentos especificados en la Tabla 6.1, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.36)(100\,000)}{0.9(11^2)(170)(100)}} = 0.020$$

$$q(+) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.49)(100\,000)}{0.9(11^2)(170)(100)}} = 0.027$$

Utilizando la Ecuación 6.11 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

$$p(-) = \frac{0.020(170)}{4\,200} = 0.0008$$

$$p(+) = \frac{0.027(170)}{4\,200} = 0.0011$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

$$p_{bal} = \frac{170}{4\,200}\left(\frac{6\,000\,(0.85)}{4\,200 + 6000}\right) = 0.0202$$

$$p_{\max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por tanto, la cuantía que rige es la p_{min} = 0.0026 para ambos casos y el área de acero necesario para resistir la flexión se calcula con la :

$$As(-) = (0.0026)(11)(100) = 2.90\ \text{cm}^2$$

$$As(+) = (0.0026)(11)(100) = 2.90\ \text{cm}^2$$

En la Tabla 6.2 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento positivo y negativo.

Se concluye que el armado será de var#4 @ 30 cm en ambos sentidos, ver Ilustración 6.6.

Diseño por esfuerzo cortante

Se realiza la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{0.36(100\,000)}{0.93(11)(1\,000)} = 3.52$$

Se observa que la relación (M/Vd) > 2, por lo que se opta por utilizar la Ecuación 6.19, por lo tanto se tiene:

$$V_{cR} = 0.8(100)(11)(0.2 + 20(0.0024))\sqrt{200}$$
$$= 3\,086.40\ \text{kg} = 3.1\ \text{t}$$

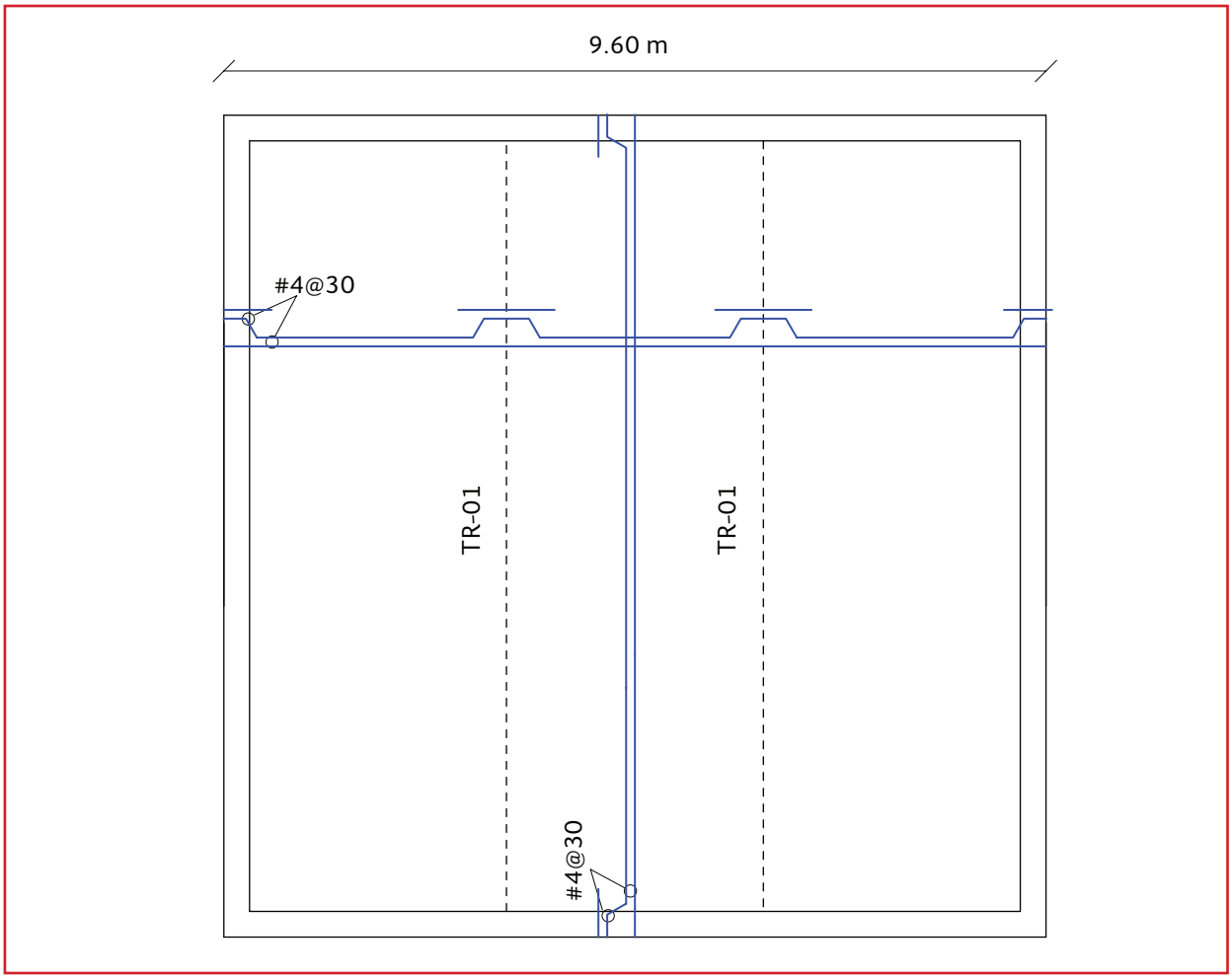
Como puede observarse, el $V_u < V_{cR}$, 0.93 < 3.1, por lo que no es necesario el acero de refuerzo.

La longitud de desarrollo y los anclajes deberán realizarse de acuerdo a las NTC-DF (Concreto).

Tabla 6.2 Acero propuesto en losa tapa

	Varilla #	Área (cm²)	# varilas necesarias	Vars enteras	Diám.	Separación a eje (S), cm	Sep. efectiva a paño de varilla, cm
+	4	1.27	2.29	3	1.27	33.00	31.73 = 30
-	4	1.27	2.29	3	1.27	33.00	31.73 = 30

Ilustración 6.6 Armado propuesto losa tapa



6.1.6. Diseño de trabes de losa superior

Para proponer el peralte mínimo, se utilizan las recomendaciones de a la Tabla 2.6.

$$\frac{900}{16} = 56.25 \approx 60 \text{ cm}$$

La bajada de cargas sobre la trabe (Ilustración 6.7), así como la distribución de cargas considerando el peso propio del elemento, la carga de la losa y carga viva (Ilustración 6.8) permiten calcular los diagramas de momento y cortante que se muestran en la Ilustración 6.9.

Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de las trabes se presenta en la Tabla 6.3.

Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 6.10, para los momentos especificados en la Tabla 6.2, se tiene:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2\,(13.04)\,(100\,000)}{0.9\,(56^2)\,(136)\,(40)}} = 0.089$$

$$q(+) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2\,(8.15)\,(100\,000)}{0.9\,(56^2)\,(136)\,(40)}} = 0.055$$

Utilizando la Ecuación 6.11 se tiene que la cuantía necesaria en cada lecho resulta:

Ilustración 6.7 Baja de carga a trabes

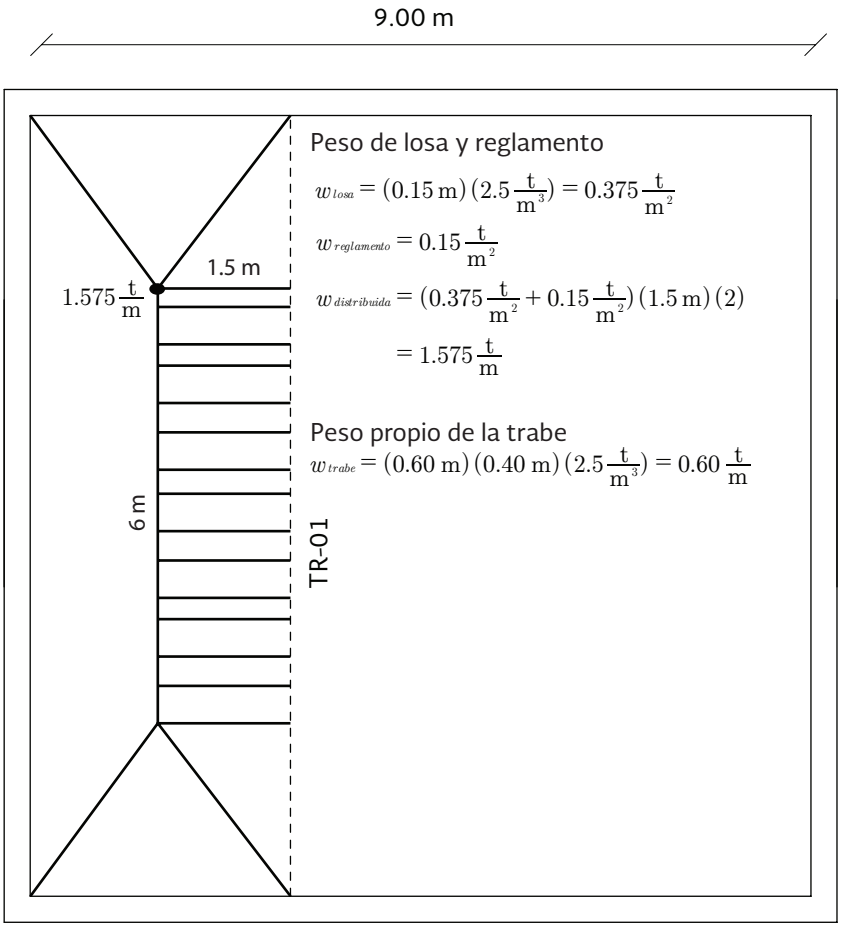


Ilustración 6.8 Distribución de cargas en trabe

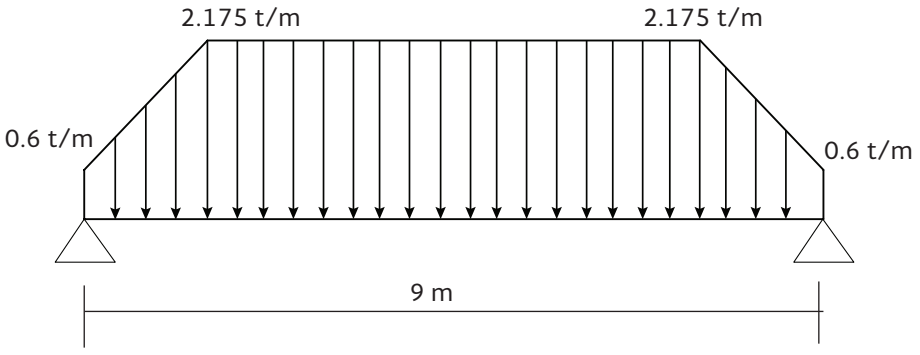
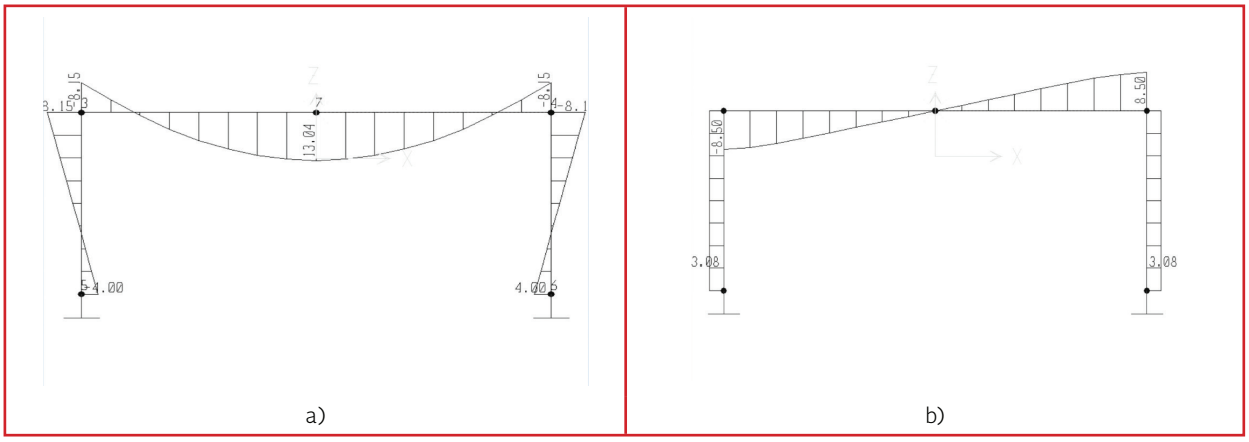


Ilustración 6.9 Diagrama de a) momento, b) cortante



a) b)

Tabla 6.3 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes

Cargas aplicadas	Propiedades de concreto y acero	Dimensiones de la viga	Factores
M_{max} negativo=13.04 t m	fc'= 200 kg/cm²	h=60 cm	F_R= 0.9
M_{max} positivo=8.15 t m	f_y=4 200 kg/cm²	d= 56 cm	F_R= 0.8
V_u = 8.50 t		b= 40 cm	β_1= 0.85
		Rec.=4 cm	

$$p(-) = \frac{0.089(136)}{4\,200} = 0.0029$$

$$p(+) = \frac{0.055(136)}{4\,200} = 0.0018$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

$$p_{bal} = \frac{136}{4\,200}\left(\frac{6\,000(0.85)}{4\,200+6000}\right) = 0.0162$$

$$p_{\max} = 0.75(0.0162) = 0.0121$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.0024$$

Como se puede observar la cuantía, p_{min}=0.0024, es la que va a regir el diseño.

Área de acero necesario para resistir la flexión:

$$As(-) = (0.0029)(40)(56) = 6.50\ \text{cm}^2$$

$$As(+) = (0.0024)(40)(56) = 5.37\ \text{cm}^2$$

Diseño por esfuerzo cortante

Se realizó la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{13.04(100\,000)}{8.50(1\,000)(56)} = 2.74$$

Se observa que la relación $(M/Vd) > 2$, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.19, para el cálculo del V_{cR}:

$$V_{cR} = 0.8(40)(56)(0.2 + 20(0.0029))\sqrt{160}$$
$$= 5848.13\,\text{kg} = 5.84\,\text{t}$$

Como el $V_u > V_{cR}$ (7.25 > 5.80), se requiere acero de refuerzo transversal en las trabes.

Se propone colocar estribos del #3, con lo cual, aplicando la Ecuación 6.21, la separación resulta:

$$S = \frac{0.8(2)(0.71)(4\,200)(41)}{2.44(1\,000)} = 80.17\ \text{cm} \approx 80\ \text{cm}$$

La separación de estribos se obtiene considerando los siguientes parámetros:

$$S \leq \begin{cases} d_{viga}/4 \\ 8d_b\,(d_b = \text{diámetro de la barra longitudinal más gruesa}) \\ 24\,d_b, \text{ estribo} \\ 300\ \text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} 56/4 = 14\ \text{cm} \\ 8(1.905) = 15.24\ \text{cm} \\ 24\,(0.71) = 17.04\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

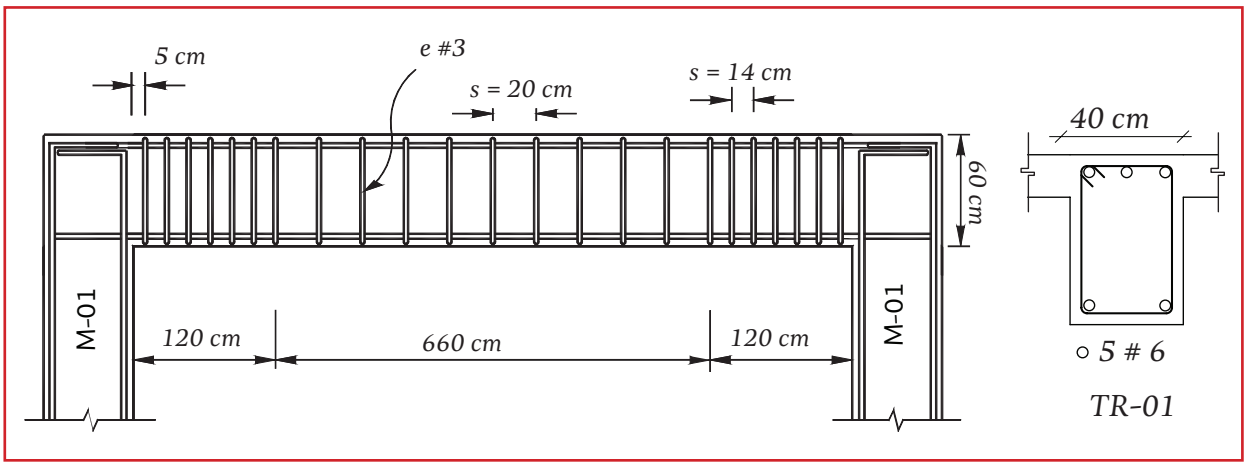
De lo cual se establece colocar los estribos a cada 14 cm.

En la Tabla 6.4 se presenta la propuesta del acero para resistir el momento positivo y negativo. Por su parte, el armado final se muestra la Ilustración 6.10.

Tabla 6.4 Acero propuesto en trabes

	Varilla #	Área (cm²)	# vars. necesarias	Vars enteras	Diám.	Separación a eje (S), cm	Sep. efectiva a paño de varilla, cm
+	6	2.85	1.85	2	1.905	20.00	18.10
-	6	2.85	2.26	3	1.905	13.00	11.10

Ilustración 6.10 Armado propuesto para trabes (De acuerdo con las NTC-DF Concreto)



6.1.7. Elaboración del modelo de simulación

En la Ilustración 6.11, se muestra el modelo del tanque semienterrado, el cual fue realizado a base de 324 elementos placa de 0.50x0.50x0.30 m y 0.50x0.50x0.15 m (losa inferior y superior) unidos con una columna de concreto, con dimensiones 0.30 x 0.50 m y una altura de 3.3 metros, para simular la paredes del tanque.

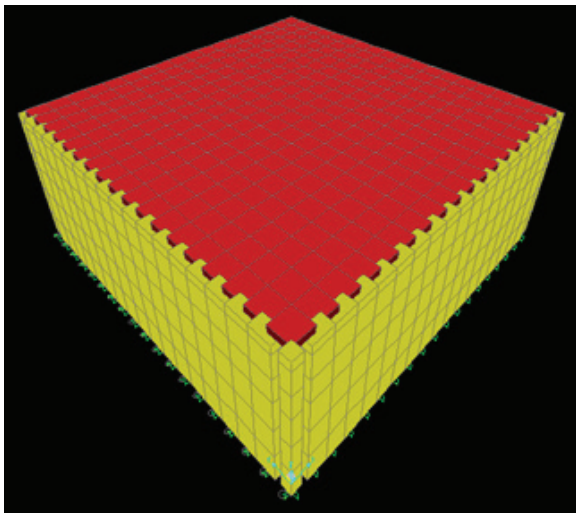
Para una primer aproximación se considera el apoyo de las columnas sobre una losa de cimentación a base de 324 elementos diafragma con apoyos articulados en sus extremos, es decir, restringidos en su movimiento sobre los ejes x, y, z pero permitiendo el giro sobre estos. Cabe mencionar que esta cimentación deberá ser ajustada en función de los resultados del estudio de mecánica de suelos y los propios resultados del modelo.

Aplicación de cargas

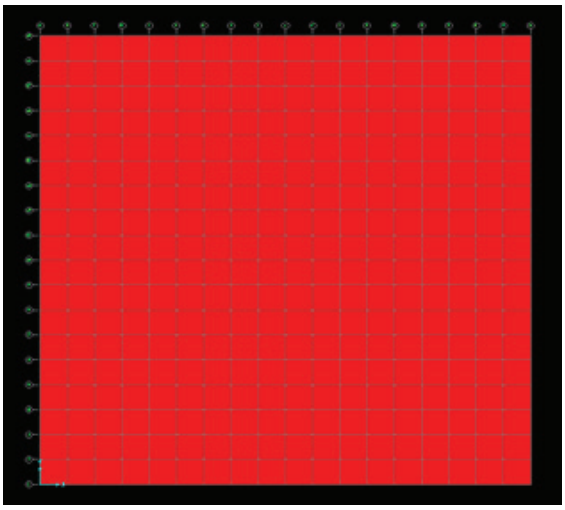
El peso propio de la estructura comúnmente es calculado automáticamente por los programas de simulación, sin embargo se debe tener cuidado de estar utilizando los materiales adecuados y que estos estén acorde a los valores considerados al inicio del estudio.

La carga viva que se aplicará sobre la losa superior se distribuye uniformemente sobre toda el área y resulta:

Ilustración 6.11 Modelo de simulación de tanque cuadrado



a) Isométrico



b) Vista en planta

$$Área = 9.6\,\text{m}\,(9.6\,\text{m}) = 92.16\ \text{m}^2$$

$$W_{cv} = \left(0.150\ \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right)$$

La Ilustración 6.12 muestra la aplicación de la carga distribuida sobre las losas del modelo.

La carga del agua sobre la losa del fondo:

$$Área = 9\,\text{m}\,(9\,\text{m}) = 81\ \text{m}^2$$

La carga del agua se distribuye en los 324 elementos que la conforman, por lo que la carga sobre cada uno de estos segmentos debido al peso del agua es (Ilustración 6.13):

$$Área\ de\ cada\ segmento = \frac{81.0\ \text{m}^2}{324} = 0.25\ \text{m}^2$$

$$W_{agua\ losa} = 3.3\ \text{m}\left(1\,010\ \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) = 3333\ \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$= 3.33\ \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Ilustración 6.12 Aplicación de carga viva sobre la losa tapa

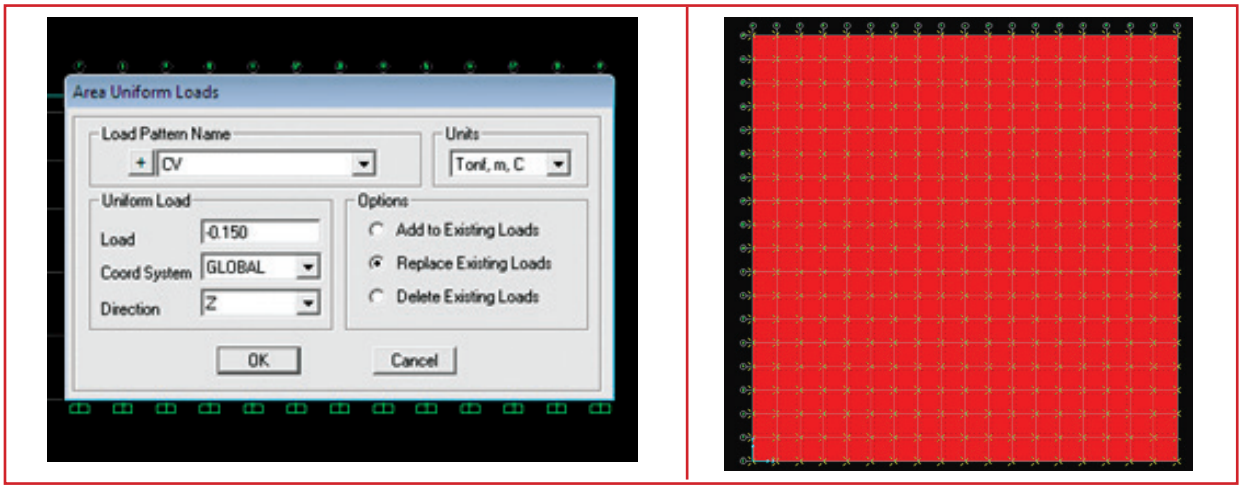


Ilustración 6.13 Aplicación de carga del agua sobre losa fondo

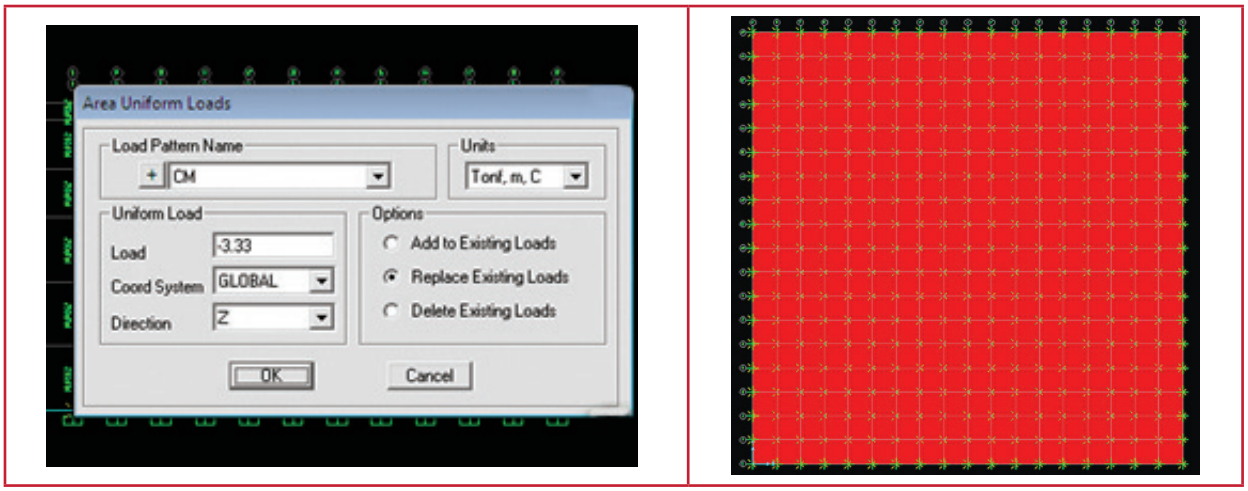
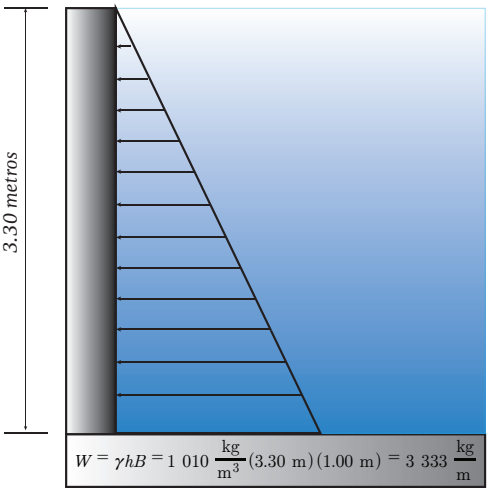


Ilustración 6.14 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros



La Ilustración 6.14 e Ilustración 6.15 muestra la aplicación de la carga distribuida sobre los muros del modelo.

La carga sobre los muros de 0.30 metros de ancho debido al agua resulta:

$$W = \gamma hB = 1\,010\ \frac{kg}{m^3}(3.3\ m)(1.00\ m)$$
$$= 3\,333\ \frac{kg}{m}$$

donde:

W	=	Base del triángulo de fuerzas de la Ilustración 6.14
γ	=	Peso volumétrico del agua (kg/m^3)
h	=	Altura efectiva de la superficie libre del agua (m)
B	=	Ancho unitario (m)

El análisis sísmico, se realizó mediante la inclusión del espectro de diseño, descrito anteriormente (Ilustración 6.16):

Ilustración 6.16 Espectro de diseño

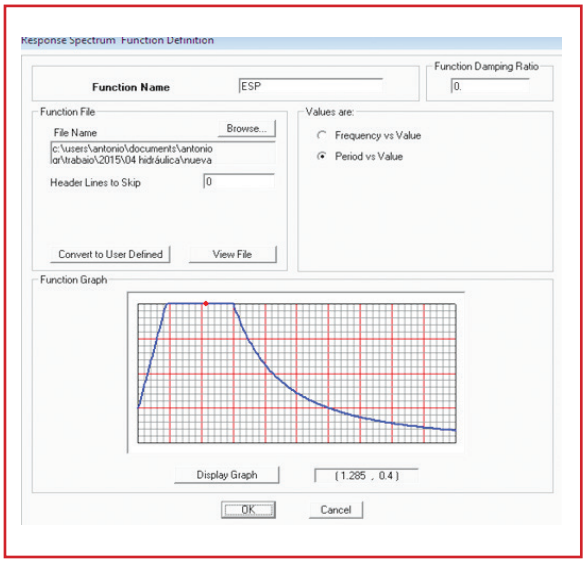
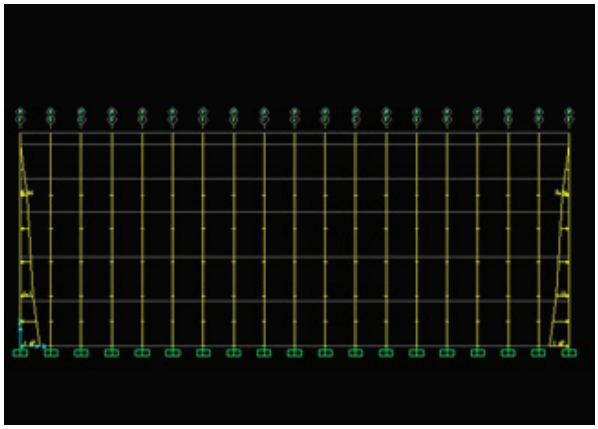
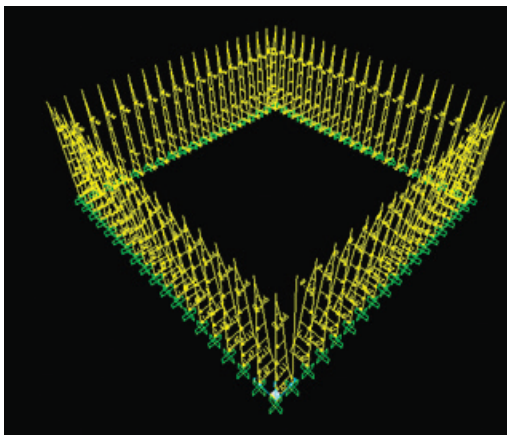


Ilustración 6.15 Aplicación de carga del agua sobre los muros





Cada análisis sísmico incluye la combinación 100 por ciento en una dirección más 30 por ciento en la dirección perpendicular (Ilustración 6.17):

La carga debido al empuje de tierra (Ilustración 6.18) considera los siguientes parámetros:

Altura	=	2.50 m
Ka (coeficiente de empuje activo)	=	0.33
Ancho	=	0.30 m
Peso específico de tierra	=	1.80 t/m^3
Fuerza puntual en *h*/3	=	0.55 t

$$Empuje = \frac{\gamma h^2 B}{2}(Ka)$$

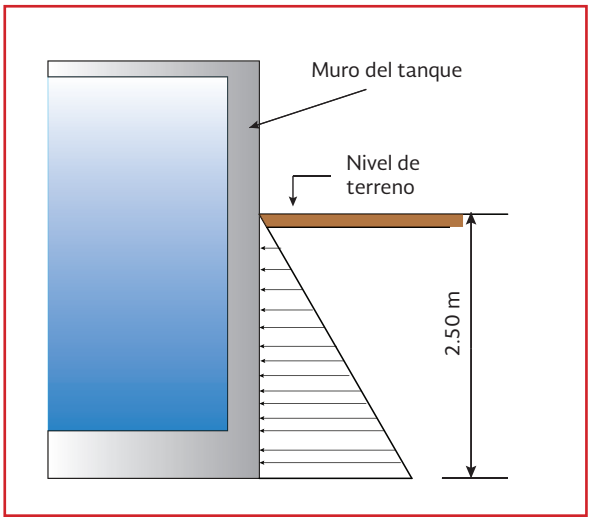
$$Empuje = \frac{1.80\,(2.50^2)\,(0.30)}{2}(0.33) = 0.55\,\text{t}$$

La Ilustración 6.19 muestra la aplicación de la carga en una arista del tanque.

Cálculo de la respuesta estructural

La Ilustración 6.20 muestra, a manera de ejemplo la forma de visualizar los resultados

Ilustración 6.18 Empuje de tierra



del modelo con el programa de cómputo. Entre los datos de mayor importancia es la obtención de los diagramas de momento y cortante más desfavorables, mismos que servirán para el dimensionamientos de los distintos elementos estructurales.

De los resultados obtenidos del modelo de simulación, se encuentra que la combinación de *SISMO x= 1.1 CM + 1.1 Carga agua + 1.1 Carga suelo + 1.0 Sismo x + 0.3 Sismo y + 1.1 CVa*, es la que genera el momento y cortante más desfavorable, necesarios para poder realizar el dimensionamiento de los elementos.

Ilustración 6.17 Combinación de cargas

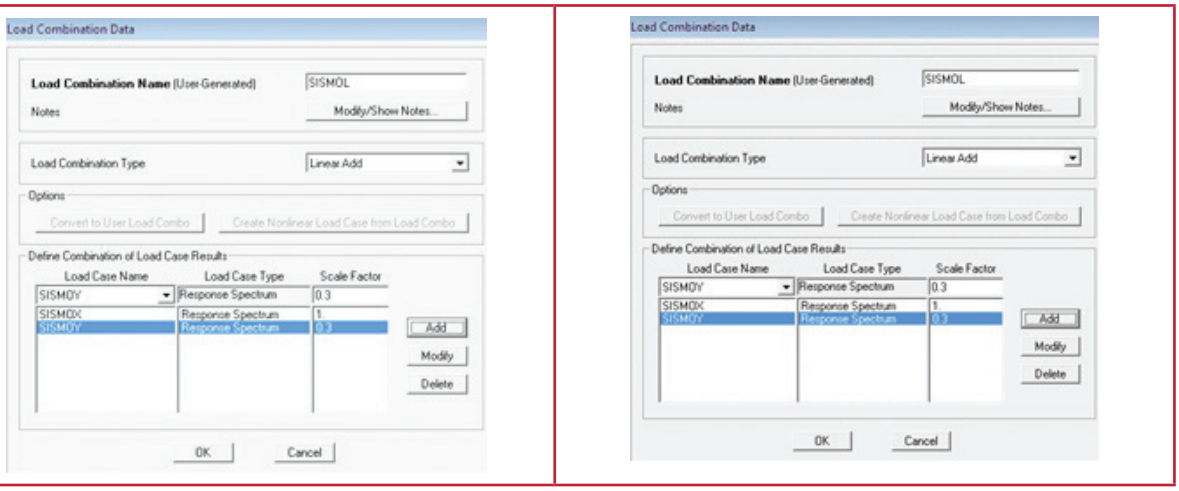


Ilustración 6.19 Carga en una arista del tanque

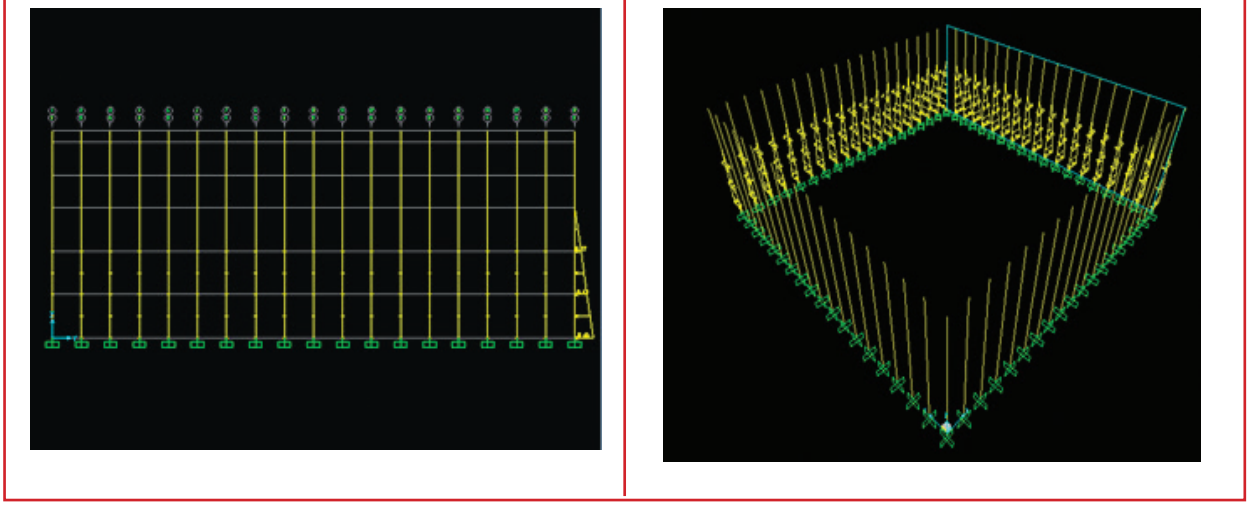
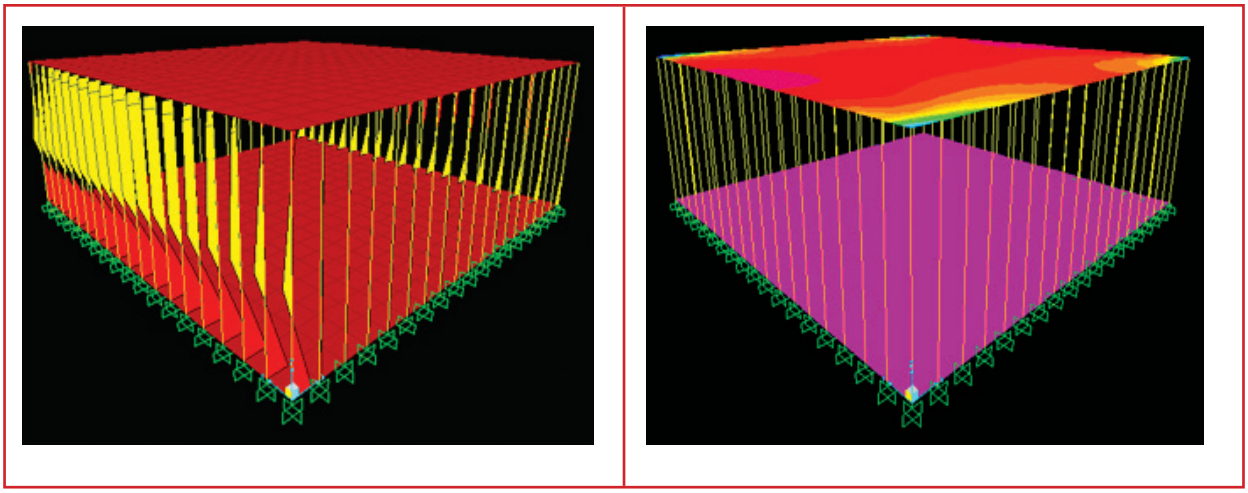


Ilustración 6.20 Ejemplo de resultados del modelo de simulación de tanque rectangular



6.1.8. Diseño de los muros laterales del tanque

Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de las trabes se presenta en la Tabla 6.5.

Diseño por flexión

Utilizando la Ecuación 6.11 se tiene que la cuantía necesaria resulta:

Tabla 6.5 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de muros

Cargas aplicadas (obtenidas del modelo)	Propiedades de concreto y acero	Dimensiones de la viga	Factores
M_{max} negativo=8.34 t m	fc'= 250 kg/cm²	h=30 cm	F_R= 0.9 (flexión)
M_{max} positivo=8.34 t m	f_y=4 200 kg/cm²	d= 25 cm	F_R= 0.8 (cortante y torsión)
V_u = 6.75 t		b= 100 cm	β_1= 0.85
		Rec.=5 cm	

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.34)(100\,000)}{0.9(25^2)(170)(100)}} = 0.091$$

$$p = \frac{0.091(170)}{4\,200} = 0.0037$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

$$p_{bal} = \frac{170}{4\,200}\left(\frac{6\,000\,(0.85)}{4\,200 + 6000}\right) = 0.0202$$

$$p_{\max} = 0.75(0.0202) = 0.01512$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Como la $p_{min} < p < p_{max}$,se establece que el refuerzo necesario de acero sea el calculado, es decir *p = 0.0037*

Área de acero necesario para resistir la flexión es:

$$As = (0.0037)(100)(25) = 9.25\,\text{cm}^2$$

La Tabla 6.5 presenta la cantidad del acero calculado. El número de varillas necesarias, su separación a eje y la separación efectiva (Tabla 6.6), se estima mediante las siguientes ecuaciones:

$$Vars_{\,necesarias} = \frac{A_s}{A_{var}} \qquad \text{Ecuación 6.22}$$

$$Sep = \frac{b}{no.\ de\ vars\ enteras} \qquad \text{Ecuación 6.23}$$

$$Sep_{\,efectiva} = \frac{Sep}{\varnothing_{var}} \qquad \text{Ecuación 6.24}$$

donde:

A_s	=	Área del refuerzo de tensión (cm^2)
A_{var}	=	Área de la varilla cm^2
b	=	Ancho de una sección rectangular, mm (cm)
Sep	=	Distancia a eje entre cada varilla (cm)
$Sep_{\,efectiva}$	=	Distancia a paño entre cada varilla (cm)
$\varnothing_{var}$	=	Diámetro de la varilla (cm)

Diseño por esfuerzo cortante

Se realizó la revisión como elemento ancho, considerando la ecuación:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{8.34\,(100\,000)}{6.75\,(1\,000)\,(25)} = 4.94$$

Se observa que la relación $(M/Vd) > 2$, por lo que se opta por utilizar lo establecido en el apartado 2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo, de los cálculos de la cuantía anterior se observa que $p < 0.015$, es decir 0.0037 < 0.015, por lo tanto aplicando la Ecuación 6.19, se tiene:

Tabla 6.6 Armado propuesto para los muros de concreto

	Varilla #	Área (cm^2)	# vars. necesarias	Vars enteras	Diám.	Separación a eje (S), cm	Sep. efectiva a paño de varilla, cm
+	6	2.85	3.24	4	1.905	25	23.10 = 20
-	6	2.85	3.24	4	1.905	25	23.10 = 20

$$V_{cR} = 0.8(100)(25)(0.2 + 20(0.0037))\sqrt{200}$$
$$= 7\,749\,\text{kg} = 7.75\,\text{t}$$

Del resultado obtenido se tiene que $V_u < V_{cR}$; 6.75<7.75 t, por lo tanto no se requiere acero de refuerzo por esfuerzo cortante.

Se concluye que el armado será de var#6@20 cm en ambos sentidos, ver Ilustración 6.21.

6.1.9. Ecuaciones para el diseño de la losa de cimentación

El método de diseño por el cual se va a realizar la losa del fondo del tanque es por diseño de losas perimetralmente apoyadas (NTC-DF para diseño y construcción de estructuras de concreto).

6.1.9.1. Peralte efectivo

El diseño se inicia con la determinación del peralte mínimo, el cual debe ser por lo menos igual al perímetro del tablero divido entre 250 para concreto clase I. Para calcular este perímetro, los lados discontinuos deben incrementarse en 50 por ciento si las trabes o muros en que se apoya la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento si lo son.

Estas disposiciones son aplicables a losas en que $f_s < 2\,520\ kg/cm^2$ y $w < 380\ kg/m^2$; para otras combinaciones de f_s y w, el peralte efectivo mílim se obtendrá multiplicando por:

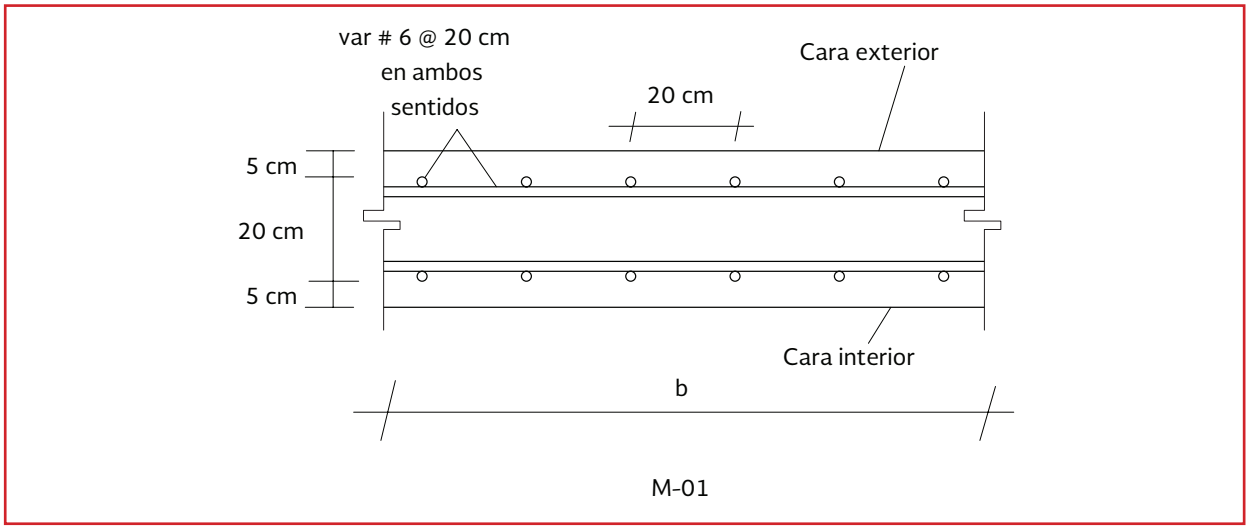
$$0.032\sqrt[4]{f_s w} \qquad \text{Ecuación 6.25}$$

$$d_{\min} = \frac{Per}{250} \qquad \text{Ecuación 6.26}$$

donde:

d_{min} = Peralte mínimo de losa, en cm
Per = Perímetro ajustado de la losa, en cm
f_s = Esfuerzo permisible del acero de refuerzo ($0.6\ fy$), en kg/cm²
w = Carga aplicada en la losa

Ilustración 6.21 Armado propuesto en los muros



6.1.9.2. Cargas y momentos

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la Tabla 5.1.

Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho (*kg m/m)*. Después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Es decir, si los momentos están en unidades *kg m/m*, se considera que la losa está formada por vigas de 1 metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de la tabla.

Para este análisis calculan los claros libres a_1 y a_2 que, como se indica al pie de la tabla y con estos se estiman los momentos.

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos, se deben distribuir las dos terceras partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes, si éstos son monolíticos con sus muros, o la totalidad si no lo son. Para la distribución debe suponerse que la rigidez del tablero es proporcional a $d^3/a1$.

6.1.9.3. Acero de refuerzo

La cuantía de acero requerida para soportar los momentos calculados, se estima a través de la Ecuación 6.12, siempre que genere cuando menos el área de acero mínima.

Acero mínimo

Respecto al acero mínimo, se utiliza la misma ecuación que para losas en una dirección donde A_s es el área mínima por metro de ancho de la losa. Esta área debe multiplicarse por 1.5 si la losa está expuesta a la intemperie.

$$A_s = \frac{66\,000\,h}{f_y(h+100)} \qquad \text{Ecuación 6.27}$$

donde:

A_s = Área de acero, en cm^2
h = Espesor de la losa (cm)
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de 3.5 *h*, excepto en la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada en donde la separación máxima será de 2.5 *d*.

Refuerzo máximo

En el diseño, el refuerzo no debe de exceder de lo estipulado en la Ecuación 6.13 y la Ecuación 6.14.

Fuerza cortante

El dimensionamiento de losas resistentes perimetralmente ,queda regido por flexión. Sin embargo, es necesario revisar la seguridad contra fuerza cortante.

Para estos fines, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la ecuación:

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d\right) w \left[0.95 - 0.5\frac{a1}{a2}\right] \quad \text{Ecuación 6.28}$$

donde:

V	=	Fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, en kg
$a1$	=	Lado más corto del tablero, en cm
$a2$	=	Lado más largo del tablero, en cm
w	=	Carga aplicada, en kg
d	=	Peralte de la losa, en cm

Cuando en un tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos, el valor de *V* obtenido de la Ecuación 6.54 debe incrementarse en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad \text{Ecuación 6.29}$$

donde:

V_R	=	Fuerza cortante resistente en un ancho unitario, en kg
F_R	=	Factor de resistencia = 0.8
f^*_C	=	Resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm^2
b	=	Ancho unitario, en cm
d	=	Peralte de la losa, en cm

Es decir, igual a la de una viga sin refuerzo en el alma.

6.1.10. Diseño de la losa de cimentación

La carga de diseño (obtenida del modelo de simulación):

$$w = 7\,961.13 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte mínimo

El diseño se inicia con la determinación del peralte mínimo, para este caso se considera tratar a la losa como un tablero de esquina, debido a que es el más desfavorable por tener más lados discontinuos. Para esto se incrementa en un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos de la losa:

$$perimetro = 900 + 900 + 1.25(900 + 900) = 4\,050 \text{ cm}$$

Se debe realizar la revisión de condiciones para la corrección del perímetro, por tanto:

$$\begin{cases} f_s \leq 2520; \; donde \; f_s = 0.6 f_y \\ w \leq 380 \dfrac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$7\,961.13 \leq 380 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Es necesario corregir el perímetro, ya que la condición $w \leq 380$ kg/cm^2, no se cumple.

Factor de corrección

Aplicando la Ecuación 6.25 se tiene que:

$$0.032\sqrt[4]{(2520)(7\,961.13)} = 2.14$$

Por tanto, el perímetro corregido resulta:

$$PC = 4\,050\,(2.14) = 8\,667$$

El peralte mínimo, calculado con la Ecuación 6.26, resulta:

$$d_{\min} = \frac{PC}{factor\ del\ concreto} = \frac{8\,667}{250} = 34.67\ \text{cm}$$

Se propone un espesor de 45 cm para garantizar la resistencia por esfuerzo cortante por cortante. Por tanto, el peralte efectivo (considerando 5 cm de recubrimiento) es igual a:

$$d = 45 - 5 = 40\,cm$$

La carga total, considerando un Fc = 1.5 (para edificaciones tipo A), resulta:

$$w_{total} = 1.5\,(7\,961.13) = 11\,941.69\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de momentos aplicados

Relación de lados corto a largo:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{900}{900} = 1$$

De la Tabla 5.1, se tiene que es caso I (monolítica), tablero aislado (cuatro lados discontinuos):

$$\alpha\,(negativo) = 330$$

$$\alpha\,(positivo) = 500$$

Se obtiene el factor, que se especifica en las notas de la Tabla 5.1:

$$10^{-4} w a_1^2$$

Ecuación 6.30

Sustituyendo:

$$10^{-4}(11\,941.69)\,(9)^2 = 96.72\ \text{kg m}$$

Se calcula los momentos:

$$M(-) = 330\,(96.72) = 31\,917.6\ \text{kg m}$$

$$M(+) = 500\,(96.72) = 48\,360.00\ \text{kg m}$$

Revisión de la resistencia al esfuerzo cortante, por medio de la Ecuación 6.28 y la Ecuación 6.29.

$$V = \left(\frac{900}{2} - 43\right)\left(0.95 - 0.5\frac{900}{900}\right)\left(\frac{11\,941.69}{100}\right)$$

$$= 21\,871.20\ \text{kg}$$

$$V_{cR} = 0.5\,(0.8)\,(100)\,(43)\sqrt{200} = 24\,324.47\ \text{kg}$$

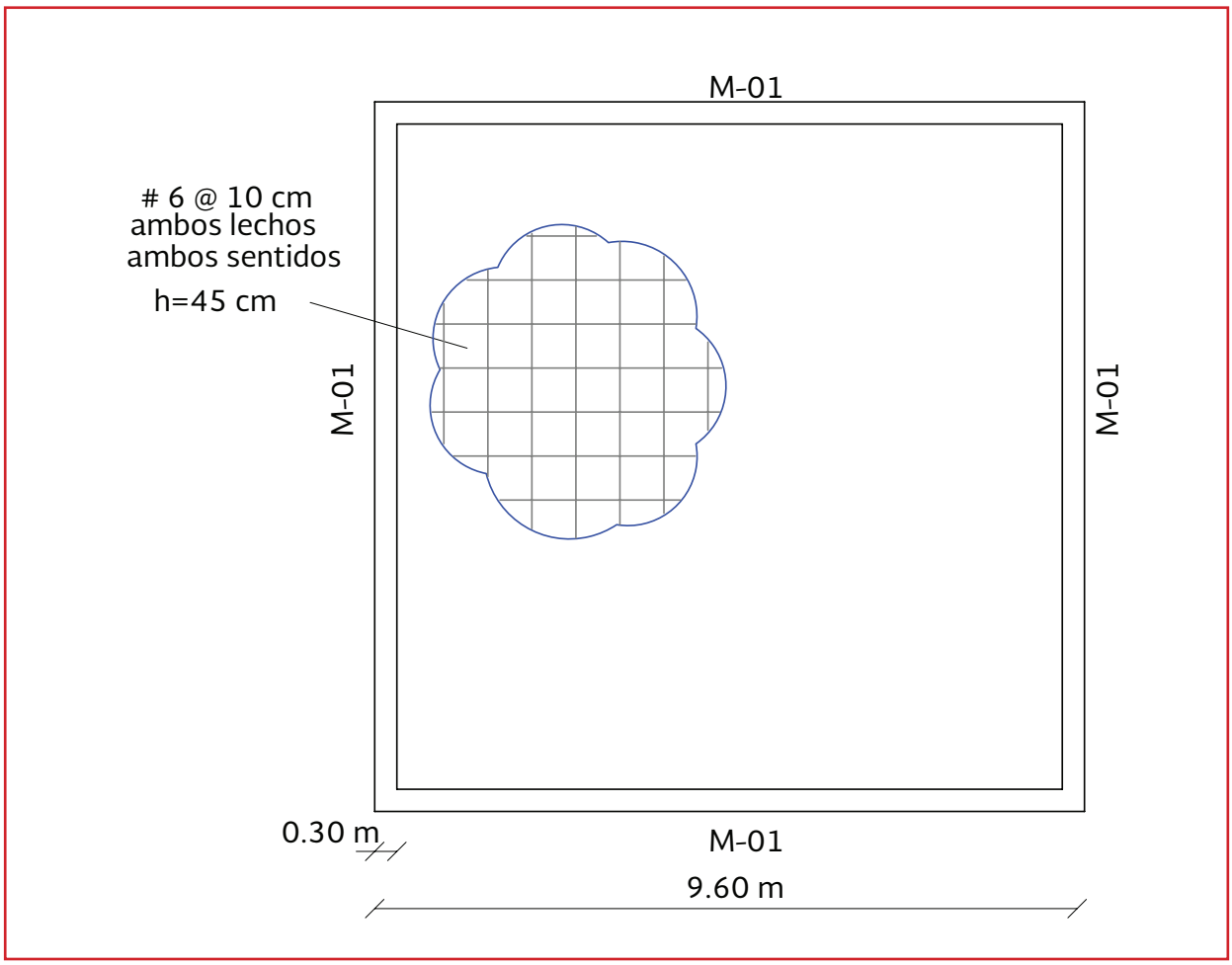
Se comprueba que el $V < V_{cR,}$ por lo que se acepta esta revisión.

El refuerzo calculado se presenta en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7 Acero propuesto en losa fondo

Mi (kg m)	Q	ω*	$p_{(calculada)}$	$p_{(rige)}$	As (cm²)	Varilla	Área (cm²)	Num	Sep (cm)	Sep efectiva (cm)
31 917.60	0.1128	0.111	0.0045	0.0045	19.40	6	2.85	7	14.29	14.29= 14
48 360.00	0.1710	0.159	0.0064	0.0064	27.64	6	2.85	10	10.00	10.00

Ilustración 6.22 Armado propuesto en losa fondo



6.2. Tanque superficial

6.2.1. Descripción

De acuerdo al proyecto arquitectónico, el tanque sedimentador de sección circular que se muestra en la Ilustración 6.23 e Ilustración 6.24, forma parte de una planta de tratamiento la cual estará ubicada en el Distrito Federal, dentro de la zona IIIa de acuerdo al mapa de la Ilustración 3.4.

El tanque tiene un diámetro interior de 6 metros y una altura total de 4.79 metros. Se considera un nivel máximo de operación de 3 metros, medidos desde el nivel de terreno. Cuenta con una pasarela superior para operación de 7 metros de largo y 0.63 metros de ancho. Los equipos electromecánicos estarán apoyados en la base a través de una columna central y el diseño de éstos está a cargo del fabricante.

6.2.1.1.Reglamentos o código aplicable

El diseño se realizará de acuerdo a:

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004

6.2.1.2. Clasificación de la estructura

De acuerdo al reglamento de construcciones del D.F., la estructura corresponde al grupo A.

6.2.1.3. Definición de acciones de diseño

Carga muerta

Se consideran los efectos del peso propio de acuerdo a lo siguiente:

- Concreto: f_c' = 250 kg/cm^2
- Acero de refuerzo: fy = 4 200 kg/cm^2
- El peso volumétrico del concreto reforzado es 2 500 kg/m^3
- El peso volumétrico del acero de refuerzo es 7 856 kg/m^3

Carga Viva

Los efectos de carga viva se estimarán a partir de lo siguiente:

- El peso volumétrico del agua residual es 1 010 kg/m^3 (Tabla 2.2)
- Carga viva instantánea para comunicación de peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público) W_a= 150 kg/m^2 (NTC-DF)

Ilustración 6.23 Tanque sedimentador para ejemplo (vista en elevación)

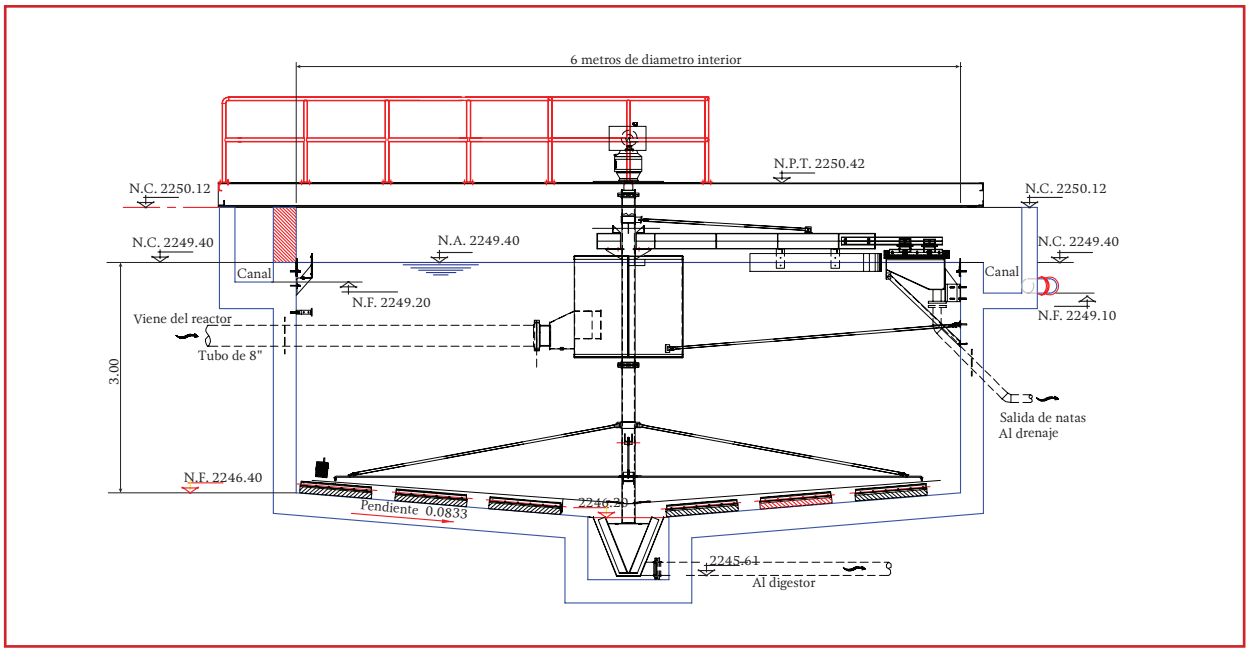
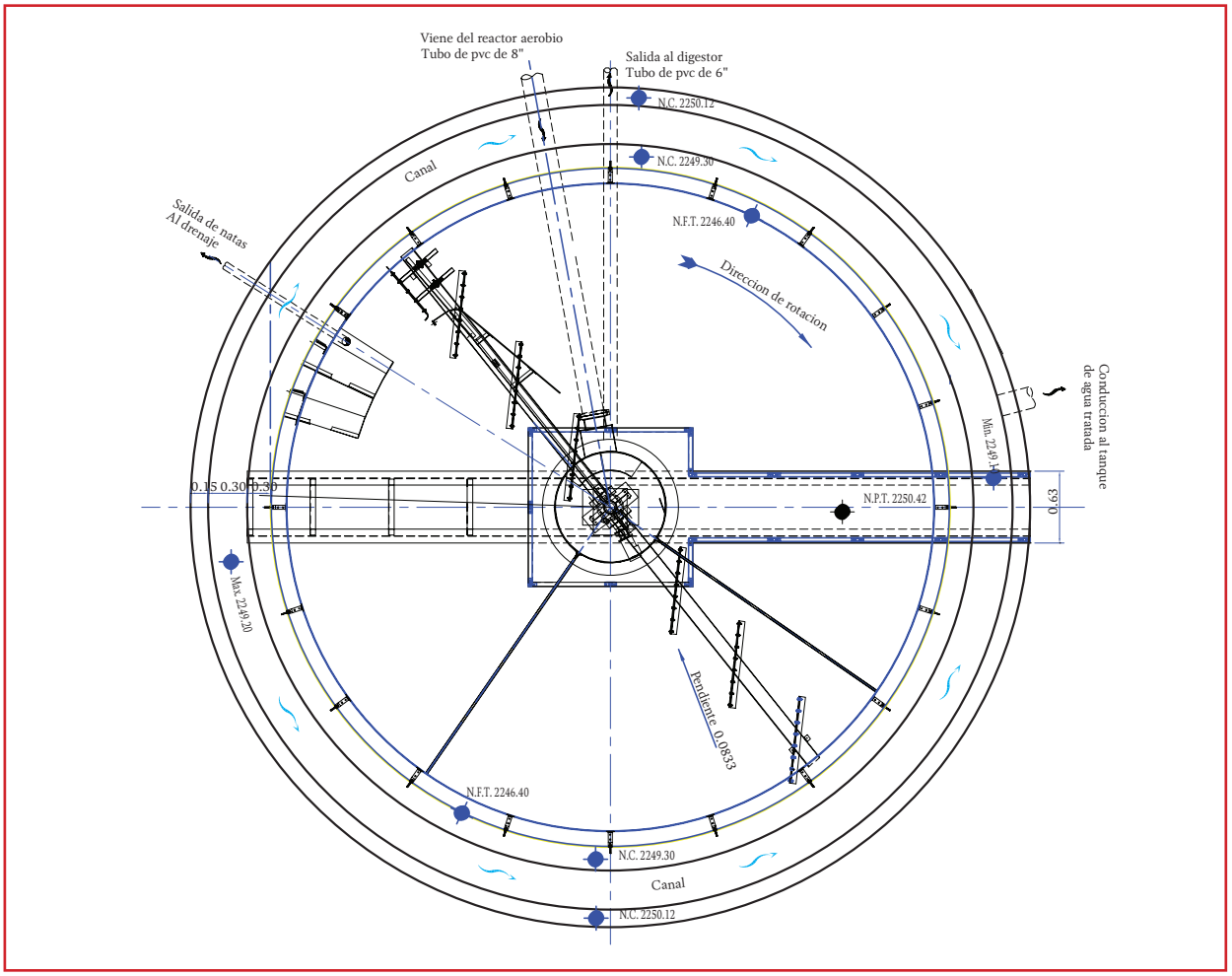


Ilustración 6.24 Tanque sedimentador para ejemplo (vista en planta)



Sismo

Para el estudio de la respuesta sísmica se realiza un análisis modal espectral de la estructura. La ubicación de la estructura corresponde a la Zona Sísmica IIIa, esto según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DF, para diseño por sismo).

