

**Comisión Nacional del Agua**

**MANUAL DE AGUA POTABLE,  
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

**DISEÑO, CONSTRUCCION Y OPERACIÓN DE TANQUES DE  
REGULACION PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

**Diciembre de 2007**

**[www.cna.gob.mx](http://www.cna.gob.mx)**

## ADVERTENCIA

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra, sin fines de lucro y citando la fuente.

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

## **Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.**

Edición 2007

ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua  
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo  
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.  
Tel. (55) 5174-4000  
[www.cna.gob.mx](http://www.cna.gob.mx)

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales  
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,  
C.P 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México  
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

# Comisión Nacional del Agua

**Ing. José Luis Luege Tamargo**  
Director General

**Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín**  
Coordinador de Asesores de la Dirección General

**Ing. Raúl Alberto Navarro Garza**  
Subdirector General de Administración

**Lic. Roberto Anaya Moreno**  
Subdirector General de Administración del Agua

**Ing. José Ramón Ardavín Ituarte**  
Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

**Ing. Sergio Soto Priante**  
Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola

**Lic. Jesús Becerra Pedrote**  
Subdirector General Jurídico

**Ing. José Antonio Rodríguez Tirado**  
Subdirector General de Programación

**Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés**  
Subdirector General Técnico

**Lic. René Francisco Bolio Halloran**  
Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca

**M.C.C. Heidi Storsberg Montes**  
Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua

**Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez**  
Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal

**Dr. Michel Rosengaus Moshinsky**  
Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

**C. Rafael Reyes Guerra**  
Titular del Órgano Interno de Control

**Responsable de la publicación:**  
Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

**Coordinador a cargo del proyecto:**  
**Ing. Eduardo Martínez Oliver**  
Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio  
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007  
Participaron:

**Dr. Velitchko G. Tzatchkov**  
**M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez**

## CONTENIDO

	Página
<b>SECCIÓN I. DISEÑO HIDRÁULICO.....</b>	<b>2</b>
<b>1 GENERALIDADES .....</b>	<b>2</b>
<b>2 CLASIFICACIÓN DE TANQUES.....</b>	<b>3</b>
2.1 TANQUES ENTERRADOS .....	3
2.2 TANQUES SEMIENTERRADOS .....	3
2.3 TANQUES SUPERFICIALES.....	3
2.4 TANQUES ELEVADOS.....	3
<b>3 LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES .....</b>	<b>5</b>
3.1 DATOS TOPOGRÁFICOS .....	6
<b>4 CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN .....</b>	<b>7</b>
4.1 COEFICIENTE DE REGULACIÓN.....	7
4.2 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACIÓN .....	10
4.3 ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMIENTO .....	12
<b>5 ACCESORIOS DE LOS TANQUES .....</b>	<b>13</b>
5.1 TANQUES SUPERFICIALES.....	13
5.1.1 Utilización del tanque como cárcamo de rebombeo.....	14
5.1.2 Utilización de válvulas de flotador y/o altitud a la entrada de los tanques ...	15
5.2 TANQUES ELEVADOS.....	21
<b>SECCIÓN II. GEOTECNIA.....</b>	<b>26</b>
<b>1 REQUERIMIENTOS GENERALES .....</b>	<b>26</b>
1.1 ALCANCE .....	26
1.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS .....	26
1.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA.....	26
1.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	27
1.5 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD.....	27
<b>2 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO.....</b>	<b>28</b>
2.1 ALCANCE DEL ESTUDIO.....	28
2.2 INVESTIGACIÓN PRELIMINAR .....	28
2.2.1 Revisión de la información geológica y geotécnica existente.....	28
2.2.2 Interpretación de fotografías aéreas.....	28
2.2.3 Recorrido de campo .....	29
2.3 INVESTIGACIÓN DE DETALLE .....	30
2.3.1 Métodos indirectos (geofísica).....	30
2.3.2 Métodos directos (pozos a cielo abierto y sondeos).....	31
2.3.3 Investigación del agua del subsuelo.....	39
2.3.4 Pruebas de laboratorio .....	41
2.3.5 Pruebas de campo .....	49
<b>3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....</b>	<b>54</b>
3.1 TIPOS DE CIMENTACIONES.....	54