Se realiza el espectro de diseño para el análisis sísmico con los datos correspondientes a la zona IIIa y con Ecuación 2.1 mostradas en este manual, se elabora el espectro de diseño. Los valores de aceleración se deben de multiplicar por 1.5, por ser una estructura importante o tipo A.

c = 0.40
a_0 = 0.10
T_a = 0.53 s
T_b = 1.80 s
r = 2

El espectro de diseño resulta como se muestra en la Ilustración 6.25.

6.2.1.4. Combinaciones de carga

Como se trata de una estructura del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará como FC = 1.5, el cual será aplicado a la combinación de carga muerta más carga viva:

$$CMCV = 1.5\,CM + 1.5\,Carga\ agua + 1.5\,Carga\ suelo + 1.5\,CV$$

Ecuación 3.7

$$Sismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 3.8

$$Sismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 3.9

Debido a que el tanque no cumple con las características necesarias para el método de análisis estático, de acuerdo con lo que se estipula en las NTC-04 para diseño sísmico, se realizará análisis dinámico a través de un modelo de simulación matemático.

Antes de considerar el análisis en un modelo de simulación matemática, es necesario verificar que el perfil de la pasarela cumpla con las condiciones de carga por peso propio, carga viva (por reglamento) y carga de la placa.

La carga que se aplicará sobre la pasarela se distribuye uniformemente sobre las dos vigas de acero colocadas en el modelo (las vigas centrales de menor dimensión no se consideran elementos de carga). La carga distribuida resulta:

Considerando una placa de acero (como base) de 1 pulgada de espesor el paso de la cubierta resulta (Ilustración 6.24):

$$Area = 3.92\,\mathrm{m}^2$$

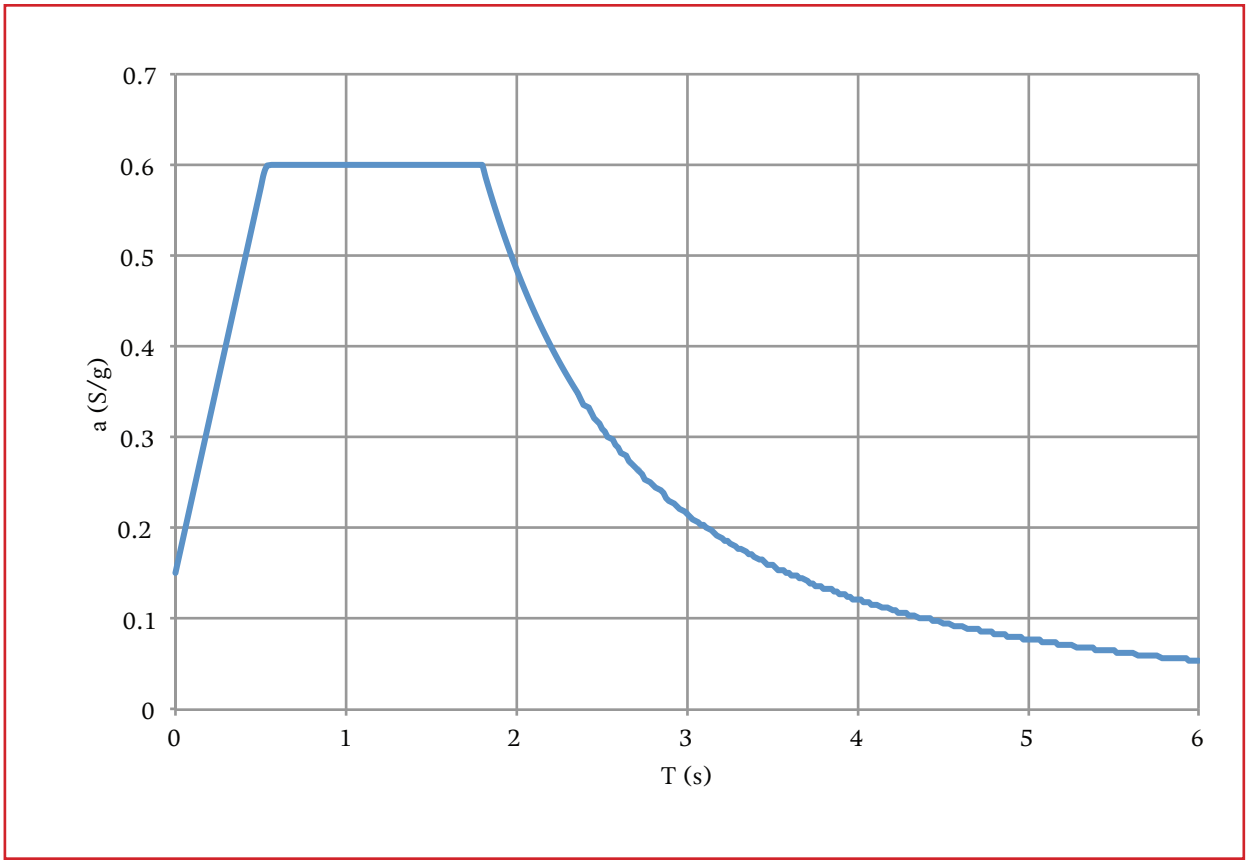
$$W_{placa} = 3.92\,\mathrm{m}^2(0.0254\,\mathrm{m})\left(7856\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}\right) = 782.2\,\mathrm{kg}$$

Entonces la carga muerta que transmite la placa a las vigas resulta:

$$CM_{deplaca} = \frac{W_{placa}}{L} = \frac{782.2\,\mathrm{kg}}{7\,\mathrm{m}} = 111.74\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Debido a que se trata de dos vigas y cada una

Ilustración 6.25 Espectro de diseño para la zona IIIa (calculado de acuerdo con las NTC-DF, Sismo)



debe soportar los elementos mecánicos que genera la placa, la carga anterior deberá dividirse entre dos:

$$CM_{viga} = \frac{CM_{deplaca}}{2} = \frac{111.74}{2} = 55.9\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Por su parte, la carga viva instantánea sobre la pasarela resulta:

$$CV_{pasarela} = 3.92\,\text{m}^2(150\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}) = 588\ \text{kg}$$

y la carga viva sobre cada viga resulta:

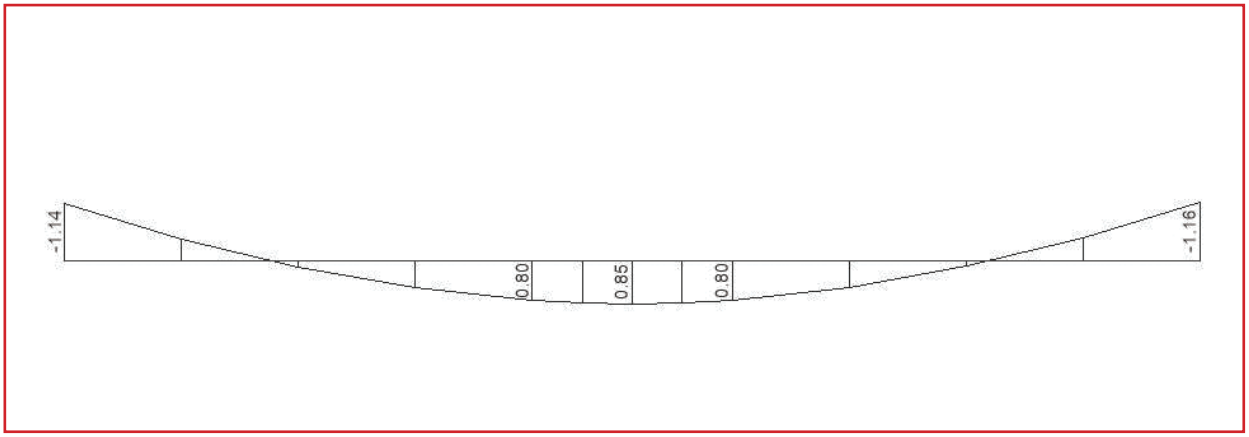
$$CV_{viga} = \frac{CV_{pasarela}}{7\ \text{m}} = \frac{588\ \text{kg}}{7\ \text{m}} = 84\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Debido a que se trata de dos vigas y cada una debe soportar los elementos mecánicos que genera la carga, viva, esta deberá dividirse entre dos:

$$CV_{viga} = \frac{84}{2} = 42\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

De la asignación las cargas aplicadas sobre el perfil W, se obtiene el diagrama de momentos mostrado en la Ilustración 6.26.

Ilustración 6.26 Diagrama de momentos resultante de cargas aplicadas sobre el perfil W12x22



6.2.2. Diseño de elementos de acero en la pasarela

Se propone una trabe de acero estructural con perfil W12X22, cuyas propiedades geométricas se presentan en la Tabla 6.8.

La resistencia de diseño a flexión resulta:

$$M_R = F_R S F_y \qquad \text{Ecuación 6.31}$$

donde:

M_R = Resistencia de diseño en flexión (kg cm)

F_R = Factor de reducción de la resistencia, 0.9

S = Módulo de sección elástico, mm³ (cm³)

F_y = Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero (kg/cm²)

Datos:

S_{x-x} = 416 cm³

F_y = 2 530 kg/cm²

Por lo tanto:

$$M_R = 0.9\,(416\ \text{cm}^3)\,(2530\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$
$$= 947\,232\ \text{kg cm} = 9.47\ \text{t m}$$

Se observa que el perfil cumple como sección, ya que el $M_u < M_R$, 0.85 t m < 9.47 t m.

Tabla 6.8 Dimensiones y propiedades del perfil W

Designación		Peralte	Alma	Patín	Distancia				Sujetadores	
d x peso		d	tw	bf	tf	T	k	k1	Diámetro máximo en patín	
mm x Kg/m	in x Lb/ft	mm	mm	mm	mm	Mm	mm	mm	mm	in
305x 32.8	12x 22	313	6.6	102	10.8	268	22	13	15.9	5/8

Peso	Área	Eje x-x			Eje y-y			Módulo Plas.	
		I	S	r	I	S	r	Zx	Zy
kg/m	cm²	cm4	cm³	cm	cm4	cm³	cm	cm³	cm³
32.8	41.8	6493	416	12.5	194	38	2.2	480	60

6.2.3. Diseño de la losa del canal

Cargas actuantes

Se considera en este análisis las siguientes cargas aplicadas en la losa del canal:

$$W_{agua\ losa} = 0.15\,\text{m}\,(1.00\,\text{m})\,(1.01\,\frac{\text{t}}{\text{m}^3}) = 0.151\,\frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$P_{muro} = 1.05\,\text{m}\,(1.00\,\text{m})\,(0.10\,\text{m})\,(2.5\,\frac{\text{t}}{\text{m}^3}) = 0.26\,\text{t}$$

$$W_{reglamento} = 0.15\,\frac{\text{t}}{\text{m}^2}(1.00\,\text{m}) = 0.15\,\frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$W_{peso\ propio} = (0.45\,\text{m})\,(1.00\,\text{m})\,(2.5\,\frac{\text{t}}{\text{m}^3}) = 1.12\,\frac{\text{t}}{\text{m}}$$

El diagrama de momento y cortante resultante se muestra en la Ilustración 6.27. Los datos de diseño, a utilizar en el diseño estructural de la losa se presentan en la Tabla 6.9.

Diseño por flexión

Utilizando la Ecuación 6.11 se tiene que la cuantía necesaria resulta:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2\,(0.39)\,(100\,000)}{0.9\,(8^2)\,(170)(100)}} = 0.057$$

$$p = 0.057\,\frac{170}{4\,200} = 0.0023$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

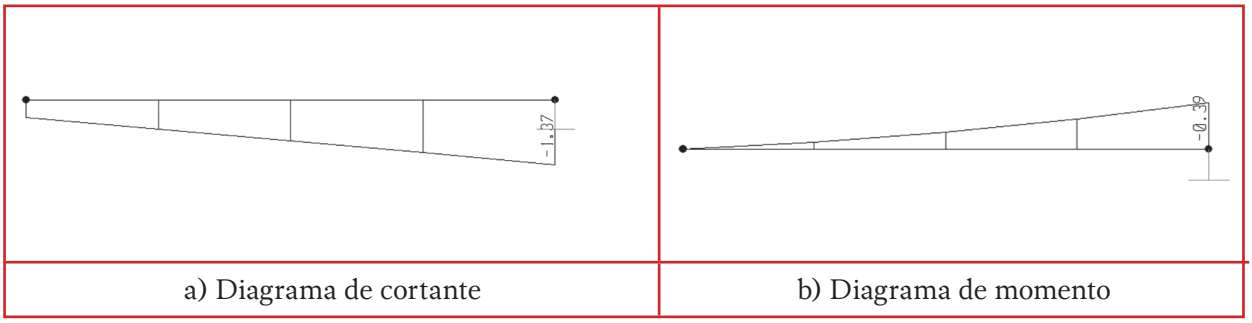
$$p_{bal} = \frac{170}{4\,200}\left(\frac{6\,000\,(0.85)}{4\,200 + 6000}\right) = 0.0202$$

$$p_{\max} = 0.75\,(0.0202) = 0.0152$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Ilustración 6.27 Diagrama de momentos y cortante para la losa del canal



a) Diagrama de cortante | b) Diagrama de momento

Tabla 6.9 Elementos mecánicos y datos de diseño para la losa del canal

Cargas aplicadas	Propiedades de concreto y acero	Dimensiones de la viga	Factores
M_{max} negativo=0.15 t m	fc'= 200 kg/cm²	h=10 cm	F_R= 0.9 (flexión)
V_u = 0.30 t	f_y=4 200 kg/cm²	d= 6 cm	F_R= 0.8 (cortante y torsión)
		b= 45 cm	β_1= 0.85
		Rec.=4 cm	

Bajo esta condición rige la cuantía mínima, por lo tanto:

$$As(-) = (0.0026)(100)(8) = 2.11 \text{ cm}^2$$

La Tabla 6.10 e Ilustración 6.28 muestra el armado de acero propuesto:

Diseño por esfuerzo cortante

Se realizó la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{0.39(100\,000)}{1.37(1\,000)(8)} = 3.56$$

Se observa que la relación $(M/Vd) > 2$, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.19, para el cálculo del V_{cR}:

$$V_{cR} = 0.8(100)(8)(0.2 + 20(0.0026))\sqrt{200}$$
$$= 2287.22 \text{ kg} = 2.287 \text{ t}$$

Se observa que el $V_u < V_{cR}$, $1.37 < 2.29$ t, por lo tanto no se requiere acero de refuerzo transversal.

Ilustración 6.28 Sección y armado propuesto para la losa del canal

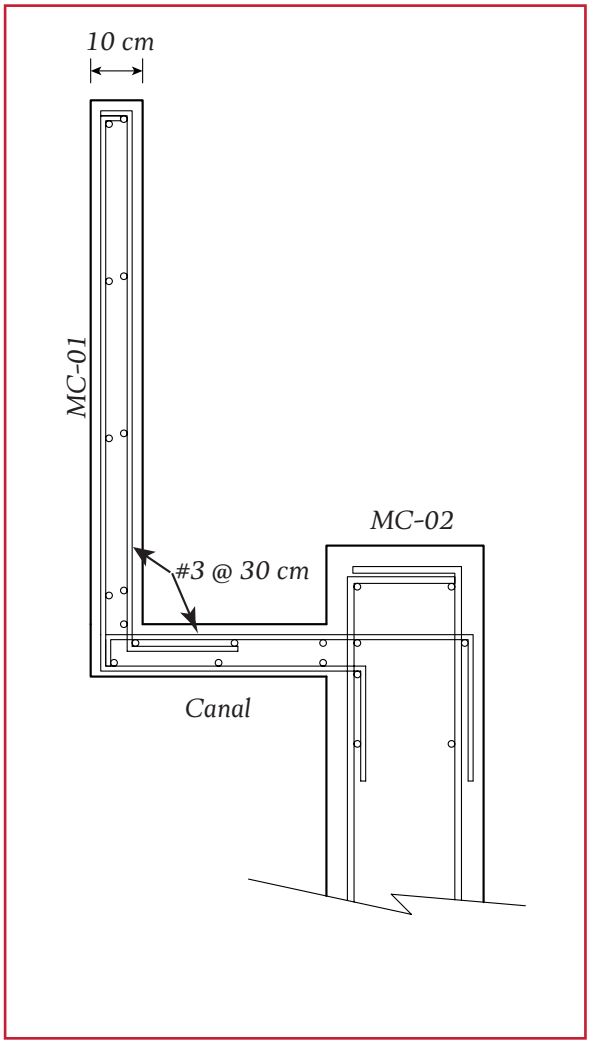


Tabla 6.10 Acero propuesto en losa del canal

Varilla #	Área (cm²)	# Varillas necesarias		Diámetro	Separación a eje (S) cm	Separación efectiva a paño de varilla, cm
3	0.713	2.96	3	0.9525	30	29.04

6.2.4. Elaboración del modelo de simulación

En la Ilustración 6.29, se muestra el modelo del tanque circular, el cual fue realizado a base de 36 elementos columna de concreto, con dimensiones 0.30 x 0.52 m y una altura de 3 metros, para simular la paredes del tanque; sobre éstas de apoyan 36 elementos viga de 0.56 x 0.45 m x 0.10 metros para unir los muros y simular el canal colector; sobre los cuales se apoyaron 36 elementos columna de 0.15 de espesor y dimensiones de 0.56 x 1.02 metros para considerar las paredes del canal. La pasarela se propone a base de perfiles de acero estructural A36 tipo W12x22.

Aplicación de cargas

La carga sobre los 36 muros de 0.52 metros de ancho debido al agua resulta:

$$W = \gamma hB = 1.01\ \frac{\text{t}}{\text{m}^3}(3\,\text{m})\,(0.52\,\text{m}) = 1.57\ \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

En la Ilustración 6.30 se muestra la aplicación de la carga de agua sobre los muros del tanque.

La carga del agua sobre la losa fondo:

$$Area = (\frac{\pi}{4})\,(6^2) = 28.27\ \text{m}^2$$

La carga del agua se distribuye en los 36 elementos que la conforman, por lo que la carga sobre cada uno de estos segmentos debido al peso del agua es:

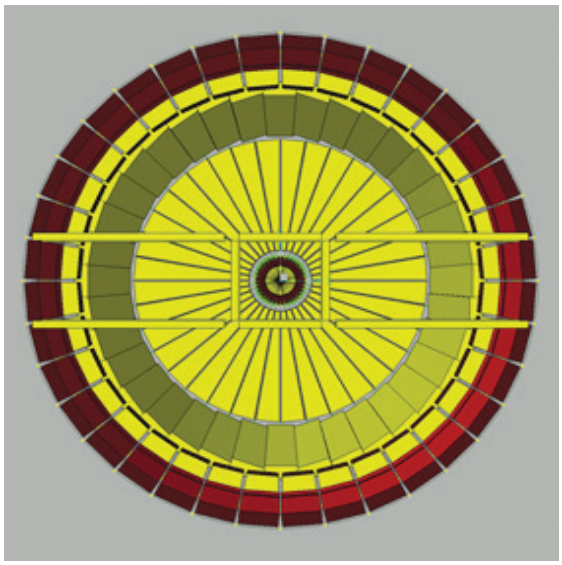
$$Area\ de\ cada\ segmento = \frac{28.27\text{m}^2}{36} = 0.7853\,\text{m}^2$$

$$W_{agua\ losa} = 3\,\text{m}\,(28.27\text{m}^2)\,(1\,010\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}) = 85658.10\ \text{kg}$$

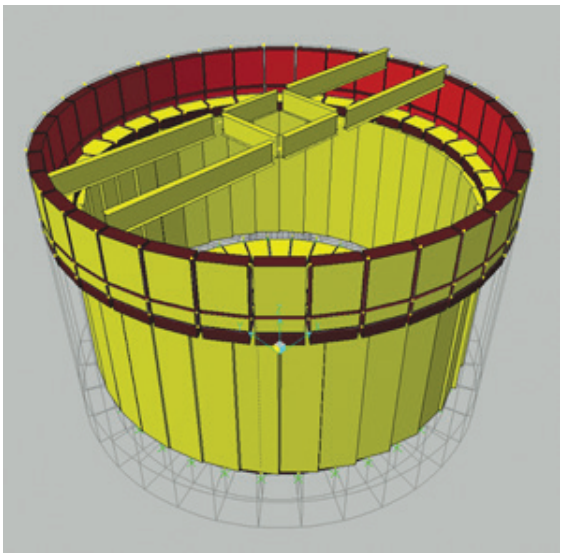
$$Area\ de\ cada\ segmento = \frac{28.27\text{m}^2}{36} = 0.7853\,\text{m}^2$$

Los resultados para cada uno de los 36 elementos que componen los muros, en el modelo del tanque, se presenta en la Tabla 6.11.

Ilustración 6.29 Modelo de simulación de tanque circular



a) Vista en planta



b) Isométrico

Ilustración 6.30 Aplicación de la carga distribuida sobre los muros del modelo

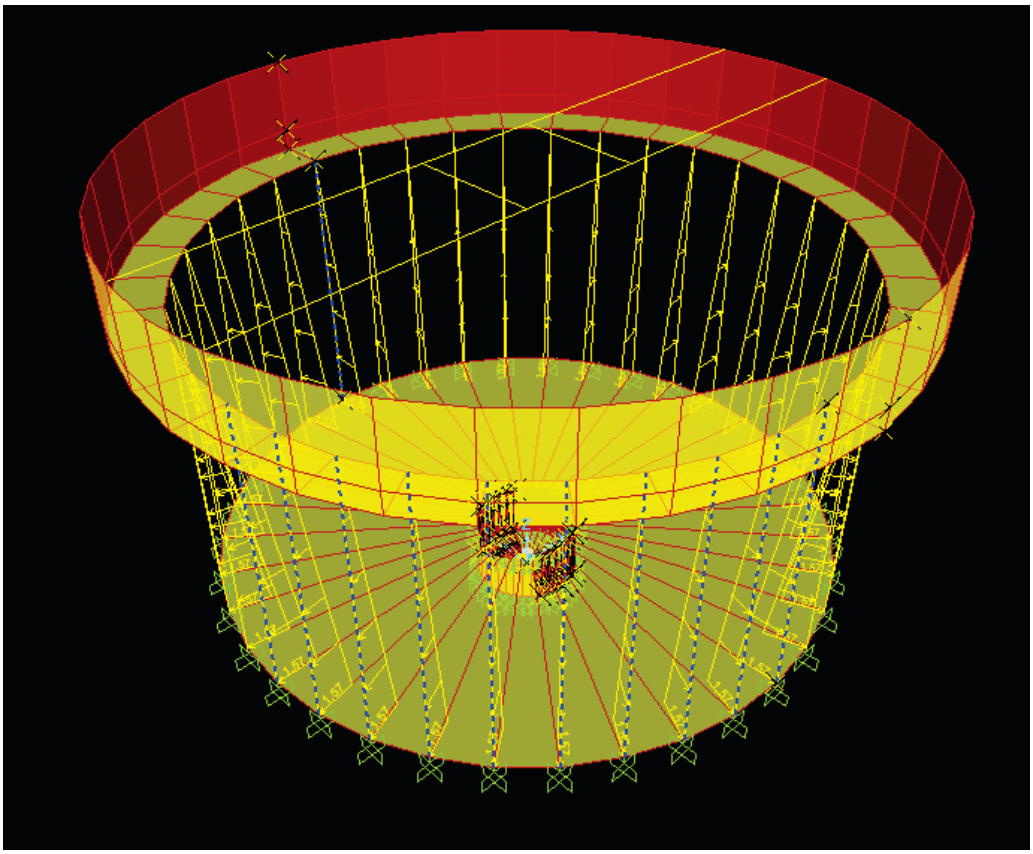


Tabla 6.11 Elementos mecánicos y datos obtenidos de la simulación

Cargas aplicadas (obtenidas del modelo)	Propiedades de concreto y acero	Dimensiones de la viga	Factores
M_{max} negativo = 0.93 t m	fc'= 250 kg/cm²	h=15 cm	F_R= 0.9 (flexión)
M_{max} positivo= 0.93 t m	f_y=4 200 kg/cm²	d= 10 cm	F_R= 0.8 (cortante y torsión)
V_u = 1.96 t		b= 100 cm	β_1= 0.85
		Rec.=5 cm	

El análisis sísmico, se realizó mediante la inclusión del espectro de diseño con la combinación 100 por ciento en una dirección más 30 por ciento en la dirección perpendicular:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.93)(100\,000)}{0.9(16^2)(170)(100)}} = 0.024$$

$$p(-) = \frac{0.024(170)}{4\,200} = 0.0010$$

6.2.5. Diseño de los muros del tanque

Utilizando la Ecuación 6.11 se tiene que la cuantía necesaria resulta:

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

$$p_{bal} = \frac{170}{4\,200}\left(\frac{6\,000\,(0.85)}{4\,200 + 6000}\right) = 0.0202$$

$$p_{\max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Se observa que la p_{min} es la que rige el diseño, por lo tanto el área de acero necesario queda como:

$$As(-) = (0.0026)(16)(100) = 4.22 \text{ cm}^2$$

Diseño por esfuerzo cortante

Se realizó la revisión como elemento ancho, considerando la expresión:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{0.93(100\,000)}{1.9(16)(1\,000)} = 2.97$$

Se observa que la relación M/vd < 2, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.18.

$$V_{cR} = 0.5(0.8)(100)(16)\sqrt{200}$$
$$= 4574.44 \text{ kg} \approx 4.6 \text{ t}$$

Debido a que el $V_u < V_{cR}$, 2.97 < 4.6 t, no es necesario el acero de refuerzo.

En la Ilustración 6.31 y la Tabla 6.12 se presenta el armado propuesto.

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(100)}{4\,200(100+100)}\right)(100) = 11.78\ cm^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(100)(45) = 13.5\ cm^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 6, resulta:

$$numvar_{\#6} = \frac{13.5}{2.85} = 4.73 \approx 5$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 6.31):

$$S = \frac{100-10}{5-1} = 18cm$$

6.2.6. Diseño de la losa fondo

En un tanque sedimentador, la losa se puede calcular como segmentos aislados de vigas en voladizo, de acuerdo con la Ilustración 6.32.

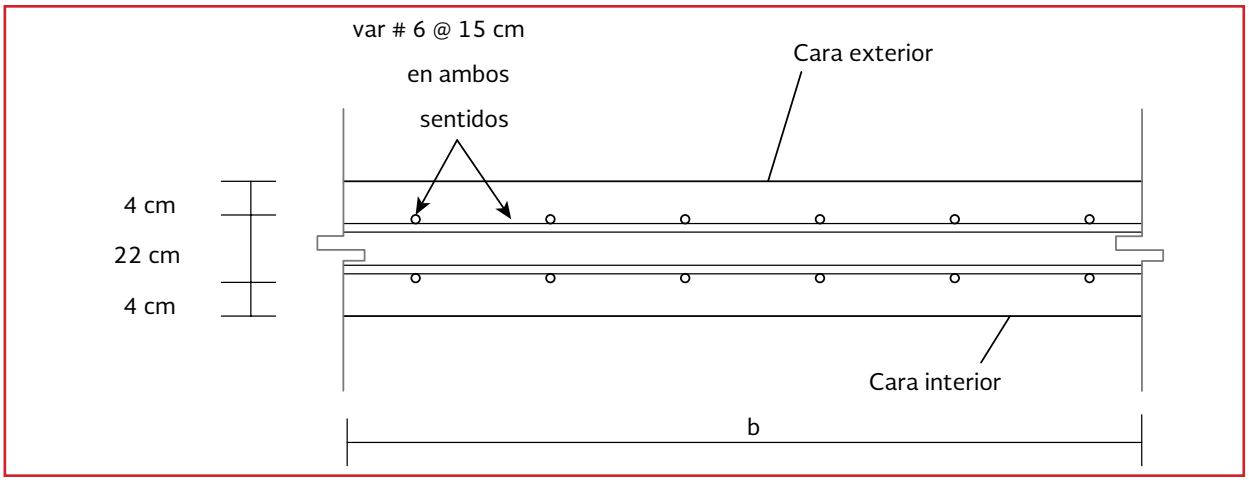
Bajo esta consideración, la carga distribuida que debe soportar la losa fondo resulta como:

$$W_{total} = 90.72\,t$$

Tabla 6.12 Acero propuesto en muros del tanque

M	Varilla #	Área (cm²)	# Varillas necesarias		Diám.	Separación a eje (S), cm
+	4	1.267	10.65	11	1.27	9
-	4	1.267	10.65	11	1.27	9

Ilustración 6.31 Sección y armado propuesto para el muro del tanque



Considerando la subdivisión de la losa presentada en la Ilustración 6.29, resultan 36 segmentos con un ancho exterior de 0.52 metros, por tanto la carga por segmento resulta como:

$$W_{seg} = \frac{90.72}{36} = 2.52\,t$$

Por lo que el esfuerzo cortante y momento flexionante que la losa debe soportar resulta tal como se muestra en la Ilustración 6.33.

Diseño por flexión

Considerando un espesor de 30 centímetros y varilla #6:

$$q(-) = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(9.88)(100\,000)}{0.9(26^2)(170)(100)}} = 0.205$$

$$p(-) = \frac{0.205(170)}{4\,200} = 0.0083$$

El refuerzo máximo, calculado con la Ecuación 6.13 y Ecuación 6.14 resulta:

$$p_{bal} = \frac{170}{4\,200}\left(\frac{6\,000\,(0.85)}{4\,200 + 6000}\right) = 0.0202$$

Ilustración 6.32 Segmento de losa para diseño

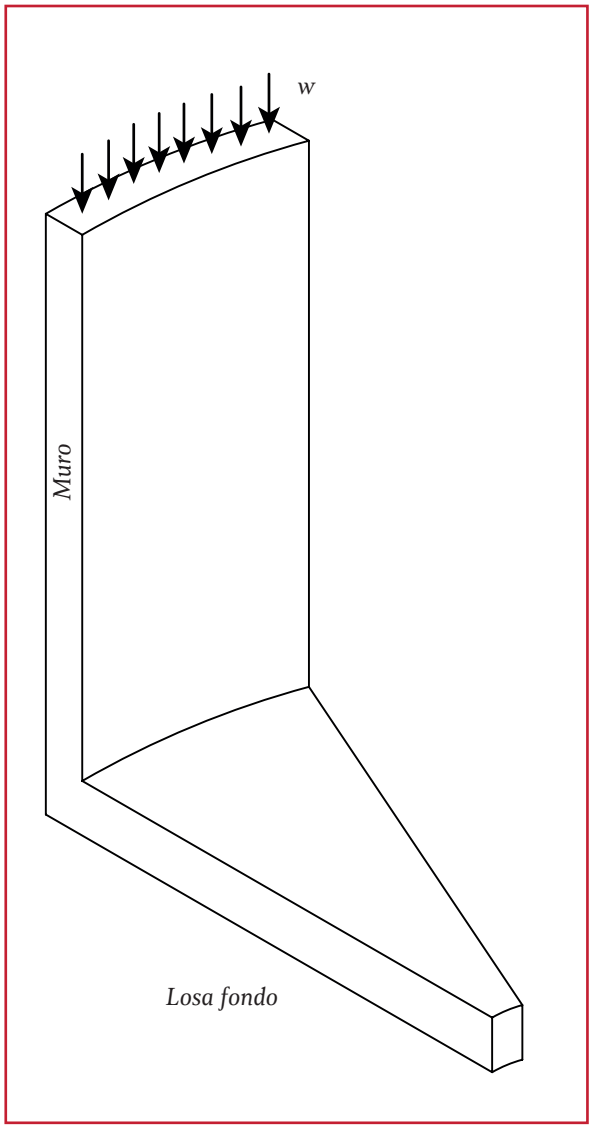
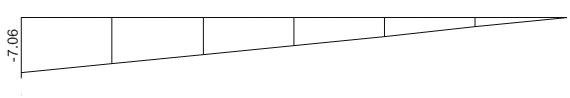
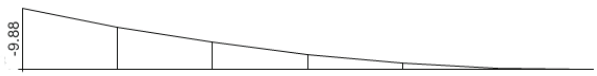


Ilustración 6.33 Diagrama de momentos y cortante para el segmento de la losa fondo



a) Diagrama de cortante



b)Diagrama de momento

$$p_{\max} = 0.75(0.0202) = 0.0151$$

De la Ecuación 6.15, se tiene que el refuerzo mínimo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Se observa que la p_{min} es la que rige el diseño, por lo tanto el área de acero necesario queda como:

$$As(-) = (0.0083)(26)(100) = 11.20 \text{ cm}^2$$

Diseño por esfuerzo cortante

La relación M/vd < 2, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.18.

$$V_{cR} = 0.5(0.8)(100)(26)\sqrt{200}$$
$$= 5593.22 \text{ kg} \approx 5.6 \text{ t}$$

Debido a que el $V_u > V_{cR}$, se requiere considerar acero de refuerzo por cortante, para lo cual se considera varilla #6 en el sentido perpendicular, por tanto la separación mínima resulta:

$$S_{\min} = 0.8\frac{(2)(2.85)(26)(4200)}{7060 - 5593} = 336.51\, cm$$

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(300)}{4200(300+100)}\right)(300) = 53.03\, cm^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(300)(25) = 22.50\, cm^2$$

Por tanto el armado considerando varillas del Num. 6, resulta:

$$numvar_{\#10} = \frac{53.03}{2.85} = 18.60 \approx 18$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 6.34):

$$S = \frac{300 - 10}{18 - 1} = 17.05 \approx 15\, cm$$

Por lo que atendiendo a las recomendaciones del RCDF, se propone una separación máxima de 30 centímetros. En la Ilustración 6.34 y la Tabla 6.13 se presenta el armado propuesto.

Tabla 6.13 Acero propuesto para la losa fondo

Varilla #	Área (cm²)	# Varillas necesarias		Diámetro	Separación a eje (S) cm
6	2.85	18.6	18	1.905	17.05

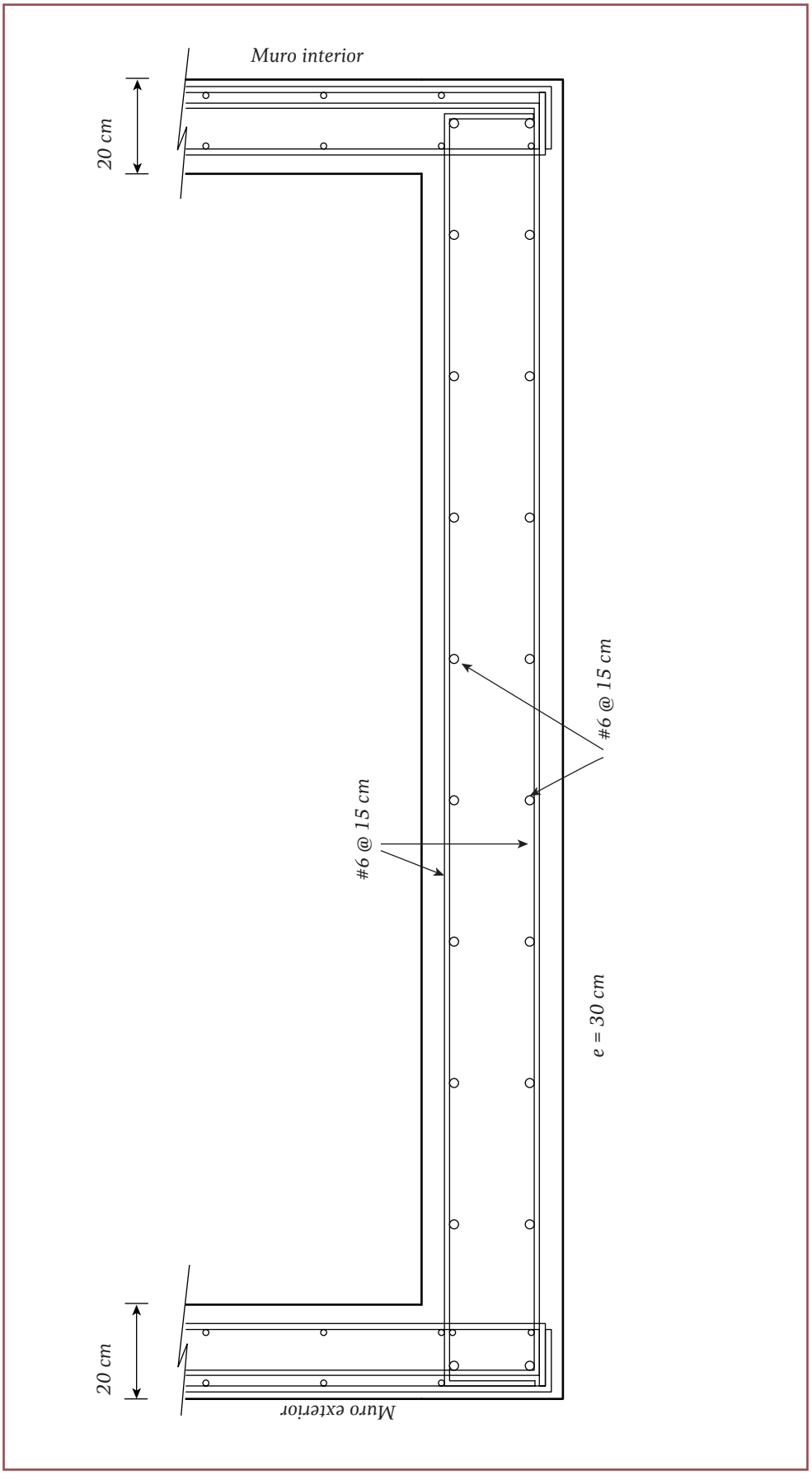


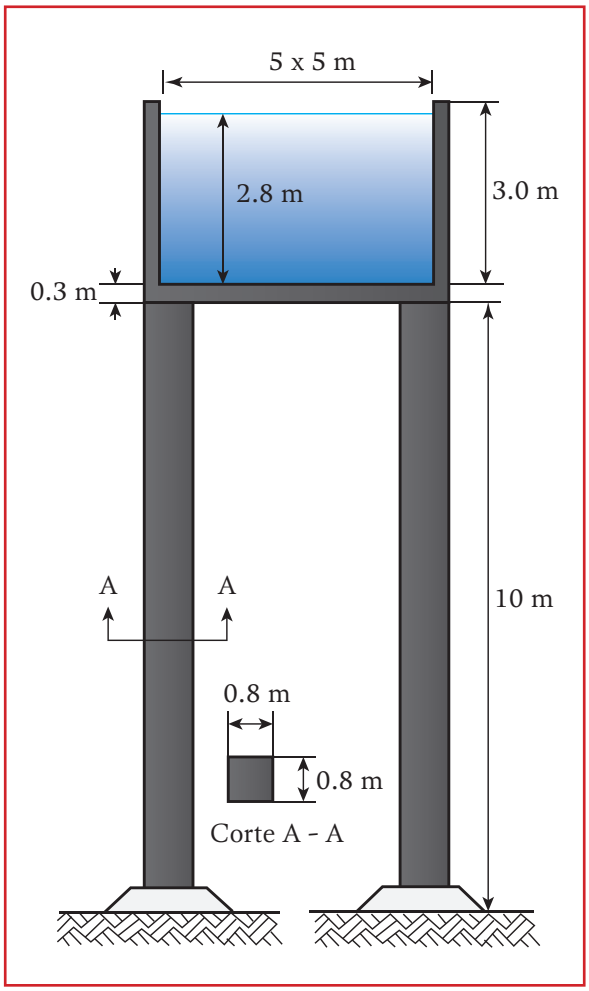
Ilustración 6.34 Armado calculado para la losa fondo

6.3. Tanque elevado

6.3.1. Consideraciones generales

Una vez definida la capacidad del tanque y sus condiciones operativas las cuales se presentan en el diseño hidráulico de tanques se presenta en el libro de *Diseño de redes de distribución de agua potable* del MAPAS. Una vez definido el funcionamiento hidráulico y definido el proyecto arquitectónico será posible realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales mediante el método que permita u obligue la reglamentación local.

Ilustración 6.35 Tanque elevado para ejemplo (adaptado de CFE, 2008)



6.3.2. Descripción del tanque

El recipiente de concreto de forma cuadrada, tiene las dimensiones y propiedades mostradas en la Ilustración 6.35. Para un caso convencional, los datos de masa y rigidez de la estructura son suficientes para desarrollar el cálculo, sin embargo, como esta estructura esta destinada a contener agua, se deben considerar los efectos hidrodinámicos, tal como se estableció en el apartado 3.3.1.

6.3.2.1. Reglamentos o código aplicable

El diseño se realizará de acuerdo a:

- Manual de Diseño de Obra Civiles, Diseño por Sismo (MOCS-CFE)
- Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras, cuarta edición, Pearson educación, México
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gobierno del Distrito Federal. Octubre de 2004

6.3.2.2. Clasificación de la estructura

De acuerdo al reglamento de construcciones la estructura corresponde al grupo A que considera: edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y re-

gistros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

6.3.3. Definición de acciones de diseño

Carga muerta

Se consideran los efectos del peso propio de acuerdo a lo siguiente:

- El peso volumétrico del concreto reforzado es 2 500 kg/m^3
- El peso volumétrico del acero de refuerzo es 7 856 kg/m^3

Carga Viva

Los efectos de carga viva se estimarán a partir de lo siguiente:

- El peso volumétrico del agua potable = 1 000 kg/m^3 (Tabla 2.2)
- Carga viva instantánea Azoteas con pendiente no mayor de 5 % W_a= 70 kg/m^2

Sismo

El espectro de diseño para el terreno de cimentación y la localización del mismo se caracteriza por los siguientes valores (MOCS-CFE):

a_0 = 0.14
c = 0.45
T_a = 0.21 s
T_b = 0.72 s
T_c = 2.0 s
r = 0.58
k = 1.42

Las características de la estructura de soporte son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico Q=3 para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

6.3.3.1. Combinaciones de carga

Como se trata de una estructura del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará como $Fc = 1.5$, el cual será aplicado a la combinación de carga muerta más carga viva. Como dato adicional deben de considerarse en las combinaciones de carga viva y muerta las producidas por el empuje hidrostático del agua y el empuje del suelo, es decir:

$$CMCV = 1.5\,CM + 1.5\,Carga\ agua + 1.5\,Carga\ suelo + 1.5\,CV$$

Ecuación 6.32

El diseño sísmico de la estructura deberá de efectuarse considerando las siguientes combinaciones de carga:

$$Sismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 6.33

$$Sismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{agua}) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 6.34

Como combinación adicional se establece aquella en donde la estructura se encuentra vacía:

$$VacioSismo_x = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 1.0(Sismo_x) + 0.3(Sismo_y)$$

Ecuación 6.35

$$VacioSismo_y = 1.1(CM) + 1.1(C_{suelo}) + 1.1(CV_a) + 0.3(Sismo_x) + 1.0(Sismo_y)$$

Ecuación 6.36

6.3.3.2. Método de análisis

El análisis modal sigue, de forma simplificada los siguientes pasos:

1. Determinar la masa y la rigidez de la estructura
2. Determinar las frecuencias y los modos de vibración naturales del sistema
3. Asociar los periodos naturales de vibración a los modos
4. Calcular los desplazamientos máximos en función del espectro de diseño
5. Calcular las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos
6. Definir las fuerzas cortantes y momentos de volteo basales

Este proceso se desarrolla de acuerdo con el procedimiento mostrado en CFE (2008) y complementado con Chopra (2014)

6.3.4. Ecuaciones para dimensionamiento de elementos estructurales

A continuación se presentan las ecuaciones a utilizar en el dimensionamiento de los elementos estructurales para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto (RCDF-NTC-04):

6.3.4.1. Propiedades del concreto

Se propone utilizar concreto clase 1 con resistencia a la compresión (28 días)f_c'= 350 kg/cm²:

$$f_c^* = 0.8fc' \qquad \text{Ecuación 6.37}$$

Apartado 1.5.1.2 Resistencia a compresión

$$f_c'' = 0.85f_c^* \qquad \text{Ecuación 6.38}$$

Apartado 2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

donde:

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión(kg/cm²)

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)

f_c' = Resistencia especificada del concreto a compresión (kg/cm²)

6.3.4.2. Acero de refuerzo

De acuerdo con las especificaciones de la Tabla 1.6 se considera una resistencia del esfuerzo de fluencia de 4 200 kg/cm²

Diseño por flexión

La cuantía necesaria para elementos por flexión resulta:

$$q = \frac{pf_y}{f_c''} \qquad \text{Ecuación 6.39}$$

Despejando *p* resulta:

$$p = \frac{qf_c''}{f_y} \qquad \text{Ecuación 6.40}$$

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

De la fórmula para calcular el momento resistente:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1 - 0.5q)$$

Apartado 2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

El valor de q resulta:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_R (100\,000)}{F_R\, d^2\, f_c''\, b}}$$

Ecuación 6.41

donde:

p	=	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
f_y	=	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)
F_R	=	0.9 factor de diseño para flexión
f_c''	=	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)
d	=	Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir,distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)
b	=	Ancho de una sección rectangular, (cm)
M_R	=	Momento flexionante resistente de diseño (kg-cm)

Refuerzo máximo

En el diseño, el refuerzo no debe de exceder de:

$$p_{max} = 0.75 p_{bal}$$ Ecuación 6.42

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

Para lo cual, la p_{bal} se calcula con la ecuación:

$$p_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6\,000 \beta_1}{f_y + 6\,000}$$ Ecuación 6.43

Apartado 2.2.2 Refuerzo máximo

donde:

p_{bal}	=	Cuantía balanceada
f_c''	=	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²)
β_1	=	Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
f_y	=	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)
f_c^*	=	Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²)
p_{max}	=	Cuantía máxima
0.75	=	El área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada

Refuerzo mínimo

El refuerzo debe de ser cuando menos :

$$p_{min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y}$$ Ecuación 6.44

Apartado 2.2.1 Refuerzo mínimo

donde:

p_{min}	=	Cuantía mínima
f_c'	=	Resistencia especificada del concreto a compresión(kg/cm²)
f_y	=	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

Área de acero necesario, para resistir los esfuerzos de flexión se calcula como:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$ Ecuación 6.45

Por tanto A_s resulta:

$$A_s = pbd$$ Ecuación 6.46

Apartado 2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias, inciso a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

donde:

A_s = Área del refuerzo de tensión (cm²)
p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
d = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir,distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, (cm)
b = Ancho de una sección rectangular, mm (cm)

Diseño por esfuerzo cortante

Como una primera consideración se debe de revisar como elemento ancho. En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d, el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} puede tomarse igual a:

$$V_{cR} = 0.5\, F_R bd\sqrt{f_c *}$$ Ecuación 6.47

Apartado 2.5.1.2 Elementos anchos

En caso que no cumpla con esta consideración, el reglamento recomienda: si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valuará con el criterio que se aplica a vigas:

si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R\, bd(0.2 + 20p)\sqrt{f_c *}$$ Ecuación 6.48

si $p \geq 0.015$ (nota: revisar reglamento para mayor especificación)

$$V_{cR} = 0.5\, F_R bd\sqrt{f_c *}$$ Ecuación 6.49

Apartado 2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo

donde:

F_R = 0.8, factor de diseño para cortante y torsión
f_c* = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²)
d = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión (cm)
b = Ancho de una sección rectangular, mm (cm)
p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

Separación del refuerzo transversal

Cuando $V_{cR} < V_U$, la separación del acero transversal se calcula con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{F_R A_V f_y d}{V_{sR}}$$ Ecuación 6.50

Apartado 2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal

donde:

F_R = 0.8 factor de diseño para cortante y torsión

A_V = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s; (cm^2)

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm^2)

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir,distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)

V_{sR} = Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR}=V_u-V_{cR}$)

6.3.5. Diseño estructural de los muros

Se propone un diseño a través de muros de concreto reforzado de 0.20 m de espesor (M-01) para los muros principales del tanque, una losa base de 0.30 m de espesor (losa fondo), apoyada en cuatro columnas cuadradas de 80 cm por lado y una altura de 10 metros (C-01).

6.3.5.1. Diseño de los muros del tanque

Cálculo de Momento y cortante aplicados

Se considera en este análisis las siguientes cargas aplicadas en los muros (observe la Ilustración 6.36):

$$W_{agua} = \gamma hB = 1000(2.8)(1) = 2\,800\frac{kg}{m}$$

El diagrama de momento y cortante resultante se muestra en la Ilustración 6.37.

Propiedades del concreto

$$f_c * = (350)(0.8) = 280\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c'' = (0.85)(280) = 238\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Diseño por flexión

Considerando un ancho unitario de muro y aplicando la Ecuación 6.41 se tiene:

Ilustración 6.36 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros

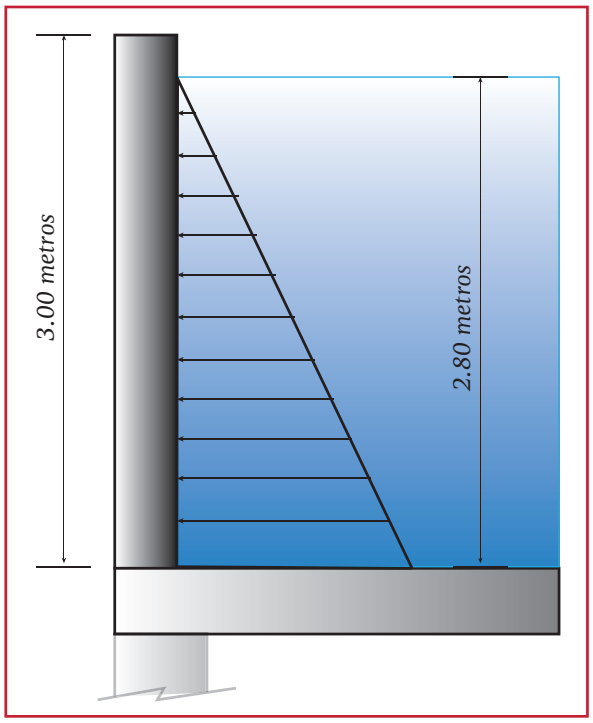
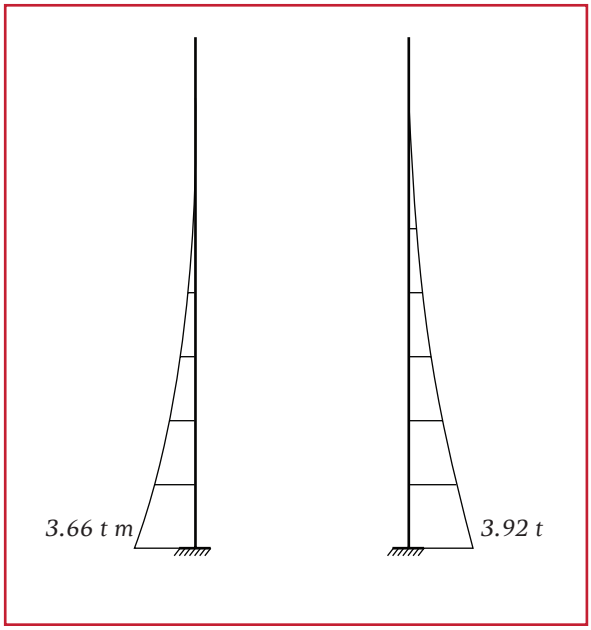


Ilustración 6.37 Diagrama de Momento y cortante resultantes, respectivamente



$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.66)(1.5)(100\,000)}{0.9(20)^2(238)(100)}} = 0.066$$

Por tanto, la cuantía, calculada con la Ecuación 6.40 resulta:

$$\rho = \frac{0.066(238)}{4\,200} = 0.0038$$

La cuantía máxima, calculada con la Ecuación 6.43 y la Ecuación 6.42 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{238(6\,000)(0.85)}{4\,200(4\,200 + 6\,000)} = 0.0283$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.0283) = 0.0213$$

Y la cuantía mínima, calculada con la Ecuación 6.44 resulta:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{350}}{4\,200} = 0.0031$$

La p calculada es la que rige en el diseño, por tanto el área de acero necesario se calcula con la Ecuación 6.46:

$$As = 0.0038(20)(100) = 7.51\,cm^2$$

La cantidad de varillas necesarias y su separación se obtiene a través de las siguientes ecuaciones:

$$\#\ vars = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

$$Sep = \frac{100}{\#vars\ enteras}$$

Considerando varilla #6, el número de varillas necesarias resulta:

$$\#Var_6 = \frac{7.51}{\frac{\pi}{4}\left[\frac{6}{8}(2.54)\right]^2} = 2.64 \approx 3$$

La separación entre varillas, resulta:

$$SepVar_{\#6} = \frac{100}{3} = 33.33 \approx 30\,cm$$

En la Ilustración 6.38 se presenta el armado propuesto.

Diseño por esfuerzo cortante

Se debe de revisar como elemento ancho, para lo cual:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{3.66(100\,000)}{3.92(1\,000)(20)} = 4.67$$

La relación M/vd > 2, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.48.

$$V_{cR} = 0.8(100)(20)[0.2 + 20(0.0038)]\sqrt{280}$$
$$= 7\,643.9\ kg$$

Debido a que el $V_u < V_{cR}$, 3.92(1.5)=5.88 < 7.644 t, no es necesario el acero de refuerzo adicional.

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(100)}{4\,200(100+100)}\right)(100) = 11.78\ cm^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(100)(20) = 6\ cm^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 6, resulta:

$$numvar_{\#6} = \frac{11.78}{2.85} = 4.11 \approx 5$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 6.38):

$$S = \frac{100-10}{5-1} = 22\ cm$$

6.3.6. Ecuaciones para el diseño de losa fondo

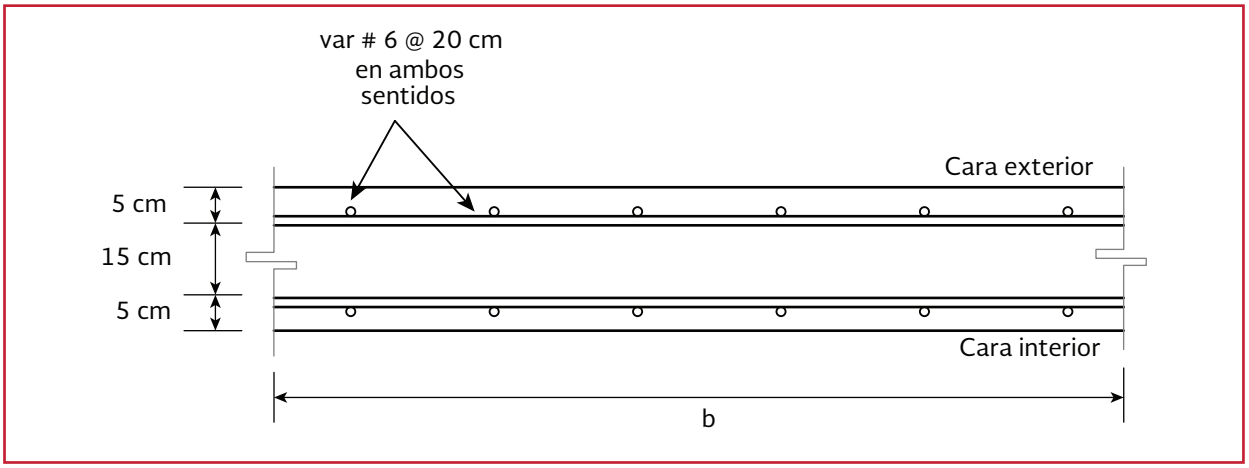
El método de diseño por el cual se va a realizar la losa del fondo del tanque es por diseño de losas perimetralmente apoyadas (RCDF-NTC-DC -04).

Peralte efectivo

El diseño se inicia con la determinación del peralte mínimo, el cual debe ser por lo menos igual al perímetro del tablero divido entre 250 para concreto clase I. Para calcular este perímetro, los lados discontinuos deben incrementarse en 50 por ciento si las trabes o muros en que se apoya la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento si lo son.

Estas disposiciones son aplicables a losas en que f_s < *2 520 kg/cm²* y *w < 380 kg/m²*; para otras combinaciones de f_s y *w*, el peralte efectivo mílim se obtendrá multiplicando por:

Ilustración 6.38 Sección y armado propuesto para el muro del tanque, M-01



$$0.032\sqrt[4]{f_s w}$$ Ecuación 6.51

$$d_{\min} = \frac{Per}{250}$$ Ecuación 6.52

donde:

d_{min} = Peralte mínimo de losa, en cm
Per = Perímetro ajustado de la losa, en cm
f_s = Esfuerzo permisible del acero de refuerzo (*0.6 fy*), en kg/cm^2
w = Carga aplicada en la losa

Cargas y momentos

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la Tabla 5.1.

Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho (*kg m/m)*. Después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Es decir, si los momentos están en unidades *kg m/m*, se considera que la losa está formada por vigas de 1 metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de la tabla.

Para este análisis calculan los claros libres a_1 y a_2 que, como se indica al pie de la tabla y con estos se estiman los momentos.

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos, se deben distribuir las dos terceras partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes, si éstos son monolíticos con sus muros, o la totalidad si no lo son. Para la distribución debe suponerse que la rigidez del tablero es proporcional a $d^3/a1$.

Acero de refuerzo

La cuantía de acero requerida para soportar los momentos calculados, se estima a través de la Ecuación 6.40 y Ecuación 6.41. Siempre que genere cuando menos el área de acero mínimo.

Acero mínimo

Respecto al acero mínimo, se utiliza la misma ecuación que para losas en una dirección donde A_s es el área mínima por metro de ancho de la losa. Esta área debe multiplicarse por 1.5 si la losa está expuesta a la intemperie.

$$A_s = \frac{66\,000\,h}{f_y(h+100)}$$ Ecuación 6.53

donde:

A_s = Área de acero, en cm^2
h = Espesor de la losa (cm)
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de 3.5 *h*, excepto en la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada en donde la separación máxima será de 2.5 *d*.

Refuerzo máximo

En el diseño, el refuerzo no debe de exceder de lo estipulado en la Ecuación 6.42 y la Ecuación 6.43.

Fuerza cortante

El dimensionamiento de losas apoyadas perimetralmente queda regido por flexión. Sin embargo, es necesario revisar la seguridad contra fuerza cortante.

Para estos fines, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la ecuación:

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d\right) w \left[0.95 - 0.5\frac{a1}{a2}\right] \quad \text{Ecuación 6.54}$$

donde:

V	=	Fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, en kg
$a1$	=	Lado más corto del tablero, en cm
$a2$	=	Lado más largo del tablero, en cm
w	=	Carga aplicada, en kg
d	=	Peralte de la losa, en cm

Cuando en un tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos, el valor de *V* obtenido de la Ecuación 6.54 debe incrementarse en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad \text{Ecuación 6.55}$$

donde:

V_R	=	Fuerza cortante resistente en un ancho unitario, en kg
F_R	=	Factor de resistencia = 0.8
f^*_C	=	Resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm^2
b	=	Ancho unitario, en cm
d	=	Peralte de la losa, en cm

Es decir, igual a la de una viga sin refuerzo en el alma.

6.3.7. Diseño de la losa fondo

Datos de diseño

La carga aplicada sobre la losa debida al agua resulta:

$$W_{agua} = 1\,000(2.8) = 2\,800 \frac{kg}{m^2}$$

El peralte mínimo, para este caso se considera tratar a la losa como un tablero aislado, para esto se incrementa en un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos de la losa:

$$Perimetro = 500 + 500 + 1.25(500 + 500)$$
$$= 2\,250\, cm$$

Revisión de condiciones para la corrección del perímetro:

$$\begin{cases} f_s \leq 2520; \, donde \, f_s = 0.6\, f_y \\ w \leq 380 \, \dfrac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \, \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2\,800 > 380 \frac{kg}{m^2}$$

Es necesario corregir el perímetros través de la Ecuación 6.51.

$$0.032 \sqrt[4]{2\,520(2\,800)} = 1.65$$

El peralte mínimo, calculado con la Ecuación 6.52, resulta:

$$d_{\min} = \frac{1.65(2\,250)}{250} = 14.84\,cm$$

Se propone el peralte de 30 cm, para garantizar la resistencia por esfuerzo por cortante. Con ello, el eralte efectivo (considerando 5 cm de recubrimiento)

$$d = 30 - 5 = 25\ cm$$

Bajo esta condición y considerando un Fc = 1.5, la carga total resulta:

$$w_{total} = 1.5[2\,800 + 0.3(2\,500)] = 5\,325\frac{kg}{m^2}$$

Cálculo de momentos aplicados

La relación de lados del tablero (corto a largo), resulta:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{500}{500} = 1$$

De la Tabla 5.1, se tiene que es caso I (monolítica), tablero aislado (cuatro lados discontinuos):

$$\alpha\,(negativo) = 330$$

$$\alpha\,(positivo) = 500$$

Los momentos flexionantes, por unidad de ancho, resultan de multiplicar los coeficientes multiplicados por el factor $10^{-4}wa1^2$ igual a:

$$10^{-4}(5\,325)(5)^2 = 13.313\,kg\,m$$

Con este factor, los momentos en la franja central del tablero resultan:

$$M^- = 330(13.313) = 4\,393.1\,kg\,m$$

$$M^+ = 500(13.313) = 6\,656.3\,kg\,m$$

Determinación del refuerzo

De acuerdo con la Ecuación 6.53, el refuerzo mínimo resulta:

$$\frac{66\,000(30)}{4\,200(30+100)}(1.5) = 5.44\,cm^2$$

Considerando los momentos calculados (Columna 1 de la Tabla 6.14), a través de la Ecuación 6.40, Ecuación 6.41 y Ecuación 6.46 se obtiene la cuantía y el área de acero de las columnas 3 y 4 (Tabla 6.14), respectivamente.

La cantidad de varillas necesarias y su separación se obtiene a través de las siguiente ecuación. Para este caso se elige varilla del numero 4 y los resultados se muestran en las columnas 8 y 9 (Tabla 6.14), respectivamente.

Tabla 6.14 Determinación del refuerzo en losa fondo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mi	q	$p_{(calculada)}$	As (cm²)		Varilla	Área	Num	Sep	Sep ajustada
(kg m)	Ecuación 6.40	Ecuación 6.41	Ecuación 6.46	(rige)	#	(cm²)		(cm)	(cm)
4 393.1	0.038	0.0021	5.33	5.44	4	1.267	5	20.00	20.00
6 656.3	0.058	0.0033	8.13	8.13	4	1.267	7	14.39	10.00

$$\#\ vars = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

$$Sep = \frac{100}{\#vars\ enteras}$$

La separación obtenida se ajusta al valor cerrado inmediatamente inferior (columna 10, Tabla 6.14).

Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Aplicando la Ecuación 6.54, el esfuerzo cortante aplicado resulta:

$$V = \left(\frac{500}{2} - 25\right)\left(0.95 - 0.5\frac{500}{500}\right)\left(\frac{5\,325}{100}\right) = 5\,391.56\ kg$$

El esfuerzo cortante resistente a sección se calcula con la Ecuación 6.55 y resulta:

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(100)(25)\sqrt{280} = 16\,733.2\ kg$$

Se comprueba que el $V < V_{cR_y}$ por lo que se acepta esta sección y armado para la losa fondo, los cuales se presentan en la Ilustración 6.39.

Refuerzo por cambios volumétricos

Aplicando la Ecuación 5.20, se tiene:

$$a_{s1} = 1.5\left(\frac{660(500)}{4\,200(500+100)}\right)500 = 98.21\ cm^2$$

y considerando cuantía mínima de 0.003, el área necesaria resulta:

$$a_{s2} = 0.003(500)(25) = 37.5\ cm^2$$

Por tanto el armado en el lecho superior, Considerando varillas del Num. 6, resulta:

$$numvar_{\#6} = \frac{98.21}{2.85} = 34.45$$

La separación a ejes, considerando recubrimiento por cada lado de 5 cm resulta (Ilustración 6.39):

$$S = \frac{500 - 10}{35 - 1} = 15\ cm$$

Ilustración 6.39 Armado propuesto para la losa fondo

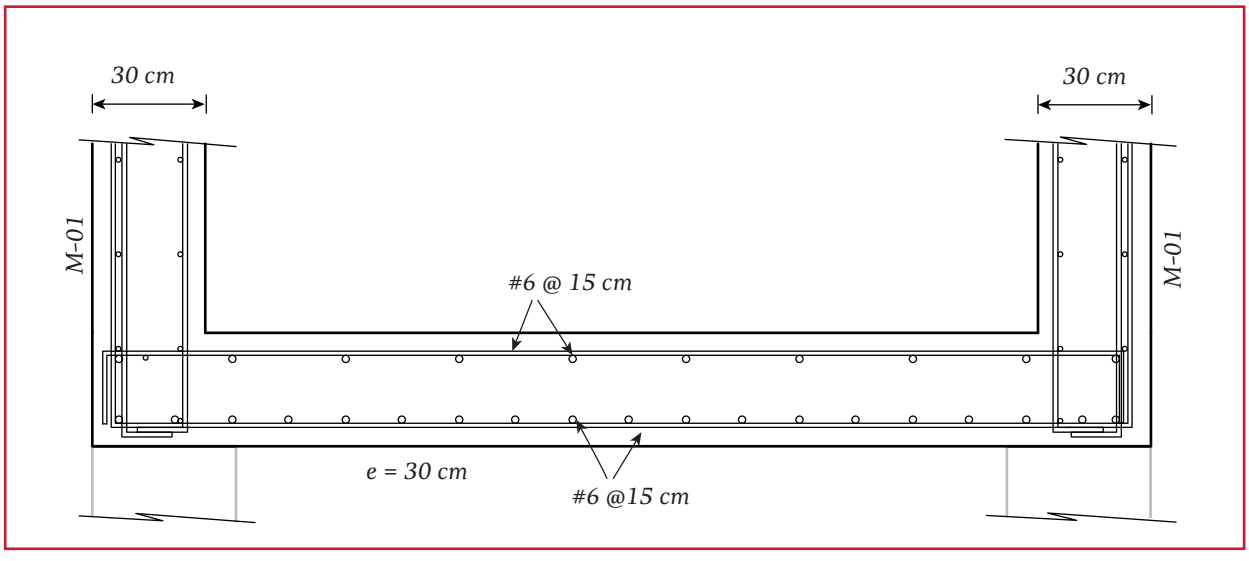
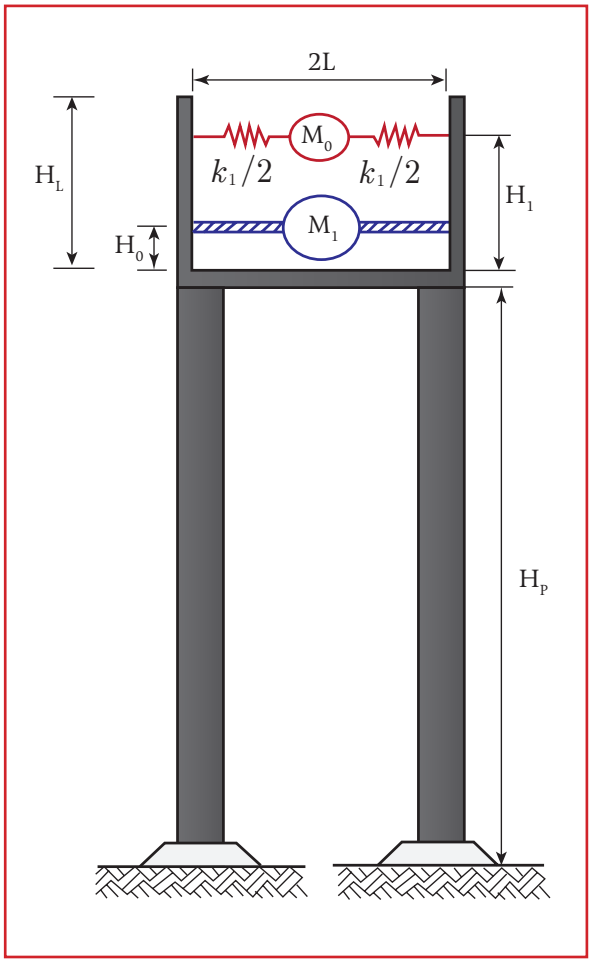


Ilustración 6.40 Sistema equivalente para tanques elevados (adaptado de CFE, 2008)



6.3.8. Ecuaciones para el análisis sísmico

El diseño sísmico se realiza de acuerdo con las especificaciones del Manual de Obras Civiles, Diseño por sismo, por lo que para ser congruente con la metodología presentada en dicho manual, se utilizarán de forma estricta, las unidades del sistema internacional, a fin de facilitar al lector el uso de este procedimiento.

Utilizando la analogía de masas virtuales presentada en el apartado 3.3.1, el sistema equivalente resulta como se muestra en la Ilustración 6.40.

6.3.8.1. Masa y rigidez de la estructura

La masa del conjunto formado por el recipiente y la estructura de soporte se calcula por medio de la Ecuación 6.56.

$$M_p = \frac{\gamma_c Vol_{tanque}}{g} \qquad \text{Ecuación 6.56}$$

donde:

M_p = Masa del tanque, en kN s²/m
γ_c = Peso específico del concreto, en kg/m³
Vol_{tanque} = Volumen del tanque, en m³
g = Aceleración de la gravedad, en m/s²

La rigidez lateral de la plataforma se calcula por medio de la Ecuación 6.57.

$$k_p = \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{12E_cI_c}{h^3}\right)_i \qquad \text{Ecuación 6.57}$$

donde:

k_p = Rigidez lateral de la plataforma, en kN/m
E_c = Módulo de elasticidad, en kN/m²
I_c = Momento de inercia al rededor del eje de flexión, en m⁴
h = Elevación de la plataforma, en m
n = Número de columnas

6.3.8.2. Masas impulsiva y convectiva del líquido

Para propósitos de análisis, el líquido almacenado se debe reemplazar por las masas impulsiva

y convectiva, colocadas a diferentes alturas sobre el fondo del recipiente y ligadas respectivamente de forma rígida y elástica a las paredes del mismo, de acuerdo con la Ilustración 6.40 (CFE, 2008).

Para este caso los parámetros se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$M_0 = \frac{\tanh\left[1.73\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{1.73\left(\frac{L}{H_L}\right)} M_L \quad \text{Ecuación 6.58}$$

$$M_1 = \frac{\tanh\left[1.58\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}{1.89\left(\frac{H_L}{L}\right)} M_L \quad \text{Ecuación 6.59}$$

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73\left(\frac{L}{H_L}\right)}{2\tanh\left[1.73\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8} \right\} H_L$$

Ecuación 6.60

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh\left[1.58\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 2.01}{1.58\left(\frac{H_L}{L}\right) senh\left[1.58\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]} \right\} H_L$$

Ecuación 6.61

$$k = \frac{3\,g\,M_1^2\,H_L}{M_L L^2} \quad \text{Ecuación 6.62}$$

donde:

M_0 = Masa impulsiva, en kN s²/m
M_1 = Masa convectiva, enkN s²/m
M_L = Masa del líquido contenido en el tanque, en kN s²/m
L = Distancia horizontal de las masas impulsiva y convectiva, igual a la mitad de la longitud del muro, en m
H_0 = Distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa impulsiva, en m
H_1 = Distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa convectiva, en m
H_L = Altura del muro del tanque, en m
k = Rigidez del resorte equivalente, en kN/m

6.3.8.3. Frecuencias y los modos de vibración naturales del sistema

La vibración natural se entiende como el movimiento de una estructura sin ninguna excitación dinámica (fuerzas externas o movimientos en los soportes). La vibración inicia al perturbar la estructura desde su posición de equilibrio mediante algunos desplazamientos iniciales y/o al impartir algunas velocidades iniciales. Los modos dominantes de vibración del tanque elevado se pueden determinar a través de la siguiente ecuación.

$$(K_s - \omega_n^2 M_s) Z_n = 0 \quad \text{Ecuación 6.63}$$

donde:

M_s = Matriz de masas del sistema, en kN s²/m
K_s = Matriz de rigideces del sistema (kN/m)
ω_n = Frecuencia natural sin amortiguar asociada al n–ésimo modo, en rad/s
z_n = Modos naturales de vibración

Los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo resultan:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \qquad \text{Ecuación 6.64}$$

6.3.8.4. Desplazamientos máximos en función del espectro de diseño

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo fundamental se determinan con la siguiente ecuación:

$$X_1 = \frac{\phi_1 a(T_1, \beta) g}{\omega_n^2 Q'(T_1) R} Z_1 \qquad \text{Ecuación 6.65}$$

donde:

Coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo 1 en la respuesta y se calcula como:

$$\phi_1 = \frac{Z_1^T M_s J}{Z_1^T M_s Z_1} \qquad \text{Ecuación 6.66}$$

Para las cuales:

$a(T_1, \beta)$	=	Ordenada espectral correspondiente al periodo natural de vibración 1 y un factor de amortiguamiento β
g	=	Aceleración de la gravedad, en m/s^2
β	=	Factor de amortiguamiento
ω_n	=	Frecuencia natural sin amortiguar asociada al n–ésimo modo, en rad/s
Q	=	Factor reductor por ductilidad
R		Factor de reducción por sobrerresistencia
Z_1	=	Desplazamiento vertical de la superficie del líquido medido con respecto al nivel de reposo, en m
T_1	=	Periodo fundamental de vibración del líquido, en s
M_s	=	Matriz de masas del sistema, en $kN\ s^2/m$

6.3.8.5. Fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos

Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la siguiente ecuación:

$$P_n = K_s X_n \qquad \text{Ecuación 6.67}$$

donde:

Xn	=	Vector de desplazamientos modales máximos asociados al n–ésimo modo en tanques, en m
K_s	=	Matriz de rigideces del sistema (kN/m)
n	=	n-ésimo modo natural de vibración

6.3.8.6. Fuerzas cortantes y momentos de volteo basales

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura de soporte, asociadas a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando las fuerzas de inercia.

Los momentos asociados a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando los momentos flexionantes originados por las fuerzas de inercia.

Para estimar la fuerza cortante y el momento de volteo basales, debidos a la combinación de los modos naturales de vibración del sistema, se aplica al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales.

6.3.9. Análisis sísmico para la estructura

Calculo de la masa de la estructura

Para este cálculo se debe estimar el volumen de la estructura.

Volumen de muros de concreto:

$$Vol_{muros} = (3)(0.25)\{2(5)+2[5-2(0.25)]\} = 14.25\,m^3$$

Volumen de la losa fondo

$$Vol_{losa} = 0.3(5)(5) = 7.5\,m^3$$

Volumen de las columnas

$$Vol_{columnas} = 4(0.8)(0.8)(10) = 25.6\,m^3$$

Entonces, la masa del conjunto formado por el recipiente y la estructura de soporte se calcula por medio de la Ecuación 6.56 y resulta:

$$M_p = \frac{23.5(14.25+7.5+25.6)}{9.81} = 113.43\frac{kN\,s^2}{m}$$

Calculo de la rigidez de la estructura

La rigidez lateral de la plataforma se calcula por medio de la Ecuación 6.57, para la cual:

$$E_c = 14\,000\sqrt{350} = 261\,916.02\frac{kg}{cm^2} = 25\,667\,769.67\frac{kN}{m^2}$$

$$I_c = \frac{(0.8)^4}{12} = 0.0341m^4$$

Por tanto:

$$k_p = 4\left[\frac{12(25\,667\,769.02)(0.0341)}{10^3}\right] = 42\,054.07\frac{kN}{m}$$

Cálculo de las masas impulsiva y convectiva del líquido

La masa del liquido en el tanque resulta:

$$M_L = \frac{5(5)(3)9.81}{9.81} = 189.66\frac{kN\,s^2}{m}$$

La masa impulsiva, calculada con la Ecuación 6.58:

$$M_0 = \frac{\tanh\left[1.73\left(\frac{2.5}{3}\right)\right]}{1.73\left(\frac{3}{2.5}\right)}189.66 = 179.66\frac{kN\,s^2}{m}$$

La masa convectiva, se calcula con la Ecuación 6.59 y resulta:

$$M_1 = \frac{\tanh\left[1.58\left(\frac{3}{2.5}\right)\right]}{1.89\left(\frac{3}{2.5}\right)}189.66 = 75.72\frac{kN\,s^2}{m}$$

La distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa impulsiva se calcula con la Ecuación 6.60:

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73\left(\frac{7.5\,\text{m}}{7.5\,\text{m}}\right)}{2\tanh\left[1.73\left(\frac{7.5\,\text{m}}{7.5\,\text{m}}\right)\right]} - \frac{1}{8} \right\} 7.5\ \text{m}$$

$$= 5.97\ \text{m}$$

La distancia vertical desde la plataforma hasta la ubicación de la masa convectiva, calculada con la Ecuación 6.61, resulta:

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh\left[1.58\left(\frac{3}{2.5}\right)\right] - 2.01}{1.58\left(\frac{3}{2.5}\right) senh\left[1.58\left(\frac{3}{2.5}\right)\right]} \right\} 3 = 2.32\,m$$

Con la Ecuación 6.62, se calcula la rigidez del resorte equivalente.

$$k = \frac{3(9.81)(75.72)^2(3)}{179.66(2.5)^2} = 450.84\frac{kN}{m}$$

Cálculo de las frecuencias y modos de vibración naturales del sistema

Para el calculo de las frecuencias y modos de vibración naturales, se requiere ensamblar las matrices de masas y de rigideces que resultan:

$$M_s = \begin{bmatrix} M_0 + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 224.84 & 0 \\ 0 & 75.72 \end{bmatrix} \frac{kN\,s^2}{m}$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_P + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 42\,504.92 & -450.84 \\ -450.84 & 450.84 \end{bmatrix} \frac{kN\,s^2}{m}$$

Aplicando la Ecuación 6.63, resulta:

$$(K_S - \omega_n^2 M_S) =$$

$$\begin{bmatrix} (K_p + K_1) - \omega_n^2(M_0 + M_P) & -K_1 - \omega_n^2(0) \\ -K_1 - \omega_n^2(0) & K_1 - \omega_n^2(M_1) \end{bmatrix}$$

Por el método del determinante se obtiene:

$$\omega_n^4[(M_0 + M_P)M_1] - \omega_n^2[(K_P M_1) + k_1(M_0 + M_P)] + K_P(k_1) = 0$$

$$\omega_n^4[42\,504.92(450.84)] - \omega_n^2[42\,504.92(75.72)] + 224.84(450.84) + 224.84(75.72) = 0$$

$$\omega_n^4[17\,025.81] - \omega_n^2[3\,319\,960.47] + 19\,163\,017 = 0$$

Las raíces de la ecuación resultan:

$$\omega_{12} = 2.45\frac{rad}{s}$$

$$\omega_{22} = 13.75\frac{rad}{s}$$

Por tanto:

$$\begin{bmatrix} 42\,504.92 - \omega_n^2(224.84) & -450.84 - \omega_n^2(0) \\ -450.84 - \omega_n^2(0) & -450.84 - \omega_n^2(75.72) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_{n1} \\ Z_{n2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ahora, seleccionando un valor de uno, para Z_{n1}, se obtiene el valor para Z_{n2}, sustituyendo w_{12} y w_{22}.

$$\begin{bmatrix} 42\,504.92 - 2.45(224.84) & -450.84 - 2.45(0) \\ -450.84 - 2.45(0) & -450.84 - 2.45(75.72) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$Z_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 42\,504.92 - 13.75(224.84) & -450.84 - 13.75(0) \\ -450.84 - 13.75(0) & -450.84 - 13.75(75.72) \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1 \\ Z_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$Z_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix}$$

Por tanto, los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo se calculan con la Ecuación 6.64:

$$T_1 = \frac{2\pi}{2.45} = 2.565\,s$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{13.75} = 1.92\,s$$

Entonces para Z_1 y T_1, el coeficiente de participación, que se calcula con la Ecuación 6.66, resulta:

$$\phi_1 = \frac{\begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 224.84 & 0 \\ 0 & 75.72 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 224.84 & 0 \\ 0 & 75.72 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix}} =$$

$$\phi_1 = \frac{1(224.84) + 93.057(75.72)}{1(224.84)(1) + 93.057(820.18)(93.057)}$$

$$= \frac{7\,271.38}{655\,954.74} = 0.011$$

De acuerdo con el apartado 3.3.2.3, ζ_e=0.02 y dado que $T_1 > T_c$, la Ecuación 3.5 resulta como:

$$\lambda = 0.45\frac{Tc}{Te} = 0.45\frac{2}{2.565} = 0.351$$

$$\beta = \left(\frac{0.05}{0.02}\right)^{0.351} = 1.379$$

Aplicando la Ecuación 3.4, la aceleración para T_1 resulta:

$$a(T_1, \beta) = \beta c\left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r \left[k + (1-k)\left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2\right]\left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2$$

$$a(T_1, \beta) = 1.379(0.45)\left(\frac{0.72}{2.565}\right)^{0.58} \left[1.42 + (1 - 1.42)\left(\frac{2.00}{2.565}\right)^2\right]\left(\frac{2.00}{2.565}\right)^2$$

$$= 0.210$$

El factor reductor por ductilidad se calcula con la Ecuación 3.6 como:

$$p = 2.565 + (1 + 2.565)\left(\frac{0.72}{2.565}\right)^2 = 1.387$$

$$Q' = 1 + (3-1)\sqrt{\frac{1.379(1.387)}{1.42}} = 3.321$$

$$X_1 = \frac{0.011}{(2.45)^2}\frac{0.210(9.81)}{3.321(2)}\begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = 0.00057\begin{bmatrix} 1 \\ 93.057 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0006 \\ 0.0534 \end{bmatrix} m$$

Para Z_2 y T_2

$$\phi_2 = \frac{\begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 224.84 & 0 \\ 0 & 75.72 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 224.84 & 0 \\ 0 & 75.72 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix}} =$$

$$\phi_2 = \frac{1(224.84) - 0.011(75.72)}{1(224.84)(1) + (-0.011)(820.18)(-0.011)}$$

$$= \frac{223.98}{224.85} = 0.996$$

De acuerdo con el apartado 3.3.2.3, ζ_e=0.02 y dado que $T_2 < T_c$, aplicando la Ecuación 3.5 se tiene que:

$$\lambda = 0.45$$

$$\beta = \left(\frac{0.05}{0.02}\right)^{0.45} = 1.51$$

Aplicando la Ecuación 3.4, la aceleración para T_2 resulta:

$$a(T_1, \beta) = 1.51(0.45)\left(\frac{0.72}{0.457}\right)^{0.58} = 0.68$$

El factor reductor por ductilidad se calcula con la Ecuación 3.6 como:

$$p = 1.42 + (1 + 1.42)\left(\frac{0.72}{0.457}\right)^{2} = 0.377$$

$$Q' = 1 + (3 - 1)\sqrt{\frac{1.51(0.377)}{1.42}} = 2.643$$

$$X_2 = \frac{0.996}{(13.75)^2}\frac{0.68(9.81)}{2.643(2)}\begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix}$$

$$X_2 = 0.0066\begin{bmatrix} 1 \\ -0.011 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0066 \\ -0.0001 \end{bmatrix} m$$

Cálculo de las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos

Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la Ecuación 6.67:

$$P_1 = \begin{bmatrix} 42\,504.92 & -450.84 \\ -450.84 & 450.84 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0.0006 \\ 0.0534 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.32 \\ 23.82 \end{bmatrix} kN$$

$$P_2 = \begin{bmatrix} 42\,504.92 & -450.84 \\ -450.84 & 450.84 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0.0066 \\ -0.0001 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 282.48 \\ -3.03 \end{bmatrix} kN$$

Por tanto, las fuerzas cortantes resultan de la sumatoria de las componentes obtenidas, de la siguiente manera:

$$V_1 = 0.32 + 23.82 = 24.13\, kN$$

$$V_2 = 282.48 - 3.03 = 279.45\, kN$$

Las fuerzas resultantes P_{11} y P_{21}, son el resultado de la suma de las masas impulsiva (M_0), la cual esta a una altura de $H_p + H_0$ y la masa de la plataforma (M_p) que se encuentra a una altura de H_p, por tanto los momentos causados por esta fuerzas deben ser calculados proporcionalmente a sus masas. Por su parte, P_{12} y P_{22} son generadas por la masa virtual convectiva (M_1) la cual se encuentra a una altura $H_p + H_1$.

De esta forma los momentos de volteo en la base de la estructura de soporte resultan:

$$M_1 = 0.32\left(\frac{113.43}{224.84}\right)(10) + 0.32\left(\frac{111.42}{224.84}\right)(10 + 2.04) + 23.82(10 + 2.32) = 296.97\, kN\, m$$

$$M_2 = 282.48\left(\frac{113.43}{224.84}\right)(10) + 282.48\left(\frac{111.42}{224.84}\right)(10 + 2.04) - 3.03(10 + 2.32) = 3\,073.52\, kN\, m$$

Para concluir, la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte.

$$V_0 = \sqrt{(24.13)^2 + (279.45)^2} = 280.49\, kN = 28.60\, t$$

$$M_0 = \sqrt{(296.97)^2 + (3\,073.52)^2} = 3\,087.83\, kN\, m = 314.87\, t\, m$$

6.3.10. Ecuaciones para el diseño de columnas de sección rectangular sujeta a compresión y flexión biaxial

El problema de la flexión biaxial en secciones rectangulares se presenta con frecuencia en el dimensionamiento de estructuras de concreto. Considérese, que en el apartado 2.2.4, se especifica que se tome en cuenta el efecto total del sismo que actúa en una dirección principal, más el 30 por ciento del correspondiente al que pueda actuar en la otra dirección.

La forma de diseñar una columna de concreto, se debe proponer una sección transversal y un armado, siempre que se cumplan con las siguientes restricciones:

6.3.10.1. Excentricidad

De acuerdo con las NTC-04, no se permite hacer revisiones a compresión pura, por lo que se establece una excentricidad mínima igual a:

$$0.05\,h \geq 20\,mm \qquad \text{Ecuación 6.68}$$

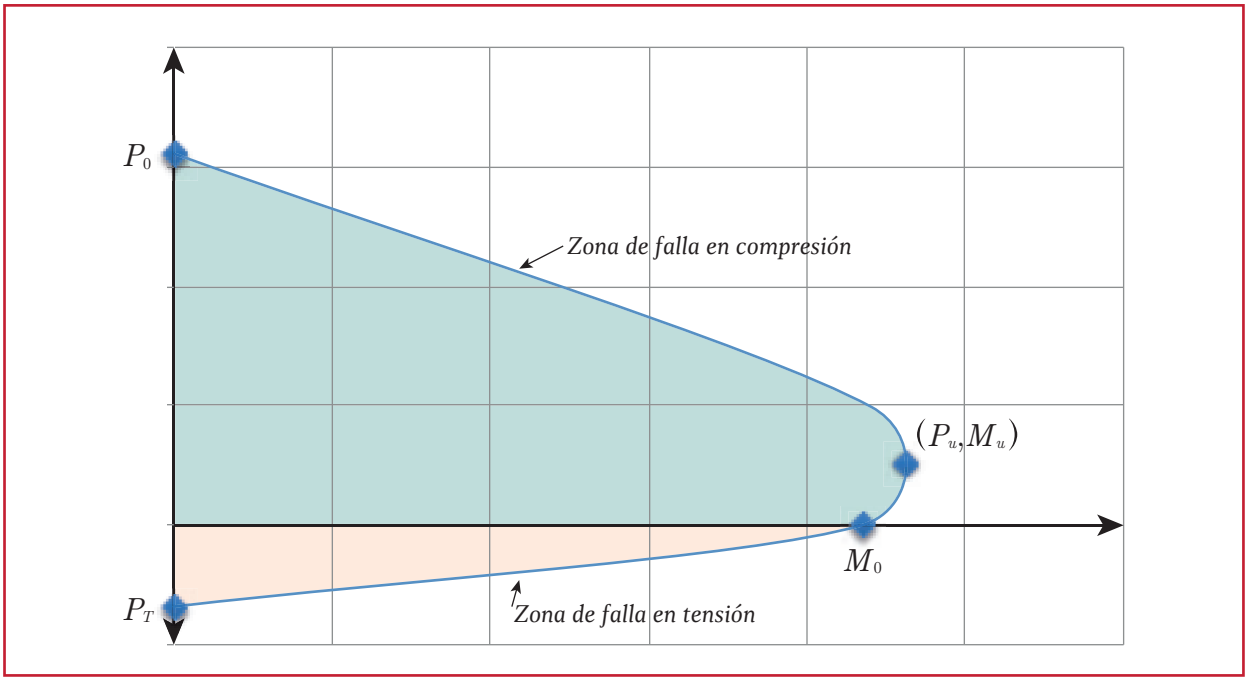
donde:

h = Dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión, en mm

6.3.10.2. Refuerzo mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $20/f_y$ ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será cuatro en secciones rectangulares.

Ilustración 6.41 Componentes del diagrama de interación para una columna de concreto



La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

6.3.10.3. Diagrama de interacción

La mejor forma de evaluar la resistencia de una columna de concreto, es realizar su diagrama de interacción (Ilustración 6.41), el cual se compone de los siguientes puntos:

1. Resistencia a la compresión pura

$$P_0 = f_c''(A_g) + f_y(A_s) \quad \text{Ecuación 6.69}$$

donde:

P_0 = Resistencia a la compresión pura, en kg

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, en kg/cm²

A_g = Área bruta de la sección transversal, en cm²

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²

A_s = Área total del refuerzo longitudinal en columnas, en cm²

2. Resistencia a la tensión pura

El reglamento especifica que no se debe considerar resistencia a tensión del concreto, por tanto:

$$P_T = A_s f_y \quad \text{Ecuación 6.70}$$

donde:

P_T = Resistencia a la tensión pura, en kg

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²

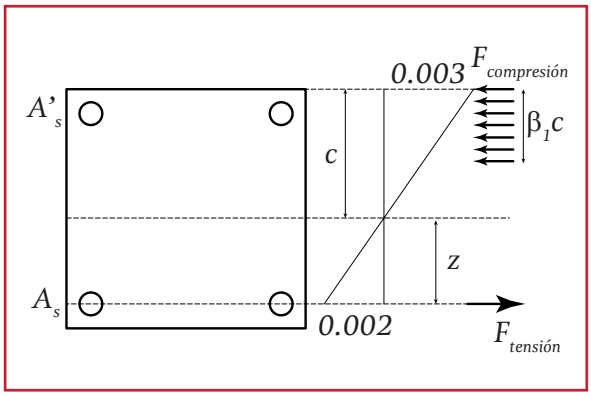
A_s = Área total del refuerzo longitudinal en columnas, en cm²

3. Momento flexionante

El reglamento especifica que no se debe considerar resistencia a compresión del acero, por tanto:

$$M_0 = bd^2 f_c''q(1 - 0.5q) \quad \text{Ecuación 6.71}$$

Ilustración 6.42 Esquema de la falla balanceada



donde:

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''} \quad \text{Ecuación 6.72}$$

M_0 = Momento flexionante que actúa en una sección, en kg cm

b = Ancho de la sección rectangular, en cm²

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión, en cm²

f_c'' = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, en kg/cm²

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²

ρ = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal

4. Falla balanceada

Esta ocurre cuando, ante la ocurrencia de la flexión en la sección, se presentan de forma simultanea, la falla de la sección en compresión y la falla de la sección en tensión, observe la Ilustración 6.42.

La falla en compresión ocurre para una deformación unitaria del concreto de 0.003 en la fibra más extrema de la sección y la falla en tensión se considera para una deformación unitaria de 0.002 en el lecho de acero más extremo de la zona de tensión.

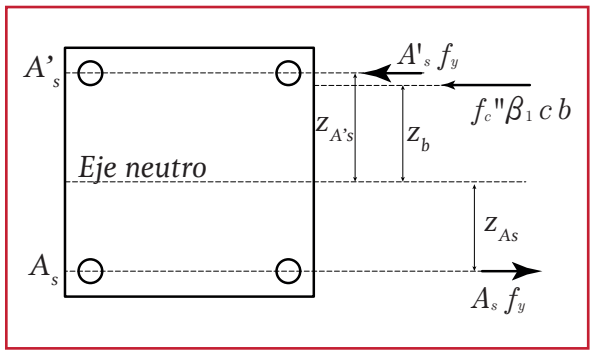
Para esta condición, la resistencia de compresión resultará de la suma del bloque de concreto más el acero en la zona de compresión, de la forma:

$$F_{com} = f_c"\beta_1 c\, b + A'_s\, f_y \qquad \text{Ecuación 6.73}$$

donde:

- F_{com} = Resistencia de compresión en la fracción a la profundidad del eje neutro c, en kg
- b = Ancho de la sección rectangular, en cm²
- β_1 = Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
- c = Profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, en cm²
- A'_s = Área de acero de refuerzo longitudinal en compresión, en cm²
- f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²

Ilustración 6.43 Fuerzas que ocasionan el momento flexionante



Complementariamente, la resistencia a la tensión, corresponde exclusivamente del acero en tensión, y resulta:

$$F_{Ten} = A_s\, f_y \qquad \text{Ecuación 6.74}$$

donde:

- F_{Ten} = Resistencia a la tensión, en kg
- f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²
- A_s = Área total del refuerzo longitudinal en la zona de tensión, en cm²

Por tanto, la carga axial resistente en la falla balanceada resulta:

$$P_u = F_{com} - F_{Ten} \qquad \text{Ecuación 6.75}$$

El momento flexionante resistente, para la falla balanceada, resultara de la suma de los momentos producidos por las fuerzas de compresión y tensión que se producen en la falla balanceada (Ilustración 6.43), es decir:

$$M_u = \sum M_{ejeneutro}$$

$$M_u = A'_s f_y (z_{A's}) + f_c"\beta_1 c\, b(z_b) + A_s f_y (z_{As})$$

Ecuación 6.76

Entonces, la columna que representa en diagrama de interacción, será capaz de soportar cualquier combinación de *P-M* que estén dentro del diagrama. Por encima del eje de Momento, la falla se presentara por flexocompresión, por debajo de este eje, la falla será por flexotensión.

La serie de ecuaciones presentadas para la integración del diagrama de interacciones, no esta factorizada, por lo que en todos los casos deberán afectarse lo resultados con un F_R=*0.8*, de acuerdo con el apartado 1.7 de las NTC-DF para diseño por concreto.

6.3.10.4. Compresión y flexión en dos direcciones

Una vez obtenido el diagrama de interacción,se debe realizar una revisión, considerando la excentricidad, a través de la formula de *Bresler* que establece:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \qquad \text{Ecuación 6.77}$$

si $\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \qquad \text{Ecuación 6.78}$$

si $\frac{P_R}{P_{R0}} < 0.1$

donde:

P_R = Carga normal resistente de diseño, en kg

P_{R0} = Carga axial resistente de diseño, en kg

P_{Rx} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x, en kg

P_{Ry} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y, en kg

M_{ux} = Momento flexionante de diseño alrededor del eje *X*, en kg cm

M_{uy} = Momento flexionante de diseño alrededor del eje *Y*, en kg cm

Resistencia al esfuerzo cortante

En miembros a flexocompresión, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, se obtendrá con la ecuación:

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c*} \qquad \text{Ecuación 6.79}$$

si $\rho < 0.015$

$$V_{cR} = 0.5F_R bd\sqrt{f_c*} \qquad \text{Ecuación 6.80}$$

si $\rho \geq 0.015$

Para valuar la cuantía ρ se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima.

La V_{cR} obtenida deberá ser multiplicada por el factor:

$$1 + 0.007\frac{P_u}{A_g} \qquad \text{Ecuación 6.81}$$

Siempre que se cumpla con:

$$P_u \leq F_R(0.7f_c^* A_g + 2000\, A_s)$$

En caso que no se cumpla con la desigualdad, Las NTC-DF estipulan que V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u, hasta cero para:

$$P_u = F_R(A_g f_c" + A_s f_y) \qquad \text{Ecuación 6.82}$$

Para esta serie de ecuaciones:

V_{cR} = Fuerza cortante que resiste el concreto, (kg)
b = Ancho de la sección rectangular, en cm²
d = Peralte efectivo en la dirección de flexión, en cm²
f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm²
f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²
ρ = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal
A_g = Área bruta de la sección transversal, en cm²
A_s = Área total del refuerzo longitudinal en columnas, en cm²

6.3.11. Dimensionamiento de columnas

Considerando el peso total de la estructura, el peso del volumen de agua en el tanque y los resultados de obtenidos del análisis sísmico, aplicados en dos direcciones, 100 por ciento en la dirección *x* y 30 por ciento en la dirección *y*, tal como se estipula en el aparado 2.2.3. Los esfuerzos máximos que deben resistir las columnas se presentan en la Tabla 6.15, los cuales fueron obtenidos del modelo .

Se considera una columna de dimensiones (0.8 x 0.8)m, así como una cuantía máxima de 0.006 y una cuantía mínima de:

$$\rho_{\min} = \frac{20}{4\,200} = 0.005$$

Como primer opción, se propone considerar el armado a partir de la cuantía mínima. Aplicando la Ecuación 6.72:

$$q = (0.005)\frac{4\,200}{238} = 0.088$$

Por tanto el área requerida resulta:

$$A_{s\min} = 0.005(75)(80) = 28.56\,cm^2$$

Considerando varilla # 6, se tiene que el área de cada barra resulta:

$$A_{var\#6} = \frac{\pi}{4}\left(2.54\frac{6}{8}\right)^2 = 2.85\,cm^2$$

Por tanto, el número de varillas requeridas, resulta:

$$Num_{var} = \frac{28.56}{2.85} = 10.02 \approx 11 \Rightarrow 12$$

Nótese que se requieren 11 barras, sin embargo, para el acomodo de las varillas en la columna se requiere un número par, en múltiplos de cuatro.

Por tanto, el área efectiva resultante es:

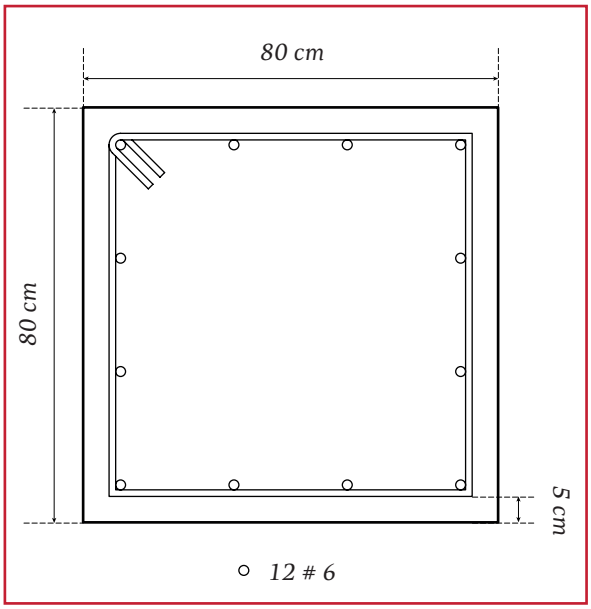
$$A_{efec} = 2.85(12) = 34.20\,cm^2$$

y la cuantía asociada resulta:

Tabla 6.15 Esfuerzos máximos resultantes en las columnas

Acción	Unidades	1.5(CM+CV)	1.1(CM+CV+SX+0.3SY)	1.1(CM+CV+0.3SX+SY)
P	(t)	72.29	100.41	92.30
Mx	(t m)	1.91	21.51	74.72
My	(t m)	1.91	74.72	21.51
V	(t)	0.21	10.50	10.50

Ilustración 6.44 Armado propuesto para la columna



$$\rho = \frac{34.20}{75(80)} = 0.0057$$

El acomodo de estas varillas y que a su vez permitirá el trazo del diagrama de interacción se muestra en la Ilustración 6.44.

Integración del diagrama de interacciones

1. Resistencia a la compresión pura:

$$P_0 = 0.8[238(80)(80) + 4\,200(34.20)]$$
$$= 1\,333\,481.26\,kg = 1\,333.48\,t$$

2. Resistencia a la tensión pura:

$$P_T = 0.8[4\,200(34.20)(-1.0)]$$
$$= -114\,921.25\,kg = -114.92\,t$$

3. Momento flexionante:

$$q = (0.0057)\frac{4\,200}{238} = 0.1$$

$$M_0 = 0.8[80(75)^2(238)(0.1)(1 - 0.5(0.1))]$$
$$= 8\,185\,569.56\,kg\,cm = 81.86\,t\,m$$

4. Falla balanceada:
   a) Cálculo del eje neutro

   Como se estableció en la Ilustración 6.42, el eje neutro se encuentra en el punto donde la falla por compresión se equilibra con la falla en tensión, por tanto, para esta sección en particular se tiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.002}{d - c}$$

donde:

c = Profundidad del eje neutro c, en cm

d = Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, en cm

El despeje de c resulta:

$$\frac{d - c}{c} = \frac{0.002}{0.003}$$

$$\frac{d}{c} - 1 = \frac{0.002}{0.003}$$

$$c = \frac{d}{\frac{0.002}{0.003} + 1}$$

$$c = \frac{b - d_c - d_{best} - 0.5(d_{bvar})}{\frac{0.002}{0.003} + 1}$$

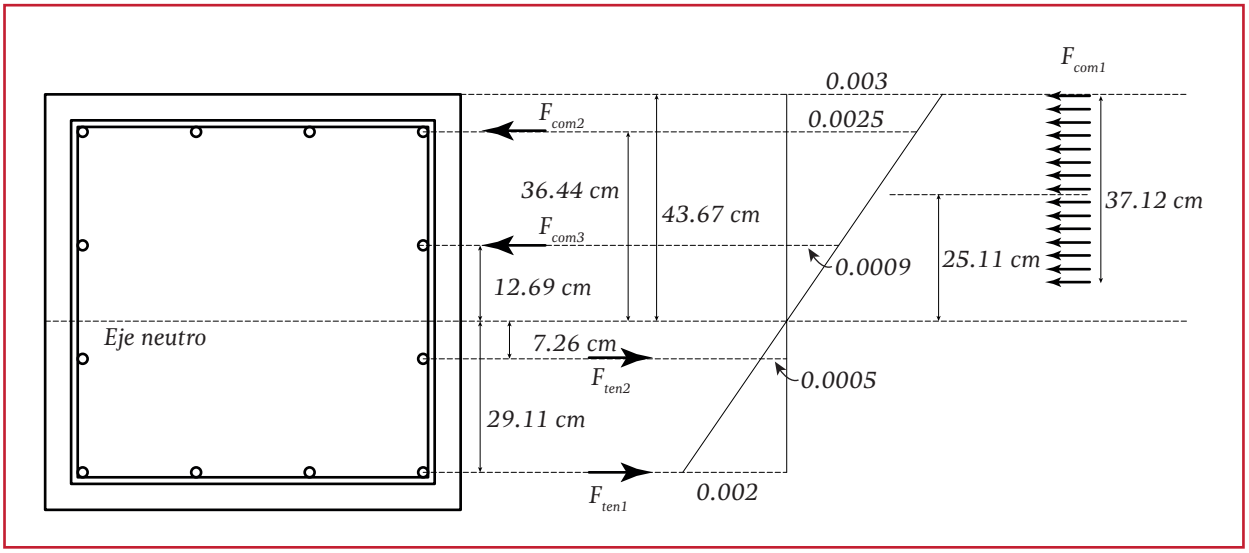
donde:

b = Ancho de una sección rectangular = 80 cm

d_c = Recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella = 5 cm

d_{best} = Diámetro nominal de los estribos (Se considera como propuesta utilizar estribos #4, lo cual deberá verificarse en la revisión por cortante) =1.27 cm

Ilustración 6.45 Esquema de reacciones internas de la columna



d_{bvar} = Diámetro nominal de las varillas de refuerzo transversal = 1.905 cm

Por tanto el eje neutro se encuentra a una distancia de:

$$c = \frac{80 - 5 - 1.27 - 0.5(1.905)}{1.67} = 43.67\ cm$$

b) Acciones internas en la falla balanceada

Como puede observarse en la Ilustración 6.44, la sección tiene cuatro lechos de varillas. Por la ubicación del eje neutro, dos de estos lechos quedan dentro del área en compresión y dos en la zona de tensión (Ilustración 6.45)

c) Resistencia a la compresión

La Ecuación 6.73 esta propuesta para la revisión de una columna con dos lechos, por lo que para esta sección se debe hacer una ampliación, que corresponde a la resistencia del concreto, y de los dos lechos de varilla que se encuentran por encima del eje neutro, por tanto, la resistencia a compresión del bloque de concreto resulta:

$$F_{com1} = 238(0.85)(80)(43.67)$$
$$= 706\,798.64\ kg$$

Por su parte, para evaluar la resistencia a compresión de los lechos de acero se debe revisar si éste llega al esfuerzo de fluencia, lo cual ocurre para una deformación unitaria de 0.002. Para esta condición, la resistencia a la compresión se calcula como se expresa en el segundo término de la Ecuación 6.73. Sin embargo, si la deformación unitaria es menor a 0.002, significa que en la falla balanceada el acero que se analiza no fluye, por tanto la resistencia a la compresión resulta de multiplicar el Módulo de elasticidad del acero (200000 kg/cm^2) por la deformación unitaria y por el área total del lecho. Por lo tanto, para el lecho 1, la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.003}{43.67}(25.11) = 0.0025$$

El acero fluye, por tanto:

$$F_{com2} = 4(2.85)(4\,200) = 47\,883.86\ kg$$

Para el segundo lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.003}{43.67}(12.69) = 0.0009$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{com3} = 200\,000(0.0009)(5.7) = 993.89\ kg$$

La resistencia a compresión total resulta:

$$F_{com} = 706\,798.68 + 47\,883.86 + 993.89 = 755\,576.39\ kg$$

d) Resistencia a la tensión

Por su parte, para evaluar la resistencia a tensión de los lechos de acero, también se debe revisar si éste llega al esfuerzo de fluencia. Si la deformación unitaria es menor a 0.002, significa que en la falla balanceada el acero que se analiza no fluye, por tanto la resistencia a la tensión resulta de multiplicar el Módulo de elasticidad del acero (200 000 kg/cm^2) por la deformación unitaria y por el área total del lecho.

Por definición, el lecho 1 fluye, por tanto la resistencia a la tensión se calcula con la Ecuación 6.74:

$$F_{Ten1} = 4(2.85)(4\,200) = 47\,883.86\ kg$$

Para el segundo lecho la deformación unitaria resulta:

$$\varepsilon_{sT2} = \frac{0.003}{29.11}(7.26) = 0.0005$$

El acero no fluye, por tanto:

$$F_{Ten2} = 200\,000(0.0005)(5.7) = 568.73\ kg$$

La resistencia a tensión total resulta:

$$F_{Ten} = 47\,883.86 + 568.73 = 48452.59\ kg$$

e) Carga resistente en la falla balanceada

Con estas dos componentes la carga resistente en la falla balanceada se calcula con la Ecuación 6.75 y resulta:

$$P_u = 0.8(755\,576.39 - 48\,452.59) = 565\,699.04\ kg = 565.67\ t$$

f) Momento resistente en la falla balanceada

El momento flexionante resistente, para la falla balanceada, resultara de la suma de los momentos producidos por las fuerzas de compresión y tensión que se producen en la falla balanceada (Ilustración 6.45), utilizando la Ecuación 6.76:

$$M = 706\,698.64(25.11) + 47\,883.86(36.44) + 993.89(12.69) + 47883.86(29.11) + 568.73(7.26) = 20\,899\,724.52\ kg\ cm$$

$$M_u = 0.8(20\,899\,724.52) = 16\,719\,779.62 = 167.20\ t\ m$$

Con este resultado es posible construir el diagrama de interacción de la columna. La Tabla 6.16, presenta los cuatro puntos calculados para el diagrama.

El diagrama de interacción resultante se presenta en la Ilustración 6.46.

Tabla 6.16 Componentes para le diagrama de interacción

P	M
t	t m
1333.48	0.00
565.70	167.20
0.00	81.86
-114.92	0.00

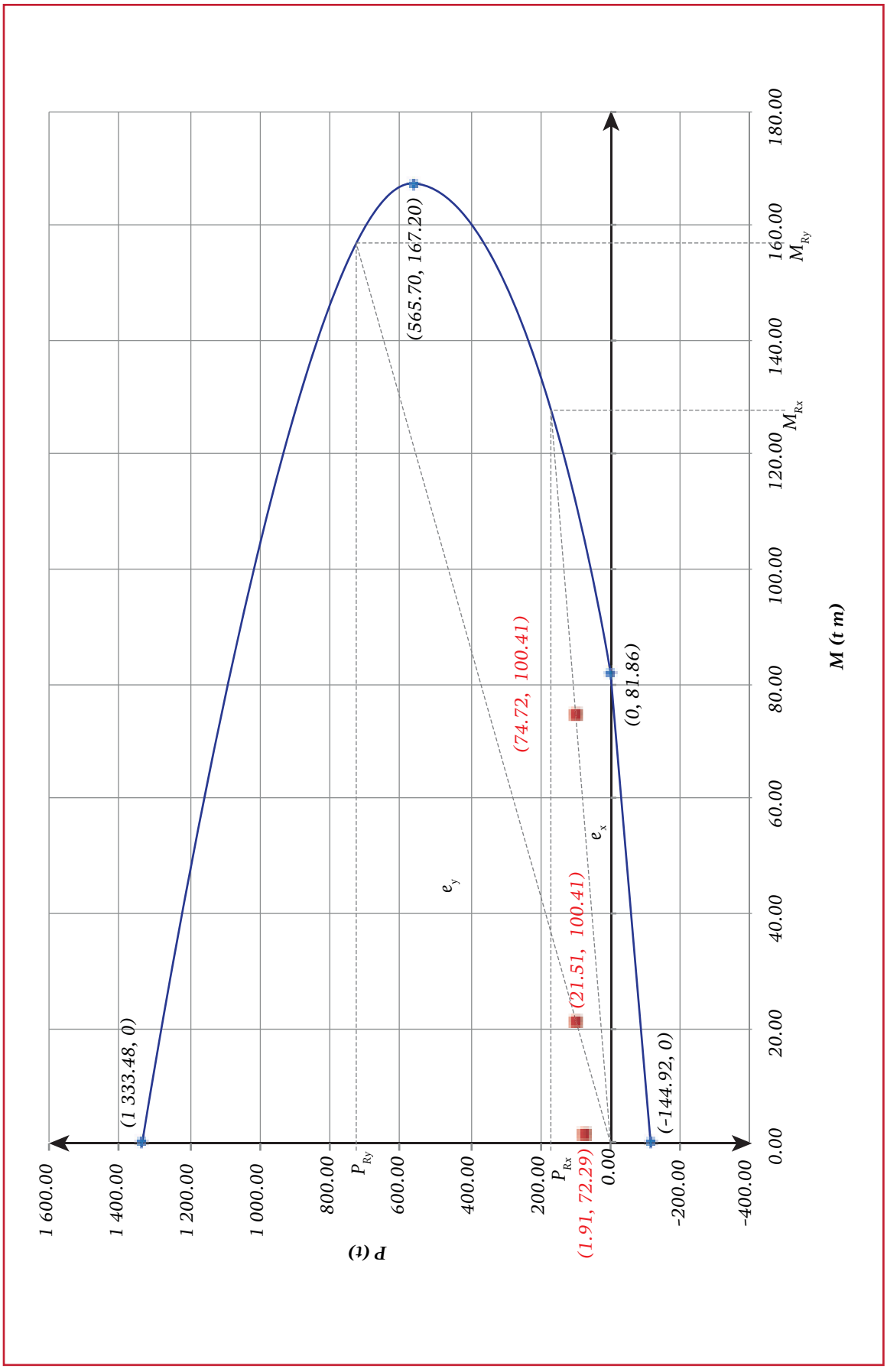


Ilustración 6.46 Diagrama de interacción

En esta misma ilustración se presentan las tres combinaciones de la Tabla 6.15, las cuales puede observarse que están dentro del diagrama, por lo que para esta consideración, la sección y su armado son adecuadas

Revisión por compresión y flexión en dos direcciones

Para cada condición se tiene que:

$$e_x = \frac{78.30}{92.30} = 84.87\,cm$$

$$e_y = \frac{7.75}{92.30} = 8.39\,cm$$

Las cuales se encuentran graficadas en la Ilustración 6.46. Además:

$$\frac{P_u}{P_{R0}} = \frac{1.1(91.28)}{1\,333.48} = 0.05 < 0.1$$

Por lo tanto, aplicando la Ecuación 6.78 a los valores obtenidos del diagrama de interacción se tiene que:

$$\frac{74.72}{129} + \frac{21.51}{156} = 0.72 < 1$$

Revisión de la resistencia al esfuerzo cortante

La limitación de la revisión resulta:

$$92.3\,t \leq 0.8[0.7(280)(80)(80) + 2000(4)(2.85)]$$

$$92.3\,t \leq 1\,021.76\,t$$

El factor para V_{cR}, se calcula con la Ecuación 6.81 y resulta:

$$1 + 0.007\left[\frac{92\,300}{80(80)}\right] = 1.1$$

La cuantía de acero en el lecho mas extremo resulta:

$$\rho = \frac{4(2.85)}{80(80)} = 0.0019 < 0.015$$

Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante se calcula con la Ecuación 6.79y resulta:

$$V_{cR} = 1.1\{0.8(80)(75)[0.2 + 20(0.015)]\sqrt{280}\}$$
$$= 44\,175.65\,kg = 44.17$$

Por tanto, la sección, así como el armado propuesto es adecuado para soportar los esfuerzos aplicados de la Tabla 6.15. El armado final se presenta en la Ilustración 6.47.

La separación de los estribos, se presenta de acuerdo con las recomendaciones de armado de las NTC-DF, para diseño de estructuras de concreto.

6.3.12. Diseño de losa de cimentación

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, se propone una cimentación, por medio de un cajón (tal como se establece en el apartado 5.2.5), que se compone de una losa perimentralmente resistente, rigidizada por medio de cuatro trabes laterales, en las cuales se apoyan las columnas del tanque (observe la Ilustración 6.48). La capacidad del suelo se estima en 32 ton/m^2, a una profundidad de 2 metros, por debajo del nivel de terreno.

Ilustración 6.47 Armado para la columna C-01 del tanque elevado

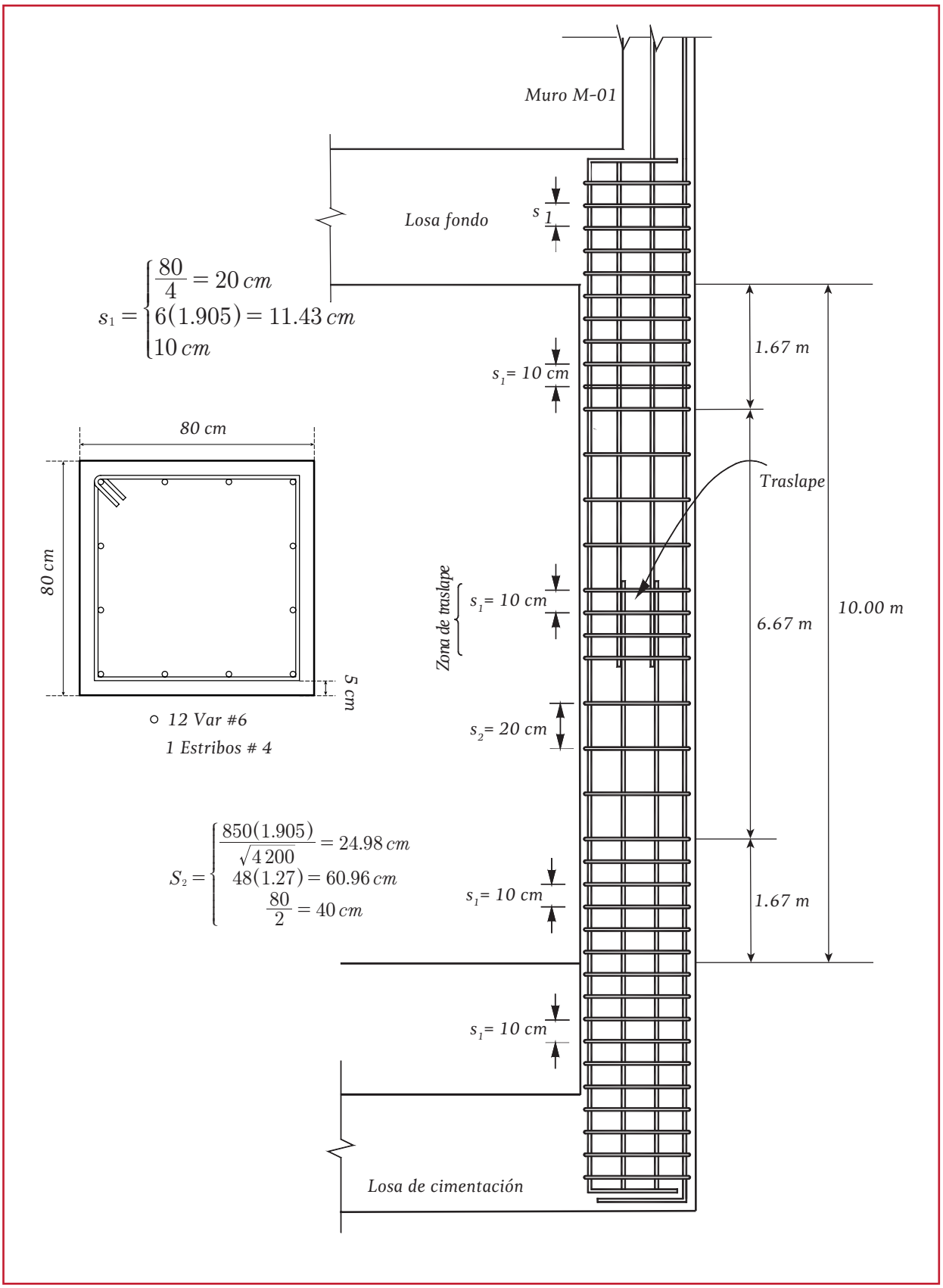
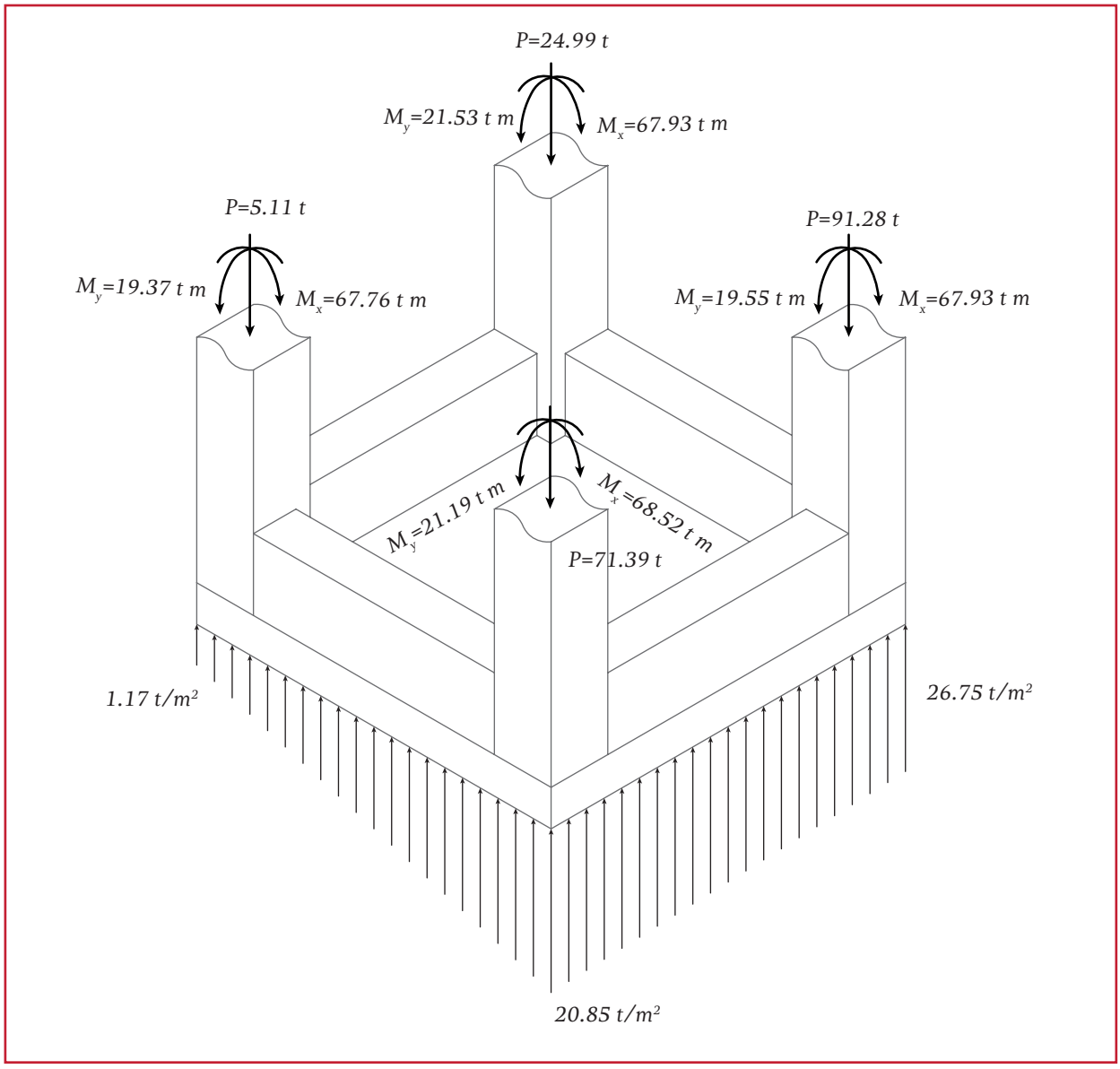


Ilustración 6.48 Reacciones en la cimentación, debidas a la condición más desfavorable



Datos de diseño

La carga que descargan las columnas hacia la cimentación y su correspondiente transmisión al suelos se presentan en la Ilustración 6.48, las cuales resultan de la combinación más desfavorable ($C_M + C_V + 100\% S_X + 30\% S_Y$).