3.2 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD .....	57
3.2.1 Estados límite de servicio.....	57
3.3 CIMENTACIONES EN SUELOS .....	58
3.3.1 Asentamientos.....	58
3.3.2 Capacidad de carga .....	64
3.4 CIMENTACIONES EN ROCAS.....	72
3.4.1 Capacidad de carga .....	72
3.5 CIMENTACIONES BAJO CONDICIONES SÍSMICAS .....	76
<b>4 CIMENTACIONES PROFUNDAS.....</b>	<b>78</b>
4.1 TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS .....	78
4.1.1 Pilotes de punta.....	78
4.1.2 Pilotes de fricción .....	78
4.2 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD .....	78
4.2.1 Estados límite de servicio.....	78
4.3 CAPACIDAD DE CARGA.....	79
4.3.1 Pilotes individuales.....	79
4.3.2 Grupo de pilotes .....	82
4.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD .....	83
4.5 CIMENTACIONES BAJO CONDICIONES SÍSMICAS.....	83
4.6 PRUEBAS DE CARGA.....	86
4.7 ASENTAMIENTOS.....	86
4.7.1 Asentamientos inmediatos .....	86
4.7.2 Diferidos .....	87
<b>5 MEJORAMIENTO DEL SUELO.....</b>	<b>88</b>
5.1 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE TÉCNICAS DE ESTABILIZACIÓN .....	88
5.2 PRECONSOLIDACIÓN DEL SUBSUELO.....	89
5.2.1 Precarga.....	89
5.2.2 Precarga con sistema de drenaje.....	90
5.2.3 Uso del peso propio del tanque.....	91
5.3 OTRAS TÉCNICAS .....	91
5.3.1 Sustitución.....	91
5.3.2 Consolidación dinámica.....	95
5.3.3 Inyecciones .....	96
5.3.4 Jet groutín .....	96
5.3.5 Columnas balastadas .....	97
5.3.6 Columnas de cal.....	97
5.3.7 Vibrocompactación .....	99
<b>6 SUBDRENAJE.....</b>	<b>100</b>
6.1 OBJETIVOS .....	100
6.2 SISTEMAS DE SUBDRENAJE .....	101
6.3 CRITERIOS DE DISEÑO .....	102
6.3.1 Capacidad hidráulica.....	102
6.3.2 Capacidad de retención.....	104
6.3.3 Tubería de desagüe .....	104
6.3.4 Uso de materiales sintéticos.....	104

<b>7 INSTRUMENTACIÓN .....</b>	<b>106</b>
<b>SECCIÓN III. MATERIALES.....</b>	<b>108</b>
<b>1 GENERALIDADES .....</b>	<b>108</b>
<b>2 MAMPOSTERÍA .....</b>	<b>109</b>
2.1 PIEDRA.....	109
2.2 MORTERO.....	109
2.3 PROTECCIÓN A LA MAMPOSTERÍA .....	110
<b>3 CONCRETO.....</b>	<b>111</b>
3.1 CEMENTO .....	112
3.2 AGREGADOS .....	113
3.3 AGUA .....	114
3.4 ADITIVOS.....	114
<b>4 ACERO DE REFUERZO.....</b>	<b>117</b>
<b>5 ACERO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>118</b>
<b>6 MATERIALES PARA SELLO DE JUNTAS <sup>(8)</sup> .....</b>	<b>120</b>
<b>SECCIÓN IV. DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>121</b>
<b>1 ACCIONES .....</b>	<b>121</b>
1.1 GENERALIDADES .....	121
1.2 ACCIONES PERMANENTES .....	121
1.2.1 Cargas Muertas.....	121
1.2.2 Cargas del agua.....	122
1.2.3 Cargas del terreno.....	122
1.2.4 Cargas por presfuerzo.....	122
1.2.5 Deformaciones y desplazamientos impuestos .....	122
1.3 ACCIONES VARIABLES.....	122
1.3.1 Cargas vivas.....	123
1.3.2 Efectos de temperatura.....	123
1.3.3 Otras acciones variables .....	123
1.4 ACCIONES ACCIDENTALES.....	124
1.4.1 Viento .....	124
1.4.2 Sismo .....	133
<b>2 ANÁLISIS Y DISEÑO .....</b>	<b>145</b>
2.1 GENERALIDADES.....	145
2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO .....	145
2.2.1 Tanques rectangulares de mampostería de piedra braza (19).....	146
2.2.2 Métodos de diseño de estructuras de concreto reforzado. (8) .....	150
2.2.3 Método de diseño de estructuras de acero .....	157
2.3 TANQUES RECTANGULARES .....	170
2.3.1 Tanques rectangulares de mampostería de piedra braza .....	170
2.3.2 Tanques de mampostería de piezas artificiales y naturales.....	170
2.3.3 Tanques rectangulares de concreto reforzado .....	170
2.3.4 Tanques rectangulares de acero.....	171