Al ser un tanque simétrico y considerando que para sus cuatro direcciones, se pueden presentar los mismos esfuerzos, se tomará para efectos de diseño el esfuerzo máximo igual a:

$$W = 26\,750 \frac{kg}{m^2}$$

El peralte mínimo, para este caso se considera tratar a la losa como un tablero aislado, para esto se incrementa en un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos de la losa:

$$Perimetro = 500 + 500 + 1.25(500 + 500) = 2\,250\,cm$$

Revisión de condiciones para la corrección del perímetro:

$$\begin{cases} f_s \leq 2520; \; donde \; f_s = 0.6\, f_y \\ w \leq 380 \, \dfrac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \, \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$26\,750 > 380 \frac{kg}{m^2}$$

Es necesario corregir el perímetros través de la Ecuación 6.51.

$$0.032 \sqrt[4]{2\,520(26\,750)} = 2.90$$

El peralte mínimo, calculado con la Ecuación 6.52, resulta:

$$d_{\min} = \frac{2.90(2\,250)}{250} = 26.10\,cm$$

Se propone el peralte de 50 cm, para garantizar la resistencia por esfuerzo por cortante. Con ello, el peralte efectivo (considerando 5 cm de recubrimiento)

$$d = 50 - 5 = 45 \; cm$$

Bajo esta condición y considerando un Fc = 1.1, la carga total resulta:

$$W_{total} = 1.1[26\,750 + 0.5(2500)] = 30\,800 \, \frac{kg}{m^2}$$

Cálculo de momentos aplicados

La relación de lados del tablero (corto a largo), resulta:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{500}{500} = 1$$

De la Tabla 5.1, se tiene que es caso I (monolítica), tablero aislado (cuatro lados discontinuos):

$$\alpha\,(negativo) = 330$$

$$\alpha\,(positivo) = 500$$

Los momentos flexionantes, por unidad de ancho, resultan de multiplicar los coeficientes multiplicados por el factor $10^{-4}wa1^2$ igual a:

$$10^{-4}(30\,800)(5)^2 = 77.00$$

Con este factor, los momentos ea franja central del tablero resultan:

$$M^{+} = 500(77) = 38\,500 \; kg\,m$$

$$M^{-} = 330(77) = 25\,410 \; kg\,m$$

Determinación del refuerzo

De acuerdo con la Ecuación 6.53, el refuerzo mínimo resulta:

$$\frac{60\,000(50)}{4\,200(50 + 100)}(1.5) = 7.85\,cm^2$$

Considerando los momentos calculados (Columna 1 de la Tabla 6.17), a través de la Ecuación 6.40, Ecuación 6.41 y Ecuación 6.46 se obtiene la cuantía y el área de acero de las columnas 3 y 4 (Tabla 6.17), respectivamente.

Tabla 6.17 Determinación del refuerzo en losa de cimentación

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mi	q	$p_{(calculada)}$	As (cm^2)		Varilla	Área	Num	Sep	Sep ajustada
(kg m)	Ecuación 6.40	Ecuación 6.41	Ecuación 6.46	(rige)	#	(cm^2)		(cm)	(cm)
25 410	0.0586	0.0039	17.40	17.40	10	7.917	3	33.33	25.00
38 500	0.0888	0.0060	26.88	26.88	10	7.917	4	25.00	25.00

La cantidad de varillas necesarias y su separación se obtiene a través de las siguientes ecuaciones. Para este caso, se elige varilla del numero 4 y los resultados se muestran en las columnas 3 y 4 (Tabla 6.17), respectivamente.

$$\#\ vars = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

$$Sep = \frac{100}{\#vars\ enteras}$$

La separación obtenida se ajusta al valor cerrado inmediatamente inferior (columna 10, Tabla 6.17).

Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Aplicando la Ecuación 6.54, el esfuerzo cortante aplicado resulta:

Tabla 6.18 Cargas aplicadas en la trabe

M^-_{max}	27.49	t m
M^+_{max}	29.22	t m
V	34.45	t

$$V = \left(\frac{500}{2} - 45\right)\left[0.95 - \left(0.5\frac{500}{500}\right)\right]\left(\frac{30\,800}{100}\right)$$
$$= 28\,413.00\,kg$$

El esfuerzo cortante resistente a sección se calcula con la Ecuación 6.55 y resulta:

$$V_{cR} = 0.5(0.8)(100)(45)\sqrt{280}$$
$$= 30\,119.76\,kg$$

Se comprueba que el $V < V_{cR,}$ por lo que se acepta esta sección y armado para la losa de cimentación, los cuales se presentan en la Ilustración 6.49.

6.3.13. Diseño de trabe

Se considera en este análisis las cargas aplicadas mostradas en la Tabla 6.18, las cuales resultan de la combinación más desfavorable ($C_M + C_V +$ 100% S_X + 30% S_Y).

Propiedades del concreto

$$f_c * = (350)(0.8) = 280\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c'' = (0.85)(280) = 238\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Diseño por flexión

Aplicando la Ecuación 6.41 se tiene:

$$q^- = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.1)(27.49)(100\,000)}{0.9(145)^2(238)(60)}} = 0.011$$

$$q^+ = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.1)(29.22)(100\,000)}{0.9(145)^2(238)(60)}} = 0.009$$

Por tanto, la cuantía, calculada con la Ecuación 6.40 resulta:

$$\rho^{-} = \frac{0.011(238)}{4\,200} = 0.0006$$

$$\rho^{+} = \frac{0.009(238)}{4\,200} = 0.0005$$

La cuantía máxima, calculada con la Ecuación 6.43 y la Ecuación 6.42 resulta:

$$\rho_{bal} = \frac{238(6\,000)(0.85)}{4\,200(4\,200 + 6\,000)} = 0.0283$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.0283) = 0.0213$$

Y la cuantía mínima, calculada con la Ecuación 6.44 resulta:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{350}}{4\,200} = 0.0031$$

La ρ mínima es la que rige en el diseño, por tanto el área de acero necesario, para ambos lechos, se calcula con la Ecuación 6.46:

$$A_s^{-} = A_s^{+} = 0.0031(145)(60) = 27.13\,cm^2$$

La cantidad de varillas necesarias y su separación se obtiene a través de las siguientes ecuaciones.

$$\#\ vars = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

$$Sep = \frac{b}{\#vars\ enteras}$$

La separación obtenida debe ajustar al valor cerrado inmediatamente inferior.

Para este caso se elige varilla # 8 para el lecho en tensión(-) y el número de varillas necesarias resulta:

$$\#Var_8 = \frac{27.13}{\frac{\pi}{4}\left[\frac{8}{8}(2.54)\right]} = 5.35 \approx 6$$

La separación entre varillas, resulta:

$$SepVar_8 = \frac{60}{6} = 10\,cm$$

Considerando varilla # 10 para el lecho de compresión (+):

$$\#Var_{10} = \frac{27.13}{\frac{\pi}{4}\left[\frac{10}{8}(2.54)\right]} = 3.43 \approx 4$$

La separación entre varillas, resulta:

$$SepVar_{10} = \frac{60}{4} = 15\,cm$$

En la Ilustración 6.49 se presenta el armado propuesto.

Diseño por esfuerzo cortante

Se debe de revisar como elemento ancho, para lo cual:

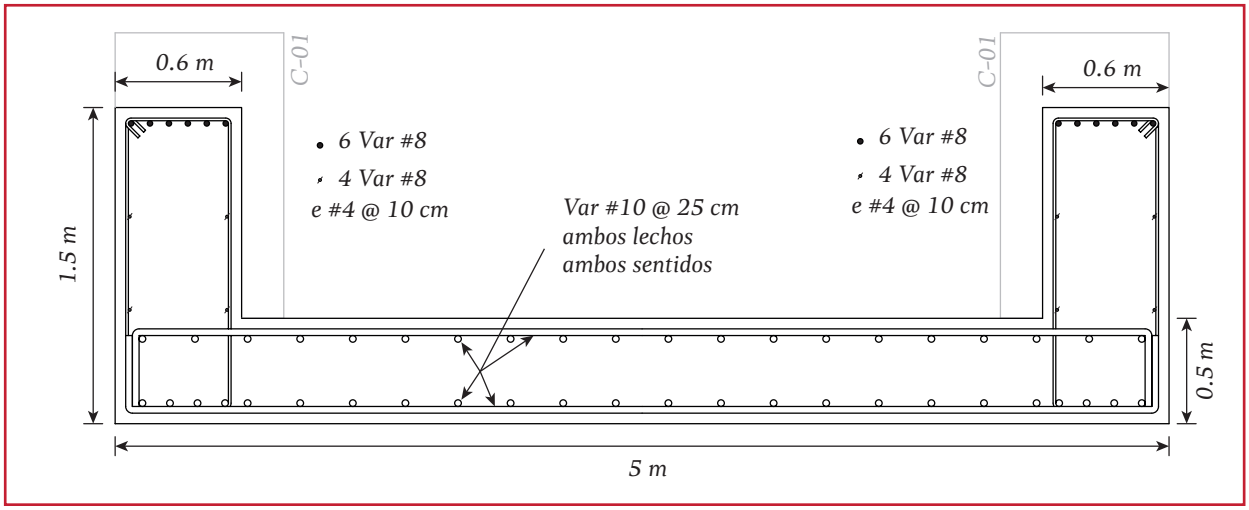
$$\frac{M}{Vd} = \frac{29.22(100\,000)}{34.45(1\,000)(145)} = 0.58$$

La relación M/vd < 2, por lo cual se utiliza la Ecuación 6.47.

$$V_{cR} = 0.8(60)(145)(0.5)\sqrt{280} = 58\,231.5\,kg$$

Debido a que el $V_u < V_{cR}$, no es necesario el acero de refuerzo adicional.

Ilustración 6.49 Armado para la losa de cimentación




CARCAMO DE AGUA POTABLE

7

Recomendaciones básicas de diseño para estructuras del sector hídrico

7.1. Tanques de mampostería

Los tanques de mampostería que más comúnmente se utilizan en los sistemas de agua potable se emplean en las obras de toma en manantiales, tanques de regulación y cajas rompedoras de presión. La mampostería que se utiliza para la construcción de los tanques es a base de piedra braza natural o de piezas prismáticas artificiales y mortero de cemento-arena, ver Ilustración 7.1.

Estos recipientes, se construyen de forma rectangular y sobre suelos no compresibles, por lo que su desplante deberá efectuarse en terreno no deformable evitando los rellenos, para mayor referencia, consúltese el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado parte I del MAPAS*.

En el funcionamiento estructural de los recipientes de mampostería predomina la flexión-tensión. Se deberá revisar que no se alcance esfuerzos de tensión en exceso de los asociados al agrietamiento. A este respecto se recomienda atender las recomendaciones presentadas en las normas técnicas complementarias, para construcciones de mampostería del RCDF-04.

La acción principal sobre los muros es el empuje hidrostático del agua que contendrá el tanque y los empujes exteriores debidos al relleno y al agua freática. El esfuerzo resistente a flexión de mampostería será de 1.5 kg/cm^2 para piedra braza y de 2 kg/cm^2 para piezas artificiales.

Si el relleno exterior es susceptible de ser erosionado se deberá despreciar la contribución de su empuje pasivo en la revisión de la estabilidad del muro. La cara interior de los muros de los tanques de mampostería deberá ser recubierta con un aplanado pulido de mortero de cemento-arena adicionando con un impermeabilizante integral, preferentemente. El objetivo del aplanado es crear una membrana impermeable que impida la filtración del agua a través de la mampostería.

Ilustración 7.1 Tanque superficial de mampostería



El piso será del tipo de membrana impermeable, especialmente en la unión entre el muro y el piso del tanque, donde se colocará una barrera al paso del agua colocando una banda de P.V.C. (Ilustración 7.2). El piso se construirá con una pendiente mínima del uno por ciento hacia la tubería de desagüe.

Los tanques que contengan agua potable deberán llevar una cubierta para evitar la contaminación. Se recomienda que la cubierta sea un sistema de losa maciza y trabes de concreto reforzado apoyadas en columnas interiores, desplantadas sobre zapatas integradas al piso para evitar juntas de colado. La losa descansará en una dala o trabe de partición apoyada en el muro perimetral del tanque y para evitar que el agua de lluvia se acumule en la cubierta se construirá con una pendiente mínima de uno por ciento.

Las intersecciones de las tuberías en el muro de mampostería deberán tener un sello para evitar el paso del agua en la unión, de ambos materiales. En el caso de tuberías soldables se recomienda colocar un anillo de anclaje o una brida ahogada en un colado de concreto y en las tuberías no soldables, se recomienda aplicar un sellador elastómero entré el tubo y el aplanado interior del muro como se muestra en la Ilustración 7.3.

7.1.13.1. Tanques de mampostería de piedra braza

Debido a que la estabilidad de los muros de mampostería de piedra braza se obtiene mediante el peso propio del muro en el análisis se deberá revisar que todas las secciones estén sujetas a compresión. Con el objetivo de reducir el posible giró del muro en la base, se recomienda que la zapata se prolongue hacia el exterior del tanque. En los casos, donde sea necesario incrementar la resistencia al desplazamiento y al volteo será posible usar una llave de corte en la cimentación del muro.

Ilustración 7.2Detalle de apoyo de la losa de cubierta

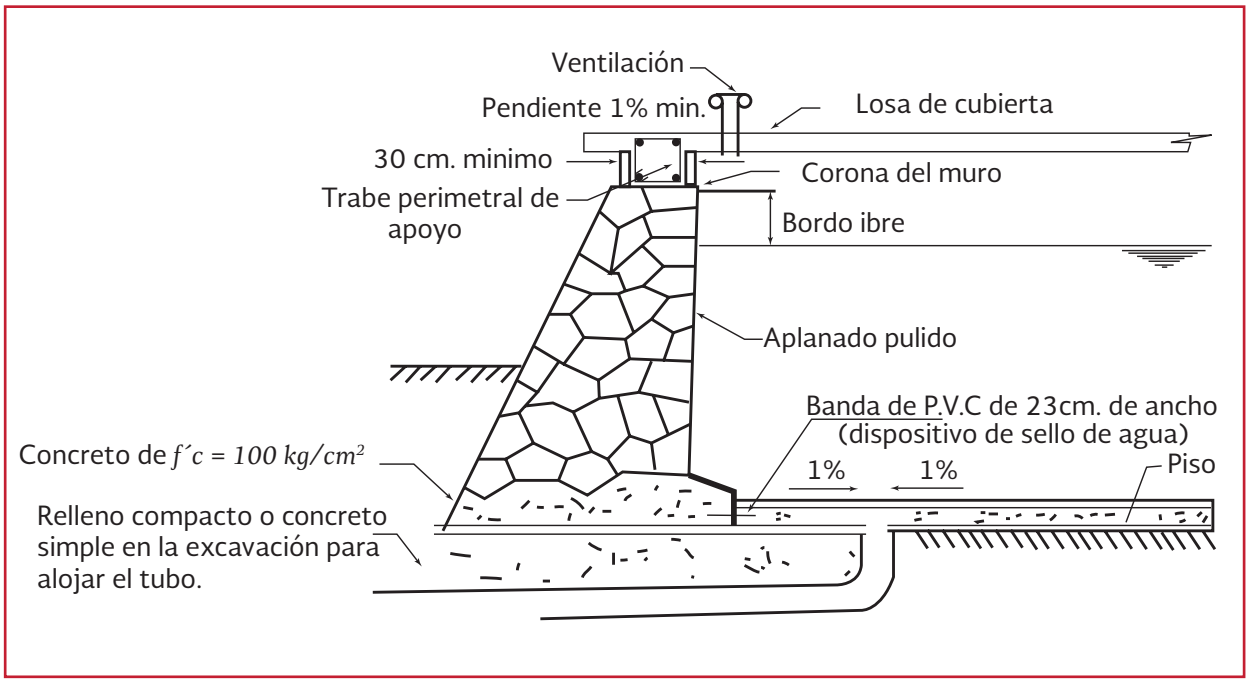
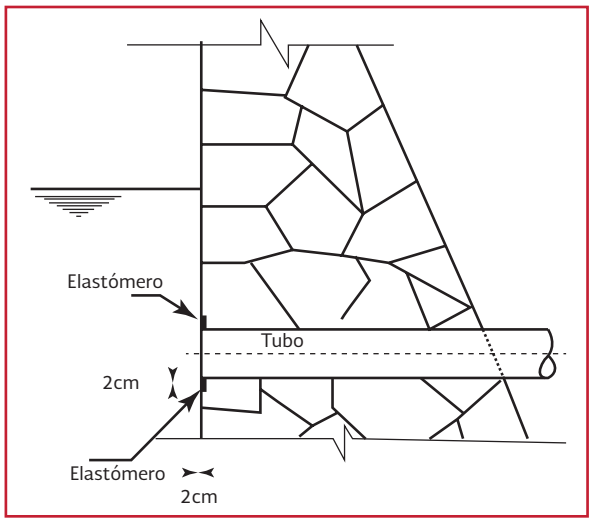


Ilustración 7.3 Detalle de refuerzo cuando el muro exterior es susceptible a ser erosionado



A fin de reducir el tamaño de la cimentación será posible unir el sistema de apoyo con el piso del tanque. La continuidad muro losa de fondo se deberá considerar en el análisis y el diseño del muro.

7.1.13.2. Tanques de mampostería de piezas prismáticas artificiales

En el caso de tanques de mampostería formados por piezas prismáticas artificiales, los muros se desplantarán sobre una dala apoyada en una zapata corrida. En esos casos, se deberá utilizar un piso de tipo membrana sin función estructural. El armado de esta losa de fondo deberá hacerse continuo en la zapata corrida colocada bajo los muros perimetrales. La continuidad del muro perimetral con la losa de fondo se considerará en la revisión de la estabilidad del muro.

Si es necesario, se podrán colocar contrafuertes exteriores para reducir el espesor del muro. Estos elementos se diseñarán para resistir el empuje a través de esfuerzos de compresión. Los contrafuertes, podrán ser de mampostería o de concreto reforzado, ver Ilustración 7.4.

Ilustración 7.4 Ejemplo de contrafuertes exteriores



Si el tanque es cubierto, es decir que tiene losa tapa, se deberá diseñar el muro y la losa de cubierta para que trabajen en conjunto y la losa se diseñará para proporcionar al muro una restricción a los desplazamientos en su extremo superior. De esta manera, se reducirá el efecto de volteo, que provoca la presión hidrostática del agua contenida o el empuje, de tierra exterior cuándo el tanque está vacío. Para lograr una continuidad adecuada en el sistema losa–dala–castillo, el refuerzo longitudinal de castillos se deberá anclar en la dala o en la losa con una longitud suficiente para desarrollar su esfuerzo de fluencia. El armado de la dala deberá ser continuo en toda su longitud y las barras de refuerzo se deberán empalmar en una longitud tal que garantice la adecuada transferencia de fuerzas entre acero y concreto. Igualmente, el refuerzo de la losa se deberá anclar en la dala.

En caso que no exista una reglamentación local para el análisis, diseño y construcción de tanques de mampostería, se deberán considerar los lineamientos presentados en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento del D.F.

7.2. Tanques de concreto reforzado

Los tanques fabricados con concreto reforzado tienen la ventaja de ser impermeables, necesitar un mantenimiento mínimo y poseer resistencia al ataque de los agentes químicos y al intemperismo. Asimismo, tiene una buena capacidad a la compresión, tensión, flexión y cortante y debido a su rigidez, en algunos casos pueden absorber deformaciones diferenciales.

Los tanques rectangulares de concreto reforzado son usados en plantas potabilizadoras en las estructuras para la caja repartidora, floculador, sedimentador y filtro. En las plantas de tratamiento de aguas residuales se emplean en los cárcamos de bombeo, cajas repartidoras, digestores de lodos, lodos activados y tanques de cloración.

Los tanques circulares de concreto reforzado se utilizan en las estructuras de protección a la línea de conducción, en torres de oscilación y en tanques unidireccionales. Aun cuando los métodos de diseño estructural no difieren de uno a otro tipo de tanque, los procedimientos de análisis varían dependiendo de las proporciones y de las características del terreno donde se va a construir.

En el funcionamiento estructural de los tanques rectangulares o poligonales predomina la flexión-tensión. En los tanques cilíndricos predomina la tensión radial o circunferencial. En ambos casos, la principal acción sobre los muros es el empuje hidrostático del agua contenida y los empujes exteriores del relleno y del agua freática.

Los muros de concreto reforzado con altura mínima de 3.0 m y que estén en contacto con líquidos deben tener un espesor mínimo de 30 cm. En términos generales, el espesor mínimo de cualquier elemento estructural de las obras sanitarias y para el mejoramiento del medio ambiente será de 15cm. Se requerirá un mínimo de 20 cm, donde se necesite un recubrimiento de concreto de 5 cm.

En la Tabla 7.1 se muestra un recubrimiento mínimo necesario para las varillas de refuerzo en losas y largueros en superficies expuestas. Adicionalmente, se sugiere considerar los criterios de los reglamentos locales y la literatura especializada como González y Robles (2005).

Tabla 7.1 Recubrimiento mínimo de concreto para las varillas de refuerzo

Losas y largueros	
Condiciones secas	
Varillas # 14 y # 18	4 cm
Varillas # 11 y menores	2 cm
Exposición a agua, aguas negras, clima extremo o en contacto directo con el suelo	
Varillas # 5 y más pequeñas	4 cm.
Varillas # 6 hasta # 18	5 cm.
Vigas y columnas	
Condiciones secas:	
Estribos, espirales y anillos	4 cm.
Refuerzo principal	5 cm.
Expuestas a tierra, agua, aguas negras y clima	
Estribos y anillos	5 cm.
Refuerzo principal	6.5 cm.
Muros	
Condiciones secas:	
Varillas # 11 y más pequeñas	2 cm.
Varillas del # 14 hasta # 18	4 cm.
Exposición a agua, aguas negras, clima extremo o en contacto directo con el suelo	
Tanque circulares con tensión anular	5 cm.
Todas las demás casos	5 cm.
Zapatas y losas de base	
En la superficie sin moldear y bases en contacto directo con la tierra	7 cm.
Parte superior de zapatas y losas en la parte superior de los pilotes	5 cm.

7.2.1. Tanques rectangulares sin cubierta

En el proceso de potabilización, las estructuras utilizadas para los diferentes procesos son tanques rectangulares sin cubiertas, ver Ilustración 7.5. Estas estructuras deben cimentarse sobre una losa corrida de concreto reforzado sin juntas para evitar las posibles filtraciones de agua.

En los tanques rectangulares sin cubierta, el fondo de la estructura es plano (Ilustración 7.6) con excepción de los sedimentadores que tienen forma de tolva (Ilustración 7.7).

Ilustración 7.5 Tanque superficial de concreto para procesos



Ilustración 7.6 Isométrico de la caja de repartición

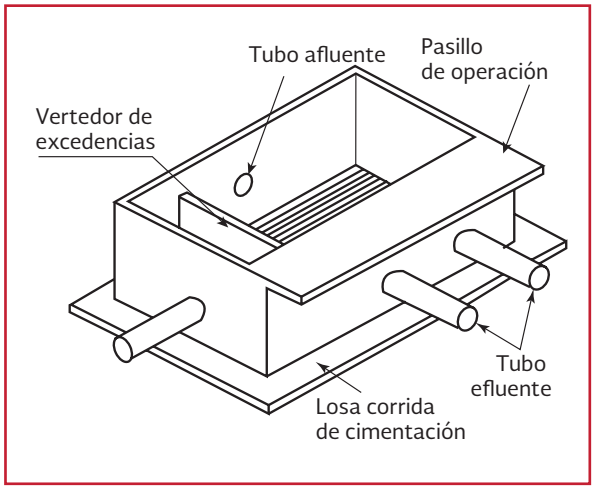
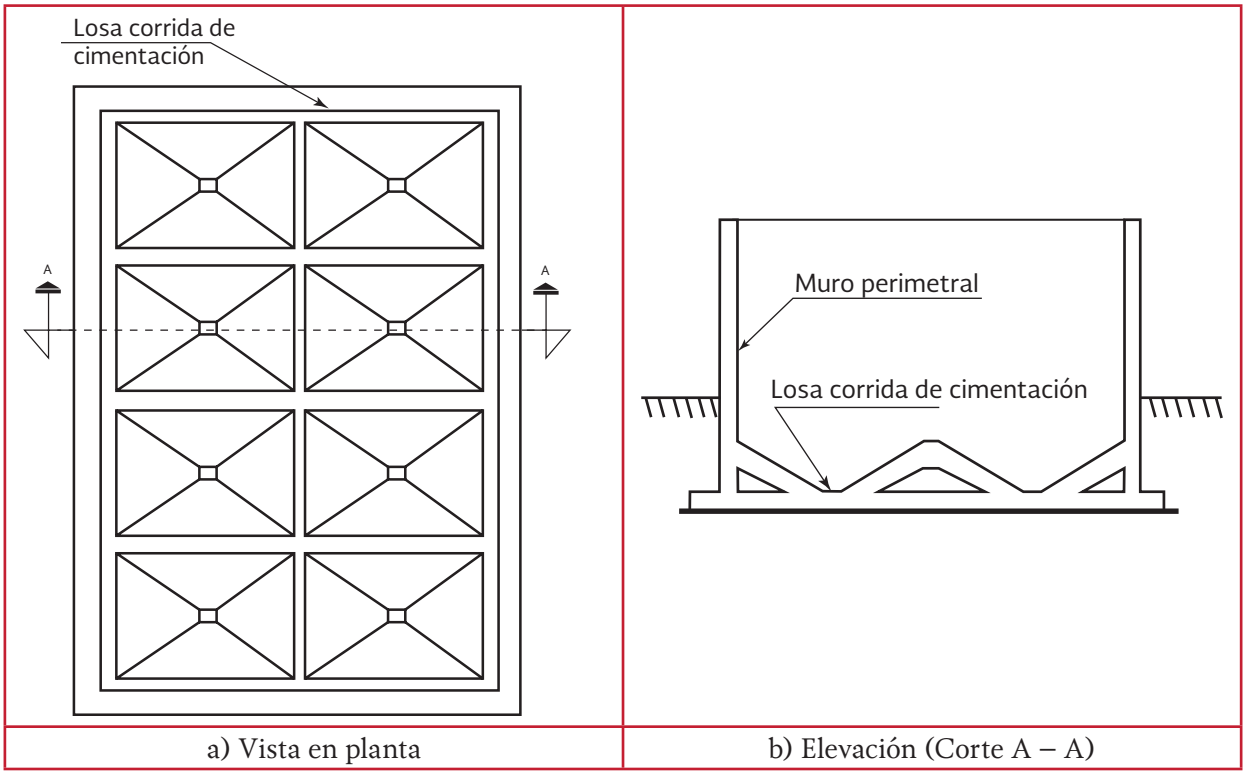


Ilustración 7.7 Planta de sedimentación



a) Vista en planta

b) Elevación (Corte A – A)

En el caso de los muros de los floculadores paralelos a los divisores o los muros de los sedimentadores, así como en los tanques usados en las plantas de tratamiento de aguas residuales, tales como digestor de lodos y lodos activados, los muros normalmente tienen relaciones entre la longitud L y la altura H mayores de tres (L/H>3), en este caso se comportan como un muro en voladizo en la zona central. Para reducir el posible giro en la base del muro se recomienda que la losa de cimentación se prolongue hacia el exterior como se muestra en la Ilustración 7.8.

En las estructuras de grandes dimensiones como es el caso de un digestor de lodos (Ilustración 7.9), la cimentación deberá diseñarse de acuerdo al suelo en que se desplante. En suelos rígidos se podrán utilizar zapatas corridas bajo los muros perimetrales y un piso de membrana sin función estructural como se muestra en la Ilustración 7.10. En suelos deformables el piso será de tipo estructural rigidizado mediante contratrabes en ambos sentidos para evitar los asentamientos diferenciales como se muestra en la Ilustración 7.11.

Finalmente, cuando la altura del muro sea considerable, se podrán colocar contrafuertes que ayudarán a disminuir los esfuerzos en los muros induciendo su espesor.

Ilustración 7.8 Arreglo en la cimentación de muros en voladizo (cuando L/H>3)

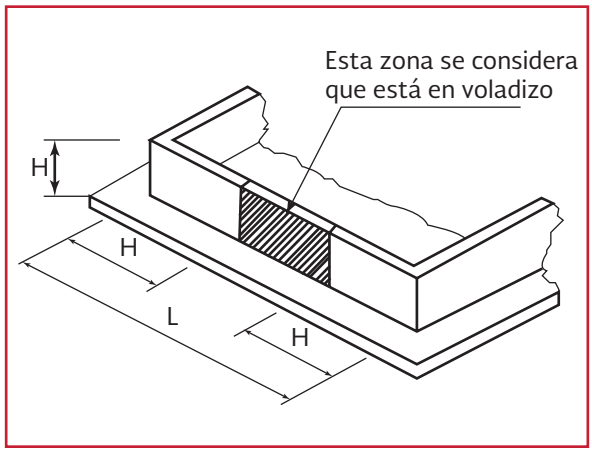


Ilustración 7.9 Tanque de concreto de grandes dimensiones

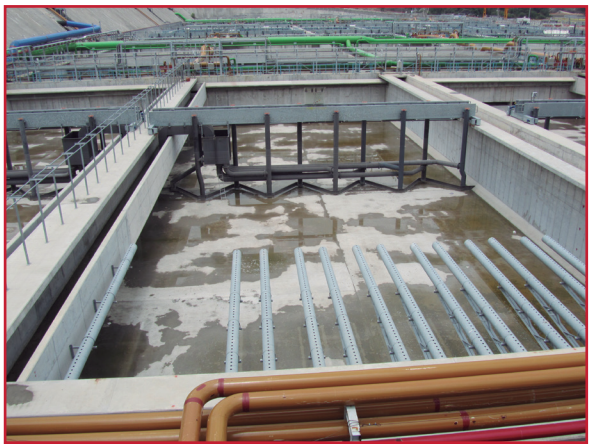


Ilustración 7.10 Cimentación sobre zapatas corridas

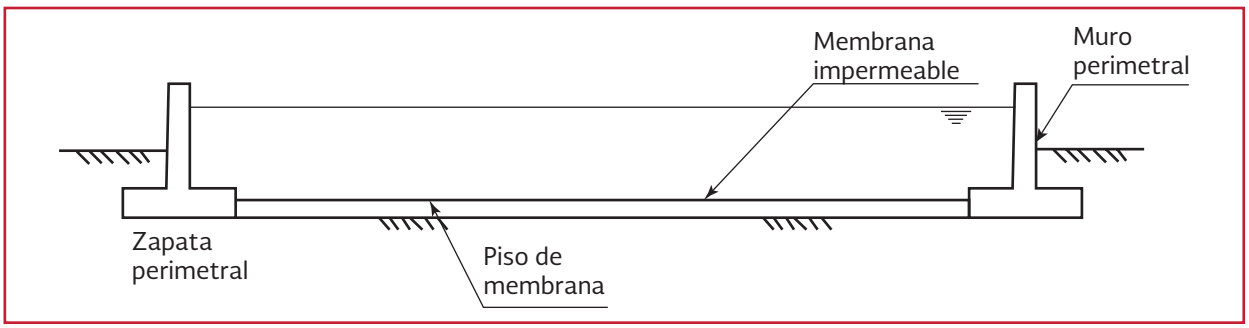
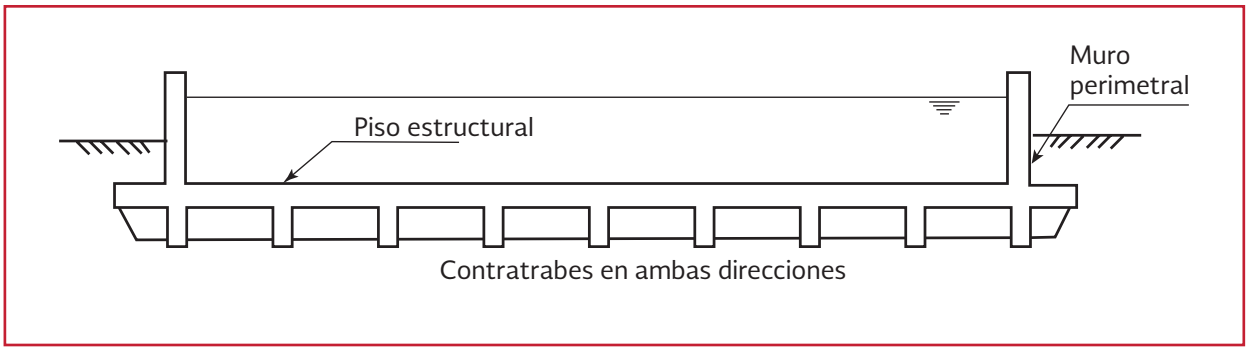


Ilustración 7.11Cimentación con losa y contratrabes



7.2.2. Tanques rectangulares con cubierta

Los tanques rectangulares con cubierta construidos en los sistemas de agua potable se utilizan como tanques de regulación y cajas rompedoras de presión, ver Ilustración 7.12.

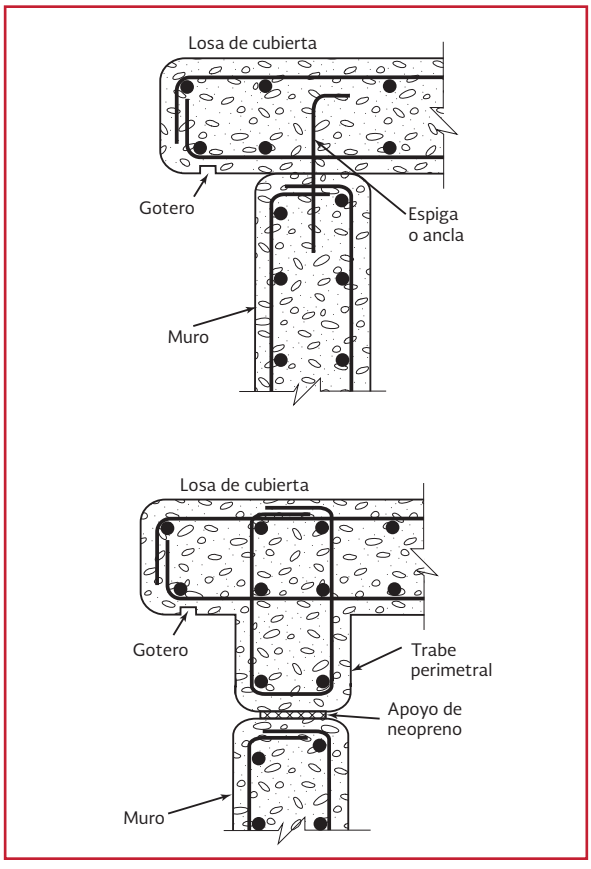
Ilustración 7.12 Ejemplo de tanque de conreto con cubierta



Cuando se trate de tanques de regulación se deben diseñar con más de una celda para que se pueda efectuar el mantenimiento y limpieza y continúe en operación. En caso de una falla sólo se pueda vaciar una celda para reducir el peligro en las zonas circundantes del tanque. Además, se deben construir las canalizaciones necesarias en el perímetro del tanque para encausar el agua en caso de una falla.

En estas estructuras, es conveniente que el muro y la losa de cubierta se diseñen para que tengan un comportamiento de conjunto; de manera que la losa le proporcione al muro una restricción a los desplazamientos en su extremo superior eliminando el efecto de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido o del empuje de tierra exterior cuando el tanque está vacío como se muestra en la Ilustración 7.13.

Ilustración 7.13 Junta de muro y losa



Cuando la relación longitud-altura del muro sea menor de tres (H/L<3.0), se podrá analizar como placa, considerando apoyo en la parte superior, continuidad en los extremos y articulado o empotrado en la base. Cuando la relación longitud-altura sea mayor de tres (H/L>3.0), se podrá analizar muro como una losa trabajando en un sentido, apoyada en sus extremos superior e inferior; en este caso se deberá efectuar adicionalmente un análisis de continuidad en las esquinas.

Los muros perimetrales deben diseñarse con un factor de seguridad al volteo y deslizamiento no menor de 1.5 y 2 respectivamente y/o proveer a la zapata perimetral de un dentellón o recargarla contra el terreno para evitar el deslizamiento. En los tanques con cubierta, los muros deberán unirse a la cubierta, de manera que impida el volteo del muro.

Cuando los tanques se desplanten sobre terrenos que sean impermeables y que tengan una cimentación o sistema de piso con juntas se deberán construir filtros y drenes bajo la cimentación para evitar la subpresión en caso de filtración, ya que se ha observado que presentan las siguientes fallas:

a. Rotura de las losas de piso al efectuarse un vaciado rápido
b. Pérdida de estabilidad del muro perimetral debido a que al actuar la subpresión deja de actuar el peso del agua sobre la zapata, lo que reduce la fricción entre la zapata y el terreno provocando la falla por volteo o por deslizamiento

La cubierta para los tanques de concreto reforzado se recomienda que sea la base de losa maciza, apoyada en trabes y columnas de concreto reforzado. La losa de cubierta deberá diseñarse con una pendiente de cuando menos uno por ciento para desalojar el agua de lluvia.

También se han construido cubiertas utilizando sistemas de losa plana sin trabes; sin embargo, se ha observado que esta solución presenta mayores deformaciones verticales provocando el estancamiento del agua de lluvia y que al penetrar en la losa, acelera la corrosión del acero de refuerzo.

En cubiertas construidas con elementos presforzados se ha observado que la humedad dentro del tanque propicia la corrosión en el acero de presfuerzo provocando que se reduzca la adherencia con el concreto y falle el elemento. En estos sistemas de cubierta es necesario que el fabricante de los elementos expuestos en forma permanente a un ambiente húmedo proteja de la corrosión al acero de presfuerzo.

Las juntas de piso deben reducirse al máximo tratando de que las columnas intermedias se desplanten en zapatas integradas al sistema de piso.

7.2.3. Tanques cilíndricos sin cubierta

En el tratamiento de aguas residuales se emplean tanques cilíndricos de concreto reforzado sin cubierta en tanques de sedimentación y espesado de lodos. Sus dimensiones varían con el gasto de diseño y la función que desempeñan, pero en general son tanques de gran diámetro y poca altura con el fondo en forma de tolva o cónicos. En la Ilustración 7.14 se muestra un ejemplo de tanques usados como planta de sedimentado y planta para espesar lodos.

Ilustración 7.14 Ejemplo de usos para recipientes cilíndricos sin cubierta



Los muros de estos tanques trabajan principalmente a tensión circunferencial. A fin de facilitar al diseñador la determinación de las demandas sobre estos elementos estructurales es posible considerar el uso de programas de cómputo como los mencionados en el apartado 2.2.6.

En el análisis de los muros de estos tanques es recomendable considerar la posibilidad de que exista un rotación en la unión a la cimentación lo que llevaría a considerar que el muro no está empotrado en su base. Algunas investigaciones indican que es difícil lograr el empotramiento total del muro en la cimentación, ya que no es fácil predecir el comportamiento del suelo en que está cimentada la estructura y su efecto en la restricción de la base, por lo tanto se recomienda suponer que el muro está articulado en su base para obtener un diseño más conservador.

La cimentación deberá diseñarse de acuerdo al tipo de suelo en que se desplante. En suelos rígidos se podrán utilizar zapatas corridas bajo el muro perimetral y un piso de membrana sin función estructural. En suelos deformables el piso será de tipo estructural rigidizado mediante contratrabes radiales para evitar asentamientos diferenciales.

Las estructuras circulares de concreto reforzado sin tapa, que se utilizan como estructuras de protección a la línea de conducción son las torres de oscilación y tanques unidireccionales. Estas estructuras consisten en un cilindro vertical esbelto adicional a las acciones del líquido contenido, que es capaz de resistir las acciones accidentales como sismo o viento. Por esta razón, deben diseñarse considerando que se encuentra empotrado en la cimentación. Usualmente, la cimentación de estas estructuras se consigue mediante zapatas de sección circular u octagonal en planta, con una cartela trapezoidal en la base del cilindro que forma el cuerpo de la estructura.

7.2.4. Tanques cilíndricos con cubierta

Los tanques cilíndricos con cubierta se utilizan en el suministro de agua potable como tanques de regulación (Ilustración 7.15). En estas estructuras el diámetro es mucho mayor que la altura, por lo que se deben considerar las recomenda-

Ilustración 7.15 Ejemplo de tanque circular con tapa



ciones que se establecen para los tanques circulares sin tapa.

En el diseño de los tanques cilíndricos es conveniente que la losa de cubierta quede apoyada sobre el muro perimetral para no alterar el comportamiento de este último a tensión anular.

Es posible conocer ejemplos de aplicación sobre el análisis y diseño de cimentaciones en Bowles (1996) y/o Das (2001) y en González y Robles (2005) ejemplos de aplicación sobre el diseño de elementos de concreto reforzado.

7.2.5. Tanques de concreto presforzado

El concreto presforzado tiene una amplia aplicación para los muros de los tanques cilíndricos, especialmente si éstos son de grandes dimensiones. El beneficio del presfuerzo es más evidente en tanques grandes, que se expanden y se contraen considerablemente cuando se llenan o vacían; de manera que el concreto presforzado permite controlar el agrietamiento en los muros de esos tanques.

En la construcción de los tanques presforzados se utilizan los siguientes sistemas:

a) Sistema de alambres enrollados, donde los tanques se presfuerzan con alambres o torones que se aplican mediante un proceso de enrollado, que les imprime una fuerza de presfuerzo previa al contacto con el muro del tanque
b) Sistema de tendones circunferenciales que se tensan después de que han sido colocados interna o externamente en los muros del tanque

Las estructuras y sus elementos estructurales se dimensionarán de manera que su resistencia en todas las secciones sean iguales o excedan las resistencias mínimas requeridas, calculadas para las cargas y fuerzas factorizadas, en las combinaciones requeridas en la reglamentación vigente.

Adicionalmente se deberán cumplir con las disposiciones de diseño por durabilidad del capítulo 4 de las NTC-DF para diseño de estructuras de concreto, donde se establecen los tipos de cemento, de acuerdo a la exposición.

7.3. Recomendaciones de servicio

Las estructuras que contienen líquidos se diseñarán para impedir todo flujo o filtración visibles.

7.3.1. Protección contra la corrosión del acero de presfuerzo

Los alambres o torones presforzados circunferenciales colocados en la superficie exterior de un muro de concreto, deberán ser protegidos por lo menos con un recubrimiento de 2.5 cm de mortero. Todos los alambres o torones quedarán completamente ahogados en el mortero lanzado.

El acero de presfuerzo vertical deberá ser postensado en los ductos y protegido con una lechada de cemento o un epóxico.

Los requisitos para la protección de un concreto de los sistemas verticales de tendones se establecen en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y/o en el ACI-318.

7.3.2. Protección contra la corrosión para el refuerzo no presforzado

El refuerzo no presforzado deberá ser protegido con un recubrimiento como se recomienda en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-04) del RCDF-04.

A fin de considerar los efectos de viento o sismo se colocarán anclas en la unión entre el muro y el cimiento. En caso contrario, la base deberá tener un tope o restricción al desplazamiento.

7.4. Pisos

La rasante sobre la que se desplanten los tanques debe estar drenada y uniforme para soportar las cargas. La parte inferior de una capa de base granular no drenada no debe estar más abajo que la rasante adyacente; de otra manera, la capa base se convertirá en un depósito de agua.

La rasante debe estar húmeda en el momento del colado. Asimismo, si es necesario, se debe humedecer con agua inmediatamente antes de colar, pero no debe haber agua, lodo o partes suaves sobre la rasante cuando se esté colando el concreto.

7.4.1. Pisos de membrana

El piso de membrana tiene la función de integrar un diafragma impermeable para conservar la estanqueidad del tanque y se empleará en aquellos suelos con buena capacidad de carga que no sean deformables, donde se tomen las consideraciones necesarias para posibles asentamientos. Estos pisos deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) El espesor mínimo será de 15 cm
b) Cuando se diseñen juntas en el concreto, los detalles de éstas deberán garantizar la estanqueidad para una; carga hidrostática igual a la: altura del tanque. La rigidez del subsuelo y su uniformidad, se controlarán en forma cuidadosa, para limitar el movimiento diferencial en las juntas

A fin de controlar el agrietamiento en el piso, el porcentaje del acero de refuerzo para la contracción y cambios de temperatura en la sección transversal se considerarán las magnitudes de la Tabla 7.2.

El porcentaje de refuerzo es la relación entre el área de acero y el área bruta de la sección de concreto.

Tabla 7.2 Porcentaje mínimo de acero de refuerzo

Separación de la junta	Porcentaje mínimo de acero
Hasta 8m	0.003
Hasta 12m	0.004
Hasta 18m	0.005

a) El refuerzo puede consistir de un emparrillado de varillas que se localizará en la parte superior de la losa con un recubrimiento mínimo de 5 cm
b) El concreto de los pisos se colocará en forma continua en secciones tan grandes como resulte práctico, con el fin de utilizar el menor número posible de juntas de construcción

7.4.2. Piso estructural

El piso estructural se empleará en suelos compresibles y en los casos donde exista subpresión. La losa de fondo del tanque se deberá estructurar; de manera que el tanque en su conjunto pueda resistir las deformaciones, conservando su integridad y estanqueidad en las condiciones de lleno o vacío.

Los pisos estructurales pueden ser mediante:

a) Losas corridas
b) Sistemas de losas y trabes de cimentación

En tanques de dimensiones pequeñas se podrán colocar losas corridas sin juntas de construcción para evitar las fugas de agua. En los casos de tanques de dimensiones mayores es conveniente el empleo de contratrabes para proporcionarle rigidez a la cimentación.

Los pisos estructurales deberán cumplir con los requisitos estipulados para los pisos de membrana con las siguientes adecuaciones.

a) El espesor mínimo será de 25 cm
b) El refuerzo puede consistir en dos emparrillados de varillas con recubrimiento superior e inferior de 5 cm

7.4.3. Juntas

Como consecuencia de la exposición al ambiente o a causa de las cargas que se le imponen a la estructura, el concreto experimenta pequeños cambios en sus dimensiones, los cambios de temperatura, flujo plástico (fluencia) o los cambios en el contenido de humedad provocan cambios de volumen en el concreto, que se traducen en contracción o expansión.

Como resultado de estos cambios de temperatura el concreto experimenta movimientos en los extremos de los elementos estructurales, que pueden ser permanentes o temporales. Una de las formas para reducir estos efectos, es proporcionando juntas que absorban los movimientos que pueda experimentar dicha estructura.

7.4.4. Tipo de juntas

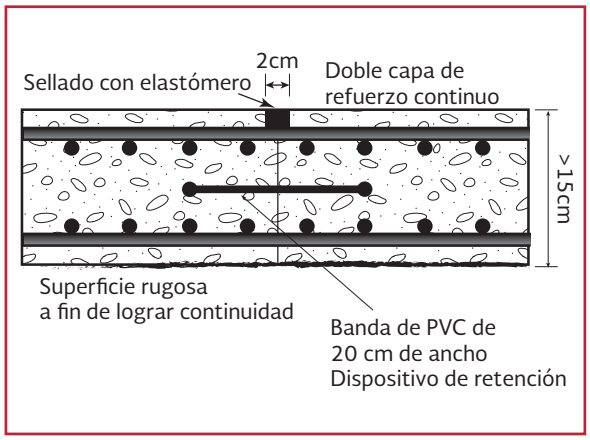
En los tanques que componen los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento se consideran dos tipos de juntas: las juntas de construcción y las juntas de movimiento.

7.4.4.1. Juntas de construcción

Las juntas de construcción tienen la finalidad de segmentar la estructura en unidades para separar una etapa de colocación del concreto respecto a la subsecuente para proporcionar separaciones lógicas entre los segmentos de ésta y facilitar la construcción como se muestra en la Ilustración 7.16.

Las juntas de construcción se colocarán de manera que afecten lo menos posible la resistencia de la estructura; esto es, en el punto donde el cortante y el momento flexionante sean mínimos. Antes de colar concreto nuevo sobre la

Ilustración 7.16 Detalle de junta de construcción



superficie de una junta de construcción, es necesario prepararla para asegurarle de que haya buena adherencia.

El acero de refuerzo debe continuar a través de las juntas de construcción, siendo necesaria la colocación de un dispositivo de retención de agua. En la Ilustración 7.17 se muestra la disposición común de una junta de construcción sin llave de cortante; mientras que en la Ilustración 7.18 se muestra una junta vertical de construcción en los muros con un elemento para la transmisión de cortante también llamado llave o elemento de cortante.

7.4.4.2. Juntas de movimiento

Las juntas en movimiento tienen por objeto dar libertad a los movimientos relativos en la estructura y que tienen lugar a ambos lados de la junta. Se considerarán dos tipos de juntas en movimiento juntas de expansión o dilatación y juntas estructurales.

Juntas de expansión o dilatación

Estas juntas pretenden permitir la expansión y la contracción del concreto en la estructura debido a incremento o decremento en la temperatura durante la construcción y en condición de servicio. En este tipo de junta existirá una discontinuidad en el concreto y en el refuerzo mediante una holgura entre las secciones del concreto.

Las juntas de expansión se colocarán cercanas a los cambios abruptos en la configuración de la estructura y se diseñarán de tal manera que sean capaces de transmitir el cortante provocado por la deflexión diferencial de los elementos

Ilustración 7.17 Junta de construcción sin llave de cortante

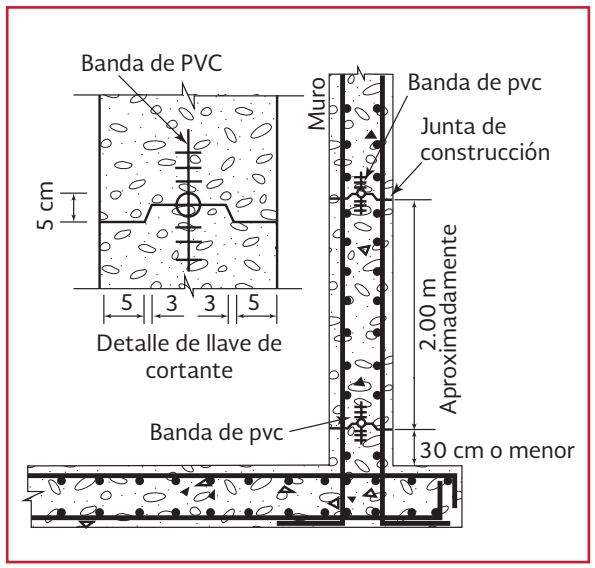
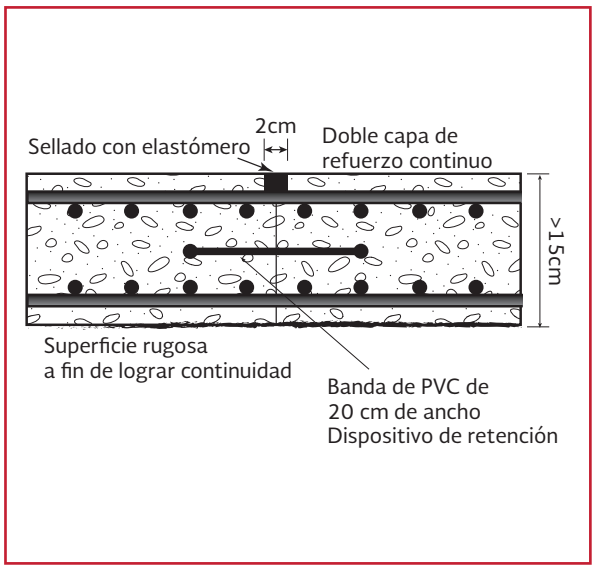


Ilustración 7.18 Junta de construcción con llave de cortante



a cada lado de la junta, mediante el empleo de pasa juntas o llaves de cortante.

En las estructuras de concreto para contener agua, el espaciamiento de las juntas de contracción o dilatación deberán colocarse de preferencia en intervalos no mayores de 35 cm. Cuando se coloquen a distancias mayores se deberá efectuar un análisis para determinar la cuantía del acero de refuerzo y los detalles de las juntas de dilatación.

Juntas estructurales

Estas juntas se utilizan para separar los elementos estructurales que tienen un comportamiento diferente, como en el caso de los tanques circulares postensados en la unión entre los muros y la losa de cubierta como se muestra en la Ilustración 7.19 y también en la unión entre el muro y la cimentación como se muestra en la Ilustración 7.20.

Ilustración 7.19 Junta estructural entre la losa y el muro

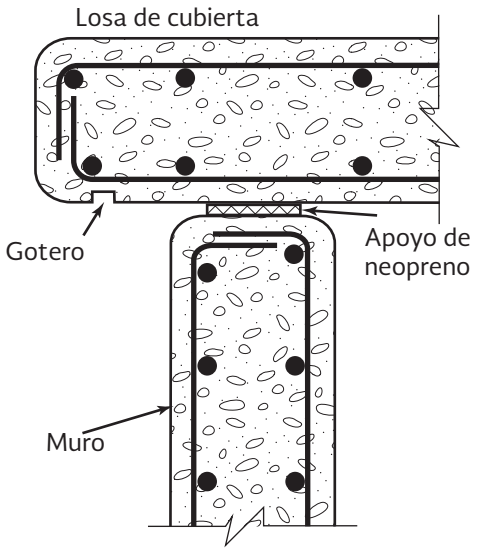
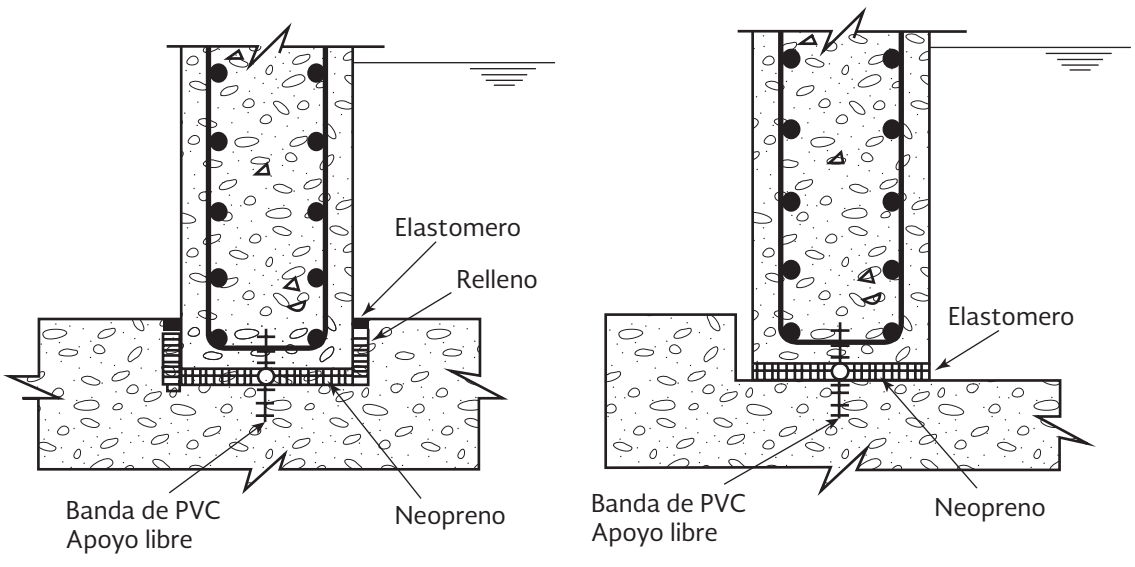


Ilustración 7.20 Junta estructural entre el muro y la cimentación



7.5. Tanques de acero

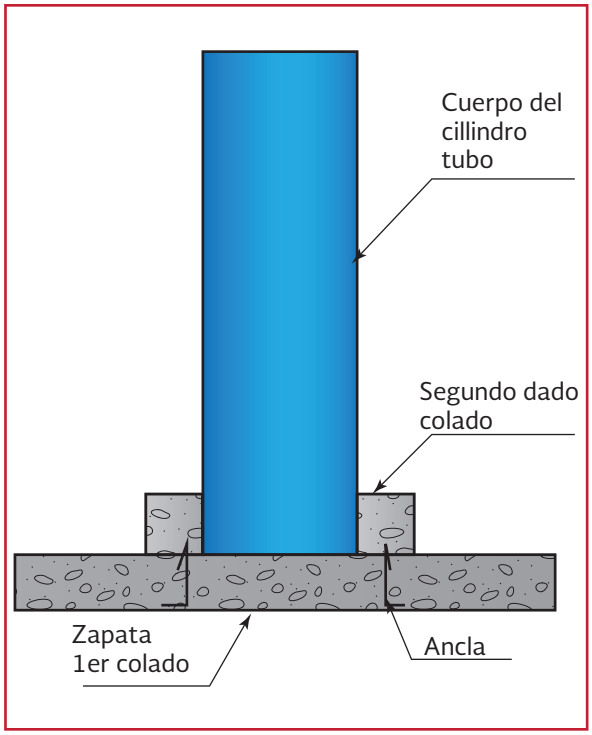
Los tanques de acero que más se utilizan en los sistemas de agua potable son de sección circular y se usan como estructuras de protección a la línea de conducción en torres de oscilación. En las plantas potabilizadoras se utilizan para almacenamiento de reactivos en estado líquido y en el proceso de tratamiento de aguas residuales cuando el agua contiene sustancias que atacan al concreto.

En las torres de oscilación que tienen un diámetro pequeño, se recomienda el uso de un tubo de sección comercial de acero debido a la facilidad de transporte y montaje. Por lo general, se opta por soldar tramos de tubo y colocar una placa de base en el fondo plano. La cimentación consiste en una zapata de concreto reforzado provista de anclas para sujetar el cuerpo metálico de la torre con un colado posterior a manera de cartela como se muestra en la Ilustración 7.21.

Las torres de oscilación de mayor diámetro y altura, que se construyen con placas de acero soldadas, usualmente se analizan considerando que la torre está empotrada en la base; para que esta consideración sea válida es necesario colocar cartelas en la base del cilindro para darle la rigidez necesaria. Adicionalmente, la cimentación debe consistir en una zapata de concreto reforzado provista de anclas para sujetar el cuerpo metálico de la torre como se muestra en la Ilustración 7.22.

a) Ejemplo de torre de oscilación metálica
b) Detalle de sujeción, empotrada en la base

Ilustración 7.21 Detalle de sujeción de tubo metálico



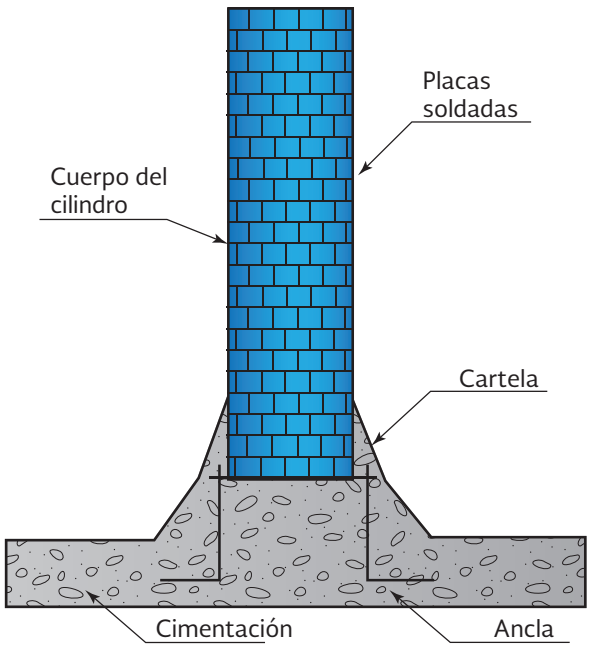
Los tanques para almacenar sustancias químicas en estado líquido son de forma cilíndrica con cubierta metálica. Estas estructuras se construyen mediante placas de acero soldadas y la cubierta puede ser forma cónica auto-sustentante o mediante una cubierta de lámina con una estructura de soporte a base de trabes o armaduras que generalmente se desplantan directamente sobre un suelo compactado de material granular como se muestra en la Ilustración 7.23.

Cuando no exista alguna reglamentación específica para el análisis, diseño y construcción de

Ilustración 7.22Detalle de torre de oscilación con placas de acero soldadas



a) Vista en planta



b) Elevación (Corte A – A´)

recipientes de acero se deberán considerar los criterios del Manual para la Construcción en Acero del Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA, 2014).

Es posible conocer ejemplos de aplicación sobre el análisis y diseño de cimentaciones en Bowles (1996) y/o Das (2001) y en Vinnakota (2006) ejemplos de aplicación sobre el diseño de elementos de acero estructural.

Debe tenerse en cuenta que este tipo de tanques, son especialmente susceptibles a la falla por acción del viento cuando se encuentran vacíos.

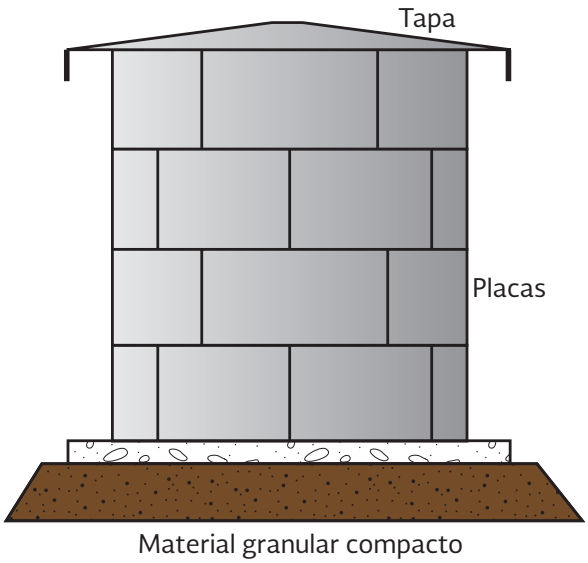
7.6. Dispositivos para la retención del agua

Los dispositivos de retención de agua se fabrican con caucho vinilo, metal u otros materiales y tienen la finalidad de proporcionar una barrera permanente al paso del líquido. Las bandas de P.V.C. (Cloruro de polivinilo) son las barreras que mayormente se usan en los tanques que contienen agua y normalmente se colocan a media sección del elemento. Cuando se use este tipo de dispositivo flexible para la retención del agua, es necesario sujetar firmemente todas sus partes, incluyendo los bordes y los extremos

Ilustración 7.23 Recipiente superficial de acero



a) Ejemplo de tanque superficial metálico



b) Esquema para superficial tanque metálico

para evitar que ocurran movimientos durante la colocación del concreto. Cuando se traslapen en la intersección de juntas se deberá vulcanizar para formar un sello integral.

Los desplazamientos respecto a la superficie circundante no afectada por la construcción no deberán alcanzar una magnitud que ocasionen dificultades en la operación del tanque. El máximo asentamiento total permisible se determinará tomando en cuenta las características del tanque y la flexibilidad del sistema de alimentación del mismo. En la Tabla 7.3 se muestran los asentamientos máximos permisibles que deberán ser admitidos.

Tabla 7.3 Asentamientos máximos permitidos

Tipo de asentamiento	Máximo asentamiento
Máximo asentamiento total en el perímetro	30 cm
Máximo asentamiento diferencial en el fondo	55 cm en 10 metros

Los movimientos diferenciales a lo largo del perímetro del depósito deberán ser suficientemente reducidos para limitar las deformaciones de la pared. Se verificará que la compresibilidad del terreno de desplante sea aproximadamente uniforme a lo largo del perímetro y se evitará en lo posible el desplante de depósitos sobre terreno firme y al mismo tiempo sobre relleno o sobre estratos compresibles de espesor variable.

Los asentamientos totales y diferenciales se estimarán recurriendo a los métodos definidos en libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado* (Parte I) del MAPAS.

A fin de prevenir cualquier comportamiento indeseable del depósito se deben efectuar nivelaciones del perímetro y del área circundante en forma periódica y cada vez que el depósito se encuentre sometido a condiciones de carga excepcionales.

7.7. Diseño estructural de tanques elevados

Los tanques elevados son estructuras de regulación y/o almacenamiento que se utilizan para dar carga o presión a los sistemas de distribución. Al proponer la geometría de un tanque elevado se deberá considerar el aspecto estético. Los tanques elevados se componen de tres partes principales: el tanque que se localiza en la parte superior, la estructura de soporte en la que se apoya el tanque y la cimentación.

Los materiales más empleados en la construcción de los tanques elevados, son el concreto y el acero estructural. Los tanques elevados de concreto pueden ser cilíndricos, rectangulares o poligonales; mientras que los de acero generalmente son de forma cilíndrica o esféricos.

El término tirante del tanque se refiere a la distancia vertical del nivel inferior del tanque al nivel de excedencias entre los cuales se proporciona la capacidad requerida. La altura de la estructura de soporte de tanques elevados es la distancia vertical del nivel de piso terminado al nivel inferior del tanque y se determina de acuerdo a los requerimientos del sistema de suministro de agua. El diseño estructural de un tanque elevado depende de la siguiente información:

- Proyecto funcional del tanque, donde se especifique la capacidad, tirante, elevación, el nivel máximo del agua, elevación del vertedor de demasías, tuberías de llegada, salida y demasías, registros, boquillas, accesorios, ventilas, etcétera
- La ubicación del predio donde será construido con las áreas de servicio y límites del terreno, incluyendo el plano topográfico con curvas de nivel
- Estudio de mecánica de suelos con las recomendaciones y criterios de diseño de la cimentación, tipo de cimentación, nivel de desplante, capacidad de carga, nivel freático, asentamientos totales y diferenciales y, en el caso de cimentaciones profundas también debe conocerse el tipo de pilote, longitud y la capacidad de carga
- Estudios de agresividad de suelos para la cimentación y la protección a las tuberías

7.7.1. Tanques elevados de concreto

Los tanques elevados son generalmente construidos de concreto reforzado debido a las dimensiones que se utilizan en los sistemas de agua potable, aunque se puede llegar a presentar la necesidad de utilizar el presfuerzo.

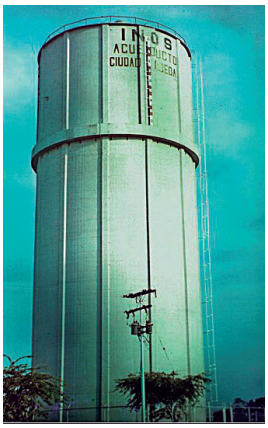
La estructura de soporte de los tanques de concreto puede ser mediante trabes rigidizantes (Ilustración 7.24a), con muros de concreto reforzado (Ilustración 7.24b), con muros de mampostería confinados con dalas y castillos de concreto reforzado (Ilustración 7.24c) y/o con una sola columna (Ilustración 7.25).

Cuando se tiene una estructura de apoyo con base en columnas se deberá dar continuidad entre las columnas y la trabe de fondo o los muros del tanque formando marcos rígidos ortogonales con trabes intermedias para disminuir la longitud de pandeo de las columnas. El centro de gravedad de las columnas deberá coincidir con el centro de gravedad del tanque.

Ilustración 7.24 Recipientes elevados de concreto

		
a) Recipiente elevado de concreto con trabes rigidizantes	b) Recipiente elevado de concreto con muros de concreto	c) Recipiente elevado de concreto con muros de mampostería

Ilustración 7.25 Ejemplos de recipientes elevados de una sola columna

		
a) Recipiente con subestructura cilíndrica	b) Recipiente con cubierta cónica	c) Recipiente con el mismo diámetro

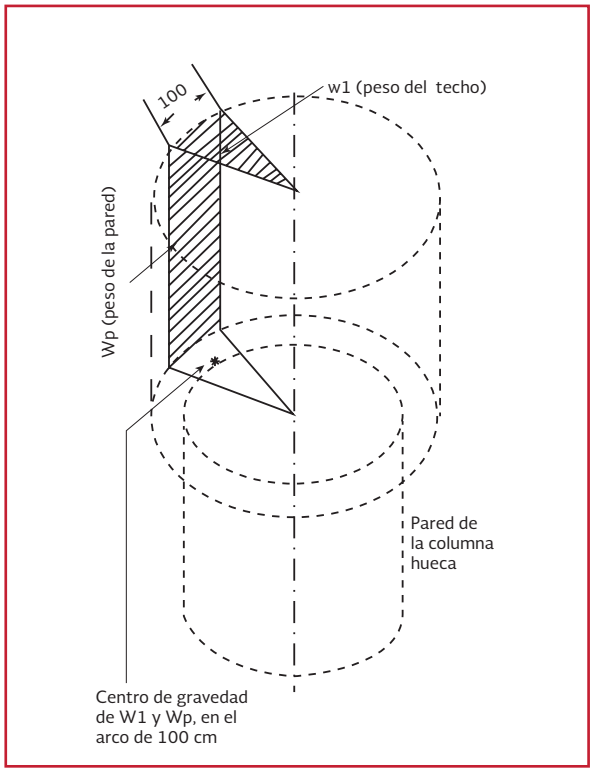
Debido a que el mantenimiento en los tanques de concreto es mínimo no se recomienda la colocación de contraventeo de acero, a menos que se tomen las precauciones de protección y mantenimiento que garantice su funcionamiento, ya que con el tiempo pueden corroerse y perder su capacidad para resistir las fuerzas horizontales de sismo o viento.

En los tanques elevados soportados por un solo elemento mediante una columna hueca de concreto reforzado, el fondo del tanque deberá estructurarse mediante una losa de espesor uniforme o mediante trabes que se apoyen en la torre cilíndrica y reciban las paredes del tanque.

En tanques de tamaño intermedio del orden de 200 m^3, el diámetro de la base se recomienda que no sea menor al ochenta por ciento del diámetro del tanque. Al determinar la posición del centro de gravedad se deberá incluir sólo el peso de la pared, la cubierta y las cargas asociadas a ellos; es decir, no se deberá considerar en estos cálculos el peso del agua y de la losa de fondo (Ilustración 7.26). En la Ilustración 7.27 se muestran otras configuraciones estructurales para tanques elevados circulares de concreto con columnas y contrafuertes.

En la mayoría de los casos, el fondo de los tanques elevados es plano, estructurado con base de losas planas o soportadas por trabes; este tipo de estructuración es adecuada tanto para tanques con muros planos como para tanques cilíndricos; sin embargo, se puede tener el fondo del tanque de tipo colgante, ya sea semiesférico, cónico o formado por una combinación de superficie cónica y losa plana o una superficie cónica y bóveda esférica.

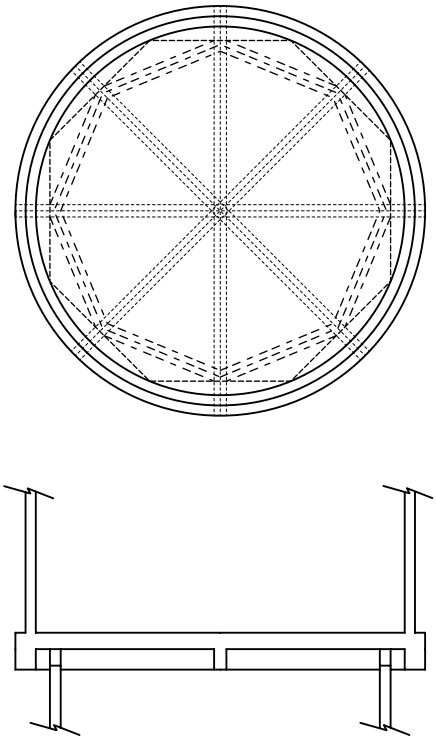
Ilustración 7.26 Estructuración de recipientes sobre una columna hueca



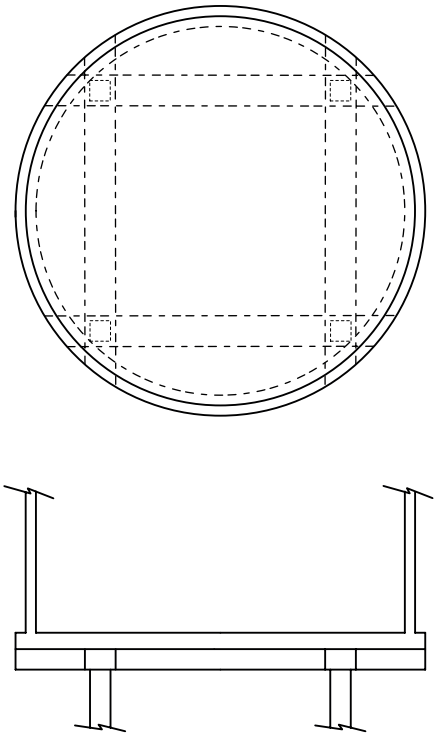
Si las fuerzas de viento y/o sismo son de consideración, se recomienda que el fondo del tanque esté formado por un sistema de losas y trabes. Se deberá prestar atención especial en la forma de colocar el acero de refuerzo en las esquinas de los tanques rectangulares, para evitar el agrietamiento en el concreto por efecto del empuje en la unión del muro con la losa de fondo y en la unión muro con muro por el empuje hidrostático.

Además de las cargas verticales que producen esfuerzos en su plano se deben considerar las tensiones causadas por el empuje del agua en las paredes del tanque que la losa y considerar la flexo-tensión. En la unión de la pared con el fondo se recomienda que la losa sobre salga de la pared y colocar una junta como se indica en Ilustración 7.28

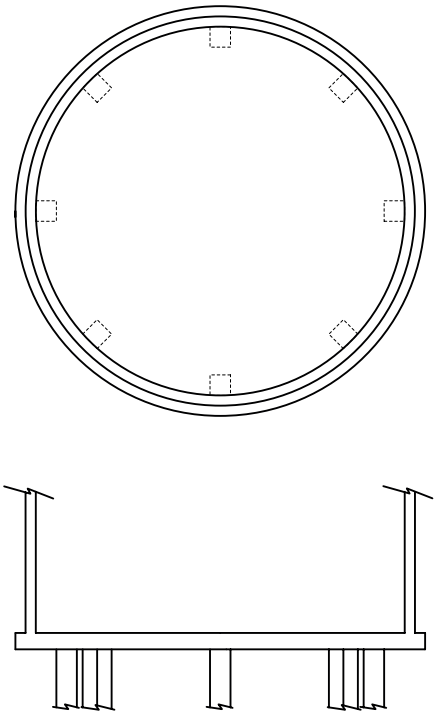
Ilustración 7.27 Ejemplo de estructuración de recipientes elevados



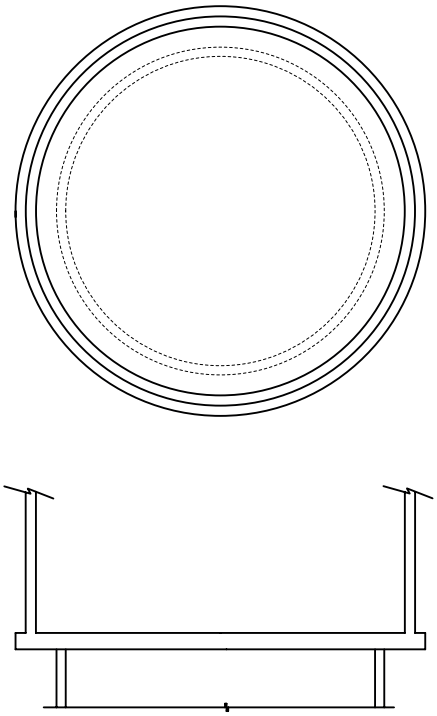
a) Trabes radiales



b) Trabes ortogonales

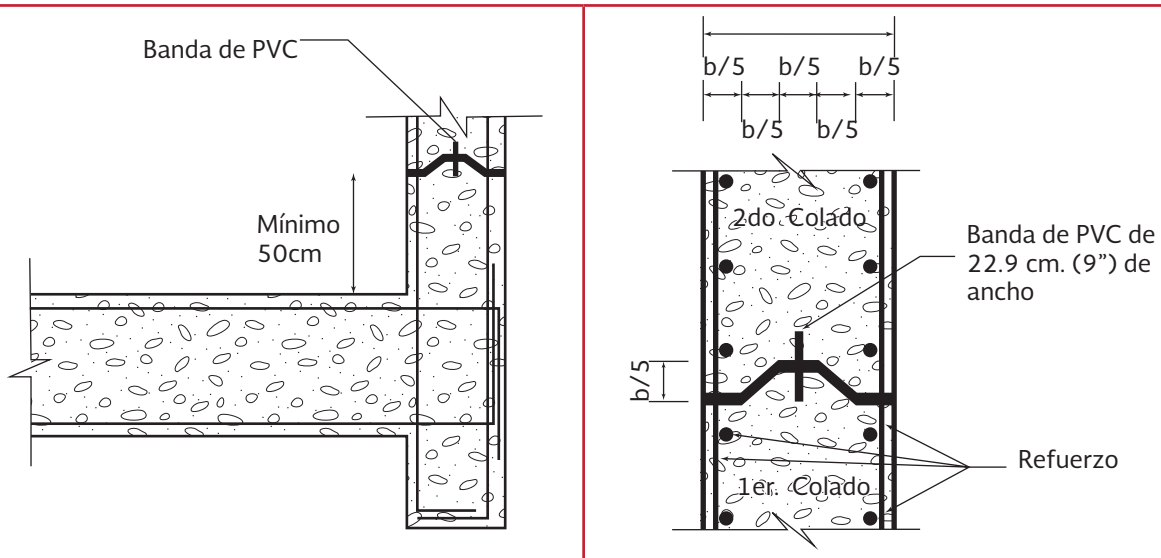


a) Columnas con losa de transferencia



a) Apoyo perimetral con muro

Ilustración 7.28 Detalles de la junta de construcción entre la losa fondo y el muro



a) Unión de la pared con el fondo

b) Junta de construcción

En techos de bóveda esférica se recomienda con un espesor mínimo de 9 cm, reforzados por lo menos con varillas del no. 3 a cada 15 cm, en las dos direcciones normales entre sí. Este refuerzo debe colocarse aún en zonas donde la bóveda esté a compresión bajo carga vertical. En el diseño de los elementos, se recomienda que el espesor de la losa en fondos formados por trabes y losas horizontales no sea menor de 25 cm.

Es posible conocer ejemplos de aplicación sobre el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado en González y Robles (2005).

7.7.2. Tanques elevados de acero

La torre es la estructura de soporte de los tanques elevados de acero más común, la cual es con base de columnas con trabes rigidizantes y tensores de contraventeo. Aunque también se usa una sola columna como soporte de forma cilíndrica, observe la Ilustración 7.29.

Ilustración 7.29 Recipiente elevado de acero



Los elementos diagonales sujetos a tensión de la estructura de soporte del tanque elevado serán tensados antes de llenar el tanque a fin de reducir la deformación después de llenado. Las paredes de los tanques elevados de acero pueden ser circulares, continuas con el fondo y libres o apoyadas en el extremo superior, dependiendo del tipo de cubierta y continuidad que se proporcione. En casos especiales el tanque se puede estructurar para tener forma de una esfera. Las tapas y fondo de los tanques pueden ser esféricos, cónicos o elipsoidales.

En todos los casos, en el análisis, diseño y construcción de tanques elevados de acero estructural se deben considerar los criterios del Manual del Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA 2014) y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04).

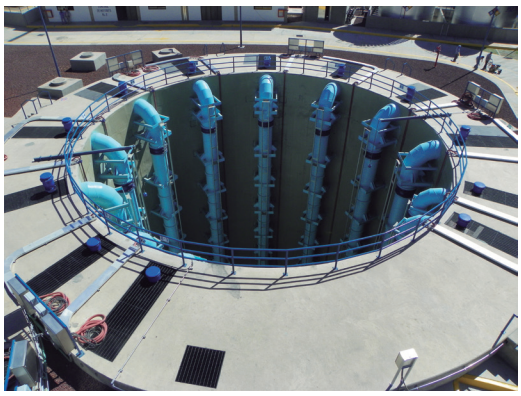
Es posible conocer ejemplos de aplicación sobre el análisis y diseño de estructuras de acero en Vinnakota (2006).

7.8. Cárcamos de bombeo

El cárcamo usualmente es de concreto armado recubierto para protección y usualmente está enterrado a un nivel para la continuación que las descargas sean por gravedad (ver Ilustración 7.30). Debido a las fluctuaciones de flujo en el cárcamo de bombeo, el flujo de la descarga es regulado mediante una válvula de control la cual recibe la señal de nivel. Esto evita que en los periodos de bajo flujo las bombas paren y arranquen constantemente.

En obras hidráulicas uno de los principales objetivos es la protección para evitar que el agua se contamine. Para conseguirlo es necesario construir una estructura que confine y proteja el área de afloramiento y una caja que se pueda utilizar como cárcamo de bombeo o inicio de la conducción. Así, en estas obras, el agua captada generalmente se conduce a un cárcamo de bombeo donde se inicia la obra de conducción.

Ilustración 7.30 Cárcamo de bombeo para aguas residuales



Los tanques superficiales, semienterrados o enterrados son construidos para servir de almacenamiento, regulación y en algunos casos como estructuras rompedoras de presión y también como cárcamos de bombeo.

La estructura de los cárcamos se pueden construir con muros de mampostería de piedra cuando el suelo en el que se desplanten sea un suelo rígido en el que las deformaciones totales o diferenciales no afecten la integridad de la estructura, se pondrá especial atención en que toda la cimentación del tanque se desplante sobre suelo rígido y no se permitirá que se desplante sobre rellenos.

Con base a las recomendaciones de mecánica de suelos se seleccionará el tipo de estructura y se analizará tomando en cuenta las cargas muertas, vivas, accidentales, empuje de agua, empuje de tierra, subpresión y en estructuras que llevan maquinaria; la carga de equipos, vibración, impacto y montaje. En caso de existir subpresión se verificará que el factor mínimo de seguridad a la flotación sea de 1.50. Con base a los planos funcionales y de equipos, se procederá al análisis y diseño estructural considerando la combinación de esfuerzos más desfavorable, verificando que las deformaciones de los elementos que la componen queden dentro de las tolerancias especificadas.

En los tanques con muros de mampostería de piedra y en los tanques sin tapa con relación largo a altura mayor de 3, se revisará la estabilidad de los muros, verificando que el factor de seguridad al volteo, deslizamiento y flotación sea mayor de 1.50.

El proyecto estructural de los cárcamos de bombero superficiales, enterrados o semienterrados deberá contener los elementos de cimentación, estructura, muros, zapatas, trabes, losas, escaleras, registros, ventilación, vertedor de excedencias, tuberías, anillos de anclaje y todos los elementos necesarios para su construcción. Los planos estructurales deberán contener la información necesaria para la colocación de anclas, placas de base, escaleras, registros, ventilación, vertedor de excedencias, tuberías y anillos de anclaje.

En el diseño de los cárcamos de bombeo se debe tener en cuenta las siguientes medidas tendientes a mitigar el riesgo de falla:

a. Estar constituido por dos o más celdas independientes
b. El sistema de piso debe diseñarse con el mínimo de juntas de construcción para evitar fugas o filtraciones
c. La cimentación de los muros perimetrales e intermedios debe ligarse con el sistema de piso
d. Evitar juntas de dilatación
e. La estructura de la cubierta debe ligarse a los muros

En lo referente al cálculo de las plantas de bombeo, el procedimiento de cálculo deberá incluir información de apoyo, la que servirá de punto de partida para el cálculo de gasto y carga dinámica total de equipos de bombeo.

Al evaluar las deformaciones en la estructura y en la cimentación de tanques de regulación y cárcamos de bombeo se supondrán que el tanque está lleno al 70 por ciento de su capacidad. En el caso de los tanques utilizados en los procesos de potabilización y tratamiento que normalmente vierten su contenido por la parte superior del tanque, se considerarán llenos al 100 por ciento de su capacidad.

La magnitud de las cargas debidas al agua que se deberán considerar en la determinación de las acciones, se deberán considerar las magnitudes que se muestran en la Tabla 7.4.

En el análisis de tanques enterrados o semienterrados ubicados en terrenos donde el nivel de aguas freáticas se encuentre temporal o permanentemente arriba de la losa de fondo, se deberá tener en cuenta la acción hidrostática lateral del agua sobre los muros y el efecto de la flotación del conjunto, considerando el nivel de aguas freáticas máximo esperado en el sitio. Se deberá tener en cuenta que el nivel de aguas freáticas local puede elevarse por fugas de agua de los tanques o tuberías cercanas.

Tabla 7.4 Pesos volumétricos de distintos fluidos

Contenido	Peso volumétrico
	kg/m³
Aguas cruda y potable	1 000
Agua residual sin tratar	1 010
Gravilla excavada del desarenador	1 760
Cieno digerido, aeróbico	1 040
Cieno digerido, anaeróbico	1 120
Cieno engrosado o deshidratad	1 360

Utilización del tanque como cárcamo de rebombeo

Cuando se utiliza el mismo tanque como cárcamo de rebombeo para distribuir, ya sea a otros tanques o redes, es conveniente que la tubería de llegada al tanque esté lo más retirada posible de la ubicación de los equipos de bombeo. Para evitar los vórtices (que pueden hacer cavitar a los equipos de bombeo), se recomienda; analizar la colocación de paredes (mamparas), para eliminar las corrientes turbulentas y así mantener el fluido estable para su rebombeo.

Carga dinámica total de bombeo

Con los gastos requeridos por los equipos de bombeo, los niveles máximo y mínimo de operación en el cárcamo y el nivel en la descarga se procederán al cálculo de la carga dinámica total máxima y mínima y la elevación de la estructura de descarga.

Los planos deben contener planta y corte de los múltiples de descarga y/o succión (según se requiera), señalando dimensiones, diámetros y espesor de la tubería, vistas de detalle de inserciones, placas o refuerzos que se requieran, localización de registros de inspección y drenes.

Compuertas, rejillas, obturadores y válvulas

Las plantas de bombeo que cuenten con canal de llamada hacia una corriente superficial, deberán dotarse de compuertas, rejillas u otro mecanismo obturador, con el fin de facilitar su operación y mantenimiento. En el caso de plantas de bombeo con tanque de succión deberá disponerse de válvulas de seccionamiento para cumplir con el mismo propósito.

El análisis, diseño y construcción de los cárcamos de bombeo de concreto considerará los criterios estipulados en los reglamentos locales y de no existir estos, puede apoyarse para el diseño en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-04) y Cimentaciones (NTCCm-04) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04).

Reglamentación aplicable

Estas estructuras se analizarán para las condiciones de carga muerta, carga de equipo, carga de impulso, cargas accidentales, empujes de agua, empujes de tierra y sub-presión considerando la información geotécnica, hidráulica y mecánica. Donde la determinación de las acciones de diseño por cargas gravitacionales, viento y/o sismo se deberá realizar con los criterios estipulados en este libro, complementado con el planteamiento de los reglamentos locales de construcción para el sitio de interés.

Cuando se considere el efecto del viento simultáneamente con el peso del agua deberá suponerse en tanques de regulación y cárcamos de bombeo que el tanque se encuentra al 80 por ciento de su capacidad. Asimismo, se deberá tomar en cuenta el efecto del viento durante el montaje de los tableros prefabricados de los tanques, cuando se encuentren provisionalmente sostenidos, en tanto se conectan en forma definitiva al resto de la construcción. En los tanques con tapa se deberá revisar la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes.

En el análisis de tanques enterrados o semienterrados ubicados en terrenos donde el nivel de aguas freáticas se encuentre temporal o permanentemente arriba de la losa de fondo, se deberá tener en cuenta la acción hidrostática lateral del agua sobre los muros y el efecto de la flotación del conjunto, considerando el nivel de aguas freáticas máximo esperado en el sitio. Se deberá tener en cuenta que el nivel de aguas freáticas local puede elevarse por fugas de agua de los tanques o tuberías cercanas.

7.9. Estructuras bajo acción mecánica

Las cargas asociadas a acciones mecánicas de maquinaria y equipos, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado, sea que la acción se encuentre directamente apoyada sobre la estructura o pueda actuar sobre ella a través de la cimentación son otro tipo de acciones variables que deben ser consideradas en el diseño de una estructura. Toda máquina en operación produce vibraciones que son transmitidas a la estructura que la soporta, la cimentación y al terreno circundante (Ilustración 7.31).

Las vibraciones que deben ser consideradas en el diseño estructural son las transitorias y también las estacionarias. Las vibraciones transitorias es-

Ilustración 7.31 Ejemplo de estructura sometida a una acción mecánica



tán asociadas a movimientos impulsivos como los producidos por martillos, mientras que las vibraciones estacionarias se deben a fenómenos de carácter repetitivo producidos por otras maquinarias (Tapia, 2014).

En el diseño de tanques y otras estructuras que estén sujetos a efectos por la acción mecánica por vibración, ya sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera o que pueda actuar sobre la estructura a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Cada tipo de maquinaría requiere de la determinación de las acciones perturbadoras producidas durante su operación para considerar su impulso y cantidad de movimiento adecuadamente.

Desplazamientos

Los desplazamientos ocasionados por acciones mecánicas no deben exceder las deformaciones permisibles estipuladas en el reglamento local. Además, se deberán limitar las deformaciones sobre elementos estructurales para evitar que alcancen el estado límite de falla por fatiga, esto es, una falla por la aplicación repetitiva de carga.

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder la magnitud establecida para edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes que se enuncian a continuación.

a. Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán
b. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250

Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las deformaciones de los miembros estructurales para evitar que alcancen el estado límite de falla por fatiga. Estos límites deberán basarse en información experimental representativa de las condiciones del caso de interés y deberán ser aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable de Seguridad Estructural, en los casos en que éste sea requerido.



8

Diseño estructural de conducciones

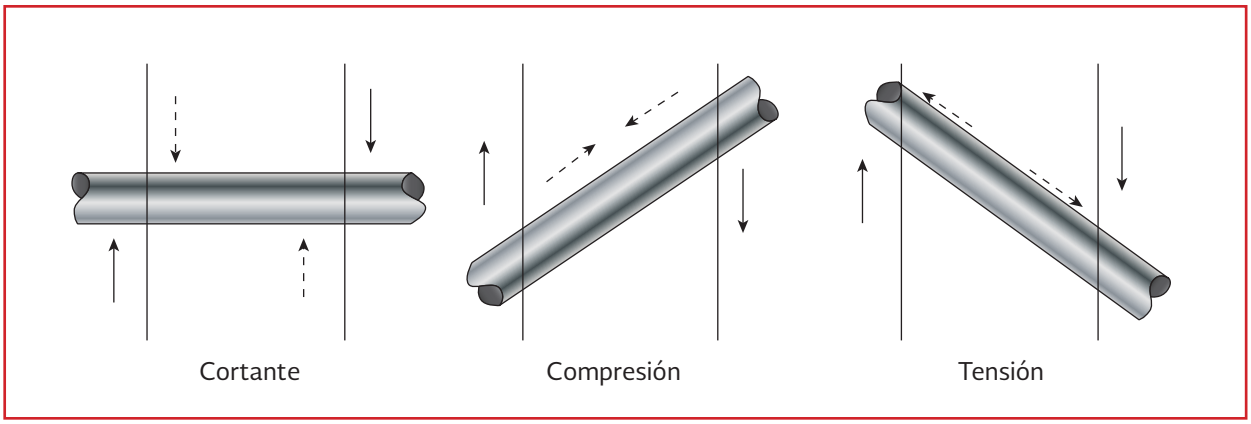
Las principales causas que originan la falla de tuberías enterradas durante la ocurrencia de un sismo son los movimientos vibratorios del suelo y la falla del terreno (Kubota, 1981). Una falla es causada por el movimiento diferencial de dos masas de tierra a lo largo de una línea. Si una tubería cruza una falla que se rompe, la conducción experimentará fuerzas que pueden deformar o dividir el tubo o secciones separadas en las articulaciones, la Ilustración 8.1 muestra esas fuerzas.

Por lo anterior, los criterios de diseño adoptados se basan en el hecho de que las tuberías enterradas deberán estar diseñadas para permitir movimientos de expansión y contracción por medio de juntas, de tal manera que se disipen las fuerzas ocasionadas por el sismo.

En el caso de sistemas continuos generalmente las fallas por efecto del sismo son ocasionadas por el pandeo de la tubería y ocurren en zonas cercanas a válvulas y puntos de intersección. Las rupturas de tuberías y piezas especiales generan una disminución de la presión en la red; por tanto disminuyen la calidad del servicio brindado. Las roturas generalizadas en las tuberías son daños típicos de los terremotos y los riesgos asociados a terremotos incluyen fallas debidas a:

- Flexión
- Fricción
- Tensión
- Compresión
- Impactos por colapso de estructuras

Ilustración 8.1 Fuerzas inducidas por sismo a la tubería



Las uniones de la tubería son puntos vulnerables, ya que suelen ser más débiles que la tubería. Los accesorios tales como válvulas son vulnerables a los mismos peligros que la tubería. Las válvulas pueden dejar de funcionar cuando se doblan. La tubería está en riesgo principalmente cuando sus conexiones son rígidas y se produce el asentamiento diferencial (Ilustración 8.2).

8.1. Diseño estructural de tuberías

8.1.1. Acciones externas

8.1.1.1. Tubería enterrada

Carga muerta debida al peso del relleno

La carga transmitida a una tubería enterrada varía dependiendo del ancho y profundidad de la zanja, debido a que la fricción de las paredes de la zanja afectan la carga resultante. Para su determinación, las tuberías se clasifican en dos tipos: tuberías en zanja y tuberías en terraplén (ver Ilustración 8.3).

a) Tuberías en zanja
La carga sobre la tubería se calculará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$W_c = C_d \gamma d_e B_d \qquad \text{Ecuación 8.1}$$

donde:

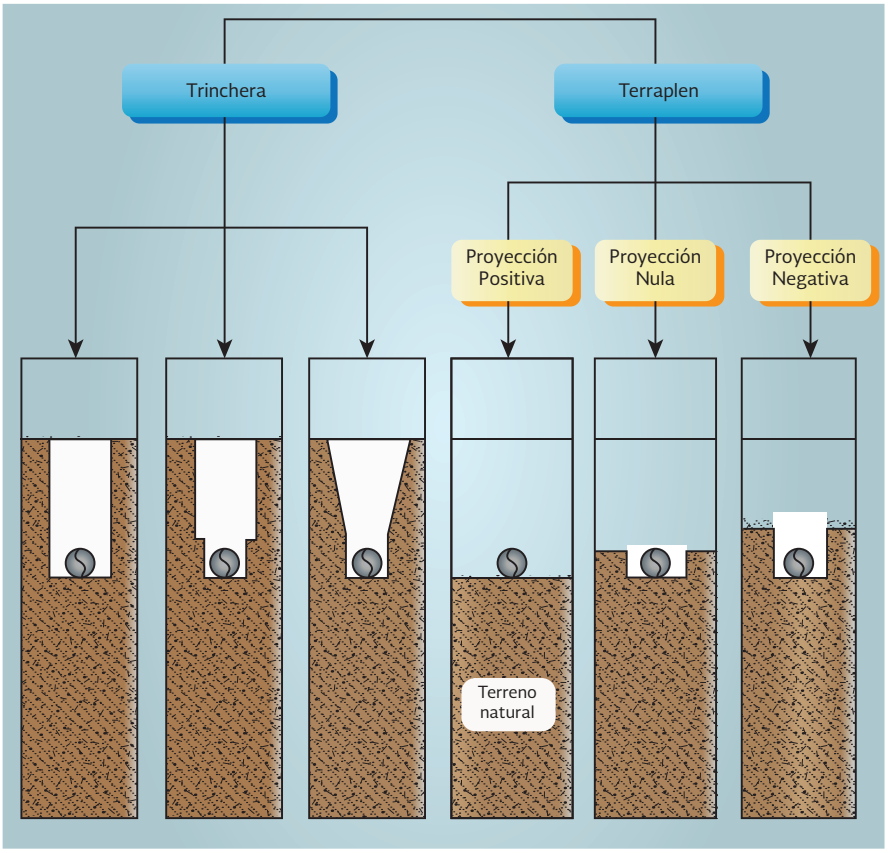
W_c = La carga vertical sobre la tubería, por unidad de longitud (N/m)
C_d = Coeficiente de carga, que depende de la relación h_r/B_d, del coeficiente de fricción interna de relleno y del coeficiente de fricción entre el relleno y las paredes de la zanja (ver Ilustración 8.4)
d_e = Diámetro exterior de la tubería (m)
γ = Densidad del relleno (N/m^3)
B_d = Ancho de la zanja, medida en el lomo superior de la tubería (m)

b) Tuberías en terraplén
Una tubería en terraplén se define como aquella que se deposita en una superficie firme cubierta por un montículo de tierra. Si el lomo superior de la tubería se proyecta sobre el nivel original del terreno, se conoce como proyección positiva; pero si el lomo superior de la tubería se encuentra abajo del nivel natural del terreno, será entonces una proyección negativa; aún más, si el lomo superior de la tubería se encuentra a nivel con el

Ilustración 8.2 Daño en tuberías



Ilustración 8.3 Clasificación de tuberías enterradas



terreno original, se tratará de una proyección nula. Para cualquiera de los tres casos anteriores, la carga por unidad de longitud se calcula como sigue:

$$W_c = \gamma\, d_e\, h_r \qquad \text{Ecuación 8.2}$$

donde:

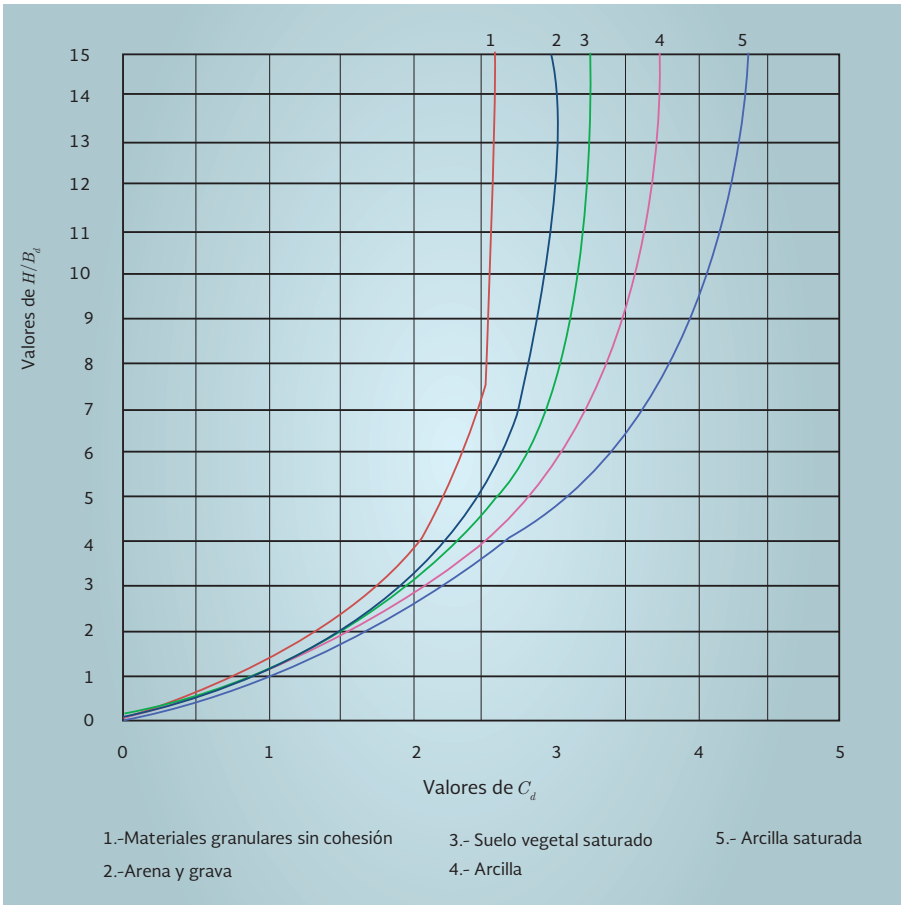
W_c = Carga vertical sobre la tubería, por unidad de longitud (N/m)
h_r = Altura de relleno a partir del lomo superior (m)
d_e = Diámetro exterior de la tubería (m)
γ = Densidad del relleno (N/m³)

8.1.1.2. Carga Viva por Tránsito de Vehículos en la Superficie

Para la determinación de la carga sobre la tubería, causada por la circulación de vehículos en la superficie, se consideran cargas puntuales que se transmiten a la tubería, dependiendo de la profundidad h. La teoría elástica de Boussinesq es usada para el cálculo de esta presión:

$$P_w = \left(\frac{3P\,h_r^3}{2\pi(h_r^2 + X^2)^{\frac{5}{2}}}\right) I_c \qquad \text{Ecuación 8.3}$$

Ilustración 8.4 Curvas para calcular el coeficiente de cargas Cd (adaptado de Juárez y Rico, 1974)



donde:

P_w = La presión en la tubería (Pa)

P = La fuerza puntual en la superficie (N)

h_r = La altura de relleno (m)

X = La distancia horizontal a la carga puntual (m)

I_c = El factor de impacto. Para pavimentos rígidos será igual a 1.0, para terracerías 1.5 y para pavimentos flexibles 2.0, ver Ilustración 8.5

Para obtener la carga por unidad de longitud, se multiplica la presión en el tubo por el diámetro del tubo:

$$W_L = P_w d_e \qquad \text{Ecuación 8.4}$$

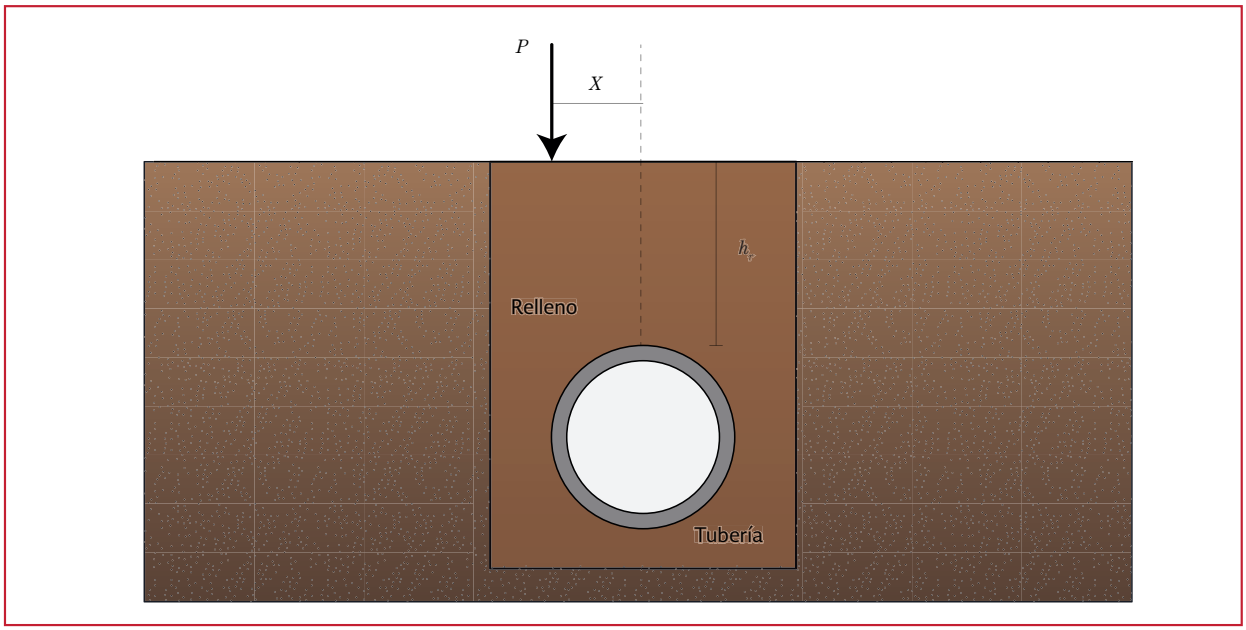
donde:

W_L = La fuerza por unidad a la profundidad h_r (N/m)

P_w = La presión en la tubería (Pa)

d_e = El diámetro exterior del tubo (m)

Ilustración 8.5 Esquema del factor de impacto (Ecuación 5.3), adaptado de Juárez y Rico, 1974



8.1.1.3. Carga viva por tránsito de ferrocarril en la superficie

Para la determinación de la carga sobre la tubería, causada por la circulación de ferrocarriles en la superficie, se considera un área cargada uniformemente, la cual se transmite a la tubería dependiendo de la profundidad.

La intensidad del esfuerzo, a cualquier profundidad bajo un área cargada en la superficie, puede evaluarse asumiendo que el área cargada se compone de cargas puntuales y sumando el esfuerzo debido a cada carga. Newmark (1959) desarrolló un procedimiento para evaluar el esfuerzo vertical bajo una esquina de un área rectangular cargada uniformemente. En la industria se ha reconocido y aceptado la utilización de dicho procedimiento, para el cálculo de la carga por tránsito de ferrocarriles en la superficie. Primero se divide el área cargada en cuatro rectángulos iguales. Se calcula la relación A/h_r y B/h_r, donde A y B son la longitud y el ancho de un rectángulo, y se obtiene su correspondiente factor de influencia para ese rectángulo particular, multiplicándolo por la carga en la superficie. Finalmente, se suman los dos esfuerzos debido a cada rectángulo. La presión de la tubería deberá multiplicarse por su correspondiente factor de impacto.

Con base en lo anterior, la presión en la tubería originada por el paso de un ferrocarril, se calcula:

$$P_w = 4\, C_T\, P_s\, I_c \qquad \text{Ecuación 8.5}$$

donde:

- P_w = Presión en la tubería (Pa)
- C_T = Coeficiente de influencia para áreas rectangulares (ver Tabla 8.1)
- P_s = Carga por unidad de área en la superficie (Pa), resultando igual a la relación del peso por el paso del ferrocarril y el área cargada en la superficie
- I_c = El factor de impacto (adimensional)

Tabla 8.1 Coeficientes de influencia para área rectangulares (adaptado de Newmark, 1935)

$m=A/h_r$ o $n=B/h_r$	$n=B/h_r$ o $m=A/h_r$								
	0.1	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.5**	**0.6**	**0.7**	**0.8**	**0.9**
0.1	0.005	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027
0.2	0.009	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.047	0.050	0.053
0.3	0.013	0.026	0.037	0.047	0.056	0.063	0.069	0.073	0.077
0.4	0.017	0.033	0.047	0.060	0.071	0.080	0.087	0.093	0.098
0.5	0.020	0.039	0.056	0.071	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116
0.6	0.022	0.043	0.063	0.080	0.095	0.107	0.117	0.125	0.131
0.7	0.024	0.047	0.069	0.087	0.103	0.117	0.128	0.137	0.144
0.8	0.026	0.050	0.073	0.093	0.110	0.125	0.137	0.146	0.154
0.9	0.027	0.053	0.077	0.098	0.116	0.131	0.144	0.154	0.162
1.0	0.028	0.055	0.079	0.101	0.120	0.136	0.149	0.160	0.168
1.2	0.029	0.057	0.083	0.106	0.126	0.143	0.157	0.168	0.178
1.5	0.030	0.059	0.086	0.110	0.131	0.149	0.164	0.176	0.186
2.0	0.031	0.061	0.089	0.113	0.135	0.153	0.169	0.181	0.192
2.5	0.031	0.062	0.090	0.115	0.137	0.155	0.170	0.183	0.194
3.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.171	0.184	0.195
5.0	0.32	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196
10.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196

$m=A/h_r$ o $n=B/h_r$	$n=B/h_r$ o $m=A/h_r$								
	1.0	**1.2**	**1.5**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**5.0**	**10.0**	**-**
0.1	0.028	0.029	0.030	0.031	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032
0.2	0.055	0.057	0.059	0.061	0.062	0.062	0.062	0.062	0.062
0.3	0.079	0.083	0.086	0.089	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090
0.4	0.101	0.106	0.110	0.113	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115
0.5	0.120	0.126	0.131	0.135	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
0.6	0.136	0.143	0.149	0.153	0.156	0.156	0.156	0.156	0.156
0.7	0.149	0.157	0.164	0.169	0.170	0.172	0.172	0.172	0.172
0.8	0.160	0.168	0.176	0.181	0.183	0.185	0.185	0.185	0.185
0.9	0.168	0.178	0.186	0.192	0.194	0.196	0.196	0.196	0.196
1.0	0.175	0.185	0.193	0.200	0.202	0.204	0.205	0.205	0.205
1.2	0.185	0.196	0.205	0.212	0.215	0.217	0.218	0.218	0.218
1.5	0.193	0.205	0.215	0.223	0.226	0.229	0.230	0.230	0.230
2.0	0.200	0.212	0.223	0.223	0.236	0.239	0.239	0.240	0.240
2.5	0.202	0.215	0.226	0.236	0.240	0.244	0.244	0.244	0.244
3.0	0.203	0.216	0.228	0.238	0.242	0.246	0.246	0.247	0.247
5.0	0.204	0.217	0.229	0.239	0.244	0.249	0.249	0.249	0.249
10.0	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.249	0.249	0.250	0.250
-	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.249	0.249	0.250	0.250

$$I_c = \left(\frac{4\,C_T P_s}{W_v + W_c + 4\,C_T P_s} \right) + 1 \quad \text{Ecuación 8.6}$$

donde:

W_v = El peso de la vía, generalmente 5 590 (Pa)
W_c = El peso del relleno (Pa)

Para obtener la carga por unidad de longitud, se multiplica la presión por el diámetro del tubo (ver Ecuación 8.4).

Para el diseño se considerará el peso de una locomotora "Cooper E-80", la cual tiene un esfuerzo uniformemente distribuido de 96 743 Pa. El área cargada que se debe considerar será el área en planta de la locomotora, 6.1 m por 2.42 m (14.76 m^2).

La Tabla 8.2 muestra valores de carga viva para cruces con caminos y vías de ferrocarril de acuerdo con la profundidad de la tubería, propuestos por la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*); estos valores que se indican, incluyen un factor de impacto del 50 por ciento.

Tabla 8.2 Efectos de carga viva de acuerdo a la AASHTO (ARMCO,1981 citado por Vicente, 2007)

Carreteras (HS 20)		Ferrocarril (E-80)	
Altura de relleno (m)	Carga (Pa)	Altura de relleno (m)	Carga (Pa)
0.305	86 191	0.610	181 953
0.610	38 305	1.524	1 14 914
0.914	28 733	2.438	76 610
1.220	19 152	3.048	52 672
1.524	11 974	3.658	38 305
1.829	9 581	4.572	28 733
2.134	8 424	6.096	14 366
2.438	4 786	9.144	4 786

8.1.1.4. Carga viva por tránsito de maquinaria y equipo pesado

Para la determinación de la carga viva sobre la tubería, causada por la circulación de maquinaria y equipo pesado, se considera un área cargada uniformemente en la superficie. Se deberá definir un área de contacto de la llanta, así como su carga.

Utilizando el criterio indicado en 8.1.1.2, se puede decir que la presión en la tubería, producida por el paso de una maquinaria o equipo pesado, se calcula con las Ecuación 8.4 y Ecuación 8.7 :

$$P_w = 4C_T P_s \quad \text{Ecuación 8.7}$$

donde:

P_w = La presión en la tubería (Pa)
C_T = El coeficiente de influencia para áreas rectangulares (ver Tabla 8.1)
P_s = La carga por unidad de área en la superficie (Pa), resultando igual a la relación del peso por el paso de una maquinaria o equipo pesado y el área cargada en la superficie

8.1.1.5. Sismo

Para tuberías enterradas, aunque se encuentren protegidas de la acción de las fuerzas de inercia producto de las aceleraciones sísmicas, son afectadas directamente por las fuerzas de arrastre del terreno, al imprimirles esfuerzos y deformaciones locales, además del desplazamiento y curvaturas.

Las distorsiones del terreno son ocasionadas principalmente por las siguientes acciones:

a) Propagación de las ondas sísmicas
b) Desplazamientos permanentes originados por licuación de suelos (Dikarevskii *et al.* 1981)
c) Falla del terreno asociado a deslizamiento de tierras
d) Cruzamiento de fallas geológicas activas

Los desplazamientos permanentes, originados por licuación de suelos, son de los efectos que causan mayor daño a las tuberías enterradas, localizadas en áreas saturadas. Tal es el caso de las zonas costeras que se encuentran en lugares sísmicos. Este mecanismo de falla está asociado al fenómeno de licuación de suelos granulares, sometidos a acciones sísmicas. En estas condiciones, cuando la topografía es propicia, se presentan corrimientos masivos de terreno que arrastran a las tuberías enterradas.

Los daños causados por fallas del terreno, asociados a deslizamientos de tierra, están relacionados con las características topográficas y de resistencia al esfuerzo cortante del terreno.

En cruces con fallas geológicas activas, los daños están asociados a deslizamientos de terreno natural y dependen de la actividad de dichas fallas.

La propagación de ondas sísmicas a través del suelo, provoca efectos de inercia que en los métodos de análisis se consideran despreciables en comparación con los movimientos relativos de dos puntos cualesquiera del suelo situados a lo largo de la trayectoria de las ondas sísmicas. Estos movimientos relativos se deben a que en cada instante los desplazamientos de estos dos puntos tienen amplitudes diferentes, ya que conforme el sismo se propaga, la historia de los desplazamientos va sufriendo alteraciones ocasionadas por los siguientes factores:

a) El sismo se compone de diferentes tipos de onda, cada una de las cuales viaja a distinta velocidad; éstas son:
   · De cuerpo (ondas de compresión y cortante)
   · Superficiales (ondas de Rayleigh y ondas Love)

   Por la imposibilidad de separar los distintos tipos de ondas que conforman el movimiento, se considera conservadoramente que el sismo se compone únicamente de ondas de corte, por ser estas las que ocasionan mayores efectos, aunque en tuberías poco profundas pueden ser importantes también debido a ondas superficiales
b) Al propagarse las ondas, éstas se atenúan por el efecto de la distancia a la fuente y por absorción viscosa en el suelo
c) Al viajar las ondas a través de medios que no son perfectamente homogéneos e isótropos, sufren direcciones (en parte ocasionada por la tubería misma), que alteran la forma y composición de las ondas sísmicas. Al pasar las ondas por una interfaz de suelo duro a blando, se presentan amplificaciones importantes en ellas

Para alimentar con datos reales a los modelos matemáticos empleados en el análisis, se debe recopilar y procesar la información existente sobre los sismos ocurridos en la zona donde se encuentra localizada la tubería, como son: fechas, ubicación del acelerógrafo, magnitud, en la escala de Richter (M), intensidad máxima, en la escala de Mercalli modificada (I), orientación

de la traza del registro, y la aceleración, (A_{max}), velocidad máxima (V_{max}), y desplazamiento máximo del suelo (D_{max}).

Debido a que el parámetro más común para caracterizar un sismo es la aceleración máxima del suelo (A_{max}), es necesario determinarla de acuerdo con los registros existentes del lugar y a lo mensionado en el apartado 3.2.2. Los valores de la aceleración máxima del terreno (A_{max}), están implícitos en el espectro de diseño y corresponden al producto de a_0 multiplicando por la aceleración de la gravedad.

Para efectuar el análisis sísmico de tuberías enterradas se pueden usar dos métodos: el simplificado y el dinámico. El primero, se aplica a tuberías rectas continuas o las formadas por segmentos rectos unidos por medio de juntas flexibles, el segundo, se puede aplicar para los casos anteriores y cualquier configuración geométrica de la tubería, siempre y cuando se conozcan los parámetros necesarios para realizarlo.

En este apartado sólo se describe el método simplificado, el cual para su aplicación requiere del cálculo de la deformación axial y curvatura máxima del terreno.

Existen varios criterios para estimar el movimiento relativo máximo entre los puntos, el más simple señala que la cota superior de la deformación unitaria máxima, ε_{max} y la curvatura del terreno máxima ϕ_{max} que se produce durante un sismo está dada por:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{V_{\max}}{C} \qquad \text{Ecuación 8.8}$$

$$\phi_{\max} = \frac{A_{\max}}{C^2} \qquad \text{Ecuación 8.9}$$

donde:

V_{max} = La velocidad máxima del terreno durante el sismo (m/s)

A_{max} = La aceleración máxima del terreno durante el sismo (m/s^2)

C = La velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas (m/s)

Para el caso de ondas sísmicas de compresión (llamadas ondas principales *P* o longitudinales), se tiene que la deformación axial, ε_P, y la curvatura, ϕ_P se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{V_{\max}}{C} sen^2 \alpha \qquad \text{Ecuación 8.10}$$

$$\phi_{\mathrm{P}} = \frac{A_{\max}}{C^2} sen^2 \alpha \cos \alpha \qquad \text{Ecuación 8.11}$$

donde:

α = El ángulo de incidencia respecto al eje perpendicular a la tubería (rad)

V_{max} = La velocidad de propagación de las ondas P en el medio de desplante de la tubería (m/s)

A_{max} = La aceleración máxima del terreno (m/s^2)

V_{max} = La velocidad máxima del terreno, ambas en la dirección de la incidencia (m/s)

El valor máximo de ε_{Pmax} ocurre para $\alpha=\pi/2$ rad (90°), es decir, cuando la onda viaja en la dirección del tubo. Su valor se determina con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{p\max} = \frac{V_{\max}}{V_P} \qquad \text{Ecuación 8.12}$$

El máximo de ϕ_{Pmax} ocurre cuando α=0.9547 rad (54.7°) y su valor se determina con la siguiente ecuación:

$$\phi_{P\max} = \frac{1}{2.6}\frac{A_{\max}}{V_p^2} \qquad \text{Ecuación 8.13}$$

Por otra parte, para ondas de cortante (llamadas ondas secundarias *S*), se tiene:

$$\varepsilon_s = \frac{V_{\max}}{V_s}\cos\alpha\,(sen\,\alpha) \qquad \text{Ecuación 8.14}$$

$$\varphi_s = \frac{A_{\max}}{V_s^2} sen^3\alpha \qquad \text{Ecuación 8.15}$$

donde:

V_S = Velocidad de propagación de las ondas S (m/s)

El valor máximo de ε_S ocurre para $\alpha = \pi/4$ rad (45°), y su valor se determina con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{s\max} = \frac{V_{\max}}{2V_s}\cos\alpha(sen\alpha) \qquad \text{Ecuación 8.16}$$

El máximo de ϕ_S ocurre para $\alpha = \pi/2$ rad (90°), y su valor es:

$$\phi_{smax} = \frac{A_{\max}}{V_s^2} \qquad \text{Ecuación 8.17}$$

Procedimiento de análisis para el método simplificado

1. Seleccionar el periodo de recurrencia *T* y del sismo; para acueductos, se recomienda tomar 100 años o más
2. Calcular los valores esperados de la aceleración y velocidad máxima horizontales del terreno, A_{max} en (m/s²) y V_{max} en (m/s), respectivamente, con las siguientes ecuaciones, en las que *T* se da en años
   a) Para suelo blando, si $T \geq 2$ años:

$$A_{\max} = 0.254\,T^{0.37} \qquad \text{Ecuación 8.18}$$

$$V_{\max} = 0.076\,T^{0.37} \qquad \text{Ecuación 8.19}$$

   b) Para suelo duro, si $T \geq 2.5$ años:

$$A_{\max} = 0.162\,T^{0.37} \qquad \text{Ecuación 8.20}$$

$$V_{\max} = 0.044\,T^{0.37} \qquad \text{Ecuación 8.21}$$

   Los incisos a) y b) se aplican solo para zonas del Distrito Federal
3. Determinar mediante prospección sísmica la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_S', en el suelo del desplante de la tubería. Un valor conservador de dicha velocidad se puede obtener, si mediante alguna prueba estática se determina el valor módulo de rigidez del suelo al cortante *G*, con la ecuación:

$$V_s' = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \qquad \text{Ecuación 8.22}$$

   donde:

   ρ_s = Densidad específica del suelo (kg/m³)
   G = Módulo de rigidez del suelo al cortante (kN/m²)

   Algunos valores indicativos son:

   $V_s' = 35\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$ En suelo sumamente blando
   $V_s' = 170\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$ En suelo blando
   $V_s' = 410\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$ En suelos medianamente compactos
   $V_s' = 710\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$ En suelo firme o roca fracturada
4. Calcular la velocidad aparente de propagación del sismo en dirección horizontal

$$V_s = \frac{V_s'}{0.7}$$ Ecuación 8.23

5. Calcular la deformación que en dirección axial inducirá en la tubería el sismo de diseño, mediante:

$$\varepsilon' = \frac{V_{max}}{V_s} + \left(\frac{A_{max}}{V_s^2}\right)\left(\frac{d_e}{2}\right)$$

Ecuación 8.24

donde:

- ε' = Deformación unitaria
- V_{max} = Velocidad máxima del terreno (m/s), de acuerdo con a la zona sísmica y tipo de suelo, ver Tabla 8.3
- A_{max} = Aceleración del terreno (m/s^2)
- V_S = La velocidad aparente de propagación de las ondas de cortante (m/s)
- d_e = El diámetro exterior de la tubería

Tabla 8.3 Velocidades máximas del terreno

Zona sísmica	Tipo de suelo	V_{max} (cm/s)
A	I	1.3
	II	4.4
	III	7.8
B	I	2.2
	II	8.1
	III	14.8
C	I	4.2
	II	15.0
	III	21.2
D	I	4.9
	II	16.8
	III	23.5

6. Calcular los esfuerzos máximos de flexión y axial:

$$\sigma_{a\max} = \pm\frac{EV_{\max}}{V_p}$$ Ecuación 8.25

$$\sigma_{f\max} = \pm\frac{EA_{\max}\, d_e}{5.2V_p^2}$$ Ecuación 8.26

donde:

- E = El módulo de elasticidad del tubo (kg/cm^2)
- σ_{amax} = El esfuerzo axial máximo debido a ondas de compresión (kg/cm^2)
- σ_{fmax} = El esfuerzo de flexión máximo (kg/cm^2)

7. Si la tubería cruza una interfaz, vertical o inclinada de dos suelos de distancia rigidez, los esfuerzos sísmicos de diseño de la tubería en la zona de la interfaz, serán al menos 2.5 veces los que se obtengan en el inciso anterior
8. Las curvaturas y deformaciones máximas permisibles debidas a cualquier solicitación sísmica serán las siguientes:

$$\phi_{\max} < \frac{0.01}{r_e}$$ Ecuación 8.27

$$\varepsilon_{\max} < 0.0006$$ Ecuación 8.28

donde:

- r_e = Radio exterior de la sección transversal (mm)

Recomendaciones para diseño de tuberías enterradas que crucen fallas geológicas activas

1. Si la tubería cruza una falla geológica con potencial para generar temblores, deberá procurarse que ésta forme un ángulo de $\pi/2$ rad (90°), o cercano a él con el plano de la falla
2. El relleno de la zanja deberá ser de material fino no cohesivo y con ángulo de fricción bajo, con la mínima compactación que permitan las demás condiciones de carga, en una longitud de 220 m a cada lado de la zona de cruce
3. Se dejará el tubo con el menor recubrimiento de tierra que permita el proyecto geométrico y las condiciones de carga externa
4. En adición a lo anterior, se debe considerar la conveniencia de situar el tubo concéntrico dentro de otro, con diámetro interior, 0.40 m mayor que el diámetro exterior del tubo de interés, en una longitud de 220 m a cada lado del plano de la falla, apoyándolo sobre una capa de arena poco densa
5. A fin de reducir la probabilidad de interrumpirse el suministro de agua, debe de cruzarse la falla mediante una bifurcación de la tubería, que se inicie y termine a no menos de 220 m del plano de la falla, considerando que los dos ramales queden separados al menos 220 m entre sí en los puntos de cruce de la falla, procurando que uno de ellos la cruce con ángulo de $\pi/2$ rad (90°)
6. Deberá instalarse una válvula de control 220 m aguas arriba del plano de la falla. Además, si se hace la bifurcación señalada en el punto anterior, cada rama deberá contar con su respectiva válvula, situada lo más cerca posible del punto de reunión con la tubería principal

8.1.2. Tubería superficial

8.1.2.1. Carga muerta debida al propio tubo, agua y accesorios

En una tubería superficial se requiere evaluar las fuerzas producidas por el peso propio de la tubería, incluido el recubrimiento, agua y todos los accesorios que se encuentren instalados en la tubería, como son las válvulas, bridas, entre otros. La fuerza normalmente se obtiene por unidad de longitud de tubería. Para efectos de diseño, se deberá considerar la tubería en condición de llenado total. La Tabla 8.4, Tabla 8.5 y Tabla A.1 muestran los pesos de la tubería y el agua, considerando la tubería llena. Para el cálculo del peso de los accesorios, se deberán consultar los catálogos correspondientes para considerar en el diseño los pesos correctos.