2.4 TANQUES CIRCULARES <sup>(13)</sup> .....	176
2.4.1 Tanques circulares de concreto .....	177
2.4.2 Tanques circulares de acero .....	178
2.5 CIMENTACIÓN DE TANQUES .....	184
2.5.1 Tipos de cimentaciones.....	184
2.5.2 Analisis y Diseño .....	187
<b>3 TANQUES SUPERFICIALES .....</b>	<b>189</b>
3.1 GENERALIDADES .....	189
3.2 TANQUES DE MAMPOSTERÍA.....	189
3.2.1 Tanques de mampostería de piedra braza.....	190
3.3 TANQUES DE CONCRETO REFORZADO .....	191
3.3.1 Tanques rectangulares con cubierta .....	193
3.3.2 Tanques cilíndricos con cubierta .....	196
3.4 TANQUES DE CONCRETO PRESFORZADO <sup>17</sup> .....	197
3.5 TANQUES DE ACERO .....	199
3.6 PISOS .....	199
3.6.1 Pisos de membrana .....	200
3.6.2 Piso estructural.....	201
3.7 JUNTAS .....	201
3.7.1 Tipos de juntas .....	201
3.7.2 Dispositivos para la retención del agua .....	206
3.8 REVISION POR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PERMISIBLES Y LIMITACIONES TIPO DE TERRENO DE APOYO.....	206
<b>4 TANQUES ELEVADOS .....</b>	<b>208</b>
4.1 GENERALIDADES .....	208
4.2 TANQUES ELEVADOS DE CONCRETO .....	209
4.3 TANQUES ELEVADOS DE ACERO .....	219
4.4 ANALISIS Y DISEÑO .....	223
4.4.1 Tanque .....	223
4.4.2 Esfuerzos locales .....	231
4.4.3 Estructura de soporte .....	234
4.4.4 Anclas de cimentacion.....	236
4.5 CIMENTACION .....	239
4.6 INSPECCION Y PRUEBA .....	240
4.6.1 Tanques de concreto reforzado.....	240
4.6.2 Tanques de acero .....	240
4.7 ESCALERAS DE ACERO .....	241
4.8 REGISTROS Y VENTANILLAS.....	242
4.9 VERIFICADOR DE EXCEDENCIAS .....	251
<b>SECCION V CATALOGO DE CONCEPTOS Y ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION DE OBRA CIVIL DE LA CNA .....</b>	<b>252</b>
<b>1 DESMONTE .....</b>	<b>252</b>
1.1 CONCEPTO .....	252
1.2 ESPECIFICACIONES .....	252

<b>2 DESPALME .....</b>	<b>254</b>
2.1 CONCEPTO .....	254
2.2 ESPECIFICACIONES .....	254
<b>3 LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO .....</b>	<b>255</b>
3.1 CONCEPTO .....	255
3.2 ESPECIFICACION .....	255
<b>4 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS .....</b>	<b>256</b>
4.1 CONCEPTO .....	256
4.2 ESPECIFICACION .....	256
<b>5 EXCAVACION EN SANJAS .....</b>	<b>259</b>
5.1 CONCEPTO .....	259
5.2 ESPECIFICACION .....	260
<b>6 EXCAVACION PARA CUNETAS Y CONTRACUNETAS .....</b>	<b>263</b>
6.1 CONCEPTO .....	263
6.2 ESPECIFICACION .....	263
<b>7 PLANTILLAS APISONADAS .....</b>	<b>264</b>
7.1 CONCEPTO .....	264
7.2 ESPECIFICACION .....	264
<b>8 RELLENO DE EXCAVACIONES DE ZANJAS .....</b>	<b>265</b>
8.1 CONCEPTO .....	265
8.2 ESPECIFICACION .....	265
<b>9 EXTENDIDO Y BANDEADO DE MATERIAL SOBRENTE DE EXCAVACION .....</b>	<b>268</b>
9.1 CONCEPTO .....	268
9.2 ESPECIFICACION .....	268
<b>10 BOMBEO DE ACHIQUE CON BOMBA AUTOCEBANTE, PROPIEDAD DEL CONTRATISTA.....</b>	<b>269</b>
10.1 CONCEPTO .....	269
10.2 ESPECIFICACION .....	269
<b>11 MAMPOSTERIA Y ZAMPEADO PARA ESTRUCTURAS.....</b>	<b>271</b>
11.1 CONCEPTO .....	271
11.2 ESPECIFICACIONES .....	271
<b>12 FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO .....</b>	<b>272</b>
12.1 CONCEPTO .....	272
12.2 ESPECIFICACIONES .....	272
<b>13 PLANTILLAS COMPACTADAS.....</b>	<b>278</b>
13.1 CONCEPTO .....	278
13.2 ESPECIFICACION .....	278
<b>14 CIMBRAS DE MADERA.....</b>	<b>280</b>
14.1 CONCRETO .....	280
14.2 ESPECIFICACION .....	280