8.1.2.2. Temperatura

La diferencia de la temperatura ambiente entre la noche y el día, provoca expansiones o contracciones en la tubería que se calcularán con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \alpha_0 \varnothing_T \qquad \text{Ecuación 8.29}$$

donde:

ε = La deformación longitudinal unitaria

α_0 = El coeficiente línea de expansión térmica (1/°K)

Δ_T = El gradiente de temperatura (°K)

El coeficiente de expansión térmica para acero puede considerarse como 11.7×10^{-6} (1/°K).

La fuerza que se produce por el gradiente de temperatura se calcula:

$$F = A E \alpha_0 \Delta_T \qquad \text{Ecuación 8.30}$$

donde:

F = Fuerza producida por gradiente de temperatura (N)
A = Área de la sección transversal de la tubería (mm^2)
E = Módulo de elasticidad del acero, 205 940 N/mm^2

8.1.2.3. Sismo

El análisis sísmico de tuberías sobre la superficie se puede realizar utilizando un método simplificado, siempre y cuando se consideren tramos rectos de tubería entre dos apoyos consecutivos. Tal método debe tomar en cuenta el periodo natural del tramo de tubería y la zona sísmica donde está instalada. El criterio de diseño debe suponer que los apoyos soportarán las fuerzas que les induce el sismo. El siguiente procedimiento se puede consultar en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismos, de la Comisión Federal de Electricidad.

La fuerza sísmica por unidad de longitud que actúa en un tramo de tubería entre dos apoyos, es calculada como sigue:

$$F = am \qquad \text{Ecuación 8.31}$$

donde:

F = Fuerza por unidad de longitud (kg/m)
a = La aceleración sísmica (m/s^2)
m = Masa por unidad de longitud de tubería ($kg\ s^2/m^2$)

La masa por unidad de longitud se obtiene por:

$$m = \frac{W}{g} \qquad \text{Ecuación 8.32}$$

Tabla 8.4 Propiedades de tubería galvanizada y de tubería barnizada para conducción de agua, gas y aire que cumple con la NMX 177

Diámetro		Espesor nominal	Peso tubería	Peso del agua
Pulg	cm	cm	kg/m	kg/m
1/2	1.30	0.29	0.164	0.041
¾	1.90	0.36	0.262	0.109
1	2.50	0.46	0.417	0.196
1 ¼	3.20	0.58	0.665	0.327
1 ½	3.80	0.66	0.867	0.483
2	5.00	0.83	1.360	0.876
2 ½	6.30	1.00	1.985	1.452
3	7.50	1.22	2.948	2.011
4	10.00	1.56	4.850	3.718
6	15.00	2.30	10.527	8.495
8	20.00	3.00	17.87	15.394
10	25.00	3.74	27.768	24.108
12	30.00	4.44	39.076	35.033
14	35.00	4.87	47.080	50.114
16	40.00	5.57	61.531	65.416

Tabla 8.5 Propiedades de tubería de polietileno para agua potable, uso industrial y agrícola

Diámetro nominal	Diámetro exterior	Diámetro interior	Espesor de pared		Peso	Peso del agua
Pulg.	cm	cm	Pulg.	cm	kg/m	kg/m
½	2.13	1.55	0.109	0.28	0.24	0.189
¾	2.67	2.06	0.113	0.29	0.32	0.333
1	3.34	2.62	0.133	0.34	0.47	0.539
1¼	4.22	3.46	0.14	0.36	0.63	0.940
1½	4.83	4.05	0.145	0.37	0.76	1.288
2	6.03	5.20	0.154	0.39	1.01	2.124
2½	7.30	6.21	0.023	0.52	1.6	3.029
3	8.89	7.73	0.216	0.55	2.1	4.693
4	11.43	10.15	0.237	0.60	2.98	8.091
6	16.83	15.32	0.28	0.71	5.26	18.434
8	21.91	20.17	0.322	0.82	7.89	31.952
10	27.31	25.34	0.365	0.93	11.2	50.432
12	32.39	30.20	0.406	1.03	14.8	71.632
14	35.56	33.21	0.437	1.11	17.56	86.622
16	40.64	37.95	0.5	1.27	22.93	113.114
18	45.72	42.69	0.562	1.43	29.91	143.134
20	50.80	47.61	0.593	1.51	35.13	178.028
24	60.96	57.26	0.687	1.74	48.89	257.510

donde:

W = El peso del tubo y fluido por unidad de longitud (kg/m)

g = La aceleración de la gravedad, 9.81 (m/s^2)

La aceleración sísmica se obtiene del espectro para diseño sísmico indicado en el apartado 3.2.2, donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c el coeficiente sísmico, T_a y T_b son dos períodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Conocidos los parámetros anteriores, la aceleración sísmica se obtiene:

El valor de la aceleración sísmica, a_0 y el coeficiente sísmico c deben multiplicarse por 1.5 para estructuras del grupo A, a fin de tomar en cuenta la importancia de la estructura; como es el caso de las líneas de conducción de agua potable.

El factor de comportamiento sísmico no se requiere en las tuberías porque el concepto de ductibilidad no es aplicable en este tipo de estructuras, donde los daños más severos ocasionados durante sismos fuertes están asociados con las grandes deformaciones del suelo.

8.1.2.4. Viento

La revisión por viento debe realziarse, de acuerdo con lo establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento, de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008b).

8.1.2.5. Combinación de esfuerzos

Para el cálculo de esfuerzos actuantes deberán realizarse las siguientes combinaciones de carga:

c) Masa de la tubería, más del agua y accesorios, más presión interna
d) Masa de la tubería, más masa del agua y accesorios, más presión interna, más cargas accidentales (sismo o viento)
e) Masa de la tubería, más masa del agua y accesorios, más presión interna, más carga por variación de temperatura, más cargas accidentales (sismo o viento)

8.1.2.6. Esfuerzos permisibles

Cabe señalar que una buena práctica consiste en limitar el esfuerzo actuante un 50 por ciento del esfuerzo de fluencia (*fy*), bajo la presión máxima de diseño. El esfuerzo que produce el golpe de ariete más la presión interna no debe rebasar el 75 por ciento del esfuerzo de fluencia.

8.1.3. ACCIONES INTERNAS

8.1.3.1. Presión de operación

La presión interna utilizada en el diseño, será aquella a la que la tubería estará sujeta durante su vida útil. En una línea de conducción por gravedad, la presión se mide por la distancia entre el centro de la sección transversal de la tubería y la línea de gradiente hidráulico. Si existen válvulas en la línea, la presión máxima de diseño de la tubería debe medirse por la distancia entre el centro de la sección transversal de la tubería y la elevación de la línea estática con las válvulas cerradas. En una línea de descarga por bombeo, la presión interna se mide por la distancia del centro de la sección transversal de la tubería a la línea de gradiente hidráulico, creada por la operación de bombeo. En la determinación de la presión de diseño se debe considerar la caída de presión a la descarga y las pérdidas provocadas por la fricción. La Ilustración 8.6 y la Ilustración 8.7 muestran los perfiles de gradiente hidráulico para flujos por gravedad y bombeo.

donde:

LGHPE	=	Línea de Gradiente Hidráulico de Prueba Estática
LGHE	=	Línea de Gradiente Hidráulico Estático
LGHO	=	Línea de Gradiente Hidráulico de Operación

8.1.3.2. Golpe de ariete

El golpe de ariete es un cambio súbito de presión, ya sea arriba o abajo de la presión normal, que se produce por una variación brusca de la velocidad del flujo en una tubería. Cada vez que la velocidad del flujo cambia, ya sea en aumento o en decremento, se origina el golpe de ariete.

La revisión se deberá apegar a las recomendaciones presentadas en el libro de *Fenómenos Transitorios en Líneas de Conducción* del MAPAS.

Ilustración 8.6 Relación de varias cargas o presiones para la selección de la presión de diseño, flujo por gravedad (adaptado de AWWA M11, 2004)

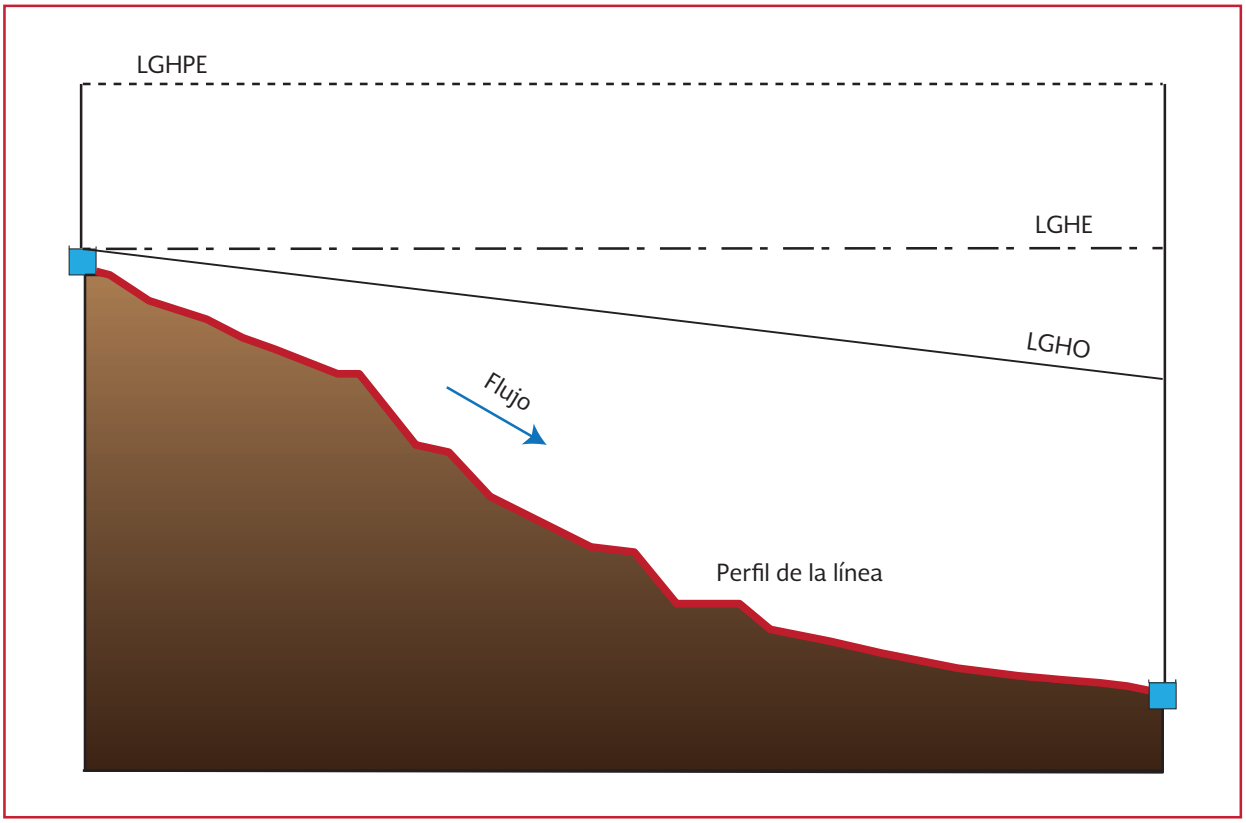
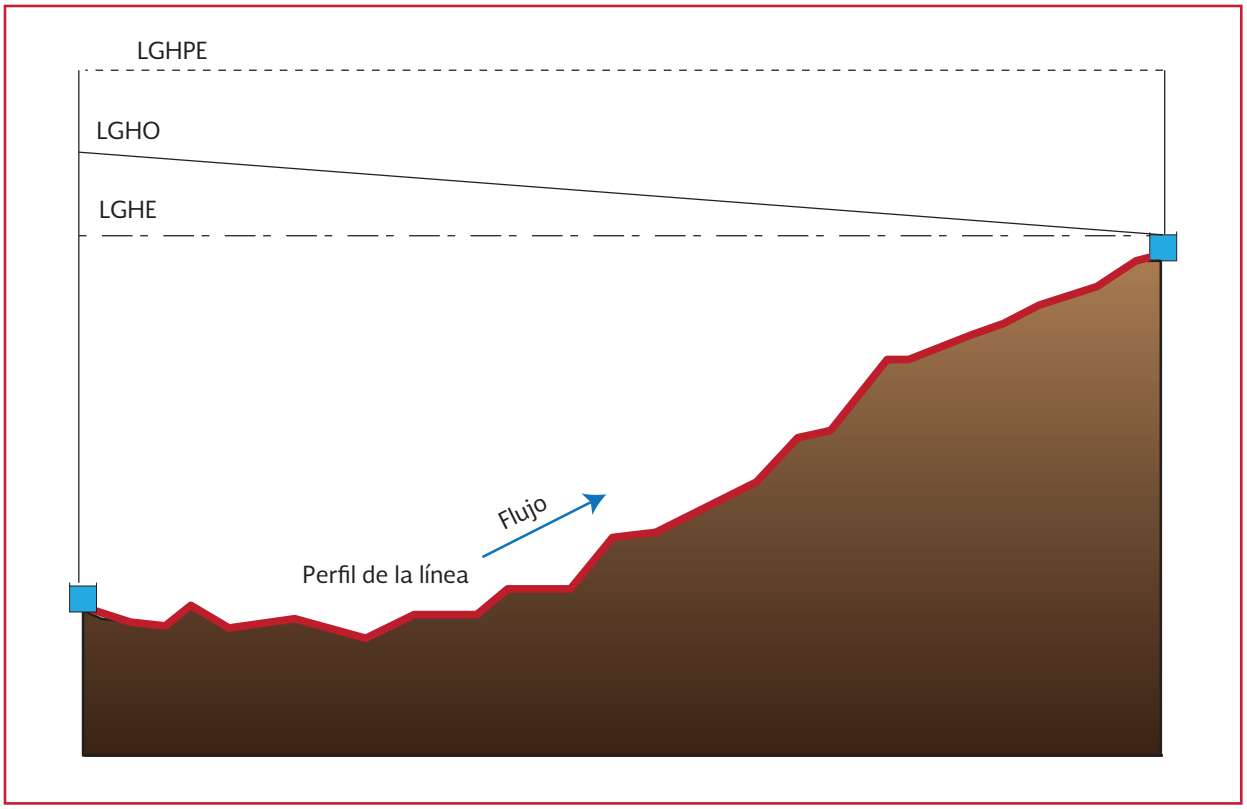


Ilustración 8.7 Relación de varias cargas o presiones para la selección de la presión de diseño, flujo por bombeo (adaptado de AWWA M11, 2004)



8.1.3.3. Fuerza debida a los cambios de dirección

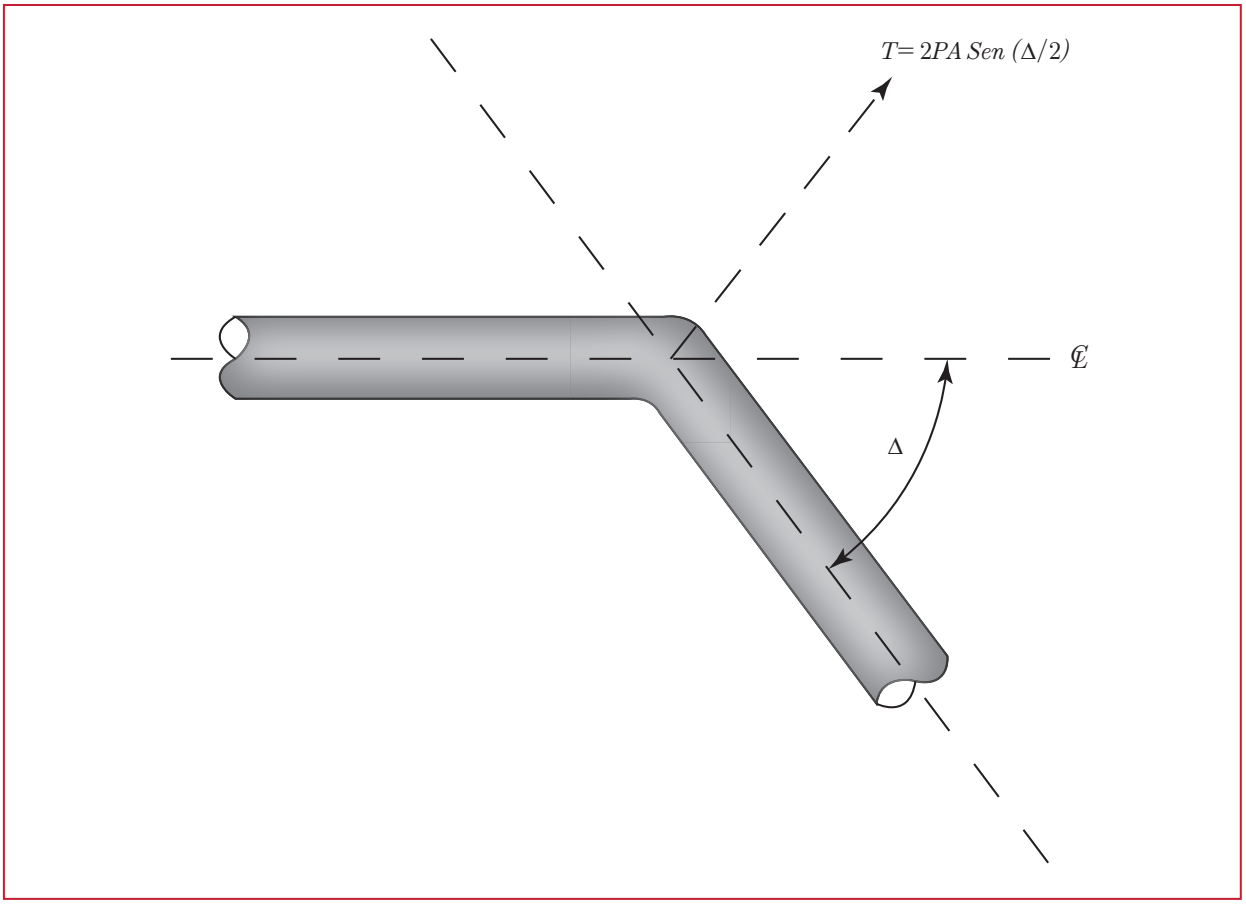
En los cambios de dirección de una tubería, se presentan fuerzas cuya magnitud está en función de la presión interna, el área de la sección transversal de la tubería y el ángulo de deflexión (ver Ilustración 8.8):

$$F_r = (2AP_i)\,sen\left(\frac{\Delta}{2}\right) \qquad \text{Ecuación 8.33}$$

donde:

F_r = Fuerza debida al cambio de dirección (N)
P_i = Presión interna máxima (MPa)
A = Área de la sección transversal de la tubería (mm^2)
Δ = Ángulo de deflexión del codo (rad)

Ilustración 8.8 Presión en cambio de dirección (adaptado de Larry, 2004)



8.2. Ejemplo de cálculo de espesor de la pared

8.2.1. Generalidades

En este apartado se diseña el espesor de un acueducto. La tubería es de acero al carbón API-5L Gr B de 1.22 m de diámetro interior y 80 km de longitud, con gasto de 2 m^3/s. En los primeros 3 km se puede presentar el fenómeno transitorio (golpe de ariete). La velocidad es de 1.71 m/s, a una temperatura de 288.15 °K (15 °C). La válvula de cierre tarda en cerrar 2.5 s. Debido a que en el km 3+000 se localiza la válvula, el cálculo de la sobrepresión se hará para una longitud de 3 000 m. La densidad del agua es de 1 000.3 N s^2/m^4; durante el recorrido se presentan diferentes presiones de operación. Las presiones máximas son las siguientes: del km 0+000 al 4+000 y del 13+900 al 25+000, 1.57 MPa, del km 4+000 al 12+900 y del 25+000 al 36+000, 1.86 MPa, del km 36+000 al 80+000, 2.21 MPa; por último, en el tramo del cruce con la barranca y río, km 12+900 al 13+900, se tienen presiones de 2.43, 3.11 y 3.82 MPa.

8.2.2. Cálculo de sobrepresión por el fenómeno transitorio

Para el cálculo de la sobrepresión por el fenómeno transitorio en los primeros 3 km, se utiliza el siguiente método aproximado:

$$P = \rho a V \qquad \text{Ecuación 8.34}$$

donde:

$$a = \frac{1\ 439}{\sqrt{1 + \frac{1}{100}\left(\frac{d_i}{t}\right)}}$$

Ecuación 8.35

datos:

d_i = 1.22 m
t = 11.11 mm = 0.01111 m
ρ = 1 000.3 N s^2/m^4
V = 1.71 m/s

Cálculo de la celeridad, aplicando la Ecuación 8.35:

$$a = \frac{1\ 439}{\sqrt{1 + \frac{1}{100}\left(\frac{1.22}{0.01111}\right)}} = 993.50\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Cálculo de la sobrepresión, aplicando la Ecuación 8.34:

$$P = (1000.3)(993.50)(1.71)$$
$$= 1\,699\,394.66\,\text{Pa} = 1.70\,\text{Mpa}$$

La siguiente ecuación se utiliza para el cálculo del tiempo que tarda la onda de presión en viajar toda la longitud de la tubería y volver a la válvula:

$$T = \frac{2L}{a} \qquad \text{Ecuación 8.36}$$

$$T = \frac{23\,000}{993.50} = 6.03\,\text{s}$$

Dado que el tiempo T que tarda la válvula en cerrar es 2.5 s < 6.03 s, se considerará como

un cierre instantáneo de válvula, por lo que las expresiones anteriores son correctas.

Cabe señalar que en la práctica los tiempos de cierre de las válvulas no son tan cortos, por lo que este ejemplo del cálculo de sobrepresión resultante del golpe de ariete es hipotético y se incluye para ilustrar el resto de los cálculos para determinar el espesor de la tubería. Para un cálculo preciso de la sobrepresión u subpresión del transitorio consultar el libro *Fenómenos Transitorios en Líneas de Conducción* de MAPAS.

8.2.3. Cálculo de espesores

Para efecto del cálculo de espesores, la línea se dividirá en cinco secciones, manejándose diferentes presiones de operación (en ningún caso, se considera un sobre espesor por corrosión ya que para este efecto, las tuberías son protegidas). Se manejan dos valores para el esfuerzo admisible del acero, según si se trata de presión en operación normal con golpe de ariete. La sobrepresión del golpe de ariete se considera no obstante en el primer tramo, donde en este ejemplo es más importante (aunque en el caso general deberá considerarse en todos los tramos).

a) Tramo 0+000 al 3+000 (tramo con tubería superficial y sobrepresión de golpe de ariete)

$$t = \frac{Pd_i}{2S} \qquad \text{Ecuación 8.37}$$

datos:

d_i = 1 220 mm
P_1 = 1.57 MPa
P_2 = 1.70 MPa
S = 0.75 f_y = 0.75 (241) = 180.75 MPa (donde *fy* se obtiene de la Tabla 8.6)

$$t = \frac{(1.57 + 1.70)(1220)}{2(180.75)} = 11.04 \text{ mm}$$

Espesor comercial = 11.91 mm (15/32")

Onda negativa

$$P = 1.57 - 1.70 = -0.13 \text{ MPa}$$

Revisión de espesor por presión mínima (colapso)

$$P_c = 347\,112\left(\frac{t}{d}\right)^3 \qquad \text{Ecuación 8.38}$$

datos:

t =11.91 mm
d_e =1 220 + 2(11.91) = 1 243.82 mm

$$P_c = 347\,112\left(\frac{11.91}{1\,243.82}\right)^3$$
$$= 0.304 \text{ MPa} > 0.22 \text{ MPa}$$

por lo que el espesor pasa por colapso

b) Tramo 3+000 al 4+000 y del 13+900 al 25+000 presión máxima de 1.57 MPa
datos:

S = 0.5 fy = 0.5 (241)=120.50 MPa (por tratarse de presión interna en operación normal)
P = 1.57 MPa

$$t = \frac{(1.57)(1.220)}{2(120.50)} = 7.94 \text{ mm}$$

Espesor comercial = 8.74 mm (11/32")

c) Tramo 4+000 al 12+900 y del 25+000 al 36+000 presión máxima de 1.86 MPa.
datos:

Tabla 8.6 Esfuerzos permisibles, de fluencia y ruptura para tubos de diferentes grados de acero (AWWA C200-12, 2012)

Especificaciones de tubería	Esfuerzo permisible (50 por ciento del esfuerzo de fluencia) (MPa)	Esfuerzo de fluencia (MPa)	Esfuerzo de ruptura a la tensión (MPa)
ASTM A36	124	248	400
ASTM A283 GR.C	103	207	379
GR D	114	228	414
ASTM A570 GR.30	103	207	338
GR.33	114	228	358
GR.36	124	248	365
GR.40	138	276	379
GR.45	155	310	414
GR.50	172	345	448
ASTM A572 GR.42	145	290	414
GR.50	172	345	448
GR.60	207	414	517
ASTM A53 GR.A	103	207	331
GR.B	121	241	414
ASTM A135 GR.A	103	207	331
GR.B	121	241	414
ASTM A139 GR.A	103	207	331
GR.B	121	241	414
GR.C	145	290	414
GR.D	159	317	414
GR.E	179	358	455
API 5L GR.A 25	86	172	310
GR.A	103	207	331
GR.B	121	241	414
GR.X 42	145	290	414
GR.X46	159	317	434
GR.X 52	179	358	455
GR.X 56	193	386	490
GR.X 60	207	414	517

S = 0.5 fy = 0.5 (241) = 120.50 MPa (por tratarse de presión interna en operación normal)

P = 1.86 MPa

$$t = \frac{(1.86)(1.220)}{2(120.50)} = 9.42 \text{ mm}$$

Espesor comercial = 9.53 mm (3/8")

d) Tramo 36+000 al 80+000

datos:

S = 0.5 fy = 0.5 (241)= 120.50 MPa (por tratarse de presión interna en operación normal)

P = 2.21 MPa

$$t = \frac{(2.21)(1.220)}{2(120.50)} = 11.18 \text{ mm}$$

Espesor comercial = 11.91 mm (15/32")

8.3. Atraques y silletas

La tubería podrá apoyarse de varias maneras, dependiendo de su diámetro, de las condiciones topográficas y de operación, asimismo, los soportes deberán diseñarse para resistir las fuerzas provocadas por efecto de la variación de temperatura, fuerzas sísmicas, masa propia, viento o por una combinación de ellas.

8.3.1. Tipos de soporte

El tipo de soporte seleccionado, está en función de las condiciones técnicas, económicas o de instalación. Los soportes podrán ser fijos o móviles, o una combinación de ambos según se requiera. Los apoyos fijos usualmente se denominan atraques y a los apoyos móviles se conocen como silletas.

8.3.2. Claros entre soportes

La longitud máxima entre apoyos está en función de la flecha máxima permisible por flexión que pueda presentarse en la tubería. La deformación en cualquier punto, depende de la longitud del claro, de las condiciones de apoyo, de las diferentes condiciones de cargas verticales y de la rigidez de la tubería.

Debido a la gran variedad de condiciones y combinaciones de carga que pueden existir; para la determinación de la flecha podrán utilizarse expresiones para claros simplemente apoyados.

El comportamiento adecuado de un sistema sujeto a diferentes condiciones de carga, se puede lograr mediante el control de sus deformaciones, para lo cual se tomará un valor permisible de $L/360$, siendo éste de uso común para estructuras de acero, las cuales se pueden dañar con deformaciones mayores. En la Tabla 8.7 se muestran claros prácticos para diferentes diámetros y espesores de tubería de acero soportada sobre silletas.

8.3.2.1. Cálculo de la flecha

La flecha máxima deberá ser calculada en función de las condiciones de apoyo de la tubería y las cargas a que esté sometida. En el caso de tubería simplemente apoyada con carga uniforme la flecha al centro del claro puede calcularse con:

$$Y = \frac{5WL^4}{384EI} \qquad \text{Ecuación 8.39}$$

donde:

- Y = Flecha máxima al centro del claro (mm)
- W = Carga o masa uniforme por unidad de longitud (N/mm)
- L = Distancia entre apoyos (mm)
- E = Módulo de elasticidad del material (MPa)
- I = Momento de inercia de la sección transversal de la tubería (mm^4)

Para el cálculo de la flecha de una tubería con extremos restringidos y carga uniforme, el valor obtenido en la Ecuación 8.39 deberá multiplicarse por un factor de 0.2 y cuando la tubería se encuentre simplemente apoyada con claros iguale, se utilizará un factor de 0.6. Si las condiciones de la tubería difieren de las mencionadas, la flecha se calcula usando expresiones que impliquen las condiciones reales.

Tabla 8.7 Claros para tubería simplemente apoyada con 120 grados de contacto con silleta (adaptada de AWWA M11, 2004)

Claro máximo (L)										
Diámetro (pulgadas)	metros									
6	11	12	13							
8	12	13	14							
10	12	13	14							
12	12	13	14							
14	12	13	14							
16	12	14	15							
18	12	14	15	16						
20	13	14	15	16						
22	13	14	16	16						
24	13	15	16	17	18	18				
26	13	15	16	17	18	19				
28	13	15	16	17	18	19				
30	13	15	16	17	18	19				
32	13	15	16	17	19	20				
34	13	15	16	18	19	20				
36	13	15	16	18	19	20	21			
38	13	15	17	18	19	20	21			
40	13	15	17	18	19	20	22			
42	13	15	17	18	19	20	22			
45		16	17	18	19	20	22			
48		16	17	18	20	20	22	24		
51		16	17	18	20	21	23	24		
54		16	17	19	20	21	23	24		
57		16	17	19	20	21	23	24		
60		16	17	19	20	21	23	24		
63		16	17	19	20	21	23	25		
66		16	17	19	20	21	23	25	26	27
72		16	18	19	20	21	23	25	27	28
78			18	19	20	22	23	25	27	28
84			18	19	20	22	24	26	27	29
90			18	19	20	22	24	26	27	29
96			18	19	21	22	24	26	27	29
102			18	19	21	22	24	26	28	29
108				20	21	22	24	26	28	29
114				20	21	22	24	26	28	30
120					21	22	24	27	28	30
126					21	22	25	27	28	30
132					21	22	25	27	28	30
138					21	22	25	27	29	30
144					21	23	25	27	29	30

8.3.2.2. Pendiente mínima

El perfil de la tubería deberá tener una pendiente mínima, con el fin de que drene libremente, evitando la generación de bolsas de aire, esto es, cada soporte tendrá una elevación diferente que la anterior, la cual depende de la flecha al centro del claro entre ellos; un valor práctico recomendado es el siguiente:

$$N = \frac{4Y}{L} \qquad \text{Ecuación 8.40}$$

donde:

N = Pendiente (adimensional)
L = Distancia entre apoyos (mm)
Y = Flecha calculada en (mm, según Ecuación 8.39)

8.3.2.3. Inclinada

La separación entre apoyos, medida en proyección horizontal a la tubería, para una superficie inclinada y para los diferentes diámetros de tubería, se da en la Tabla 8.8.

8.3.3. Silletas

La soportería a base de silletas, consiste generalmente en una base de concreto cimentado en una zapata; la tubería se apoya directamente en la parte superior de la silleta, la cual debe tener un área cóncava. El espacio anular entre esta área y la tubería, debe rellenarse con un material blando para proporcionar una superficie de contacto suave y uniforme, como se muestra en la Ilustración 8.9. Se recomienda que el ángulo de

Ilustración 8.9 Detalle de apoyo sobre silleta de concreto (adaptado de AWWA M11, 2004)

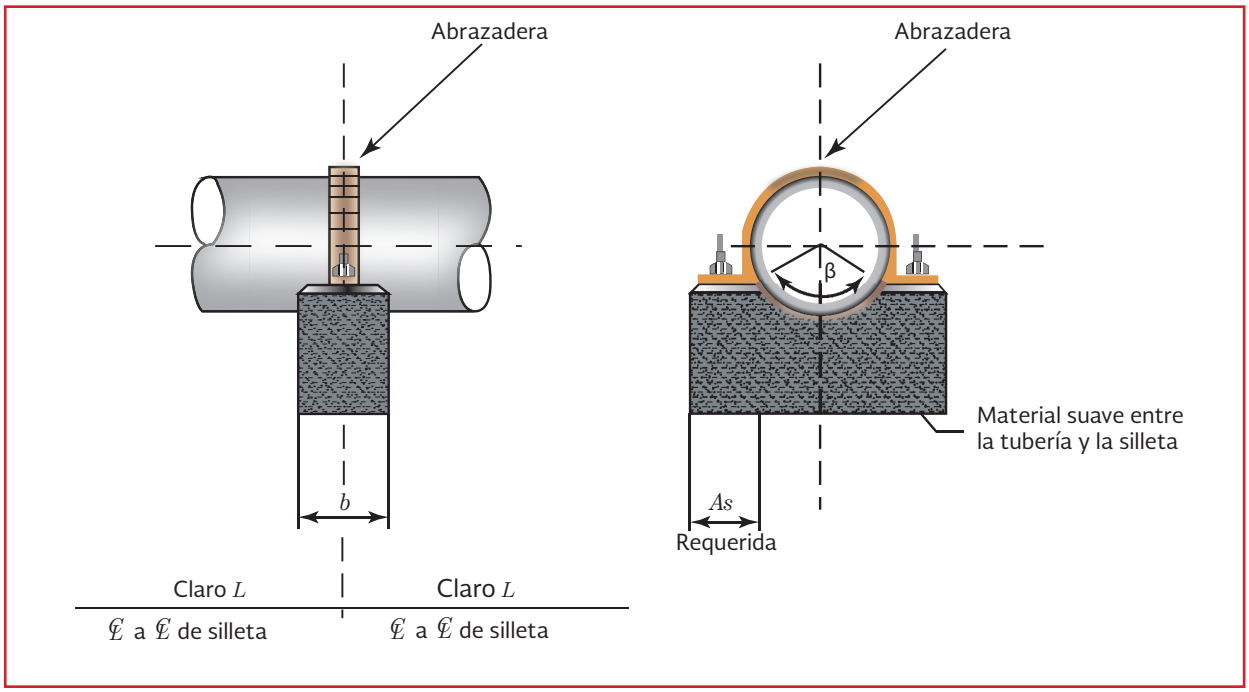


Tabla 8.8 Diámetros de tuberías

	Espesor (pulgadas y mm)									
Diámetro nominal	3/16	1/4	6/16	3/8	7/16	1/2	6/8	3/4	7/8	1
	4.73	6.35	7.938	9.525	11.113	12.7	15.875	19.05	22.225	26.4

la superficie de contacto sea de 1.57 rad a 2.09 rad (90° a 120°). En los puntos donde se traten de evitar los desplazamientos laterales, la tubería llevará una abrazadera que estará anclada en la silleta de concreto por medio de pernos. Este tipo de soporte puede ser instalado en forma continua, uniformizando la separación de ellos; de tal manera que las deformaciones entre apoyos sean menores que las flechas permisibles. En la Tabla 8.7 se muestran los claros recomendados.

8.3.4. Tuberías sin anillos rigidizantes

Para la condición de tuberías apoyadas sobre silletas, la mayor concentración de esfuerzos está localizada en la zona adyacente a la silleta. Cuando dichos esfuerzos se encuentran dentro de los permisibles, la tubería podrá apoyarse directamente sobre la silleta sin la utilización de anillo rigidizante, procurando que el ángulo de la superficie de contacto sea entre 1.57 rad y 2.09 rad (90° a 120°). Si se trata de tuberías de diámetro de 0.914 m o menores y el esfuerzo sobrepasa el permisible, la solución es aumentar el espesor, resultando una mayor rigidez. El aumento en el espesor puede ser en la longitud total de la tubería o únicamente una longitud igual a dos diámetros más el ancho de la silleta, verificando que fuera de esta zona de cambio de espesor los esfuerzos estén dentro de la tolerancia. En el caso diámetros mayores a 0.914 m la solución más económica es utilizar anillos rigidizantes.

El esfuerzo total de la tubería en la zona del apoyo, se calcula de la siguiente manera:

$$S_t = S_b + S_L \qquad \text{Ecuación 8.41}$$

$$S_b = S_f + \mu S_P \qquad \text{Ecuación 8.42}$$

$$S_f = \frac{W_T L^2}{12 S} \qquad \text{Ecuación 8.43}$$

$$S_p = \frac{P d_e}{2t} \qquad \text{Ecuación 8.44}$$

$$S_A = \left[K \frac{F}{t^2}\right] \ln\left(\frac{r}{t}\right) \qquad \text{Ecuación 8.45}$$

donde:

S_t = Esfuerzo total en la zona del apoyo (MPa)

S_b = Esfuerzo de flexión total en el apoyo cuando el movimiento axial está restringido, para tuberías no restringidas el término μS_p es igual a cero (MPa)

S_f = Esfuerzo en los apoyos debido a flexión, considerando la tubería como una viga continua (MPa)

S_p = Esfuerzo circunferencial (MPa)

P = Presión interna

d_e = Diámetro exterior (mm)

μ = Módulo de Poisson (de acuerdo al material de estudio)

W = Masa del tubo más masa del agua por unidad de longitud (N/mm)

L = Separación entre apoyos (mm)

S = Módulo de sección de la tubería (mm^3)

S_A = Esfuerzo local en la tubería debido a la reacción en el apoyo (MPa)

F = Reacción total en el apoyo (N)

r = Radio del tubo (mm)

t = Espesor del tubo (mm)

K = Factor de transferencia [0.02 – 0.00688 ($\beta - (\pi/2)$)], donde β es al ángulo de apoyo en rad (ver Ilustración 8.9)

El máximo esfuerzo de la tubería en la zona del apoyo deberá ser menor que el permisible indicado en el apartado 8.1.2.6.

El efecto de otro tipo de cargas tales como: cargas vivas, fuerzas producidas por el viento, así como

los efectos sísmicos, deberá sumarse al esfuerzo en la zona del apoyo, utilizando para el cálculo la Ecuación 8.43, donde *W* será igual a la carga uniforme obtenida mediante las expresiones presentadas en secciones anteriores del presente libro.

8.3.5. Tuberías con anillos rigidizantes

Cuando se presentes esfuerzos en la tubería en la zona de apoyo que excedan a los permisibles, una solución será incrementar el espesor en la tubería en dicha zona, o utilizar anillos rigidizantes. Cuando se tengan tuberías de gran diámetro (d>0.914 m) se recomiendan rigidizantes en los apoyos.

Esquemas de tuberías con anillos rigidizantes se muestran en la Ilustración 8.10, Ilustración 8.11 e Ilustración 8.12.

8.3.5.1. Esfuerzo en la tubería en la zona del anillo

Los esfuerzos máximos radiales, combinados en el tubo en la zona del anillo rigidizante, están dados por:

$$S_r = \frac{d_e}{2\times10^6 t}(W + qh) \qquad \text{Ecuación 8.46}$$

donde:

- S_r = Esfuerzo máximo combinado en la pared de la tubería (MPa)
- W = Peso de la pared de la tubería por unidad de área (Pa)
- q = Masa específica del agua (N/m^3)
- h = Columna de agua sobre el lomo interior de la tubería (m)
- d_e = Diámetro exterior de la tubería (mm)
- t = Espesor de pared de la tubería (mm)

El esfuerzo máximo longitudinal del tubo en la zona del anillo se calcula con la ecuación:

$$S_{LM} = \left(\frac{L^2}{6t}\right)\left(\frac{2W}{d} + \frac{q}{1\ 960}\right) \qquad \text{Ecuación 8.47}$$

donde:

- S_{LM} = El esfuerzo máximo longitudinal (MPa)
- L = Longitud del claro centro a centro entre soportes (m)

El esfuerzo radial flexionante máximo, en el tubo en la zona del anillo debido a presión interna, esto es:

$$S_{bo} = \frac{1.82(A_r - C't)}{A_r + 1.56t\sqrt{r_m t}}\left(\frac{P_i r_m}{t}\right) \qquad \text{Ecuación 8.48}$$

donde:

- S_{bo} = Esfuerzo radial flexionante máximo (MPa)
- A_r = Área transversal del anillo (mm^2)
- C' = Ancho de contacto del anillo rectangular de la sección transversal (mm)
- P_i = Presión interior de la tubería (MPa)
- r_m = Radio medio de la tubería (mm)

Esta ecuación se obtuvo suponiendo que el anillo proporciona mayor rigidez al integrarlo con la tubería, siendo la carga en la periferia simétrica. Como en realidad la carga no es simétrica, debido al contenido de agua, una aproximación del valor máximo de S_{bo} se obtiene sustituyendo el valor de S_r en la Ecuación 8.48 en lugar de $\left(\frac{P_i r_m}{t}\right)$.

Ilustración 8.10 Tubería y anillo rigidizante (adaptado de AWWA M11, 2004)

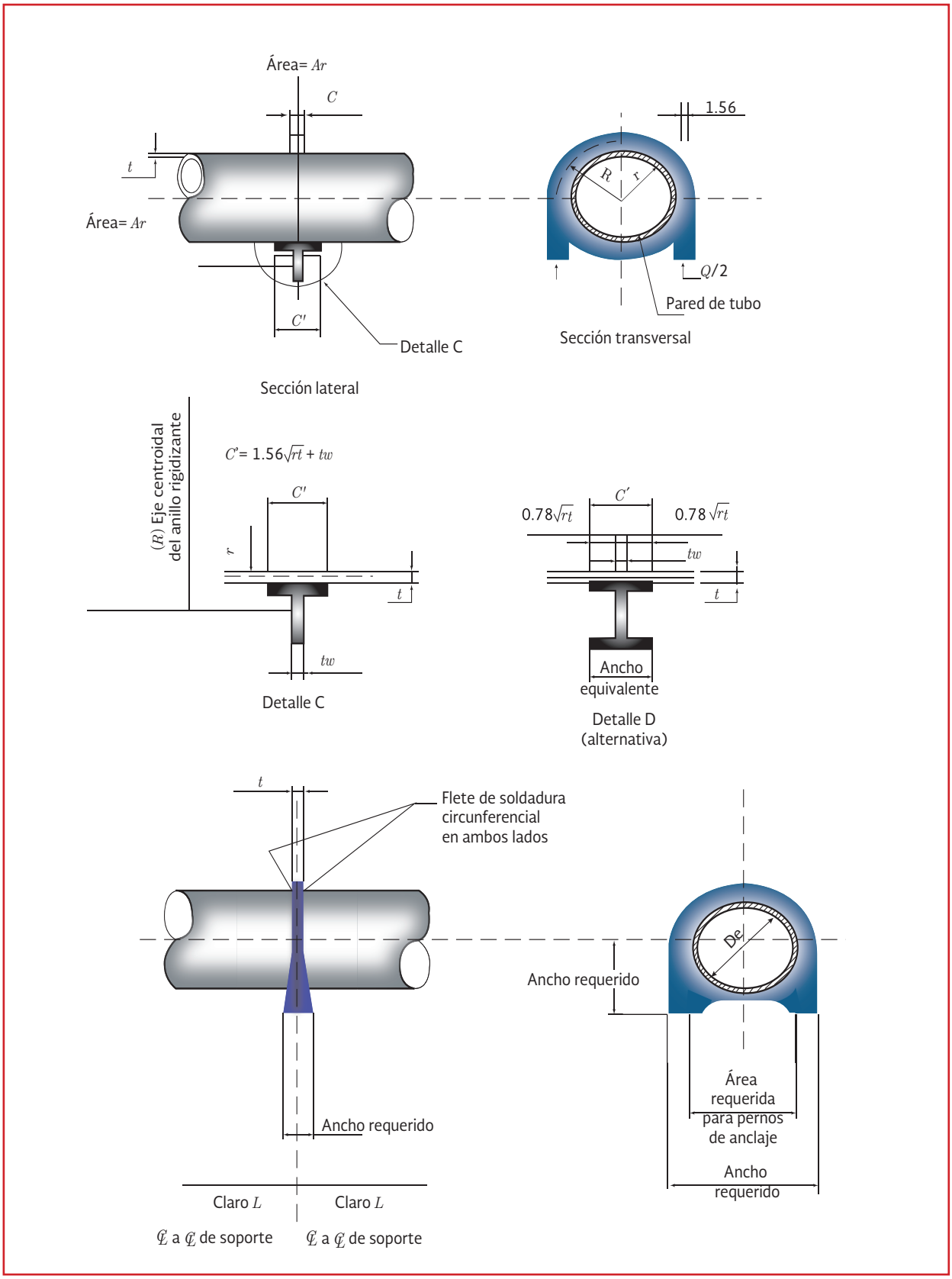


Ilustración 8.11 Claros típicos para una tubería I (adaptado de AWWA M11, 2004)

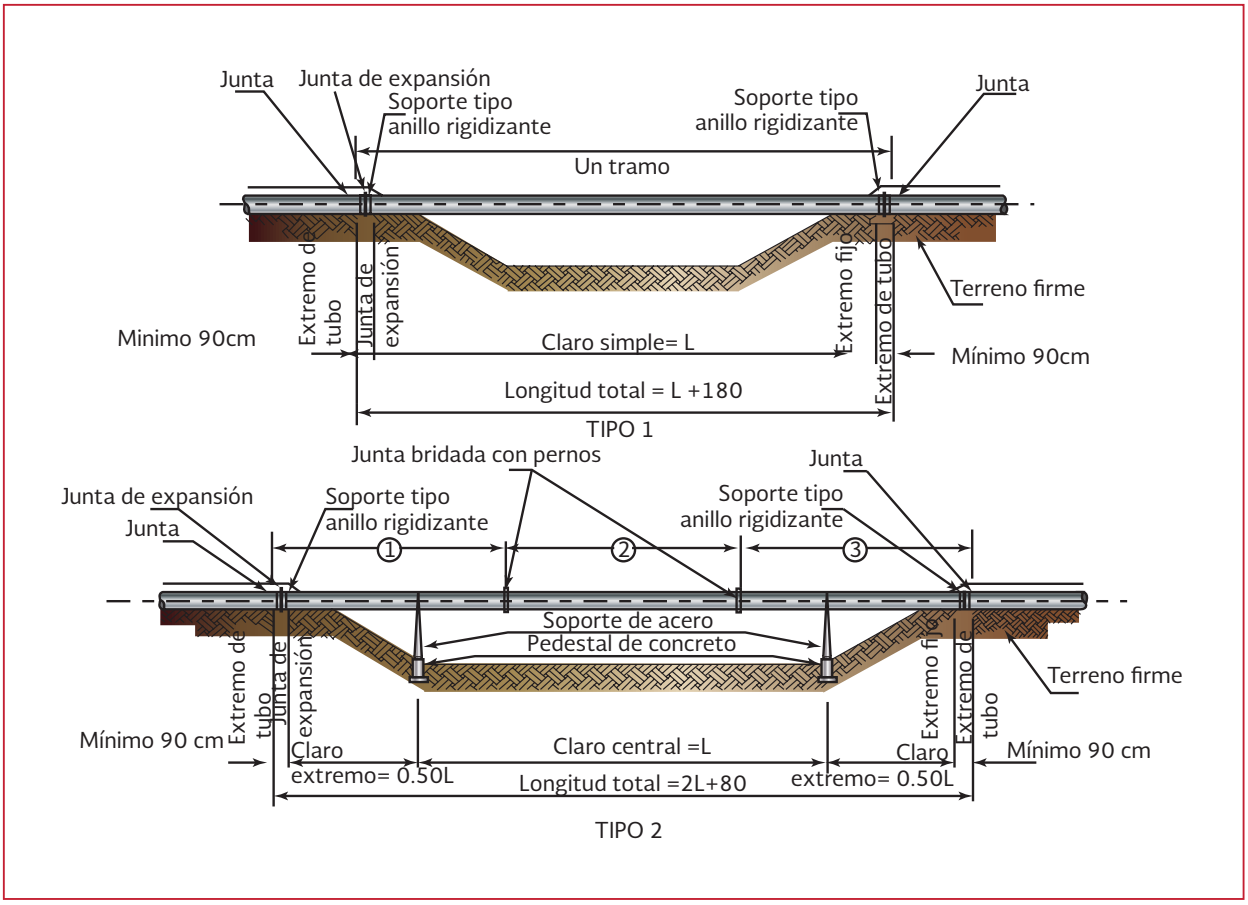
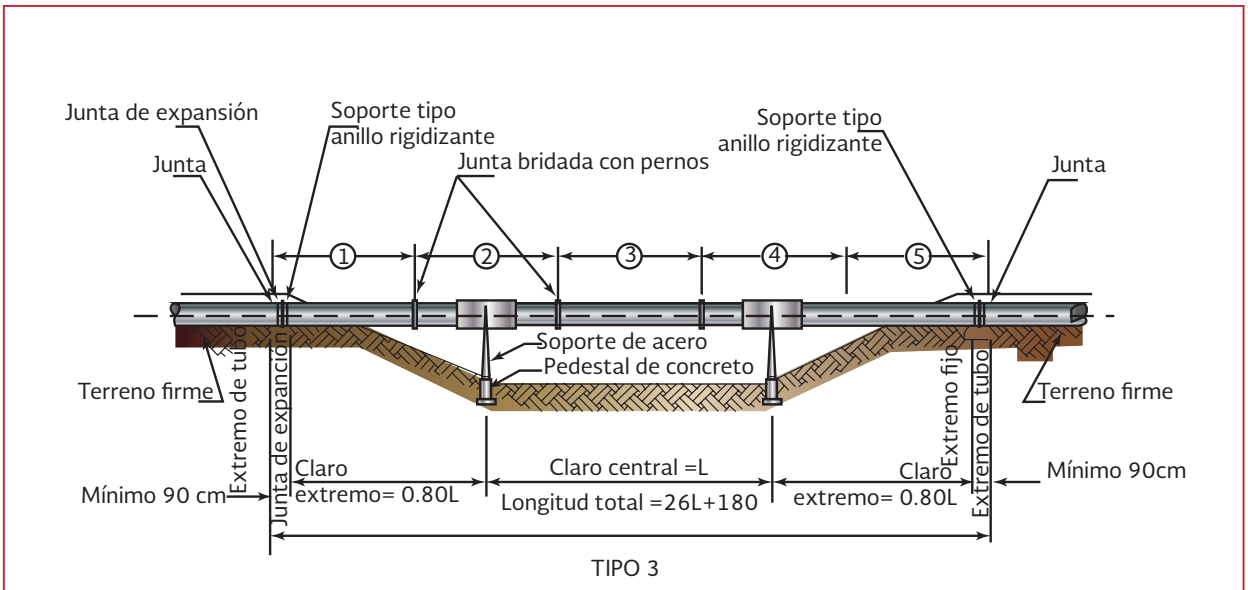


Ilustración 8.12 Claros típicos para una tubería II (adaptado de AWWA M11, 2004)



El esfuerzo longitudinal total (S_T) combinado en la pared del tubo está definido por:

$$S_T = S_{LM} + S_{bo} \qquad \text{Ecuación 8.49}$$

donde:

S_T = Esfuerzo longitudinal total (MPa)
S_{LM} = Esfuerzo máximo longitudinal (MPa)
S_{bo} = Esfuerzo radial flexionante máximo (MPa)

El valor obtenido de la Ecuación 8.52 deberá ser menor que el permisible.

8.3.5.2. Esfuerzos en el anillo rigidizante

El máximo valor del esfuerzo flexionante en el anillo ocurre cuando a=0.04R, donde a es la excentricidad de la reacción desde el eje centroidal del anillo rigidizante. Cuando esto se cumple, el máximo momento flexionante M en la viga está dado por:

$$M = 0.01\,Q \qquad \text{Ecuación 8.50}$$

donde:

M = Momento flexionante en sección del anillo (N mm)
Q = Fuerza total de la tubería transmitida al anillo (N)

El esfuerzo máximo flexionante se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$S_1 = \frac{M}{I} y \qquad \text{Ecuación 8.51}$$

donde:

S_1 = Esfuerzo máximo flexionante (MPa)
M = Momento flexionante (N mm)
y = Distancia del eje neutro a la fibra extrema del anillo (mm)
I = Momento de inercia de la sección considerada como refuerzo (mm^4)

El esfuerzo máximo en el anillo S_2, debido a la fuerza cortante está dado por:

$$S_2 = \frac{Q}{4A_t} \qquad \text{Ecuación 9.1}$$

donde:

S_2 = Esfuerzo cortante máximo en el anillo (MPa)
Q = Fuerza total de la tubería transmitida al anillo (N)
A_r = Área transversal del anillo (mm^2)

El esfuerzo en el anillo debido a la fuerza radial es:

$$S_3 = \left(\frac{P\,r_m}{A_r}\right)\left[(C' + 1.56\sqrt{r_m t})\frac{A_r - C' t}{A_r + 1.56 t\sqrt{r_m t}}\right]$$

Ecuación 8.52

donde:

S_3 = Esfuerzo en el anillo debido a la fuerza radial (MPa)

Los términos están definidos en las expresiones anteriores.

Todos estos esfuerzos son combinados en la dirección horizontal, el esfuerzo total máximo S_t en el anillo rigidizante está dado por:

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 \qquad \text{Ecuación 8.53}$$

donde:

S_1 = Esfuerzo máximo flexionante (MPa)
S_2 = Esfuerzo cortante máximo en el anillo (MPa)

S_3 = Esfuerzo en el anillo debido a la fuerza radial (MPa)

S_t Esfuerzo total máximo en el anillo rigidizante (MPa)

El esfuerzo en el anillo rigidizante o en la tubería, considerando que el anillo es del mismo material del tubo, debe ser menor a lo establecido por la A.P.I., para las combinaciones de carga siguientes:

a) Para la combinación de cargas indicada en el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el valor de 62.5 por ciento del punto de fluencia mínimo especificado del material
b) Para la combinación de carga indicada en el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el 80 por ciento del punto de fluencia mínimo especificado del material
c) Para la combinación de cargas indicada en el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el 100 por ciento del punto de fluencia mínimo especificado del material

Con relación a la presión interna, cabe señalar que una buena práctica consiste en limitar el esfuerzo actuante un 50 por ciento del esfuerzo de fluencia (*fy*), bajo la presión máxima de diseño. El esfuerzo que produce el golpe de ariete más la presión interna no debe rebasar el 75 por ciento del esfuerzo de fluencia.

Los esfuerzos permisibles, de fluencia y de ruptura, de acuerdo con la especificación de la tubería, son los que se muestran en la Tabla 8.6.

Si los extremos de la tubería están empotrados o fijos, los esfuerzos longitudinales ocasionados por cambios de temperatura deben ser sumados a S_L en la Ecuación 8.41. Sin embargo, cuando se utilicen placas de deslizamiento en los apoyos, el esfuerzo por temperatura será prácticamente nulo.

8.3.6. Atraques

En las líneas de conducción se presentan cambios de dirección. Si la línea es aérea y utiliza juntas de expansión, se requerirá utilizar atraques para resistir las fuerzas que se generan en los cambios de dirección horizontales como verticales, así mismo, en los cruces con barrancas donde puede existir una pendiente muy pronunciada.

Estos puntos se modelan como empotres, restringiendo todos sus posibles movimientos con atraques que absorban las fuerzas axiales que produzca la tubería en operación.

Para conseguir mayor resistencia del atraque al volteo y disminuir el tamaño del bloque, pueden instalarse anclas al terreno, siempre y cuando las condiciones de éste lo permitan.

Los anclajes se deberán diseñar para soportar todas las fuerzas, tanto verticales como horizontales, que se presenten. Deberá considerarse un factor de seguridad al volteo y deslizamiento no menor de 2.

Se hará un análisis considerando las condiciones y combinaciones de carga que sean más desfavorables, incluyendo en éste la acción de acceso-

rios tales como válvulas de desfogue, juntas de expansión, entre otras.

8.3.6.1. Fuerza por cambio de dirección

$$F_r = P_i A \qquad \text{Ecuación 8.54}$$

donde:

F_r = Fuerza debida a la tapa o una "T" (N)
P_i = Presión interna máxima (Pa)
A = Área de la sección transversal de la tubería, en caso de ser una "T", el área corresponde a la sección transversal del ramal (m^2)

Cuando el atraque se coloque en un cambio de dirección, la fuerza resultante se obtiene:

$$F_r = (2AP_i) sen\left(\frac{\Delta}{2}\right) \qquad \text{Ecuación 8.55}$$

donde:

Δ = Ángulo de deflexión del codo (rad)

Una solución para el diseño del atraque en el cambio de dirección en tubería aérea horizontal es considerar la tubería ahogada en el atraque de concreto, otra solución podría ser anclar la tubería al bloque de concreto a través de anillos rigidizantes. La elección del tipo de atraque dependerá de cada caso en particular.

8.3.6.2. Fuerza en pendiente

En este caso se considera la fuerza hidráulica originada por el cambio de dirección (Ecuación 8.46) más la debida al empuje por la pendiente.

El empuje ejercido en el atraque aguas arriba se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$E_1 = q_1 L_1 sen\,\alpha_1 \qquad \text{Ecuación 8.56}$$

y el empuje aguas abajo se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_2 = q_2 L_2 sen\,\alpha_2 \qquad \text{Ecuación 8.57}$$

donde:

E_1 = Componente del peso en la dirección paralela a la línea aguas arriba(N)
E_2 = Componente del peso en la dirección paralela a la línea aguas abajo(N)
q_1 y q_2 = Masa de la tubería por metro de longitud, aguas arriba y aguas abajo, respectivamente (N)
L_1 y L_2 = Longitud entre el atraque y la junta de expansión (m)
α_1 y α_2 = Ángulo de inclinación de la línea, aguas arriba y aguas abajo (rad)

Para el diseño del atraque, se considera la suma de las fuerzas activas en el tramo.

Para el diseño de atraques en tuberías inclinadas, existen varias soluciones, entre las cuales se puede considerar la tubería anclada al bloque de concreto a través de anillos rigidizantes, y de ser necesario se instalaran, anclas al terreno con el propósito de disminuir el volumen de concreto.

8.3.6.3. Cambio de sección

En tuberías donde se necesite un cambio de sección, se genera una fuerza por presión hidrostática radial, la cual se determina de la siguiente forma:

$$F_r = P_i\,(A_1^2 - A_2^2)$$ Ecuación 8.58

8.3.7. Diseño de un atraque

Datos requeridos

Ángulo de deflexión Δ
=22.5°= 0.3927 rad
Diámetro de la tubería
=0.1524 m
Gasto
=13 L/s= 0.013 m³⁄s
Presión de operación *P*
= 4.0 t/m²
Aceleración de la gravedad
=9.81 m/s²
Peso volumétrico del agua γ
= 1 t/m³
Coeficiente de fricción sobre la tierra (μ)
(de 0.25 a 0.40)
=0.25

Área de la sección de la tubería

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(0.1524)^2}{4} = 0.01824 m^2$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.013}{0.01824} = 0.7127 \approx 1.0\ \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Fuerza (F_r): de la Ecuación 8.55, considerando una velocidad de 1.0 m/s

$$F_r = (2AP_i)sen\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$
$$= 2\left(\frac{\gamma V}{g} + AP\right)sen\left(\frac{\Delta rad}{2}\right)$$
$$= 0.0682\ \text{t}$$

Componente vertical F_v

$$F_v = F_r \cos\left(\frac{\Delta}{2} Rad\right) = 0.0669\ \text{t}$$

Componente horizontal F_h

$$F_h = F_r\, sen\left(\frac{\Delta}{2} Rad\right) = 0.0131\ \text{t}$$

Atraque propuesto

Ancho *(B)* = 0.2 m
Largo *(L)* = 0.2 m
Altura *(H)* = 0.35 m

Volumen del concreto

$$Vol = BLH - \begin{matrix}Volumen\ que\\ ocupa\ la\ tubería\\ en\ el\ atraque\end{matrix}$$

$$Vol = 0.2(0.2)(0.35) - (0.01824\,\text{m}^2)(0.2\text{m})$$
$$= 0.01035\ \text{m}^3$$

Peso volumétrico del concreto γ_c=2.2 t/m³ (para concreto simple)

Peso de atraque:

$$P_{atraque} = Vol_c\,(\gamma_c) = 0.01035(2.2) = 0.0228\,t$$

Profundidad de relleno (para tubería de 6") *h*= 1.1 m
Peso volumétrico del relleno (Tepetate)

$$\gamma_{relleno} = 1.70\frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$P_{relleno} = LBh\gamma_{relleno} = 0.2(0.2)(1.1)(1.70)$$
$$= 0.0748\ \text{t}$$

Peso total:

$$P_T = P_{Atraque} + P_{relleno} = 0.0288 + 0.0748$$
$$= 0.0976 \text{ t}$$

Revisión

Se considera un mínimo de 1.0 tonelada que debe soportar el atraque diseñado.