<b>15 SUMINISTRO Y COLOCACION DE JUNTAS DE EXPANSION, PREMOLDEADA CON UN ESPESOR DE 2.54 cm.....</b>	<b>283</b>
15.1 CONCEPTO .....	283
15.2 ESPECIFICACION .....	283
<b>16 SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.....</b>	<b>284</b>
16.1 CONCEPTO .....	284
16.2 ESPECIFICACION .....	284
<b>17 APLANADOS Y EMBOQUILLADOS .....</b>	<b>286</b>
17.1 CONCEPTO .....	286
17.2 ESPECIFICACION .....	286
<b>18 POSTES Y ALAMBRADOS CON TODOS LOS MATERIALES; SUMINISTRO Y COLOCACION.....</b>	<b>287</b>
18.1 CONCEPTO .....	287
18.2 ESPECIFICACION .....	287
<b>19 ALAMBRE DE PUAS PARA CERCA.....</b>	<b>289</b>
19.1 CONCEPTO .....	289
19.2 ESPECIFICACION .....	289
<b>20 ACABADOS EN AZOTEAS.....</b>	<b>290</b>
20.1 CONCEPTO .....	290
20.2 ESPECIFICACION .....	290
<b>21 SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL .....</b>	<b>292</b>
21.1 CONCEPTO .....	292
21.2 ESPECIFICACION .....	292
<b>22 IMPERMEABILIZACION DE AZOTEAS O SUPERFICIES .....</b>	<b>293</b>
22.1 CONCEPTO .....	293
22.2 ESPECIFICACION .....	293
<b>23 SUMINISTRO Y COLOCACION DE BANDAS DE P.V.C.....</b>	<b>294</b>
23.1 CONCEPTO .....	294
23.2 ESPECIFICACION .....	294
<b>24 SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>295</b>
24.1 CONCEPTO .....	295
24.2 ESPECIFICACION .....	295
<b>25 PIEZAS ESPECIALES DE ACERO .....</b>	<b>296</b>
25.1 CONCRETO .....	296
25.2 ESPECIFICACION .....	296
<b>26 ACARREOS DE MATERIALES.....</b>	<b>297</b>
26.1 CONCEPTO .....	297
26.2 ESPECIFICACION .....	298

## INTRODUCCIÓN

El presente Manual de Tanques de Regulación, será el instrumento de referencia y consulta de los proyectistas, constructores, dependencias, empresas y organismos operadores relacionados con el sector agua potable para la elaboración de los proyectos, construcción, operación, mantenimiento o ampliaciones de tanques de regulación de mampostería de piedra braza, acero, concreto reforzado y concreto presforzado.

El Manual cubre los tanques superficiales y elevados que se utilizan para regulación en los sistemas de agua potable.

En apoyo al Programa Nacional Hidráulico, donde se plantea la necesidad de incrementar y mejorar los servicios de agua a nivel nacional, se vio la necesidad de elaborar el presente Manual, con el propósito de proporcionar a los técnicos relacionados con la materia, los lineamientos para los proyectos, construcción y operación de los tanques de regulación utilizados en los sistemas de agua potable.

En el presente Manual se han recopilado el material y las normas actualizadas, tanto nacionales como extranjeras, que rigen a estas unidades y que se consideran útiles para el diseño, construcción y operación de los tanques de regulación, procurando reunirlos en una sola publicación, dando las recomendaciones que se consideran pertinentes para lograr un buen diseño, construcción y operación. Se anexan tablas y figuras para proporcionar un auxiliar de diseño al proyectista, así mismo se incluyen las referencias de la literatura consultada y que puede resultar de ayuda al usuario para lograr una mayor profundidad en algún tema en específico al aplicar sus conocimientos.

Esta edición contiene los lineamientos para el diseño hidráulico y funcional, la metodología para la elaboración de estudios geotécnicos, los requisitos que deben cumplir los materiales empleados en la construcción de tanques, las acciones a las que van a estar sometidos, el análisis y diseño estructural, y las recomendaciones para la estructuración y detalles constructivos para los tanques superficiales y elevados.

Este volumen se complementa con los dos anexos que se enumeran a continuación:

Anexo A. Tablas de ayuda de diseño para recipientes elaborado por la Asociación de Cemento Portland (Portland Cement Association (PCA)).

Anexo B. Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997 "REQUISITOS DE SEGURIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE TANQUES PARA AGUA" Y LOS LINEAMIENTOS PARA LA ELABORACIÓN DEL ANÁLISIS DE RIESGO DE TANQUES PARA AGUA.

## **SECCIÓN I. DISEÑO HIDRÁULICO.**

### **1 GENERALIDADES**

El tanque de regulación (almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que recibe un gasto desde la fuente de abastecimiento para satisfacer las demandas variables de la población a lo largo del día; permite el almacenamiento de un volumen de agua cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada y el agua almacenada se utiliza cuando la demanda es mayor. Generalmente esta regulación se hace por periodos de 24 horas.

Cuando además de la regulación se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una cantidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio en caso de desperfectos en la captación o en la conducción, el volumen de agua de reserva, generalmente se utiliza para satisfacer demandas extraordinarias en la población, como es el caso de combate a incendios.

Los tanques de regulación tienen por objeto cambiar un régimen de aportaciones (de la conducción) que siempre es constante, a un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión sea mínimo.

En la casi totalidad de las obras de abastecimiento la aportación o gasto de la conducción generalmente es continua durante las 24 horas y a través del año; en cambio, los consumos del sistema de distribución son variables en todos los casos, incrementándose las demandas a través del tiempo.

## **2 CLASIFICACIÓN DE TANQUES**

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región de las condiciones topográficas y de la disponibilidad de terreno.

### **2.1 TANQUES ENTERRADOS**

Estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y de fácil excavación.

Los tanques enterrados tienen como principal ventaja el proteger el agua de las variaciones de temperatura y una perfecta adaptación al entorno. Tienen el inconveniente de requerir importantes excavaciones tanto para el propio tanque como para todas sus instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción además la dificultad de control de posibles filtraciones que se presenten.

### **2.2 TANQUES SEMIENTERRADOS**

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y parte sobre el nivel del terreno.

Se emplean generalmente cuando la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta dificultad de excavación.

Permite un fácil acceso a las instalaciones del propio tanque.

### **2.3 TANQUES SUPERFICIALES**

Los tanques superficiales están contruidos sobre la superficie del terreno.

La construcción de este tipo de tanques es común cuando el terreno es "duro" o conviene no perder altura y se tiene la topografía adecuada.

Los tanques superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona por servir de manera que la diferencia de nivel del piso del tanque con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m y la diferencia de altura entre el nivel del tanque en el nivel máximo de operación y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m.

### **2.4 TANQUES ELEVADOS**

Los tanques elevados son aquellos cuya base está por encima del nivel del suelo, y se sustenta a partir de una estructura.

Generalmente son construidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descarga.

Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados, generalmente con torres de 10, 15 y 20 m de altura, se localizan cerca del centro de uso. En grandes áreas se localizan varios tanques en diversos puntos. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante también para poder equilibrar presiones lo más posible.

Cuando el tanque elevado se localiza en la periferia de la población, da como resultado una pérdida de carga muy alta al alcanzar el extremo opuesto más lejano por servir. En esta forma prevalecerán presiones mínimas en el extremo más alejado o presiones excesivas en el extremo más cercano al tanque.

Cuando el tanque se ubica en un sitio céntrico de la población o área por servir las presiones son más uniformes tanto en los periodos de mínima como de máxima demanda.

Un aspecto importante de los tanques elevados es el aspecto estético, por su propia concepción son vistos desde puntos muy lejanos. No pueden darse reglas sobre este tema salvo la de buscar su integración en el entorno o paisaje.

### 3 LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES

La selección del sitio más adecuado para ubicar un tanque de regulación se obtiene tras la consideración de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, lo que exige un esfuerzo por parte del proyectista para conciliar los detalles contrapuestos del proyecto. Estos factores son, entre otros, los siguientes:

- Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía, esta condición puede cumplirse sólo en ocasiones y en terrenos accidentados, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.
- La alimentación de los tanques a la red de distribución se debe efectuar por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Es conveniente elevar el tanque algunos centímetros (según proyecto) sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como disminución del diámetro, por incrustación de las tuberías.
- La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

La Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997 denominada "Sector Agua Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques"; establece los requisitos de seguridad que deben cumplir los tanques con capacidad de 3 000 m<sup>3</sup> o mayores.

Entre otros puntos, en esta norma se establece que en el lugar donde se localizará el tanque se debe determinar la zona de afectación por el súbito vertido de agua, en el caso de una posible falla total o parcial del tanque. Evaluando daños a zonas urbanas, industriales, vías de comunicación y al ambiente.

Asimismo, se especifica que el tanque debe estar constituido por varias celdas independientes, esta acción es tendiente a reducir los riesgos por falla del tanque y para facilitar las maniobras de mantenimiento.

Para su construcción, en ningún caso es aceptable la utilización de proyectos tipo o adecuaciones de éstos.

Por otro lado, la norma establece que los tanques deben ser provistos de un muro perimetral adicional para contener el agua vertida en caso de una falla del tanque.