Coeficiente de seguridad para que no se levante:

$$\frac{F_v}{P_T} = \frac{0.0976}{0.0669} = 1.4578 \text{ t} > 1.0 \text{ t} \text{ (cumple)}$$

Coeficiente para que no se deslice:

$$\frac{\mu(P_T)}{F_h} = \frac{0.25(0.0976)}{0.0131} = 1.8681 > 1.0 \text{ t}$$
(Cumple)

8.4. Cruces especiales

Cuando se instala una conducción, ya sea enterrada o superficial, puede presentarse la situación de cruzar ríos, barrancas, vías de ferrocarril, carreteras o cualquier otra instalación que pueda evitar la continuidad de la tubería.

Cuando el cruce implica elevar superficialmente la conducción, como en el caso de ríos, barrancas, etcétera; si el claro por librar es lo suficientemente corto puede ser soportado estructuramente por la propia tubería, lo cual depende de sus propias capacidades (observe la Ilustración 8.13a); sin embargo en algunas otras situaciones se requerirá de adiconar una estrutura de refuerzo, para soportar la tubería en el cruce (Ilustración 8.13b).

Ilustración 8.13 Cruces de tuberías



a) Tubería autosoportada



b) Tubería soportada por estructura

En ambos casos el diseño estructural esta regido principalmente por el:

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04) y sus Normas Técnicas Complementarias
- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (2008)
- Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-05
- Load and Resistance Factor Design Specification (LRFD)

Para el diseño estructural las conducciones y sus apoyos deberán diseñarse como puentes, más que como tuberías. Para guiar al personal de los organismos operadores sobre el mecanismo de diseño de estas estructuras, se presenta un ejemplo de aplicación.

8.4.1. Cruces con otras líneas

Cuando la línea de conducción de diseño cruce otra tubería, sea ésta de agua potable, drenaje o petróleo, se deberá respetar el alineamiento y nivel de la línea existente. Esto obliga a que la línea pase por abajo o por arriba de la línea ya establecida para lo cual será necesario diseñar elementos de soporte que mantengan en su posición la línea existente. También se deberán tomar en cuenta tanto las condiciones de la etapa de construcción como las de la fase de operación permanente. El tipo de elementos de soporte que se emplearán dependerá principalmente de los diámetros y tipos de las dos líneas y de las condiciones del suelo. Se podrá utilizar relleno compactado, sacos llenos de arena, suelo circundante y estructuras de concreto o de acero. Además, considerará una separación mínima de 1.0 metro entre los paños de las dos líneas y la existencia de un material suave entre ambos, evitando el material rocoso o con escombros.

Asimismo, se revisará la posible interferencia en la protección catódica de ambas líneas.

8.4.2. Cruce de tubería con carretera o vía de ferrocarril

Cuando se requiere efectuar el cruce de una tubería, construida de cualquier material y de cualquier diámetro, a través de carreteras, caminos o una vía de ferrocarril, se deberá seguir el siguiente procedimiento, el cual se complementa con las especificaciones establecidas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.) y los preceptos complementarios que al respecto indique la Residencia General de Construcción y Conservación de Obra Pública u otras dependencias competentes. La Ilustración 8.14 muestra esquemáticamente las especificaciones generales del cruce con una carretera y la Ilustración 8.15 muestra esquemáticamente el cruce con una vía de ferrocarril.

- El tramo de tubería ubicado dentro del derecho de vía, debe protegerse mediante el empleo de una estructura, para lo cual, se puede emplear cualquiera de los siguientes tipos de soluciones:
  - Tubo de acero
  - Marco cerrado de concreto
  - El tramo de tubería de la línea de conducción de agua que está comprendido dentro del derecho de vía en el cruce con carretera, debe ser de acero al carbono grado B, conforme a lo indicado en la norma NMX-13-

Ilustración 8.14 Protección de tubería en cruce con carreteras

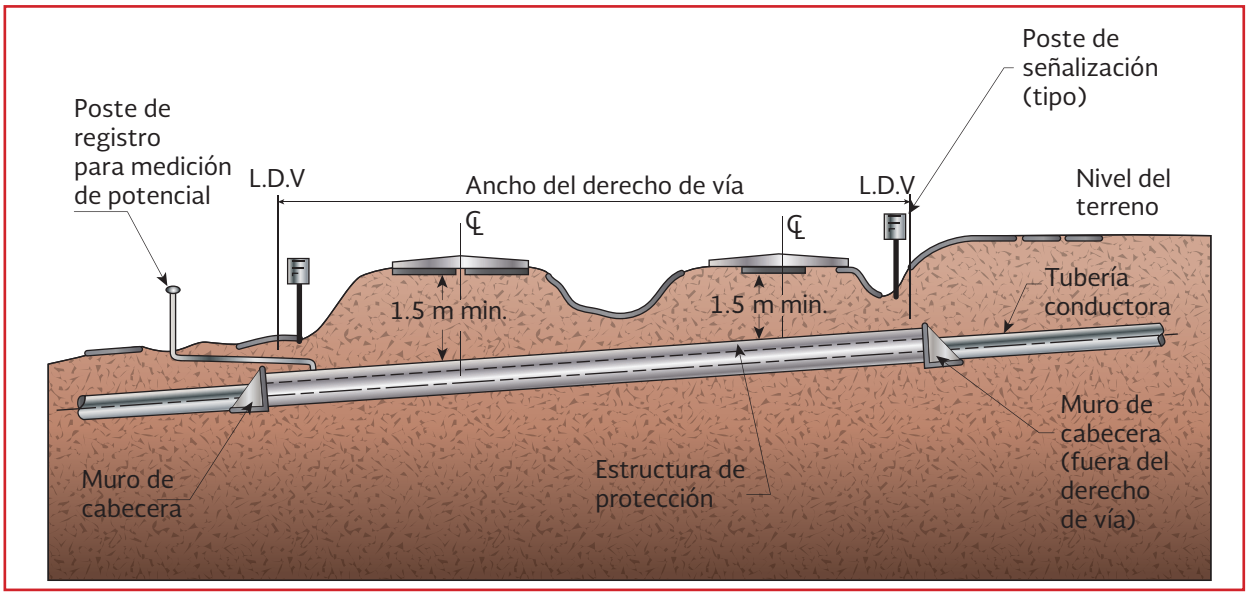
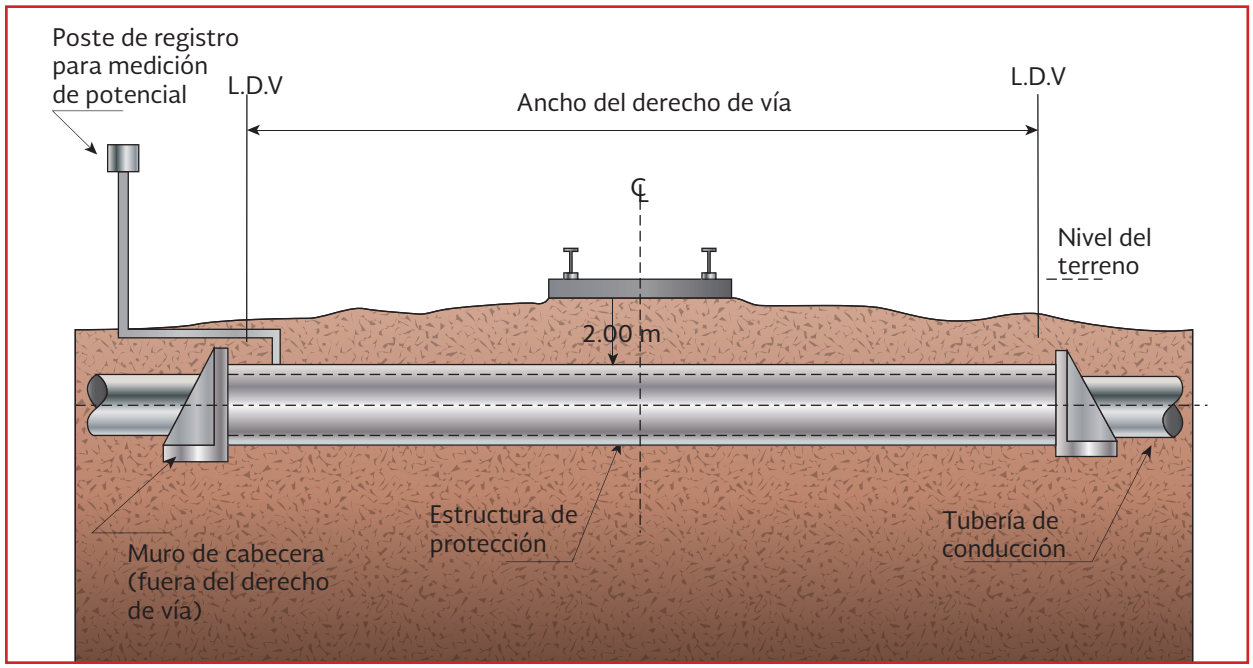


Ilustración 8.15 Protección de tubería en cruce con vías de ferrocarril



177, independientemente del material con que esté construida la línea de conducción

- La longitud de la estructura de protección debe ser como mínimo el límite del derecho de vía estipulado
- El ángulo de intersección en el cruce entre la tubería y la vía de comunicación debe ser lo ms cercano a 90°
- Cuando en el proyecto de cruce se haya especificado el empleo de protección catódica deben instalarse a

cada extremo del cruce, postes de registro para inspección del nivel de voltaje de la protección catódica
- Siempre que se opte por efectuar el cruce de carretera a cielo abierto, debe proyectarse una obra de desvío, cuyas especificaciones sobre su construcción y señalamiento deberán ajustarse a los lineamientos establecidos para este fin por la SCT
- Dentro del derecho de vía de una carretera, la distancia entre la parte más baja de la sección del camino, sobre la estructura de protección, será de 1.50 m, como mínimo
- Si el cruce con una vía de ferrocarril se efectuará a cielo abierto, debe solicitarse a la oficina del ferrocarril, que se instale la estructura provisional de soporte de la vía y sus accesorios
- Dentro del Derecho de vía del ferrocarril, la distancia entre la base del durmiente y la parte superior de la estructura de protección, será de 2.00 m, como mínimo

8.4.2.1.Selección del tipo de estructura de protección

La selección del tipo de estructura de protección (tubo de acero o marco de concreto) y del método de cruzamiento (zanja o a cielo abierto y perforación horizontal o hincado) debe efectuarse con base en los estudios sobre: condiciones de tráfico, diámetro del tubo, características mecánicas del suelo, entre otros. Sin embargo, los cruzamientos subterráneos en carreteras de cuota y los caminos de acceso controlado, deben hacerse únicamente mediante el procedimiento de perforación horizontal o hincado.

8.4.2.2.Diseño de la estructura de protección

Estructura de la protección con tubo de acero

Material

El material del tubo que será usado como estructura de protección, debe ser de acero al carbono grado 6, conforme a lo indicado en la norma NMX-13-177.

Diámetro

El diámetro de la estructura de protección debe ser mínimo de 150 mm mayor, que el de la tubería de conducción.

Espesor

El espesor seleccionado para el tubo de protección debe ser tal, que soporte los esfuerzos provocados por el peso y empuje del relleno, las cargas vivas y la reacción del terreno. En caso de que la instalación se efectúe mediante el método de hincado, deben tomarse en cuenta además, el esfuerzo critico de arrugamiento y el esfuerzo por hincado.

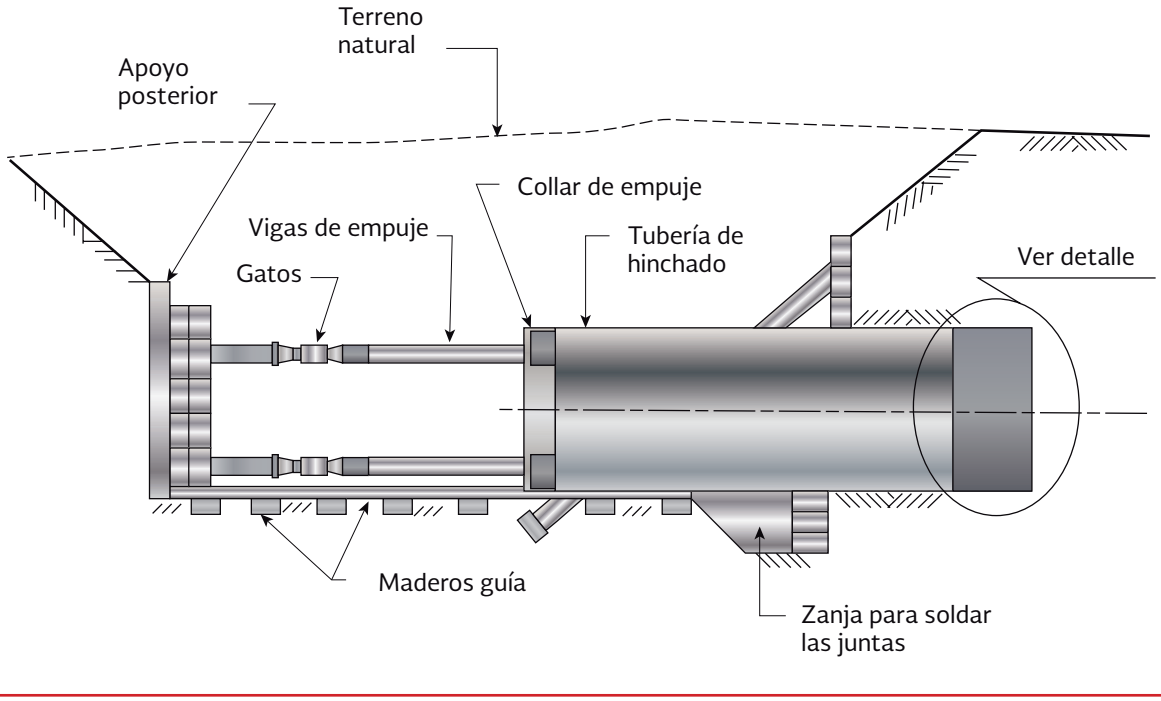
Instalación

La instalación de estructura de protección mediante el empleo de tubo de acero, se puede efectuar directamente en la excavación a cielo

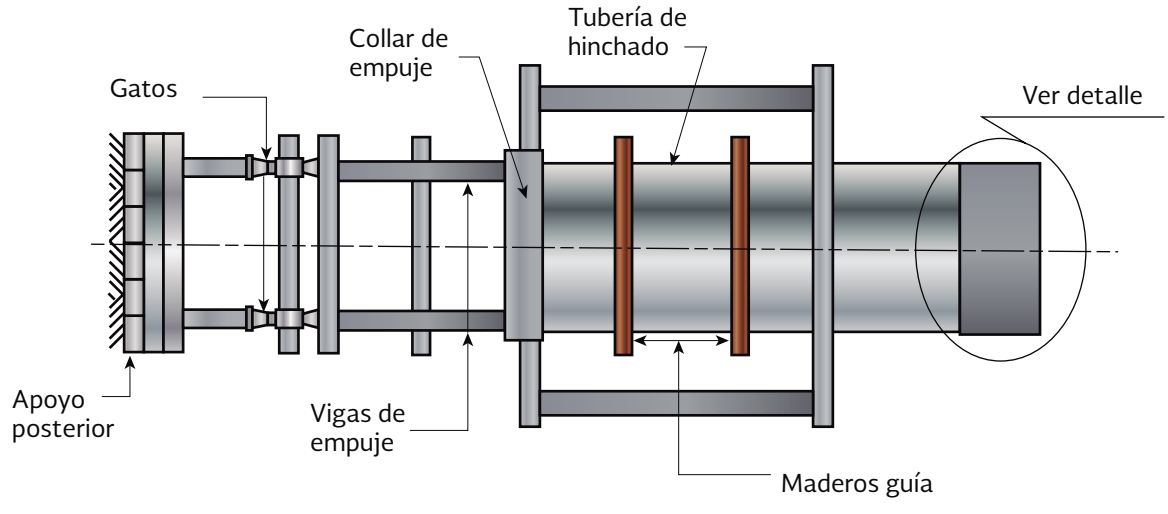
abierto o bien cuando las condiciones del tipo de suelo lo permitan, mediante perforación horizontal o hincado.

En la Ilustración 8.16 e Ilustración 8.17 se presenta esquemáticamente el procedimiento, el cual consiste en efectuar una excavación a cielo abierto a un lado de la carretera y dentro del derecho de vía para poder alojar el sistema de hincado e introducir en segmentos la tubería de protección. Para lo cual se colocan unas guías sobre el terreno para alinear la tubería y en la parte posterior durmientes o elementos de madera para apoyo contra el terreno del empuje de los gatos que servirán para

Ilustración 8.16 Incado mediante empuje con gatos

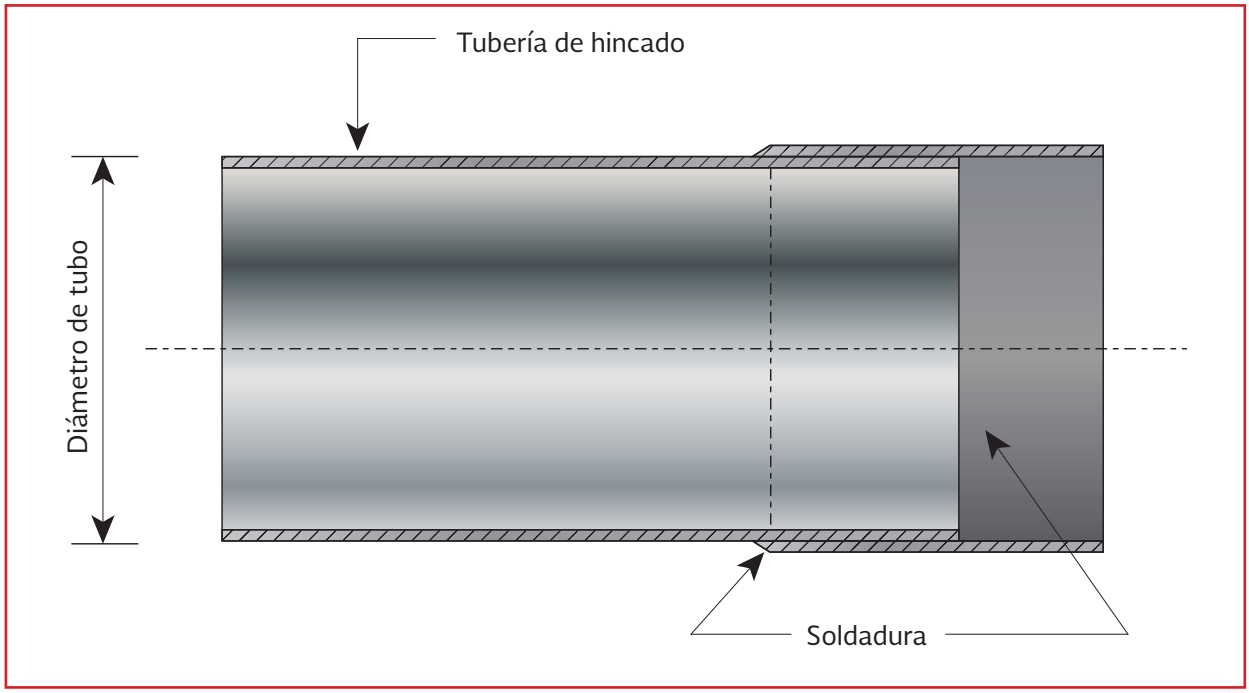


a) Elevación



b) Planta

Ilustración 8.17 Detalle del extremo del primer tubo



hincar la tubería de protección. La tubería de protección tendrá un anillo biselado en la parte frontal para su hincado.

Estructura de protección con marco cerrado de concreto

Cuando la protección de la línea de conducción de agua sea mediante la construcción de un marco cerrado de concreto, esta estructura protectora, debe construirse, según se indica a continuación:

8.4.2.3.Construcción de la estructura

La estructura protectora se construye en dos etapas; en la primera etapa se construye una sección en "U", y una vez instalado el tubo, se construye la segunda etapa (losa superior), con la que se convierte en cajón cerrado (ver Ilustración 8.18 e Ilustración 8.19).

La estructura debe diseñarse para resistir el peso y empuje del relleno, la carga viva, el peso de la tubería con agua y la reacción del terreno.

Dimensiones generales

- La Ilustración 8.18 e Ilustración 8.19, muestran de manera esquemática las dimensiones generales de la estructura
- El ancho de la caja debe ser el correspondiente al diámetro del tubo, más 1200 mm, lo cual, permite que exista una separación del tubo con respecto a la pared de la estructura de 600 mm
- La altura de la caja debe ser la correspondiente al diámetro del tubo, más 600 mm, lo cual, permite que exista

Ilustración 8.18 Primera etapa de construcción del cajón de concreto

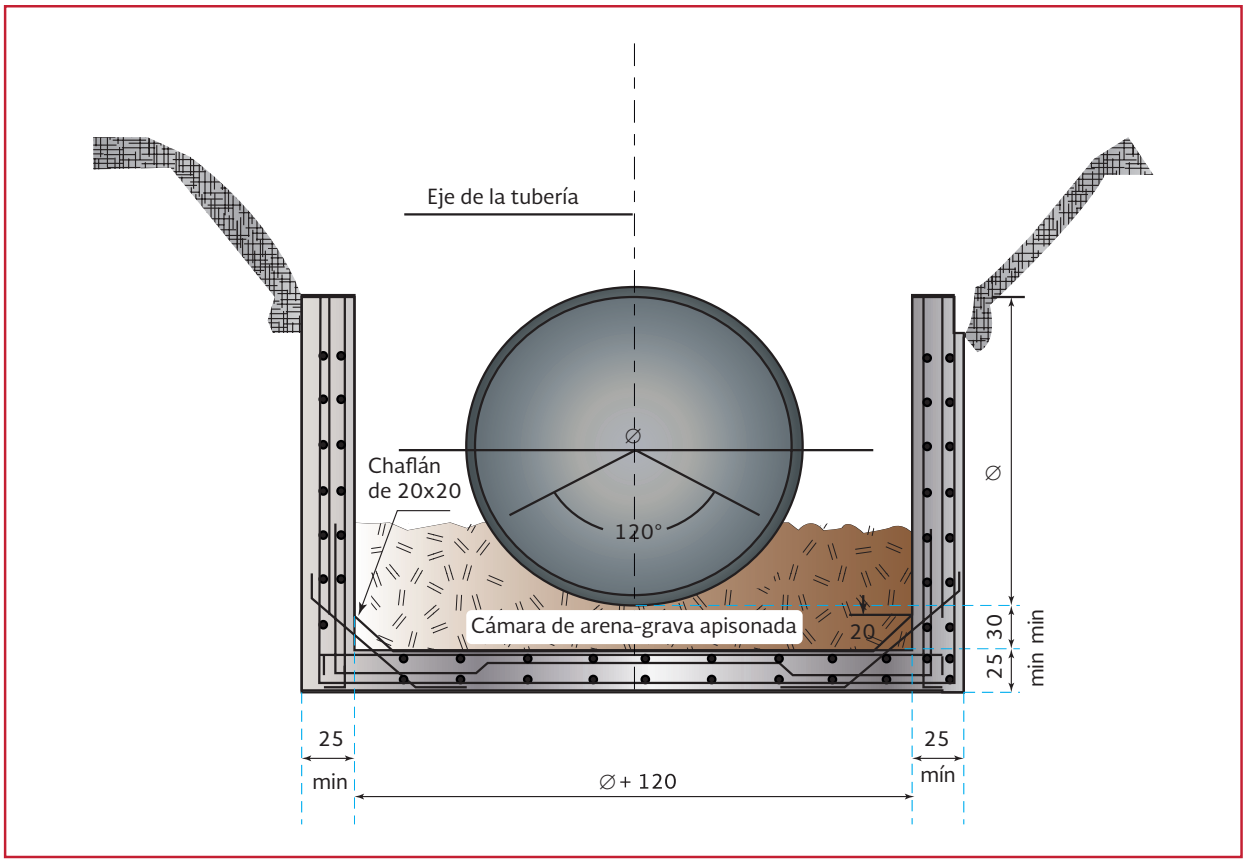
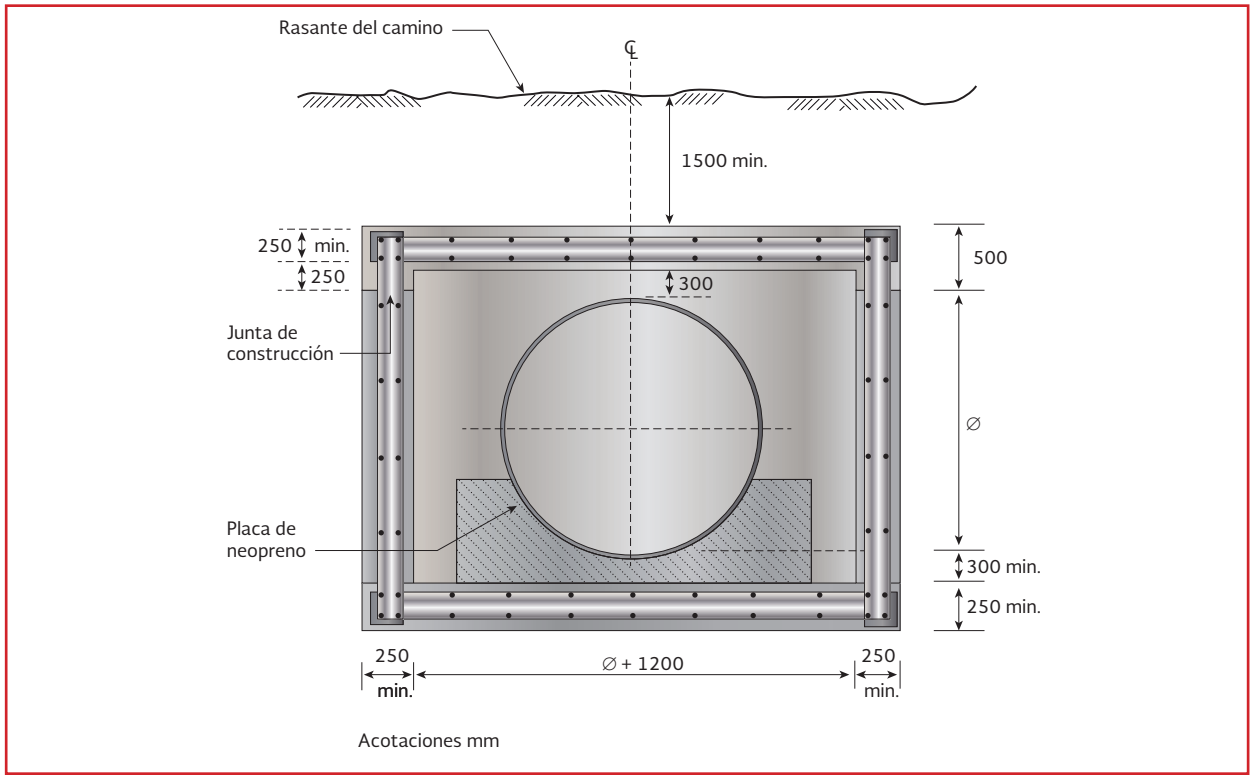


Ilustración 8.19 Segunda etapa de construcción del cajón de concreto



una separación del tubo con respecto al piso y al techo de 300 mm, respectivamente

8.4.2.4.Instalación de la estructura de protección

La instalación de la estructura de protección puede hacerse por el procedimiento de perforación horizontal, hincado o de zanja a cielo abierto.

En este último caso, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- En ningún momento se debe interrumpir el tránsito
- Para evitar accidentes durante la construcción de la obra, debe colocarse y conservarse permanentemente en el camino, las señales preventivas, restrictivas e informativas, con base en lo establecido en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras de la Secretaria de Comunicaciones de Transporte. Asimismo, durante la noche se instalará y mantendrá fijo el señalamiento luminoso que consiste en lámparas de destello, mecheros u otros dispositivos
- El relleno de la zanja debe compactarse, de manera que el terraplén quede en las mismas condiciones existentes antes de efectuar el cruzamiento
- El relleno de la excavación bajo la subrrasante debe compactarse en capas de 150 mm de espesor como máximo, compactadas al 90 por ciento de su peso volumétrico optimo, según la prueba PROCTOR-SOP hasta 600 mm, y la última capa de 600 mm, se compactará al 95 por ciento como mínimo, en cuatro capas de 150 mm
- Después de efectuar el cruzamiento, el espesor, características, materiales y procedimientos de construcción del pavimento (sub-base, base y carpeta), se determinará de acuerdo con las Normas para la Construcción e instalación de la S.C.T y, con los preceptos complementarios, que al respecto indique la Residencia General de Conservación de Carreteras

En los extremos de la estructura de protección y fuera del derecho de va deben colocarse muros de cabecera, que pueden ser de concreto reforzado o piedra braza junteada con mortero (ver Ilustración 8.20 e Ilustración 8.21.

8.4.2.5.Instalación de la tubería en la estructura de protección

Instalación en estructura de protección de tubo de acero

Debe evitarse el contacto entre la tubería de conducción de agua y la tubería de camisa, para lo cual debe colocarse como apoyo y aislante, una placa de neopreno de 25 mm de espesor con dureza Shore no menor de 70 puntos, que cubra 113 del perímetro de la tubería de conducción, con un ancho de 300 mm, y espaciados a cada 4 m (ver Ilustración 8.21).

Instalación en estructura de protección de marco de concreto

Una vez construida la primera etapa de la estructura de protección, colocar en el piso un colchón de arena-grava apisonada, de un espe-

Ilustración 8.20 Diseño general del muro de cabecera

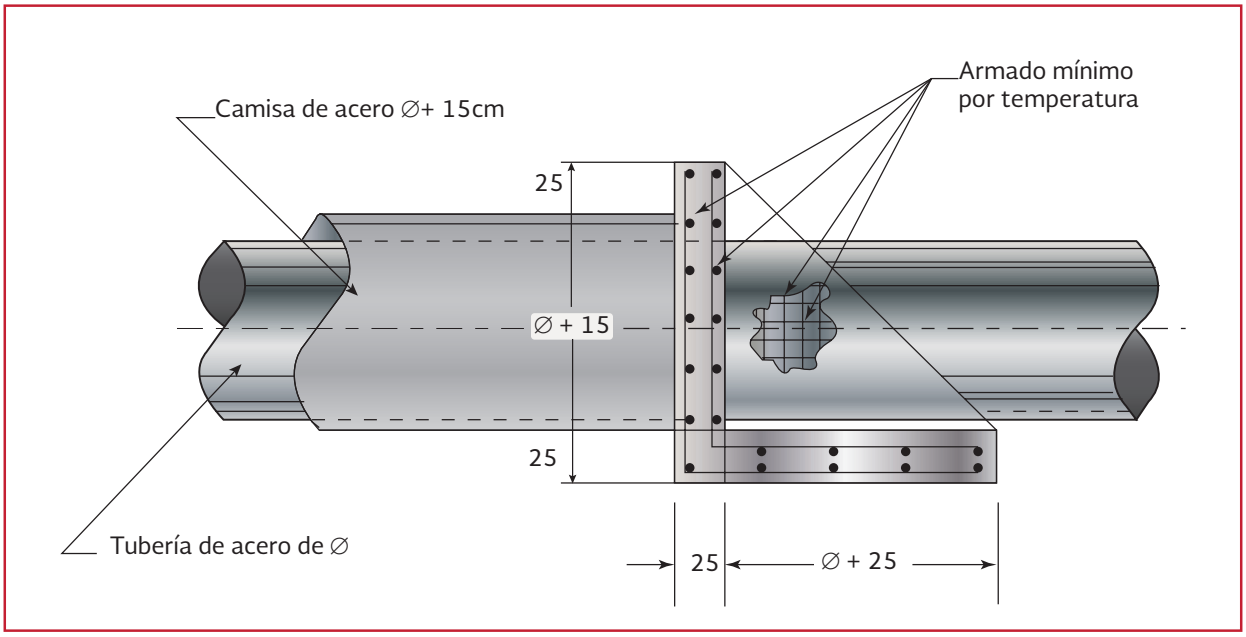
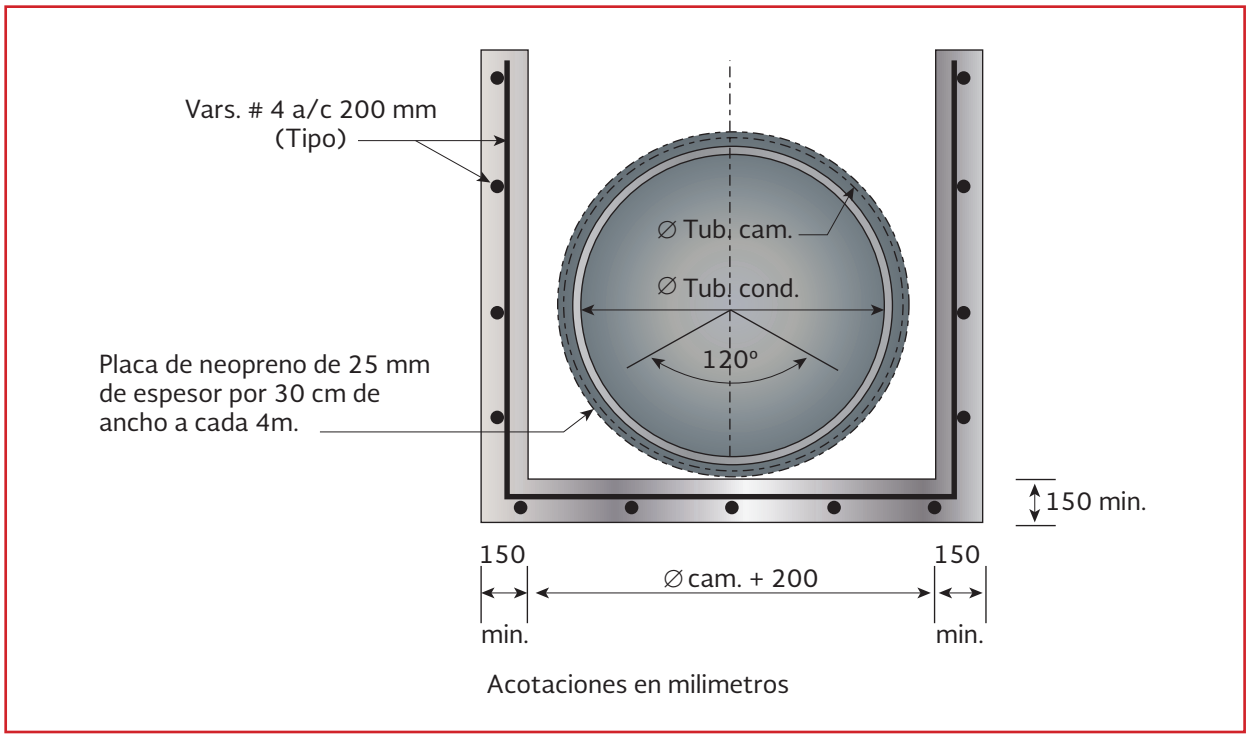


Ilustración 8.21 Vista frontal del muro de cabecera



sor de 300 mm mínimo, efectuar el tendido y complementar el relleno de arena-grava, hasta cubrir un arco de 1200, equivalente a un 1/3 del perímetro del tubo (ver Ilustración 8.19). También se puede optar por instalar silletas de concreto de 400 mm de ancho y separadas máximo a cada 4.00 m, que soporten 1/3 del perímetro de la tubería (120°) y sobre ellas colocar una placa de neopreno de 25 mm de espesor con dureza Shore no menor de 70 puntos, con un ancho de 300 mm (ver Ilustración 8.21).

8.4.2.6.Protección de la tubería de cruce

Se debe proporcionar protección anticorrosiva catódica y mecánica, tanto a la tubería de conducción de agua, como a la camisa, cuando esta es de acero. Según se indica a continuación.

Protección catódica

La protección catódica de la línea de conducción de agua y de la camisa de protección, debe efectuarse siempre que los estudios demuestren que existe un grado de corrosividad del terreno, en este caso, deben aplicarse los criterios recomendados en el *libro de Conducciones* del MAPAS.

Protección anticorrosiva (mecánica)

La tubería de conducción de agua y la estructura de protección, deben tener protección anticorrosiva, mediante la limpieza, primero, y la aplicación de un recubrimiento, ***Limpieza de tuberías (estructura de protección y conducción)***

Antes de aplicar el recubrimiento anticorrosivo, debe efectuarse una inspección visual bajo iluminación de luz de día, y efectuar la siguiente operación de limpieza:

- Eliminar la humedad de las superficies, mediante el calentamiento uniforme del tubo, a una temperatura de 383 °K
- Eliminar de las superficies, las suciedades tales como: aceite, grasa, alquitrán, herrumbre, escamas, escoria, mediante la aplicación de chorro de arena o granalla de acero. El metal base debe presentar durante la limpieza, una apariencia grisácea mate
- Las asperezas, tales como: rebabas, astillas, salpicaduras de soldadura, deben removerse por esmerilado
- Finalmente, todo el polvo y residuos nocivos, deben removerse mediante el uso de aire comprimido, que debe estar libre de aceite y humedad
- Los tubos con daños superficiales, tales como abolladuras, deben ser separados para su reparación y posible uso, después de una inspección

Aplicación del recubrimiento

La tubería de protección y de conducción de agua debe protegerse contra la corrosión, mediante la aplicación de un recubrimiento.

8.4.2.7.Inspección

La inspección de la tubería de conducción de agua, así como de La estructura de protección, debe efectuarse durante la etapa de construcción del cruce, verificándose los siguientes puntos:

Derecho de vía

Al concluir los trabajos de la obra, debe inspeccionarse que no queden materiales sobrantes de la excavación ni de La construcción de la obra,

incluyendo señalamientos; de tal manera que La carretera y el derecho de vía, queden en sus condiciones originales.

Espesores de tubo de protección y conducción

Debe inspeccionarse que los espesores del tubo de protección y el de conducción de agua, correspondan a los especificados en la documentación técnica del proyecto aprobado.

Soldaduras

Antes de iniciar la operación de aplicación de soldadura para la unión de los tubos, debe verificarse que el procedimiento de dicha operación cumple con el Código ASME Sección IX Articulo 2, y que el personal que aplicará dichas soldadura, cuenta con la calificación y acreditamiento correspondiente.

Revisar 100 por ciento la calidad de la soldadura de unión de los tubos de protección y conducción de agua, mediante el procedimiento de radiografía.

Recubrimiento anticorrosivo

Verificar que los espesores y el tipo de material empleado para proporcionar la protección anticorrosiva, corresponda a lo indicado por la especificación y normatividad correspondiente. La medición de los espesores del recubrimiento, puede hacerse mediante el empleo de equipos portátiles que operan bajo el principio magnético (elcómetros).

Después de haber completado la soldadura de unión, verificar que las zonas que fueron removidas, sean recubiertas con el mismo material con que se revistió el resto de la tubería.

Aislamiento de tubería conductora de la estructura de protección

Verificar que los separadores aislantes que existen entre la tubería de conducción de agua y la de protección, tienen las dimensiones especificadas y si se encuentran colocados a la distancia definida.

8.4.3. Cruces con caminos y carreteras

En este tipo de cruce se procurará que la línea pase por debajo de la vía de comunicación. El objetivo principal en el diseño del cruce consiste en proteger la tubería de las cargas de vehículos que transitan en la superficie y al mismo tiempo garantizar la estabilidad y seguridad de la vía de comunicación. Para lograrlo se deberá diseñar una estructura de protección, que puede ser una camisa a base de tubo de acero o marcos cerrados de concreto, los cuales deberán extenderse por lo menos la longitud del derecho de vía.

El ángulo de intersección en el cruce entre la tubería y la vía de comunicación deberá ser lo más cercano a $\pi/2$ rad (90°) .En ningún caso podrá tomarse un ángulo menor de $\pi/6$ rad (30°). Además, se evitarán los cruces donde existe terreno rocoso y áreas pantanosas. El espacio vertical y horizontal entre la línea y la estructura de protección tendrá que ser suficiente para facilitar las maniobras de mantenimiento de la línea.

8.4.3.1. Cruces con camisa

La instalación de la camisa se realizará por el procedimiento de hincado o de zanja o a cielo abierto, debiéndose compactar el relleno, de manera que el terraplén quede en las condicio-

nes originales. El relleno de la excavación bajo la subrasante se compactará hasta 600 mm en capas de 150 mm de espesor como máximo, al 90 por ciento de su peso volumétrico óptimo, según la prueba PROCTOR-SOP. El colchón restante se hará al 95 por ciento como mínimo en capas de 150 mm.

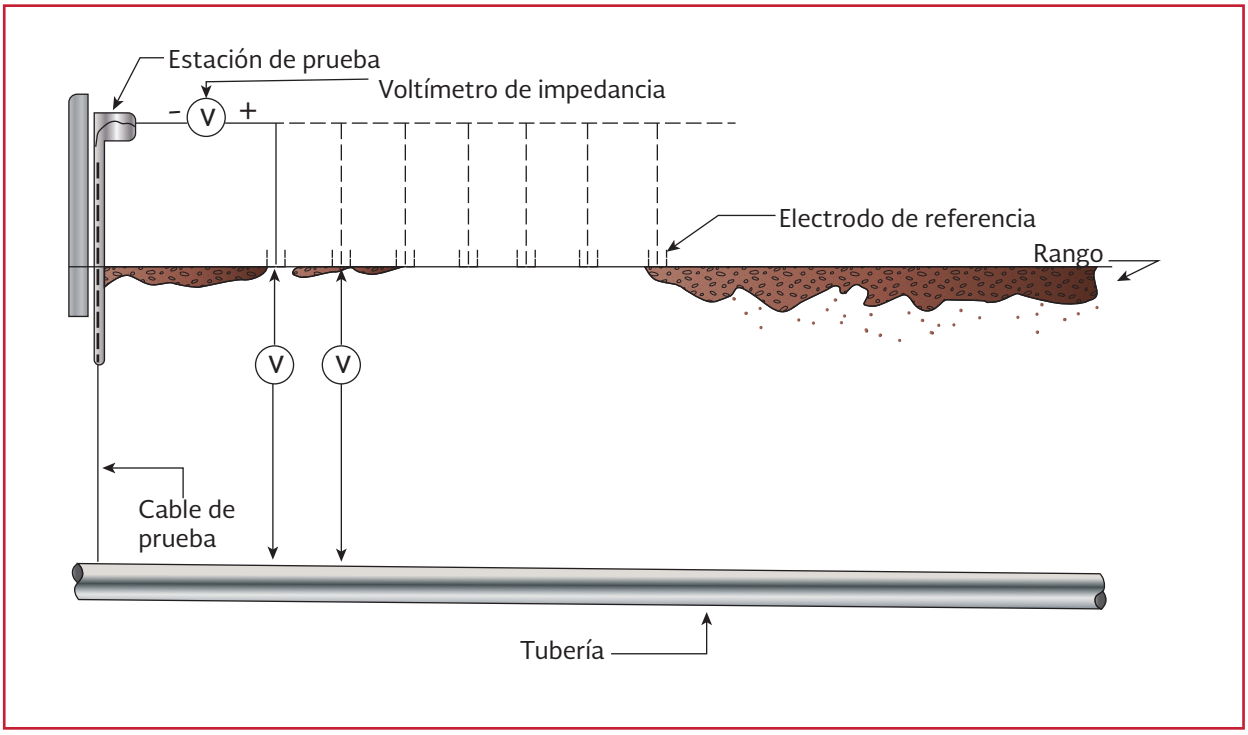
Cuando se efectúe el cruce por el procedimiento de zanja a cielo abierto en ningún momento deberá interrumpirse el tránsito.

Para evitar accidentes durante la construcción de la obra, se colocarán y conservarán permanentemente en el camino las señales preventivas, restrictivas a informativas, con base en lo establecido en el Manual de Señalización Vial y Dispositivos de Seguridad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014). Asimismo, en el transcurso de la noche se instalará y mantendrá fijo el señalamiento luminoso que consiste en lámparas de destello, mecheros a otros dispositivos.

Una vez que se terminen los trabajos se retirarán de los límites del derecho de vía todos los materiales sobrantes de la excavación y de construcción de la obra, incluyendo el señalamiento; de tal manera que la carretera y el derecho de vía queden en sus condiciones originales. Todos los trabajos se deberán efectuar conforme a las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Para efectos de inspección del nivel de voltaje de protección catódica, deberán instalarse a cada extremo del cruce, postes de registro como los mostrados en la Ilustración 8.22, conectados tanto a la camisa de protección como al ducto conductor.

Ilustración 8.22 Arreglo para medición de potenciales tubo-suelo (adaptado de Rothman and Price, 1985)



Zanja

La excavación de la zanja podrá hacerse con cortes verticales, según lo permitan las condiciones del suelo, y el ancho se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$B = \frac{4}{3} d_e + 400 \qquad \text{Ecuación 8.59}$$

donde:

B = El ancho de la zanja en (mm)
d_e = El diámetro nominal del tubo (mm)

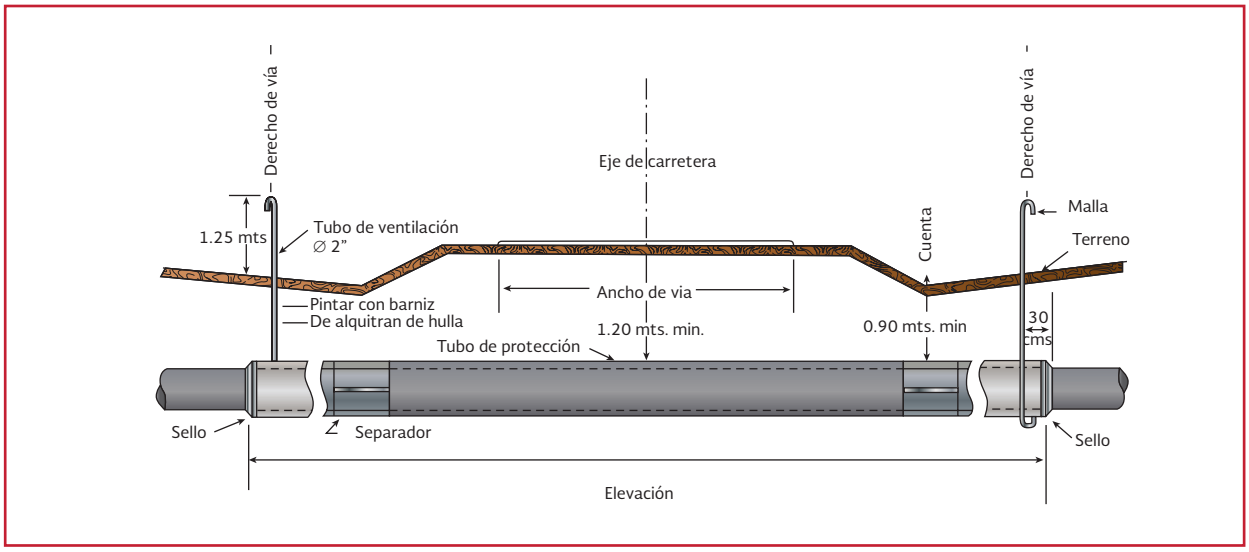
Cuando se requiera una zanja de 3.0 m de ancho o mayor, ésta deberá ademarse para impedir que se alteren las terracerías y el pavimento de la carretera, procurando que quede la tubería centrada en la zanja. La plantilla de la zanja deberá ser provista de un material suave, con el fin de que el tubo tenga un lecho uniforme a través del cruce. La plantilla deberá cumplir con las características señaladas a continuación:

- El fondo de la zanja no deberá tener irregularidades ni objetos que generen concentración de esfuerzos, ya que debe permitir un apoyo uniforme sin forzamientos ni dobleces mecánicos de la tubería. Las zanjas con el fondo plano deben excavarse a una profundidad mínima de 50 mm abajo de la línea establecida para el fondo
- El exceso de excavación en donde se han removido todas las piedras y terrones duros debe llenarse con material suelto. El material suelto debe acomodarse uniformemente en toda la longitud de la tubería. Cuando el fondo de la zanja contenga objetos duros, sólidos, que puedan dañar el recubrimiento protector, se colocará bajo la tubería una cama de 80 a 150 mm de espesor de arena
- Si la excavación se realiza en material rocoso, debe tener una profundidad adicional de 150 mm. La sobre excavación debe reemplazarse por dos capas; la primera de un espesor de 100 mm con una plantilla de grava y la segunda, donde se apoyará la tubería, de 50 mm con material suelto

Camisa

La distancia existente entre la parte más baja del terreno natural o de la sección del camino y la ca-

Ilustración 8.23 Cruce con carretera a base de camisa con longitud del derecho de vía



misa, será como mínimo de 1.50 m dentro del ancho del derecho de vía (ver Ilustración 8.23).

El espesor nominal y material seleccionado para el tubo de la camisa debe soportar los esfuerzos provocados por cargas externas. El diámetro de la camisa será mínimo 150 mm mayor que el de la tubería conductora, y su longitud se extenderá por lo menos el ancho del derecho de vía. Con objeto de facilitar la instalación de la tubería conductora dentro de la camisa, se utilizarán rodillos de deslizamiento, colocando entre camisa y tubería, elementos de apoyo para darle la posición final. Dichos apoyos podrán ser a base de neopreno de 25.4 mm de espesor, separados a cada 4 m.

Cuando se quiere evitar abrir la zanja a cielo abierto, se puede utilizar el método de hincado, en el cual la tubería de encamisado se hinca mediante el empleo de gatos hidráulicos.

8.4.4. Cruces con ríos

El cruce con ríos, arroyos y canales se puede hacer aéreo o subterráneo. El cruce aéreo se utiliza cuando el claro por salvar no es muy grande, incluso cuando el claro es relativamente corto la tubería se instala con contraflecha al centro y autosoportada en los extremos. También se pueden utilizar puentes existentes, construidos exprofeso o con estructuras de soporte. Los cruces aéreos con tubería autosoportada y con estructura de soporte, pueden aplicarse también a cruces con canales, arroyos y barrancas. El cruce subterráneo se utiliza cuando el claro por salvar es grande. El diseño tiene por objeto proteger la tubería de la acción de la corriente y erosión. Generalmente la tubería se instala en una zanja dragada o excavada bajo el lecho de la corriente. La tubería deberá recubrirse con concreto para contrarrestar la flotación que se presenta durante las fases de construcción y operación. Por otro lado, si existe navegación en el cauce es necesario el enterrado de la tubería, para que ésta no interfiera con las actividades de las embarcaciones y al mismo tiempo se proteja de posibles daños.

La tubería podrá depositarse en el fondo del cauce cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- El peso de la tubería y lastre de concreto sean suficientes para evitar la flotación
- No exista navegación que pueda interferir con la línea
- La velocidad de corriente y la erosión sean tan bajas que no dañen a la tubería

Para evitar que la tubería quede expuesta a una posible erosión del fondo del cauce, se realizarán sondeos para determinar la estratigrafía del sitio, así como estudios hidrológicos y topohidráulicos. Con la información anterior se calculará la profundidad de socavación y por ende la profundidad de desplante de la tubería.

Los sondeos pueden ser de penetración estándar tanto dentro del cauce como en ambos márgenes. La evaluación de la socavación máxima probable causada por las avenidas máximas se puede obtener empleando el método matemático de los autores soviéticos Lischtuan-Levediev (1959), el cual consiste en determinar el valor del tirante en puntos determinados de la sección después de la socavación.

De acuerdo con estos autores, con el incremento del volumen de agua, que pasa por una sección determinada durante las avenidas, se presenta un aumento de la velocidad y capacidad de arrastre de los materiales del fondo. Como resultado, el

fondo del cauce tiende a ser socavado y conforme aumenta el área hidráulica disminuye la velocidad, hasta que la capacidad de transporte se iguala puesto que los sedimentos de las secciones vecinas aguas arriba siguen siendo aportados; se alcanza un estado de equilibrio.

El equilibrio existe cuando se igualan la velocidad media real de la corriente (V_r), y la velocidad media que se requiere para que cierto material sea arrastrado (V_e). La primera velocidad depende de las características topohidráulicas del cauce, como son pendiente, velocidad y tirante, mientras que la segunda depende de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

Se han desarrollado procedimientos de cálculo que dependen del cauce (definido o indefinido) del material del fondo (cohesivo o no cohesivo) y de una distribución de estratos (homogéneos o heterogéneos). En este documento se cubrirá el procedimiento propuesto para un cauce definido y una distribución de estratos homogénea, tanto para suelos cohesivos como no cohesivos.

Cuando se trate de suelos cohesivos, el tirante de agua hasta el punto donde hay socavación se calcula de la siguiente manera (ver Ilustración 8.24):

$$H_1 = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \qquad \text{Ecuación 8.60}$$

donde:

- α = Coeficiente de distribución del gasto
- H_S = Tirante después de la socavación (m)
- H_1 = Tirante antes de la socavación (m)
- β = Coeficiente de paso que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia, ver Tabla 8.9
- γ_s = Peso volumétrico del material seco (t/m^3)
- x = Exponente variable función de γ_s, ver Tabla 8.10

$$\alpha \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} B_e} \qquad \text{Ecuación 8.61}$$

donde:

- α = Coeficiente de distribución del gasto
- Q_d = Gasto de diseño (m^3/s)
- H_m = Tirante medio de la sección, se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e (m)
- B_e = Ancho efectivo de la superficie libre (m)

Para suelos no cohesivos, el tirante de agua hasta el punto donde hay socavación se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$H_1 = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta D_m^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \qquad \text{Ecuación 8.62}$$

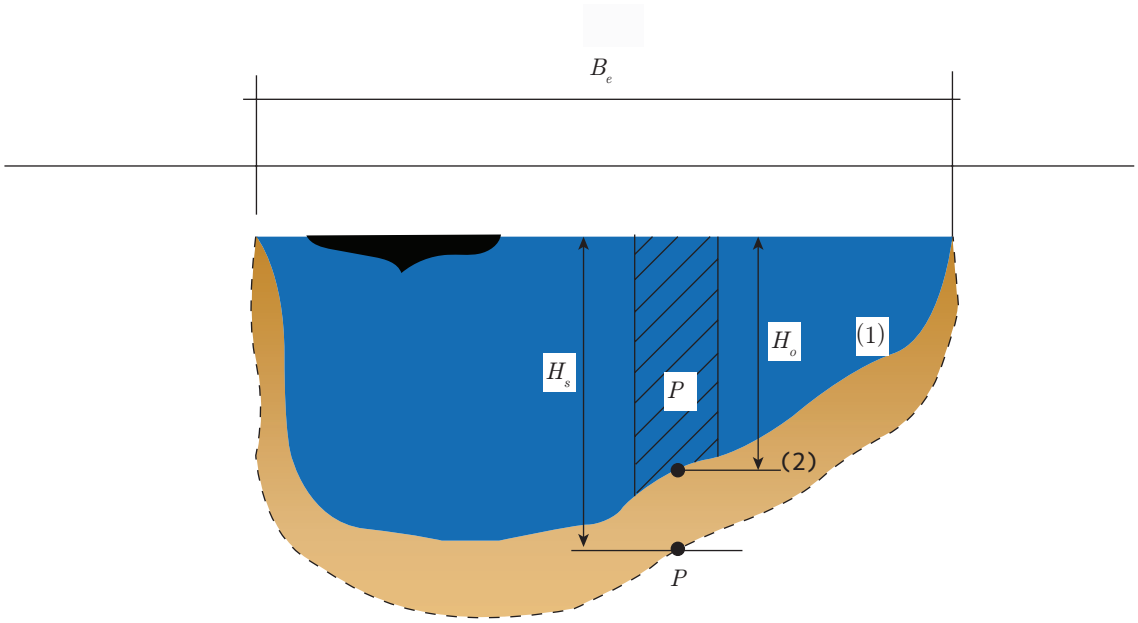
donde:

- D_m = Diámetro medio de los granos del fondo (mm)

Tabla 8.9 Valor del coeficiente b (Juárez y Rico, 1974)

Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño	Coeficiente b
100.0	0.77
50.0	0.82
20.0	0.86
10.0	0.90
5.0	0.94
2.0	0.97
1.0	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Ilustración 8.24 Sección de un río



(1) Perfil antes de la socavación

(2) Perfil después de la socavación

Tabla 8.10 Valores de x y 1 /(1 + x), para suelos cohesivos y no cohesivos (Juárez y Rico, 1974)

Suelos cohesivos							Suelos no cohesivos				
γ_s	x	1 /(1 +x)	γ_s	x	1 /(1 +x)	D_m (mm)	x	1 /(1 +x)	D_m (mm)	x	1 /(1 +x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Una vez determinada la profundidad de desplante de la línea y el perfil topográfico del cauce, se marca la profundidad requerida y se obtienen las cotas de la zanja hasta llegar a las proximidades de ambos márgenes. Posteriormente, se localizan los puntos de inicio de curva para trazar las curvas verticales de salida. Conocido el radio de curvatura y los puntos de inicio de curva, se calcula, por trigonometría, la localización de los cadenamientos. El plano de cruce debe contener como mínimo un croquis de localización de la obra, una planta que indique la topografía del cauce, un perfil que señale la profundidad del cauce y del enterrado, así como los puntos de inicio y termino de curva, radio de curvatura, deflexión y longitud de curva. En el perfil se indicará kilometraje, profundidad de zanja, cotas de zanja y de terreno. En un recuadro se marcarán las características de la tubería y del lastre de concreto. Se incluirá un corte donde se indique el concreto, localización de la malla de alambre y la protección anticorrosiva.

Para protección contra efectos de la corrosión, se instalará, adicional al recubrimiento anticorrosivo, un sistema de protección catódica para la tubería, además de la protección mecánica a base de concreto que ofrezca buena resistencia al arrastre y por tanto a la socavación.

8.4.4.1. Fuerza de flotación

Para que una tubería en el cruce con un río permanezca estable en las direcciones horizontal, vertical y longitudinal, se requiere que las fuerzas externas a internas que actúen en cualquier momento sobre ella, estén en equilibrio.

Las principales fuerzas verticales que se presentan en la tubería en un cruce con un río, son la fuerza de flotación (F_B) y de hidrodinámica de levantamiento (F_L). La fuerza de flotación resulta del peso sumergido de la tubería en agua. La flotación positiva se presenta sobre aquellos cuerpos que en aire pesan menos que el agua desplazada cuando se sumergen. En el caso de tuberías, debe determinarse la magnitud de la fuerza neta de flotación positiva para estabilizar la tubería. La siguiente ecuación es utilizada para e1 cálculo de la fuerza de flotación:

$$F_B = \frac{\pi}{4}(d_e + 2tr + 2tc)^2 \qquad \text{Ecuación 8.63}$$

donde:

F_B = Fuerza de flotación (N/m)
d_e = Diámetro de la tubería (mm)
tr = Espesor de recubrimiento anticorrosivo (mm)
tc = Espesor del lastre de concreto (mm)

Se recomienda un factor de seguridad de 1.1 para garantizar la estabilidad de la tubería por flotación:

$$FS = \frac{g\,W_T}{F_B} = 1.1 \qquad \text{Ecuación 8.64}$$

donde:

FS = Factor de seguridad a flotación
W_T = Masa del tubo más masa del recubrimiento más masa del concreto (kg/m)
F_B = Fuerza de flotación(N/m)
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

8.4.4.2. Espesor de lastre de concreto

Si la suma de las fuerzas de flotación y de levantamiento es más grande que el peso sumergido de la

tubería, se requerirá peso artificial para estabilizarla por el movimiento vertical. Generalmente se utilizará lastre de concreto, cuya fuerza será:

$$F_c = \frac{\pi}{4} g \gamma_c (d_c^2 - d^2) \qquad \text{Ecuación 8.65}$$

donde:

F_c = Fuerza debida al peso de concreto (N/m)
γ_c = Densidad del concreto (kg/m^3)
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)
d_c = Diámetro del tubo con el lastre de concreto (m)
d = Diámetro interior del tubo (m)

Para la estabilidad vertical, el peso en exceso de la tubería no debe exceder la capacidad última de soporte del suelo. En la etapa inicial del análisis de estabilidad hidrodinámica, se considerará un espesor preliminar de recubrimiento de concreto de cero. Si la flotación es positiva, se supondrá un espesor de concreto hasta obtener flotación negativa.

Por requerimientos constructivos, se recomienda que el espesor mínimo del lastre de concreto sea 25.4 mm y el máximo sea de 152.4 mm.

8.4.4.3. Densidad de lastre de concreto

El lastre de concreto que se aplica sobre el recubrimiento anticorrosivo y se refuerza con una o varias capas de malla de acero galvanizado, debe ser un concreto resistente que se encuentre libre de cavidades y bolsas de aire. La densidad estándar del concreto es 2 200 kg/m^3. En caso de requerirse una densidad mayor, ésta puede conseguirse agregando a la mezcla material ventonítico, mineral de hierro, escoria de alto horno o barita.

8.4.5. Cruces con pantanos

Cuando se tenga que cruzar una zona pantanosa, se deberá seleccionar una ruta que presente el menor número de problemas, tanto para la etapa de construcción como para su mantenimiento.