### 3.1 DATOS TOPOGRÁFICOS

Al elegir el sitio donde debe ubicarse un tanque es conveniente considerar que la red de distribución sea lo más económica posible y la máxima uniformidad de presiones en toda la zona abastecida, lo que se conseguirá si se sitúa el tanque en el baricentro (centroide) de la misma. En el caso de que las condiciones locales impidan que se cumpla este requisito, se seleccionará la elevación del terreno más próxima a dicho punto de los que rodean la población.

En los tanques alimentadores se debe señalar para su operación un límite mínimo y otro máximo, en función de las presiones.

El límite mínimo se fija considerando que con diámetros pequeños de tubería a emplear en la red se consignan cargas mínimas en la población del orden de 0.1 Mpa\* (10 m.c.a.), según sea el tipo de las construcciones.

Cuando se tengan desniveles mayores a 50 m.c.a., es conveniente ubicar varios tanques, para servir zonas determinadas, los cuales se interconectan entre sí, ya sea por gravedad si así es el abastecimiento, o por tuberías de impulsión si el desnivel no lo permite. Otra posibilidad es la colocación de válvulas reductoras de presión para servir por zonas, aunque no es aconsejable dentro de la red, pero sí, si son redes independientes sobre la misma conducción general.

## 4 CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN

La capacidad de los tanques de regulación queda definida por las necesidades de consumo de las localidades por servir. En localidades urbanas grandes y principalmente las ciudades de gran importancia comercial, industrial y turística, se deberá hacer un estudio adecuado que tome en cuenta, además de la capacidad de regulación, un volumen de reserva para cubrir demandas contra incendio, interrupciones frecuentes de energía eléctrica o demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración de población flotante.

### 4.1 COEFICIENTE DE REGULACIÓN

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos.

El coeficiente de regulación está en función del tiempo (número de horas por día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda, para distribuirla en las de alta demanda.

La Comisión Nacional del Agua y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua analizaron demandas para diferentes ciudades del país. Asimismo, el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS), elaboró un estudio en la Ciudad de México. Las variaciones del consumo promedio, expresadas como porcentajes horarios del gasto máximo diario se muestran en la Figura 1.1 y para la Ciudad de México en la Figura 1.2.

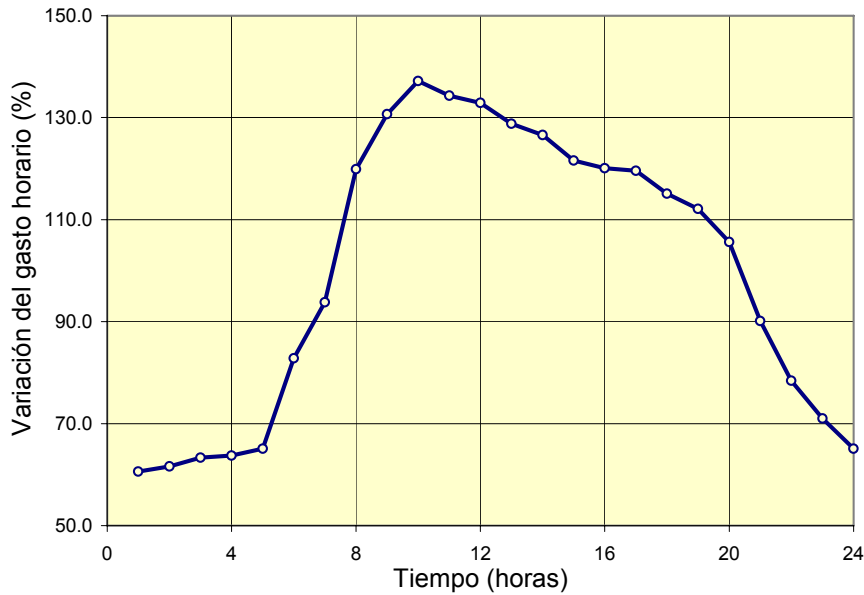
Con la información obtenida, se realizó el cálculo para determinar los coeficientes de regulación, en donde se consideró abastecimiento durante las 24 horas del día, en dichos estudios se varió el tiempo de abastecimiento, analizando 20 y 16 horas por día. Tomando en cuenta la variación horaria de la demanda, resulta que los más convenientes para estos casos de bombeo son:

- Para 20 horas de bombeo: de las 4 a las 24 horas.
- Para 16 horas de bombeo: de las 5 a las 21 horas.

Cuando se modifican los horarios de bombeo a un periodo menor de 24 horas/día, se debe cambiar el gasto de diseño de la fuente de abastecimiento y conducción incrementándolo proporcionalmente a la reducción del tiempo de bombeo; el gasto de diseño se obtiene con la expresión:

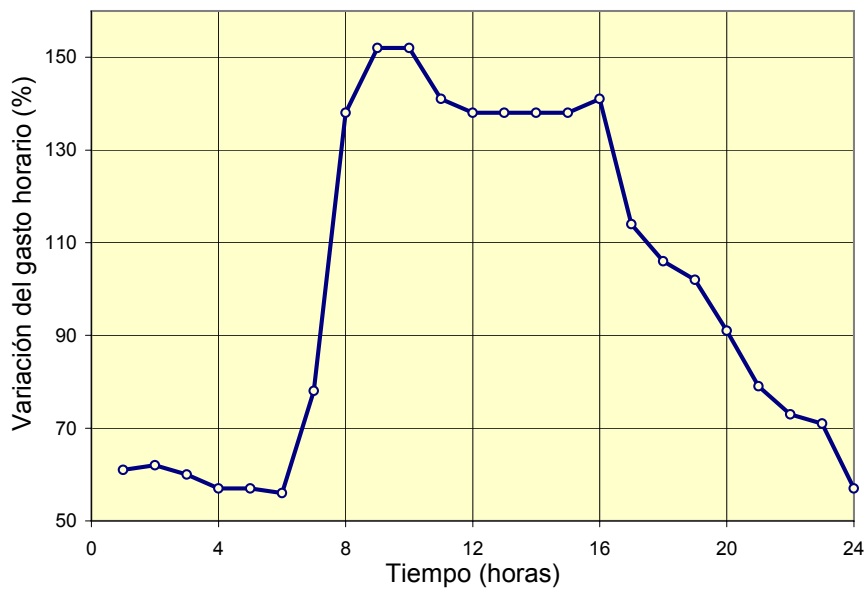
$$Q_d = \frac{24}{tb} Q_{md} \quad (1.1)$$





HORA	VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO (%)
0 - 1	60.6
1 - 2	61.6
2 - 3	63.3
3 - 4	63.7
4 - 5	65.1
5 - 6	82.8
6 - 7	93.8
7 - 8	119.9
8 - 9	130.7
9 - 10	137.2
10 - 11	134.3
11 - 12	132.9
12 - 13	128.8
13 - 14	126.6
14 - 15	121.6
15 - 16	120.1
16 - 17	119.6
17 - 18	115.1
18 - 19	112.1
19 - 20	105.6
20 - 21	90.1
21 - 22	78.4
22 - 23	71.0
23 - 24	65.1

**Figura 1.1 Variación del gasto horario**



HORA	VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO (%)
0 - 1	61
1 - 2	62
2 - 3	60
3 - 4	57
4 - 5	57
5 - 6	56
6 - 7	78
7 - 8	138
8 - 9	152
9 - 10	152
10 - 11	141
11 - 12	138
12 - 13	138
13 - 14	138
14 - 15	138
15 - 16	141
16 - 17	114
17 - 18	106
18 - 19	102
19 - 20	91
20 - 21	79
21 - 22	73
22 - 23	71
23 - 24	57

**Figura 1.2 Variación del gasto horario**

donde:

$Q_d$  es el gasto de diseño, en L/s

$Q_{md}$  es el gasto máximo diario, en L/s

$t_b$  es el tiempo de bombeo, en horas/día

Para cualquier alternativa de reducción del tiempo de bombeo, se debe considerar que habrá un incremento en los costos de la infraestructura de la conducción y fuente de abastecimiento, y esta última deberá satisfacer el incremento de gasto.

Para el cálculo de los coeficientes de regulación se recomienda utilizar el siguiente método:

El cálculo de los coeficientes de regulación, se basa en el método de porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio diario.

El procedimiento de cálculo se presenta a continuación:

1	2	3	4	5
Horas	Entrada % Q. Bombeo	Salida % Q. Salida	Diferencia Ent-Sal	Diferencia acumulada

- a) En la columna 1 se enlista el tiempo en horas.
- b) En la columna 2 se anota la ley de entrada (está en función del volumen de agua que se deposita en los tanques en la unidad de tiempo considerada, por él o los diferentes conductos de entrada).

Se pueden considerar diferentes intervalos de bombeo dependiendo del gasto medio de producción de las diferentes fuentes de captación.

- c) En la columna 3 se anota la ley de salida en forma similar ala anterior (porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio horario).
- d) En la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre la entrada y la salida.
- e) Finalmente en la columna 5 se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

De los valores de la columna de diferencias acumuladas, se deduce el máximo porcentaje excedente y el máximo porcentaje faltante, por lo que:

$$R = 3.6 \frac{Máx.Excedente - Máx.Fal tante}{100} \quad (1.2)$$

donde:

- R es el coeficiente de regulación
- Máx. % Excedente es el valor máximo positivo de las diferencias acumuladas
- Máx. % Faltante es el valor máximo negativo de las diferencias acumuladas

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del coeficiente de regulación para un intervalo de bombeo de 18 horas (de las 6 a las 23 horas). Los datos que se utilizan en el cálculo corresponden a los de la Figura 1.1.