La construcción de la línea puede realizarse a través de peras de lanzamiento (montículos de tierra firme) construidas para tal efecto, mediante la fabricación y unión de lingadas de tubería que serán flotadas y jaladas hasta el punto de conexión en tierra firme. Se deberá revisar la flotación de la tubería con un espesor mínimo de lastre de concreto (25.4 mm).

Por las características agresivas que suelen presentarse en este tipo de zonas, debido al alto contenido de agua y baja resistividad del suelo, será necesario proteger a la tubería con un recubrimiento anticorrosivo y protección catódica.

8.4.6. Cruces con barrancas

En los lugares donde la topografía es accidentada, es común encontrarse con problemas relacionados con la trayectoria de la línea conductora y el nivel del terreno natural, ya que éste es muy variable, presentándose en ocasiones en forma de depresiones que forman barrancas naturales.

Se debe tener presente que las características propias de las barrancas dependen de las condiciones climatológicas del lugar durante todo el año. Es por esto que el diseñador debe considerar todos

los parámetros que pueden verse involucrados, y contar con información, como puede ser, características del suelo en ambas márgenes del cruce en épocas de avenidas máximas, erosión del suelo, así como los posibles cambios que el lugar pueda experimentar con el transcurso del tiempo.

El cruce con una barranca puede ser superficial o aéreo, pudiendo ser en el último caso tubería autosoportada, apoyada en estructuras existentes o de soporte.

8.4.6.1. Tubería superficial

Cuando la selección del cruce sea superficial, se deberán diseñar los soportes y los atraques que servirán para sostener el peso de la tubería. Dependiendo del peso de la tubería, de la pendiente de la barranca y del tipo de suelo, se seleccionará la separación y dimensiones de los atraques. Cuando la fuerza que haya que detener sea muy alta o se trate de un suelo blando, se podrá combinar el atraque de concreto embebido en el suelo con pilotes cortos inclinados (anclas) de acero o de concreto, para incrementar su capacidad de carga al deslizamiento. Cuando se trate de un suelo rocoso, los atraques podrán llevar anclas inclinadas que proporcionarán un volumen o masa mayor a las acciones.

8.4.6.2. Tuberías autosoportables

Son aquellas que se utilizan para salvar claros pequeños y en los cuales no se presentan problemas de deflexión, sin embargo, en el caso de que éstas se presenten, se pueden corregir dándose una contraflecha a la tubería, de tal manera que cuando ésta sea instalada y puesta en operación no se tengan problemas de esfuerzos y deflexiones.

8.4.6.3. Tuberías en estructuras existentes

Siempre que sea necesario un cruzamiento, se tiene que investigar la infraestructura existente en el lugar y tratar de aprovechar las estructuras que son utilizadas como vías de acceso de un tramo a otro en las depresiones naturales. En primer término, se debe de tener la seguridad de que la estructura se encuentre en buen estado estructural y que su vida útil sea la suficiente como la de la línea que se pretende instalar.

Posteriormente, se colocarán los puntos de apoyo de la línea conductora, de acuerdo con la configuración y condición de operación de ésta, cuidando siempre que no aparezcan problemas de esfuerzos.

Se debe verificar que los puntos de apoyo seleccionados en la línea correspondan a los elementos principales de la estructura existente y que no causen problemas a ésta.

Se verificará que los posibles efectos de la estructura existente, por sus condiciones de carga propia, no sean transmitidos a la línea conductora, para lo cual se diseñarán apoyos que sean capaces de disminuir las acciones transmitidas, utilizando materiales plásticos como el neopreno en los puntos de contacto.

8.4.6.4. Tuberías con estructuras de soporte

Cuando sea necesario utilizar barrancas grandes, se tendrán que modular los claros de tubería para que no se presenten esfuerzos mayores a los permisibles; se hace necesario proyectar una estructura especial que soporte a la línea de conducción.

Entre algunos tipos de estructuras que pueden ser seleccionadas para este caso, se mencionan los

arcos, armaduras, puentes suspendidos, puentes continuos o alguna combinación que pueda que presente mayores ventajas.

En el análisis estructural de éstas estructuras se considerarán todas las posibles cargas o combinación que puedan resultar más desfavorables.

8.4.7. Cruces con canales de riego

Cuando se requiera realizar un cruce con un canal de riego, se buscará evitar que la línea de conducción cruce por abajo, debido a que se pueden presentar fugas de agua en el canal. Si la tubería es hincada, el suelo puede fluir por el tubo al momento del hincado y si se llega a romper el canal, puede producirse falta de estabilidad en el tubo debido al suelo saturado. El cruce se hará aéreo, pudiendo ser tubería autosoportable, tubería apoyada en estructura existente y tubería con estructura de soporte. Si se trata de un canal que la mayor parte del tiempo permanecerá seco, y además se tienen buenas condiciones del terreno, se podrá instalar la tubería bajo el canal.


GLS
Tanks

Conclusiones

Con el presente documento se dan a los Organismos Operadores las recomendaciones para la elaboración y revisión de los proyectos de obras nuevas, reparaciones, mantenimiento o ampliaciones de la infraestructura del sistema.

Como parte de la necesidad de ampliar los servicios que presta un organismo operador, se requiere el diseño hidráulico y estructural de tanques y cárcamos, ya sea para distribución de agua potable o tratamiento de aguas residuales. Es común que los estudios técnicos para estos proyectos no los realice de forma directa el personal del organismo, sin embargo es necesario que se tenga una referencia de las consideraciones que deba cumplir el diseñador para garantizar un adecuado diseño.

Por tanto este documento pretende establecer recomendaciones para el análisis y diseño estructural de los diferentes tipos de estructuras requeridas para los sistemas de agua potable y alcantarillado. En la compilación de este material se han considerado los resultados de investigaciones recientes y la normatividad más actualizada disponible en el momento en el que desarrollaron los libros. Sin embargo, es valioso hacer notar que deberán revisar los reglamentos vigentes al momento de realizar una obra de infraestructura.

Este libro presenta exclusivamente los aspectos estructurales del diseño, en lo que respecta al dimensionamiento, la instrumentación y habilitación de fontanería, equipos electromecánicos u equipos especializados, se deberá consultar los libros del módulo de Proyectos para Redes de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de MAPAS, donde se aborda el diseño hidráulico y complementario para cada tipo de obra.

Recuerde que los procedimientos, datos, modelos matemáticos y programas de cómputo, presentados en este libro, obedecen a la experiencia vertida a lo largo del tiempo por parte de los especialistas en la materia y de los proyectos en que se han trabajado. Sin embargo, en ningún caso debe considerarse esta información, como reglamento o norma oficial, más bien debe ser considerado una guía para la elaboración y revisión de los estudios necesarios para el diseño de las obras que permitan dar un servicio adecuado a los usuarios y que cumpla con las especificaciones de seguridad e integridad estructural.



Bibliografía

Auvinet, G. Mendoza, M. J. (1987). Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas

Burland, J. B. (1973). "Shaft friction of piles in clays—a simple fundamental approach", Ground Engineering, Vol. 6(3), 30-42.

Bowles, J. (1996). Foundation Analysis and Design. New York: McGraw-Hill.

Caballero-Garatachea, O. (2014). Coeficientes de diseño y trayectorias de agrietamiento de losas aisladas circulares, elípticas y triangulares. Ingeniería Investigación y Tecnología , 103-123.

Chopra, A. (2014) Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey

Das, B. (2001). Principles of Foundation Engineering. Stamford, CT: Cengage.

Dezi, F., Carbonari, S., & Leoni, G. (2010). Kinematic bending moments in pile foundations. Soil Dynamic and Earthquake Engineering , 119-132.

Fernandez-Sola, L., Avilés, J., & Muriá, D. (2012). Distribución de elementos mecánicos en pilas sujetas a fuerzas en la cabeza y ante la incidencia de ondas sismicas. Revista de Ingeniería Sísmica , 1-23.

Fernández-Sola, L., Avilés, J., & Murià, D. (2012). Fully and partially toe restrained piles subjected to ground motion excitation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering .

Fernendez-Sola, L., & Martínez, G. (2012). Prediccoón analítica de la respuesta sismica de pilas de concreto con distintos niveles de restricción en la cabeza. Concreto y cemento, Investigación y desarrollo , 2-17.

González O., Robles, F. (2008) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Limusa, $ta edición, México.

Harmsen, T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta. Edición, Fondo Editorial, Pontifica Universidad Católica de Peru

IMCA. (2013). Manual de Construcción en Acero. (5ª. edición ed.). (A. C. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Ed.) México: Limusa.

Meyerhof, G. (1976). "Bearing capacity and settlement of pile foundations". J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 102(3), 197-228.

MOCS-CFE-08. (2008). Manual de Obras Civiles. Capítulo de Sismo. (I. d. Eléctricas, Ed.) México: Comisión Federal de Electricidad.

MOCV-CFE-08. (2008). Manual de Obras Civiles. Capítulo de Viento. (I. d. Eléctricas, Ed.) México: Comisión Federal de Electricidad.

NOM-127-SSA1-1994. (s.f.). Norma Oficial Mexicana "Modificación a la Norma Ofi-

cial Mexicana, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Limites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización".

NTCCr-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTCCr-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

NTCS-04. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (Décimo cuarta época ed., Vol. tomo II). Gaceta Oficial del Distrito Federal.

PEMEX. (2006). Diseño de Estructuras de Acero. Comité de Normalización de Petroleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios.

Precast/Prestressed Concrete Institute. (1999). PCI Desing Handbook-Precast and Prestressed Concrete, 5th Edition, Chicago, IL

RCDF-04. (2004). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF) (décima cuarta época ed.). México: Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Romero-Zepeda, J., Pérez-García, A., Zepeda-GarridoA., López-Lara, T., Hurtado-Maldonado, D., & Horta-Rangel, J. (2010). Modelación de cimentaciones superficiales sobre suelos potencialmente expansivos. Reunión nacional de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica, (pág. 489). Acapulco, Gro.

Tapia, H. (2014). Diseño estructural. Filosfía de diseño y acciones verticales. México: Editorial de la Universidad Autónoma Metropolitana.

Teran, A. (2006). Apuntes de diseño estructural, México: Editorial de la Universidad Autónoma Metropolitana.

Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. Madrid, España: McGraw-Hill Interamericana.

A

Propiedades de tubería de acero

Tabla A.1 Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
		0.190	24.1	4 938	243	18.97	127.30
		0.266	33.7	6 875	338	26.51	126.34
		0.342	43.3	8 790	433	34.01	125.39
16	40.64	0.397	50.2	10 162	500	39.43	124.70
		0.455	57.4	11 596	571	45.13	123.97
		0.556	70.0	14 065	692	55.00	122.72
		0.635	79.9	15 969	786	62.70	121.74
		0.190	27.2	7 042	308	21.35	161.46
		0.266	38.0	9 810	429	29.84	160.38
		0.342	48.8	12 550	549	38.30	159.30
18	45.72	0.397	56.5	14 516	635	44.41	158.52
		0.455	64.7	16 573	725	50.83	157.70
		0.556	78.9	20 118	880	61.98	156.28
		0.635	89.9	22 857	1 000	70.66	155.18
		0.190	30.2	9 672	381	23.73	199.66
		0.266	42.2	13 480	531	33.18	198.46
		0.342	54.2	17 254	679	42.59	197.26
20	50.80	0.397	62.9	19 964	786	49.39	194.40
		0.455	72.0	22 802	898	56.54	195.49
		0.556	87.8	27 698	1 090	68.95	193.91
		0.635	100.1	31 485	1 240	78.62	192.68
		0.190	33.2	12 887	461	26.11	241.92
		0.266	46.5	17 968	643	36.51	240.60
		0.342	59.7	23 008	823	46.88	239.28
22	55.88	0.397	69.2	26 629	953	54.36	238.33
		0.455	79.2	30 424	1 089	62.24	237.32
		0.556	96.6	36 976	1 323	75.92	235.58
		0.635	110.2	42 050	1 505	86.58	234.23

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
		0.266	50.7	23 355	766	39.85	286.79
		0.342	65.1	29 916	982	51.17	285.35
		0.397	75.5	34 633	1 136	59.34	284.31
		0.455	86.5	39 580	1 299	67.94	283.22
24	60.96	0.556	105.5	48 125	1 579	82.89	281.31
		0.635	120.3	54 749	1 796	94.54	279.83
		0.794	150.1	67 922	2 228	117.90	276.86
		1.111	208.9	93 561	3 070	164.11	270.97
		1.270	238.2	106 112	3 481	187.09	268.05
		0.266	55.0	29 724	900	43.18	337.04
		0.342	70.6	38 065	1 153	55.45	335.48
		0.397	81.9	44 099	1 336	64.32	334.35
		0.455	93.7	50 409	1 527	73.65	333.16
26	66.04	0.556	114.4	61 316	1 857	89.86	331.10
		0.635	130.5	69 776	2 113	102.50	329.49
		0.794	162.8	86 618	2 673	127.86	326.26
		1.111	226.6	119 459	3 678	178.03	319.87
		1.270	258.4	135 567	4 106	203.02	316.69
		0.266	59.2	37 157	1 045	46.52	391.34
		0.342	76.0	47 620	1 339	59.74	389.66
		0.397	88.2	55 150	1 551	69.30	388.44
		0.455	101.0	63 063	1 773	79.35	387.16
28	71.12	0.556	123.3	76 721	2 157	96.83	384.93
		0.635	140.6	87 329	2 456	110.46	383.20
		0.794	175.4	108 464	3 050	137.81	379.82
		1.111	244.4	147 743	4 211	191.96	372.82
		1.270	278.7	170 023	4 781	218.94	369.39
		0.266	63.5	45 736	1 200	49.85	449.69
		0.342	81.5	58 627	1 539	64.03	447.89
		0.397	94.5	67 908	1 782	74.27	440.38
		0.455	108.3	77 652	2 038	85.06	445.21
30	76.20	0.556	132.1	94 511	2 481	103.80	442.82
		0.635	150.7	107 604	2 824	118.43	440.96
		0.794	188.1	133 705	3 509	147.77	437.23
		1.111	262.1	184 756	4 849	205.89	429.83
		1.270	299.0	209 873	5 508	234.86	426.14

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
32	81.28	0.266	67.7	55 543	1 367	53.19	512.10
		0.342	87.0	71 212	1 752	68.32	510.17
		0.397	100.9	82 495	2 030	79.35	508.78
		0.455	115.5	94 346	2 322	90.76	507.32
		0.556	141.0	114 859	2 826	110.77	504.77
		0.635	160.9	130 796	3 218	126.39	502.72
		0.794	200.8	162 587	4 001	157.72	498.79
		1.111	279.8	224 842	5 533	219.82	490.89
		1.270	319.2	255 509	6 287	250.78	486.95
34	86.36	0.266	71.9	66 660	1 544	56.52	578.56
		0.342	92.4	85 479	1 980	72.61	576.51
		0.397	107.2	99 037	2 294	84.23	575.03
		0.455	122.8	113 276	2 623	96.47	573.48
		0.556	149.9	137 936	3 194	117.74	570.77
		0.635	171.0	157 102	3 638	134.35	568.68
		0.794	213.4	195 354	4 524	167.68	564.41
		1.111	297.5	270 344	6 261	233.75	556.00
		1.270	339.5	307 324	7 117	266.72	551.81
36	91.44	0.266	76.2	79 170	1 732	59.86	649.08
		0.342	97.9	101 536	2 221	76.89	646.91
		0.397	113.6	117 652	2 573	89.21	645.34
		0.455	130.1	134 584	2 944	102.17	643.69
		0.556	158.7	163 913	3 585	124.71	640.82
		0.635	181.1	186 718	4 084	142.31	638.58
		0.794	226.1	232 253	5 080	177.63	634.08
		1.111	315.3	321 605	7 034	247.68	625.17
		1.270	359.8	365 710	7 999	282.63	620.72
39	99.06	0.266	82.6	100 725	2 034	64.86	762.45
		0.342	106.1	129 206	2 609	83.32	760.10
		0.397	123.1	149 734	3 023	96.67	758.40
		0.455	140.9	171 308	3 459	110.73	756.61
		0.556	172.1	208 693	4 213	135.17	753.50
		0.635	196.3	237 777	4 801	154.25	751.07
		0.794	245.1	295 885	5 974	192.56	746.19
		1.111	341.9	410 044	8 279	268.58	736.52
		1.270	390.2	466 467	9 418	306.51	731.69

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
40	101.60	0.266	84.7	108 695	2 140	66.53	802.27
		0.342	108.8	139 438	2 745	85.47	799.85
		0.397	126.2	161 599	3 181	99.16	798.11
		0.455	144.6	184 890	3 640	113.58	796.28
		0.556	176.5	225 258	4 434	138.66	793.08
		0.635	201.4	256 664	5 052	158.23	790.59
		0.794	251.5	319 424	6 288	197.54	785.59
		1.111	350.7	442 776	8 716	275.54	775.66
		1.270	400.3	503 763	9 917	314.48	770.70
42	106.68	0.266	88.9	125 876	2 360	69.86	884.94
		0.342	114.3	161 494	3 028	89.76	882.41
		0.397	132.6	187 175	3 509	104.14	880.58
		0.455	151.8	214 171	4 015	119.29	878.65
		0.556	185.4	260 969	4 893	145.63	875.30
		0.635	211.6	297 386	5 575	166.19	872.68
		0.794	264.1	370 187	6 940	207.50	867.42
		1.111	368.5	513 372	9 625	289.47	856.99
		1.270	420.6	584 216	10 953	330.40	851.78
45	114.30	0.635	229.3	378 621	6 552	180.13	1 026.09
		0.794	287.1	475 401	8 204	225.54	1 026.09
		0.953	345.1	572 981	9 861	271.08	1 026.09
		1.111	402.8	670 744	11 513	316.46	1 026.09
		1.270	461.1	769 932	13 179	362.24	1 026.09
		1.429	519.5	869 933	14 851	408.16	1 026.09
		1.588	578.1	970 752	16 527	454.19	1 026.09
		1.746	636.5	1 071 751	18 197	500.07	1 026.09
		1.905	695.5	1 174 213	19 883	546.34	1 026.09
48	121.92	0.635	244.5	459 028	7 452	192.07	1 167.46
		0.794	306.1	576 212	9 331	240.47	1 167.46
		0.953	367.9	594 303	11 214	289.00	1 167.46
		1.111	429.4	812 557	13 091	337.35	1 167.46
		1.270	491.5	932 475	14 984	386.13	1 167.46
		1.429	553.8	1 053 315	16 883	435.03	1 167.46
		1.588	616.2	1 175 083	18 787	484.06	1 167.46
		1.746	678.3	1 297 008	20 684	532.90	1 167.46
		1.905	741.1	1 420 639	22 598	582.18	1 167.46

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
51	129.54	0.635	259.7	550 082	8 410	204.01	1 317.95
		0.794	325.1	690 352	10 529	255.41	1 317.95
		0.953	390.7	831 646	12 654	306.93	1 317.95
		1.111	456.0	973 071	14 770	358.24	1 317.95
		1.270	521.9	1 116 422	16 905	410.01	1 317.95
		1.429	588.0	1 260 812	19 046	461.91	1 317.95
		1.588	654.2	1 406 246	21 192	513.92	1 317.95
		1.746	720.1	1 551 805	23 330	565.74	1 317.95
		1.905	786.7	1 699 336	25 487	618.00	1 317.95
54	137.16	0.635	274.9	652 445	9 426	215.95	1 477.56
		0.794	344.1	818 651	11 801	270.34	1 477.56
		0.953	413.5	986 003	14 180	324.85	1 477.56
		1.111	482.6	1 153 443	16 551	379.14	1 477.56
		1.270	552.3	1 323 097	18 942	433.90	1 477.56
		1.429	622.2	1 493 914	21 339	488.78	1 477.56
		1.588	692.2	1 665 898	23 742	543.79	1 477.56
		1.746	761.9	1 837 963	26 135	598.57	1 477.56
		1.905	832.3	2 012 291	28 549	653.83	1 477.56
57	144.78	0.635	290.1	766 780	10 500	227.90	1 646.30
		0.794	363.1	961 935	13 144	285.27	1 646.30
		0.953	436.3	1 158 367	15 794	342.77	1 646.30
		1.111	509.2	1 354 833	18 433	400.03	1 646.30
		1.270	582.7	1 553 825	21 095	457.78	1 646.30
		1.429	656.4	1 754 110	23 762	515.65	1 646.30
		1.588	730.2	1 955 694	26 436	573.65	1 646.30
		1.746	803.7	2 157 302	29 099	631.41	1 646.30
		1.905	877.9	2 361 491	31 785	689.66	1 646.30
60	152.40	0.635	305.3	893 747	11 632	239.84	1 824.15
		0.794	382.1	1 121 033	14 560	300.20	1 824.15
		0.953	459.1	1 349 732	17 494	360.69	1 824.15
		1.111	535.8	1 578 397	20 416	420.93	1 824.15
		1.270	613.1	1 809 929	23 363	481.67	1 824.15
		1.429	690.6	2 042 891	26 316	542.53	1 824.15
		1.588	768.2	2 277 289	29 276	603.52	1 824.15
		1.746	845.5	2 511 641	32 223	664.25	1 824.15
		1.905	923.5	2 748 920	35 195	725.48	1 824.15

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
63	160.02	0.794	401.1	1 296 772	16 048	315.14	2 011.13
		0.953	481.9	1 561 091	19 282	378.62	2 011.13
		1.111	562.4	1 825 294	22 501	441.82	2 011.13
		1.270	643.5	2 092 733	25 747	505.55	2 011.13
		1.429	724.8	2 361 746	29 000	569.40	2 011.13
		1.588	806.2	2 632 339	32 260	633.38	2 011.13
		1.746	887.3	2 902 802	35 506	697.08	2 011.13
		1.905	969.1	3 176 565	38 779	761.31	2 011.13
		2.064	1 051.0	3 451 926	42 059	825.66	2 011.13
		2.223	1 133.1	3 728 892	45 345	890.14	2 011.13
		2.381	1 214.8	4 005 712	48 618	954.33	2 011.13
		2.540	1 297.2	4 285 897	51 919	1 019.06	2 011.13
66	167.64	0.794	420.1	1 489 980	17 609	330.07	2 207.22
		0.953	504.8	1 793 438	21 156	396.54	2 207.22
		1.111	589.0	2 096 683	24 687	462.71	2 207.22
		1.271	674.5	2 405 497	28 270	529.85	2 207.22
		1.429	759.0	2 712 165	31 815	596.28	2 207.22
		1.587	843.7	3 020 543	35 366	662.83	2 207.22
		1.746	929.1	3 332 605	38 948	729.92	2 207.22
		1.905	1 014.7	3 646 411	42 536	797.14	2 207.22
		2.064	1 100.4	3 961 969	46 132	864.48	2 207.22
		2.222	1 185.7	4 277 283	49 712	931.52	2 207.22
		2.381	1 271.8	4 596 351	53 321	999.11	2 207.22
		2.541	1 358.5	4 919 213	56 961	1 067.25	2 207.22
69	175.26	0.794	439.2	1 701 484	19 242	345.00	2 412.44
		0.953	527.6	2 047 766	23 117	414.46	2 412.44
		1.111	615.6	2 393 722	26 974	483.61	2 412.44
		1.271	704.9	2 745 945	30 888	553.76	2 412.44
		1.429	793.2	3 095 637	34 759	623.15	2 412.44
		1.587	881.7	3 447 195	38 638	692.67	2 412.44
		1.746	970.9	3 802 869	42 549	762.75	2 412.44
		1.905	1 060.3	4 160 446	46 467	832.96	2 412.44
		2.064	1 149.8	4 519 933	50 393	903.29	2 412.44
		2.222	1 238.9	4 879 058	54 301	973.31	2 412.44
		2.381	1 328.8	5 242 373	58 241	1 043.89	2 412.44
		2.541	1 419.4	5 609 922	62 214	1 115.04	2 412.44

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
72	182.88	0.794	458.2	1 932 113	20 948	359.93	2 626.78
		0.953	550.4	2 325 069	25 165	432.38	2 626.78
		1.111	642.2	2 717 569	29 363	504.50	2 626.78
		1.271	735.3	3 117 090	33 622	577.66	2 626.78
		1.429	827.4	3 513 653	37 835	650.03	2 626.78
		1.587	919.7	3 912 245	42 055	722.52	2 626.78
		1.746	1 012.7	4 315 415	46 310	795.59	2 626.78
		1.905	1 105.9	4 720 654	50 572	868.79	2 626.78
		2.064	1 199.2	5 127 969	54 842	942.11	2 626.78
		2.222	1 292.1	5 534 786	59 093	1 015.10	2 626.78
		2.381	1 385.8	5 946 262	63 379	1 088.67	2 626.78
		2.541	1 480.2	6 362 443	67 699	1 162.83	2 626.78
75	190.50	0.794	477.2	2 182 694	22 726	374.86	2 850.24
		0.953	573.2	2 626 341	27 300	450.31	2 850.24
		1.111	668.8	3 069 382	31 853	525.40	2 850.24
		1.271	765.7	3 520 257	36 471	601.56	2 850.24
		1.429	761.6	2 967 702	41 040	676.90	2 850.24
		1.587	957.7	4 417 346	45 616	752.36	2 850.24
		1.746	1 054.5	4 872 063	50 230	828.43	2 850.24
		1.905	1 151.5	5 329 022	54 851	904.61	2 850.24
		2.064	1 248.6	5 788 230	59 480	980.93	2 850.24
		2.222	1 345.3	6 246 785	64 088	1 056.88	2 850.24
		2.381	1 442.8	6 710 499	68 733	1 133.46	2 850.24
		2.541	1 541.0	7 179 422	73 416	1 210.62	2 850.24
78	198.12	0.794	496.2	2 454 055	24 576	389.80	3 082.82
		0.953	596.0	2 932 574	29 522	468.23	3 082.82
		1.111	695.4	3 450 319	34 444	546.29	3 082.82
		1.271	796.2	3 956 770	39 437	625.47	3 082.82
		1.429	895.8	4 459 273	44 376	705.78	3 082.82
		1.587	995.7	4 964 153	49 322	782.21	3 082.82
		1.746	1 096.3	5 474 633	54 309	861.25	3 082.82
		1.905	1 197.1	5 987 536	59 303	940.44	3 082.82
		2.064	1 298.0	6 502 867	64 306	1 019.74	3 082.82
		2.222	1 398.5	7 017 370	69 285	1 094.67	3 082.82
		2.381	1 499.8	7 537 567	74 305	1 178.26	3 082.82
		2.541	1 601.8	8 063 510	79 364	1 258.40	3 082.82

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
81	205.74	0.794	515.2	2 747 024	26 499	404.73	3 324.52
		0.953	618.8	3 304 763	31 831	486.15	3 324.52
		1.111	722.0	3 861 538	37 137	567.18	3 324.52
		1.271	826.6	4 427 954	42 519	649.37	3 324.52
		1.429	930.1	4 989 857	47 842	730.65	3 324.52
		1.587	1 033.7	5 554 320	53 173	812.05	3 324.52
		1.746	1 138.1	6 124 946	58 547	894.10	3 324.52
		1.905	1 242.7	6 698 181	63 929	976.27	3 324.52
		2.064	1 347.5	7 271 031	69 320	1 058.56	3 324.52
		2.222	1 451.7	7 848 858	74 686	1 140.46	3 324.52
		2.381	1 556.8	8 429 947	80 094	1 223.00	3 324.52
		2.541	1 662.7	9 017 355	85 545	1 306.19	3 324.52
84	213.36	0.794	534.2	3 062 428	28 495	419.66	3 575.34
		0.953	641.6	3 683 901	34 227	504.07	3 575.34
		1.111	748.6	4 304 199	39 931	588.08	3 575.34
		1.271	857.0	4 935 135	45 716	673.27	3 575.34
		1.429	964.3	5 560 943	51 438	757.52	3 575.34
		1.587	1 071.7	6 189 501	57 169	841.90	3 575.34
		1.746	1 179.9	6 824 822	62 945	926.93	3 575.34
		1.905	1 288.3	7 462 944	68 729	1 012.09	3 575.34
		2.064	1 396.9	8 103 875	74 522	1 097.38	3 575.34
		2.222	1 504.9	8 743 566	80 288	1 182.25	3 575.34
		2.381	1 613.8	9 390 122	86 100	1 267.78	3 575.34
		2.541	1 723.5	100 443 606	91 957	1 353.98	3 575.34
87	220.98	0.794	553.2	3 401 096	30 562	434.59	3 835.28
		0.953	664.5	4 090 981	36 709	522.00	3 835.28
		1.111	775.2	4 779 459	42 826	608.97	3 835.28
		1.271	887.4	5 479 637	49 030	697.17	3 835.28
		1.429	998.5	6 174 021	55 165	784.40	3 835.28
		1.587	1 109.7	6 871 352	61 309	871.75	3 835.28
		1.746	1 221.7	7 576 081	67 501	959.77	3 835.28
		1.905	1 333.9	8 283 810	73 703	1 047.92	3 835.28
		2.064	1 446.3	8 994 550	79 913	1 136.19	3 835.28
		2.222	1 558.1	9 703 809	86 094	1 224.04	3 835.28
		2.381	1 670.8	10 420 575	92 323	1 312.56	3 835.28
		2.541	1 784.3	11 144 913	98 600	1 401.77	3 835.28

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
90	228.60	0.794	572.2	3 763 854	32 702	449.53	4 104.34
		0.953	687.3	4 526 997	39 279	539.92	4 104.34
		1.111	801.8	5 218 475	45 823	629.87	4 104.34
		1.271	917.9	6 062 787	52 459	721.08	4 104.34
		1.429	1 032.7	6 830 581	59 022	811.27	4 104.34
		1.587	1 147.6	7 601 527	65 594	901.59	4 104.34
		1.746	1 263.5	8 380 542	72 217	992.61	4 104.34
		1.905	1 379.5	9 162 766	78 850	1 083.75	4 104.34
		2.064	1 495.7	9 948 207	85 492	1 175.01	4 104.34
		2.222	1 611.3	10 731 904	92 102	1 265.82	4 104.34
		2.381	1 727.8	11 523 787	98 763	1 357.34	4 104.34
		2.541	1 845.2	12 323 924	10 5476	1 449.55	4 104.34
96	243.84	0.794	610.2	4 564 954	37 200	479.39	4 669.83
		0.953	732.9	5 489 811	44 679	575.76	4 669.83
		1.111	855.0	6 412 414	52 120	671.65	4 669.83
		1.271	978.7	7 350 325	59 666	768.88	4 669.83
		1.429	1 101.1	8 280 105	67 127	865.02	4 669.83
		1.587	1 223.6	9 213 465	74 599	961.28	4 669.83
		1.746	1 347.1	10 156 336	82 127	1 058.28	4 669.83
		1.905	1 470.7	11 102 890	89 666	1 155.40	4 669.83
		2.064	1 594.5	12 053 078	97 215	1 252.64	4 669.83
		2.222	1 717.7	13 000 918	104 726	1 349.40	4 669.83
		2.381	1 841.8	13 958 417	112 295	1 446.89	4 669.83
		2.541	1 966.8	14 925 655	119 922	1 545.13	4 669.83
102	259.08	0.794	648.2	5 472 351	41 987	509.26	5 271.80
		0.953	778.5	6 580 290	50 426	611.61	5 271.80
		1.111	908.1	7 685 280	58 823	713.44	5 271.80
		1.271	1 039.6	8 808 350	67 336	816.69	5 271.80
		1.429	1 169.5	9 921 433	75 754	918.77	5 271.80
		1.587	1 299.6	11 038 551	84 182	1 020.98	5 271.80
		1.746	1 430.7	12 166 825	92 674	1 123.95	5 271.80
		1.905	1 561.9	13 299 204	101 177	1 227.05	5 271.80
		2.064	1 693.3	14 435 701	109 690	1 330.28	5 271.80
		2.222	1 824.1	15 569 138	118 161	1 432.98	5 271.80
		2.381	1 955.8	16 713 872	126 696	1 536.45	5 271.80
		2.541	2 068.5	17 869 991	135 296	1 640.70	5 271.80

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
108	274.32	0.794	686.3	6 492 666	47 064	539.12	5 910.25
		0.953	824.2	7 806 383	56 522	647.45	5 910.25
		1.111	961.3	9 116 339	65 931	755.23	5 910.25
		1.271	1 100.4	10 447 462	75 471	864.50	5 910.25
		1.429	1 237.9	11 766 482	84 902	972.52	5 910.25
		1.587	1 375.6	13 090 021	94 345	1 080.67	5 910.25
		1.746	1 514.3	14 426 510	10 3858	1 189.62	5 910.25
		1.905	1 653.1	15 767 596	11 3383	1 298.70	5 910.25
		2.064	1 792.1	17 113 290	12 2919	1 407.91	5 910.25
		2.222	1 930.4	18 455 095	13 2407	1 516.55	5 910.25
		2.381	2 069.8	19 810 007	14 1965	1 626.01	5 910.25
		2.541	2 210.1	21 178 124	15 1596	1 736.28	5 910.25
114	289.56	0.794	724.3	7 632 522	5 2431	568.98	6 585.19
		0.953	869.8	9 176 038	62 965	683.30	6 585.19
		1.111	1 014.5	10 714 858	73 444	797.02	6 585.19
		1.271	1 161.3	12 278 260	84 068	912.30	6 585.19
		1.429	1 306.4	13 827 171	94 571	1 026.27	6 585.19
		1.587	1 451.6	15 351 110	105 086	1 140.36	6 585.19
		1.746	1 597.9	16 949 974	115 679	1 255.30	6 585.19
		1.905	1 744.3	18 523 953	126 284	1 370.36	6 585.19
		2.064	1 891.0	20 103 058	136 901	1 485.54	6 585.19
		2.222	2 036.8	21 677 322	147 463	1 600.13	6 585.19
		2.381	2 183.8	23 266 682	158 104	1 715.56	6 585.19
		2.541	2 331.8	24 871 247	168 824	1 831.85	6 585.19
120	304.80	0.794	762.3	8 898 541	58 087	598.85	7 296.60
		0.953	915.4	10 697 202	69 755	719.14	7 296.60
		1.111	1 067.7	12 490 102	81 363	838.81	7 296.60
		1.271	1 222.1	14 311 346	93 130	960.11	7 296.60
		1.429	1 374.8	16 115 417	104 762	1 080.02	7 296.60
		1.587	1 527.6	17 925 054	116 406	1 200.05	7 296.60
		1.746	1 681.5	19 751 778	128 137	1 320.97	7 296.60
		1.905	1 835.6	21 584 163	139 880	1 442.01	7 296.60
		2.064	1 989.8	23 422 221	151 635	1 563.18	7 296.60
		2.222	2 143.2	25 254 350	163 330	1 683.70	7 296.60
		2.381	2 297.8	27 103 753	175 110	1 805.12	7 296.60
		2.541	2 453.4	28 970 551	186 978	1 927.43	7 296.60

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
126	320.04	0.794	800.3	10 297 344	64 033	628.71	8 044.51
		0.953	961.0	12 377 824	76 894	754.99	8 044.51
		1.111	1 120.9	14 451 336	89 687	880.59	8 044.51
		1.271	1 283.0	16 557 319	102 655	1 007.91	8 044.51
		1.429	1 443.2	18 643 138	115 474	1 133.77	8 044.51
		1.587	1 603.5	20 735 089	128 306	1 259.74	8 044.51
		1.746	1 765.1	22 846 483	141 232	1 386.64	8 044.51
		1.905	1 926.8	24 964 113	154 171	1 513.66	8 044.51
		2.064	2 088.6	27 067 990	167 123	1 640.81	8 044.51
		2.222	2 249.6	29 204 710	180 007	1 767.28	8 044.51
		2.381	2 411.8	31 341 079	192 986	1 894.68	8 044.51
		2.541	2 575.1	33 497 228	206 059	2 023.00	8 044.51
132	335.28	0.794	838.3	11 835 554	70 268	658.58	8 828.89
		0.953	1 006.7	14 225 852	84 380	790.83	8 828.89
		1.111	1 174.1	16 607 827	98 416	922.38	8 828.89
		1.271	1 343.8	19 026 780	112 644	1 055.72	8 828.89
		1.429	1 511.6	21 422 252	126 707	1 187.52	8 828.89
		1.587	1 679.5	23 824 449	140 784	1 319.43	8 828.89
		1.746	1 848.7	26 248 653	154 964	1 452.31	8 828.89
		1.905	2 018.0	28 679 692	169 157	1 585.32	8 828.89
		2.064	2 187.4	31 117 581	183 364	1 718.44	8 828.89
		2.222	2 356.0	33 546 934	197 495	1 850.86	8 828.89
		2.381	2 525.8	35 998 516	211 730	1 984.23	8 828.89
		2.541	2 696.8	38 472 470	226 068	2 118.57	8 828.89
138	350.52	0.794	876.3	13 519 791	76 793	688.44	9 649.76
		0.953	1 052.3	16 249 234	92 214	826.68	9 649.76
		1.111	1 227.3	18 968 840	107 551	964.17	9 649.76
		1.271	1404.7	21 730 329	123 096	1 103.53	9 649.76
		1.429	1 580.0	24 464 678	138462	1 241.26	9 649.76
		1.587	1 755.5	27 206 372	153 841	1 379.13	9 649.76
		1.746	1 932.3	29 972 847	169 332	1 517.98	9 649.76
		1.905	2 109.2	32 746 787	184 838	1 656.97	9 649.76
		2.064	2 286.2	35 528 206	200 358	1 796.08	9 649.76
		2.222	2 462.4	38 299 553	215 794	1 934.43	9 649.76
		2.381	2 639.8	41 095 922	231 343	2 073.79	9 649.76
		2.541	2 818.4	43 917 469	247 003	2 214.15	9 649.76

Tabla A1. Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 (continuación)

Diámetro de tubería	Diámetro de tubería	Espesor pared	Sección transversal	Momento inercia	Módulo de sección	Peso del tubo	Peso del agua
Pulgadas	cm	cm	cm^2	cm^4	cm^3	kg/m	kg/m
144	365.76	0.794	914.3	15 356 680	83 608	718.31	10 507.11
		0.953	1 097.9	18 455 918	100 395	862.52	10 507.11
		1.111	1 280.5	21 543 641	117 098	1 005.96	10 507.11
		1.271	1 465.5	24 678 565	134 013	1 151.33	10 507.11
		1.429	1 648.4	27 782 332	150 738	1 295.01	10 507.11
		1.587	1 831.5	30 894 091	167 478	1 438.82	10 507.11
		1.746	2 015.9	34 033 628	184 338	1 583.66	10 507.11
		1.905	2 200.4	37 181 286	201 214	1 728.62	10 507.11
		2.064	2 385.1	40 337 080	218 104	1 873.71	10 507.11
		2.222	2 598.7	43 481 099	234 903	2 018.01	10 507.11
		2.381	2 753.7	46 653 156	251 824	2 153.35	10 507.11
		2.541	2 940.1	49 853 417	268 866	2 309.72	10 507.11

Tabla de Conversiones de unidades de medida

Sigla	Significado
mg	miligramo
g	gramo
kg	kilogramo
mm	milímetro
cm	centímetro
m	metro
ml	mililitro
l	litro
m^3	metro cúbico
s	segundo
h	hora
d	día
mg/l	miligramo por litro

Sigla	Significado
kg/m^3	kilogramo por metro cúbico
l/s	litros por segundo
m^3/d	metros cúbicos por día
Sm^3/h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
°C	grados Celsius
psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
cm/s	centímetro por segundo
m/s	metro por segundo
HP	caballo de fuerza (medida de energía)
kW	kilowatt
UNT	unidades nefelométricas de turbiedad

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	**Sistema métrico**	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm^2 = 100 mm^2	0.15	in^2
1 m^2 = 10 000 cm^2	1.19	yd^2
1 hectárea (ha) = 10 000 m^2	**2.47**	**acres**
1 km^2 = 100 ha	0.38	mi^2
Sistema Inglés	**Sistema métrico**	
1 in^2	6.45	cm^2
1 ft2 = 144 in^2	0.09	m^2
1 yd^2 = 9 ft^2	0.83	m^2
1 acre = 4 840 yd^2	4 046.90	m^2
1 $milla^2$ = 640 acres	2.59	km^2

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm^3	0.06	in^3
1 dm^3 = 1 000 cm^3	0.03	ft^3
1 m^3 = 1 000 dm^3	1.30	yd^3
1 litro (L) = 1 dm^3	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	**Sistema métrico**	
1 in^3	16.38	cm^3
1 ft^3 = 1 728 in^3	0.02	m^3
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	**Sistema métrico**	
1 onza (oz) =437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$^{o}C = \frac{5}{9}(^{o}F - 32)$	$^{o}F = \frac{9}{5}(^{o}C) + 32$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	**Símbolo**	**Factor de conversión**	**Se convierte a**	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm^2	kg_f/cm^2	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada^2	lb/ plg^2, PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H_2O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg_f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m^3	kg_f/m^3	9.80	N/m^3	N/m^3
libra /ft^3	lb/ft^3	157.08	N/m^3	N/m^3
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	ν	1	stoke	m^2/s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s^2

Longitud								
de / a	**mm**	**cm**	**m**	**km**	**mi**	**milla náutica (nmi)**	**ft**	**in**
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	**cm²**	**m²**	**km²**	**ha**	**mi²**	**acre**	**ft²**	**in²**
cm²	1.00						0.001	0.155
m²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	**cm³**	**m³**	**L**	**ft³**	**gal. EUA**	**acre-ft**	**in³**	**yd³**
cm³	1.000		0.001				0.061	
m³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	**l/s**	**cm³/s**	**gal/día**	**gal/min**	**l/min**	**m³/día**	**m³/h**	**ft³/s**
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm³/s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m³/día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m³/h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft³/s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión							
de a	atmósfera	Kg/cm²	lb/in²	mm de Hg	in de Hg	m de H_20	ft de H_2O
atmósfera	1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm²	0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in²	0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg	0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg	0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua	0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua	0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía								
de a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora	1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora	1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora	1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J				1.000	0.738	0.102		
ft.lb				1.356	1.000	0.138		
kgm				9.806	7.233	1.000		
BTU				1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal				4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad			
de a	cm²/s	gal/día/pie	m²/día
cm²/s	1.000	695.694	8.640
gal/día/ft	0.001	1.000	0.012
m²/día	0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7,696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.60 1	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	°F=9/5°C+32
Fahrenheit a Centígrados	°C=5/9 (°F-32)
Réaumur a Centígrados	°C=5/4 °R
Fahrenheit a Réaumur	°R=4/9 (°F-32)
Réaumur a Fahrenheit	°F=(9/4°R)+32
Celsius a Kelvin	°K=273.15+^{0}C
Fahrenheit a Rankine	°Ra=459.67+°F
Rankine a Kelvin	°K=5/9°Ra

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm $CaC0_3$
calcio Ca^{+2}	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe^{+2}	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg^{+2}	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K^{+1}	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na^{+1}	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato $(HCO_3)^{-1}$	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato $(CO_3)^{-2}$	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro $(Cl)^{-1}$	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido $(OH)^{-1}$	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrato $(NO_3)^{-1}$	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato $(PO_4)^{-3}$	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato $(SO_4)^{-2}$	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio $Ca(HCO_3)_2$	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio $(CaCO_3)$	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio $(CaCl_2)$	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio $(CaSO_4)$	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico $Fe(HCO_3)_3$	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico $Fe_2(CO_3)_3$	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico $Fe_2(CO_4)_3$	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico $Mg(HCO_3)_2$	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico $(MgCO_3)$	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio $(MgCl_2)$	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio $Mg(OH)_2$	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio $(MgSO_4)$	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón
ppm = partes por millón
gpg = granos por galón
p.p.m. $CaC0_3$ = partes por millón de carbonato de calcio


06
05

Ilustraciones

Ilustración 1.1 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Captaciones) 3
Ilustración 1.2 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Conducciones) 3
Ilustración 1.3 Principales Elementos que componen la infraestructura hídrica a cargo de los organismos operadores (Redes) 4
Ilustración 1.4 Relación entre la resistencia, rigidez y la capacidad de deformación 5
Ilustración 1.5 Curva típica de esfuerzo-deformación del acero estructural A36 (White, et. al., 1980) 6
Ilustración 1.6 Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión (White, et. al., 1980) 6
Ilustración 1.7 Relación de falla con afectaciones 7
Ilustración 2.1 Diagrama para el diseño estructural Parte A 14
Ilustración 2.2 Diagrama para el diseño estructural Parte B 15
Ilustración 2.3 Consideración de carga muerta en losas 21
Ilustración 2.4 Cargas por empuje de agua 24
Ilustración 2.5 Aplicación de carga viva en superficies planas 27
Ilustración 2.6 Aplicación de carga viva en escaleras, pasillos, plataformas, y en barandales 27
Ilustración 2.7 Combinación de cargas para el análisis 30
Ilustración 2.8 Ejemplo de análisis estático con programa de cómputo 34
Ilustración 2.9 Ejemplo de modos de vibración natural, obtenidos con un programa de cómputo 35
Ilustración 3.1 Tipos de fallamiento (Teran, 2006) 41
Ilustración 3.2 Incidencia de sismos en la República mexicana. Los puntos rojos representan sismos superficiales (profundidades menores a 50 Km), los azules representan sismos con profundidades mayores a 50 Km (Teran, 2006) 42
Ilustración 3.3 Variación de la intensidad de ondas sísmicas en México (Teran, 2006) 43
Ilustración 3.4 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo 46
Ilustración 3.5 Espectro de diseño para la zona I 48
Ilustración 3.6 Interfaz del programa PRODISIS V 2.0® 50
Ilustración 3.7 Ejemplo de espectros de diseño generados por el programa PRODISIS V 2.0® 50
Ilustración 3.8 Zonificación del territorio mexicano para espectro de respuesta sísmico AASTHO 51
Ilustración 3.9 Ubicación de puntos para cálculo del espectro sísmico según AASHTO LRFD 53
Ilustración 3.10 Descripción de las partes que conforman el espectro de diseño 53
Ilustración 3.11 Analogía de las masas virtuales adheridas en un depósito superficial (adaptada de MOCS-CFE-08) 54
Ilustración 3.12 Analogía de las masas virtuales adheridas en un depósito elevado (adaptada de MOCS-CFE-08) 55
Ilustración 4.1 Variación del gradiente de velocidad (Teran, 2006) 59
Ilustración 4.2 Medición de la velocidad del viento con anemógrafo (Teran, 2006) 60

Ilustración 4.3 Líneas de corriente sobre una estructura (vista en planta) 60
Ilustración 4.4 Impacto del viento en estructuras (vista en isométrico) 61
Ilustración 4.5 Componente estática y dinámica del viento (Teran, 2006) 62
Ilustración 4.6 Tipos de falla ante la acción del viento (Teran, 2006) 62
Ilustración 4.7 Diagrama de flujo para diseño estático por viento (Adaptado de MOCV-CFE-08) 67
Ilustración 4.8 Diagrama de flujo para diseño dinámico por viento (MOCV-CFE-08) 68
Ilustración 5.1 Distribución de presiones de contacto 73
Ilustración 5.2 Definición de los esfuerzos de contacto 74
Ilustración 5.3 Zapata aislada sometida a carga excéntrica 75
Ilustración 5.4 Falla por penetración en una zapata aislada 76
Ilustración 5.5 Secciones críticas para cortante 76
Ilustración 5.6 Diagrama de esfuerzo para la revisión por cortante 78
Ilustración 5.7 Diagrama de esfuerzos para la revisión por cortante en sentido perpendicular 78
Ilustración 5.8 Fuerzas para revisión por flexión 79
Ilustración 5.9 Diagrama de esfuerzos para la revisión por flexión en sentido perpendicular 79
Ilustración 5.10 Zapata para ejemplo 81
Ilustración 5.11 Diagrama de esfuerzo para la revisión por cortante del ejemplo 82
Ilustración 5.12 Diagrama de esfuerzos para la revisión por cortante en sentido perpendicular del ejemplo 83
Ilustración 5.13 Diagrama de esfuerzos para la revisión por flexión en sentido perpendicular del ejemplo 84
Ilustración 5.14 Armado para la zapata aislada del ejemplo 85
Ilustración 5.15 Zapata corrida 86
Ilustración 5.16 Zapata corrida para ejemplo 86
Ilustración 5.17 Definición de área crítica para revisión por cortante 87
Ilustración 5.18 Fuerzas para revisión por flexión del ejemplo 87
Ilustración 5.19 Armado para la zapata corrida del ejemplo 88
Ilustración 5.20 Cajón de cimentación 89
Ilustración 5.21 Configuraciones de agrietamiento para distintos valores de la carga aplicada (González y Robles, 2008) 90
Ilustración 5.22 Definición de tableros para losas perimetralmente apoyadas 90
Ilustración 5.23 Clasificación de pilotes 95
Ilustración 5.24 Datos geométricos 98
Ilustración 5.25 Fuerzas sobre los elementos de la cimentación 99
Ilustración 5.26 Empujes laterales en pilotes 101
Ilustración 5.27 Efectos en terreno por pilote 103
Ilustración 6.1Tanque semienterrado para ejemplo (vista en elevación) 112
Ilustración 6.2 Tanque semienterrado para ejemplo (vista en planta) 112
Ilustración 6.3 Espectro de diseño para la zona IIIa (calculado de acuerdo con las NTC-DF, Sismo) 114
Ilustración 6.4 Elementos estructurales a considerar en el tanque semienterrado (vista en elevación) 119
Ilustración 6.5 Elementos estructurales a considerar en el tanque semienterrado (vista en planta) 119

Ilustración 6.6 Armado propuesto losa tapa 121
Ilustración 6.7 Baja de carga a trabes 122
Ilustración 6.8 Distribución de cargas en trabe 122
Ilustración 6.9 Diagrama de a) momento, b) cortante 123
Ilustración 6.10 Armado propuesto para trabes (De acuerdo con las NTC-DF Concreto) 124
Ilustración 6.11 Modelo de simulación de tanque cuadrado 125
Ilustración 6.12 Aplicación de carga viva sobre la losa tapa 126
Ilustración 6.13 Aplicación de carga del agua sobre losa fondo 126
Ilustración 6.14 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros 127
Ilustración 6.15 Aplicación de carga del agua sobre los muros 127
Ilustración 6.16 Espectro de diseño 127
Ilustración 6.17 Combinación de cargas 128
Ilustración 6.18 Empuje de tierra 128
Ilustración 6.19 Carga en una arista del tanque 129
Ilustración 6.20 Ejemplo de resultados del modelo de simulación de tanque rectangular 129
Ilustración 6.21 Armado propuesto en los muros 131
Ilustración 6.22 Armado propuesto en losa fondo 135
Ilustración 6.23 Tanque sedimentador para ejemplo (vista en elevación) 137
Ilustración 6.24 Tanque sedimentador para ejemplo (vista en planta) 137
Ilustración 6.25 Espectro de diseño para la zona IIIa (calculado de acuerdo con las NTC-DF, Sismo) 139
Ilustración 6.26 Diagrama de momentos resultante de cargas aplicadas sobre el perfil W12x22 140
Ilustración 6.27 Diagrama de momentos y cortante para la losa del canal 141
Ilustración 6.28 Sección y armado propuesto para la losa del canal 142
Ilustración 6.29 Modelo de simulación de tanque circular 143
Ilustración 6.30 Aplicación de la carga distribuida sobre los muros del modelo 144
Ilustración 6.31 Sección y armado propuesto para el muro del tanque 146
Ilustración 6.32 Segmento de losa para diseño 146
Ilustración 6.33 Diagrama de momentos y cortante para el segmento de la losa fondo 147
Ilustración 6.34 Armado calculado para la losa fondo 148
Ilustración 6.35 Tanque elevado para ejemplo (adaptado de CFE, 2008) 149
Ilustración 6.36 Esquema de distribución del empuje del agua sobre los muros 154
Ilustración 6.37 Diagrama de Momento y cortante resultantes, respectivamente 155
Ilustración 6.38 Sección y armado propuesto para el muro del tanque, M-01 156
Ilustración 6.39 Armado propuesto para la losa fondo 160
Ilustración 6.40 Sistema equivalente para tanques elevados (adaptado de CFE, 2008) 161
Ilustración 6.41 Componentes del diagrama de interación para una columna de concreto 168
Ilustración 6.42 Esquema de la falla balanceada 169
Ilustración 6.43 Fuerzas que ocasionan el momento flexionante 170
Ilustración 6.44 Armado propuesto para la columna 173
Ilustración 6.45 Esquema de reacciones internas de la columna 174
Ilustración 6.46 Diagrama de interacción 176

Ilustración 6.47 Armado para la columna C-01 del tanque elevado 178
Ilustración 6.48 Reacciones en la cimentación, debidas a la condición más desfavorable 179
Ilustración 6.49 Armado para la losa de cimentación 183
Ilustración 7.1 Tanque superficial de mampostería 185
Ilustración 7.2Detalle de apoyo de la losa de cubierta 186
Ilustración 7.3 Detalle de refuerzo cuando el muro exterior es susceptible a ser erosionado 187
Ilustración 7.4 Ejemplo de contrafuertes exteriores 187
Ilustración 7.5 Tanque superficial de concreto para procesos 189
Ilustración 7.6 Isométrico de la caja de repartición 189
Ilustración 7.7 Planta de sedimentación 189
Ilustración 7.8 Arreglo en la cimentación de muros en voladizo (cuando L/H>3) 190
Ilustración 7.9 Tanque de concreto de grandes dimensiones 190
Ilustración 7.10 Cimentación sobre zapatas corridas 190
Ilustración 7.11Cimentación con losa y contratrabes 191
Ilustración 7.12 Ejemplo de tanque de conreto con cubierta 191
Ilustración 7.13 Junta de muro y losa 191
Ilustración 7.14 Ejemplo de usos para recipientes cilíndricos sin cubierta 193
Ilustración 7.15 Ejemplo de tanque circular con tapa 193
Ilustración 7.16 Detalle de junta de construcción 197
Ilustración 7.17 Junta de construcción sin llave de cortante 197
Ilustración 7.18 Junta de construcción con llave de cortante 197
Ilustración 7.19 Junta estructural entre la losa y el muro 198
Ilustración 7.20 Junta estructural entre el muro y la cimentación 198
Ilustración 7.21 Detalle de sujeción de tubo metálico 199
Ilustración 7.22Detalle de torre de oscilación con placas de acero soldadas 200
Ilustración 7.23 Recipiente superficial de acero 201
Ilustración 7.24 Recipientes elevados de concreto 203
Ilustración 7.25 Ejemplos de recipientes elevados de una sola columna 203
Ilustración 7.26 Estructuración de recipientes sobre una columna hueca 204
Ilustración 7.27 Ejemplo de estructuración de recipientes elevados 205
Ilustración 7.28 Detalles de la junta de construcción entre la losa fondo y el muro 206
Ilustración 7.29 Recipiente elevado de acero 207
Ilustración 7.30 Cárcamo de bombeo para aguas residuales 208
Ilustración 7.31 Ejemplo de estructura sometida a una acción mecánica 210
Ilustración 8.1 Fuerzas inducidas por sismo a la tubería 213
Ilustración 8.2 Daño en tuberías 214
Ilustración 8.3 Clasificación de tuberías enterradas 215
Ilustración 8.4 Curvas para calcular el coeficiente de cargas Cd (adaptado de Juárez y Rico, 1974) 216
Ilustración 8.5 Esquema del factor de impacto (Ecuación 5.3), adaptado de Juárez y Rico, 1974 217
Ilustración 8.6 Relación de varias cargas o presiones para la selección de la presión de diseño, flujo por gravedad (adaptado de AWWA M11, 2004) 228

Ilustración 8.7 Relación de varias cargas o presiones para la selección de la presión de diseño, flujo por bombeo (adaptado de AWWA M11, 2004) 228
Ilustración 8.8 Presión en cambio de dirección (adaptado de Larry, 2004) 229
Ilustración 8.9 Detalle de apoyo sobre silleta de concreto (adaptado de AWWA M11, 2004) 235
Ilustración 8.10 Tubería y anillo rigidizante (adaptado de AWWA M11, 2004) 238
Ilustración 8.11 Claros típicos para una tubería I (adaptado de AWWA M11, 2004) 239
Ilustración 8.12 Claros típicos para una tubería II (adaptado de AWWA M11, 2004) 239
Ilustración 8.13 Cruces de tuberías 244
Ilustración 8.14 Protección de tubería en cruce con carreteras 246
Ilustración 8.15 Protección de tubería en cruce con vías de ferrocarril 246
Ilustración 8.16 Incado mediante empuje con gatos 248
Ilustración 8.17 Detalle del extremo del primer tubo 249
Ilustración 8.18 Primera etapa de construcción del cajón de concreto 250
Ilustración 8.19 Segunda etapa de construcción del cajón de concreto 250
Ilustración 8.20 Diseño general del muro de cabecera 252
Ilustración 8.21 Vista frontal del muro de cabecera 252
Ilustración 8.22 Arreglo para medición de potenciales tubo-suelo (adaptado de Rothman and Price, 1985) 255
Ilustración 8.23 Cruce con carretera a base de camisa con longitud del derecho de vía 256
Ilustración 8.24 Sección de un río 259


7
7
7

Tablas

Tabla 1.1 Definiciones de acero estructural (adaptado de NTC-04) 8
Tabla 1.2 Definiciones para remaches y tornillos (adaptado de NTC-04) 9
Tabla 1.3 Metales de aportación y fundentes para soldadura (adaptado de NTC-04) 9
Tabla 1.4 Especificaciones de los cementos con características especiales (NMX C-414–ONNCCE-2004) 10
Tabla 1.5 Dimensiones de las varillas de acero de refuerzo (NMX-C-407-ONNCCE-2001) 11
Tabla 1.6 Resistencia de las varillas de acero de refuerzo (NMX-C-407-ONNCCE-2001) 11
Tabla 2.1 Clasificación de las estructuras según su destino (CFE, 2008) 18
Tabla 2.2 Pesos volumétricos de fluidos 25
Tabla 2.3 Coeficientes de dilatación lineal usados en la construcción (NTCCr-04, 2004) 27
Tabla 2.4 Clasificación de las estructuras según su estructuración (CFE, 2008) 29
Tabla 2.5 Acciones mecánicas para el diseño de elementos estructurales 38
Tabla 2.6 Peraltes totales mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones y cuando las deformaciones de dichos elementos no perjudican a elementos no estructurales (Cuevas y Robles, 2008) 40
Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones 45
Tabla 3.2 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones AASHTO 51
Tabla 3.3 Factor de comportamiento sísmico por tipo de estructura (adaptado de CFE, 2008) 56
Tabla 4.1 Clasificación de las estructuras según su importancia (MOCV-CFE- 08) 63
Tabla 4.2 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento (MOCV-CFE- 08) 64
Tabla 5.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (RCDF-NTC-DC-04) 92
Tabla 5.2 Valores recomendados para la capacidad estructural de los pilotes 107
Tabla 6.1 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento del tanque 118
Tabla 6.2 Acero propuesto en losa tapa 120
Tabla 6.3 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de trabes 123
Tabla 6.4 Acero propuesto en trabes 124
Tabla 6.5 Elementos mecánicos y datos de diseño para el dimensionamiento de muros 129
Tabla 6.6 Armado propuesto para los muros de concreto 130
Tabla 6.7 Acero propuesto en losa fondo 135
Tabla 6.8 Dimensiones y propiedades del perfil W 140
Tabla 6.9 Elementos mecánicos y datos de diseño para la losa del canal 141
Tabla 6.10 Acero propuesto en losa del canal 142
Tabla 6.11 Elementos mecánicos y datos obtenidos de la simulación 144
Tabla 6.12 Acero propuesto en muros del tanque 145

Tabla 6.13 Acero propuesto para la losa fondo 147
Tabla 6.14 Determinación del refuerzo en losa fondo 159
Tabla 6.15 Esfuerzos máximos resultantes en las columnas 172
Tabla 6.16 Componentes para le diagrama de interacción 175
Tabla 6.17 Determinación del refuerzo en losa de cimentación 181
Tabla 6.18 Cargas aplicadas en la trabe 181
Tabla 7.1 Recubrimiento mínimo de concreto para las varillas de refuerzo 188
Tabla 7.2 Porcentaje mínimo de acero de refuerzo 195
Tabla 7.3 Asentamientos máximos permitidos 201
Tabla 7.4 Pesos volumétricos de distintos fluidos 209
Tabla 8.1 Coeficientes de influencia para área rectangulares (adaptado de Newmark, 1935) 218
Tabla 8.2 Efectos de carga viva de acuerdo a la AASHTO (ARMCO,1981 citado por Vicente, 2007) 219
Tabla 8.3 Velocidades máximas del terreno 223
Tabla 8.4 Propiedades de tubería galvanizada y de tubería barnizada para conducción de agua, gas y aire que cumple con la NMX 177 225
Tabla 8.5 Propiedades de tubería de polietileno para agua potable, uso industrial y agrícola 226
Tabla 8.6 Esfuerzos permisibles, de fluencia y ruptura para tubos de diferentes grados de acero (AWWA C200-12, 2012) 232
Tabla 8.7 Claros para tubería simplemente apoyada con 120 grados de contacto con silleta (adaptada de AWWA M11, 2004) 234
Tabla 8.8 Diámetros de tuberías 235
Tabla 8.9 Valor del coeficiente b (Juárez y Rico, 1974) 258
Tabla 8.10 Valores de x y 1 /(1 + x), para suelos cohesivos y no cohesivos (Juárez y Rico, 1974) 259
Tabla A.1 Propiedades de tubería de acero, adaptada de AWWA M11, 2004 269