**Tabla 1.1 Coeficiente de regulación para suministro de 18 horas (de las 6 a las 23 horas)**

Horas	Sumunistro (entradas) $Q_{\text{medio}}$ en %	Demandas (salidas)		
		Demanda horaria en %	Diferencias	Diferencias acumuladas
1	0	60.6	-60.6	-60.6
2	0	61.6	-61.6	-122.2
3	0	63.3	-63.3	-185.5
4	0	63.7	-63.7	-249.2
5	0	65.1	-65.1	-314.3
6	133.33	82.8	50.5	-263.8
7	133.33	93.8	39.5	-224.2
8	133.33	119.9	13.4	-210.8
9	133.33	130.7	2.6	-208.2
10	133.33	137.2	-3.9	-212.1
11	133.33	134.3	-1.0	-213.0
12	133.33	132.9	0.4	-212.6
13	133.33	128.8	4.5	-208.1
14	133.33	126.6	6.7	-201.3
15	133.33	121.6	11.7	-189.6
16	133.33	120.1	13.2	-176.4
17	133.33	119.6	13.7	-162.6
18	133.33	115.1	18.2	-144.4
19	133.33	112.1	21.2	-123.2
20	133.33	105.6	27.7	-95.4
21	133.33	90.1	43.2	-52.2
22	133.33	78.4	54.9	2.7
23	133.33	71.0	62.3	65.0
24	0	65.1	-65.1	-0.1

donde: \*\* Máx. % Excedente = 65.0  
 \*\* Máx. % Excedente = -314.4

Aplicando la ecuación (1.2) se obtiene:  $R = 13.66$

#### 4.2 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Para determinar la capacidad del tanque de regulación se utiliza la siguiente ecuación, más el volumen considerado para situaciones de emergencia.

$$C = R Q_{\text{md}} \quad (1.3)$$

donde:  
 C es la capacidad del tanque, en  $\text{m}^3$   
 R es el coeficiente de regulación  
 $Q_{\text{md}}$  es el gasto máximo diario, en l/s

Asimismo, a continuación se presenta un ejemplo para el tiempo de suministro al tanque de 24 horas de bombeo al día con las variaciones de consumo de la Figura 1.1.

**Tabla 1.2 Coeficiente de regulación para suministro de 24 horas/día**

Horas	Sumunistro (entradas) Q <sub>medio</sub> en %	Demandas (salidas)		
		Demanda horaria en %	Diferencias	Diferencias acumuladas
0 - 1	100	60.6	39.4	39.4
1 - 2	100	61.6	38.4	77.8
2 - 3	100	63.3	36.7	114.5
3 - 4	100	63.7	36.3	150.8
4 - 5	100	65.1	34.9	185.7
5 - 6	100	82.8	17.2	202.9
6 - 7	100	93.8	6.2	209.1
7 - 8	100	119.9	-19.9	189.2
8 - 9	100	130.7	-30.7	158.5
9 - 10	100	137.2	-37.2	121.3
10 - 11	100	134.3	-34.3	87.0
11 - 12	100	132.9	-32.9	54.1
12 - 13	100	128.8	-28.8	25.3
13 - 14	100	126.6	-26.6	-1.3
14 - 15	100	121.6	-21.6	-22.9
15 - 16	100	120.1	-20.1	-43.0
16 - 17	100	119.6	-19.6	-62.6
17 - 18	100	115.1	-15.1	-77.7
18 - 19	100	112.1	-12.1	-89.8
19 - 20	100	105.6	-5.6	-95.4
20 - 21	100	90.1	9.9	-85.5
21 - 22	100	78.4	21.6	-63.9
22 - 23	100	71.0	29.0	-34.9
23 - 24	100	65.1	34.9	0.0
<b>TOTAL</b>	<b>2400</b>	<b>2400</b>		

Q<sub>md</sub>= Gasto máximo diario  
 C = Capacidad de regulación  
 R = Coeficiente de regulación

ct = 209.1 + 95.4 = 304.50  
 R = (304.50/100)(3600/1000) = 10.96, aproximadamente 11.0  
 C = 11.0 Q<sub>md</sub>

La capacidad de regulación varía si se cambia el horario de alimentación (o bombeo), aun cuando permanezca constante el número de horas de alimentación. Si se bombeara 20 horas de las 0 a las 20 horas el coeficiente de regulación resulta de 12.57.

#### 4.3 ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMIENTO

Cuando no se conozca la ley de demandas de una localidad en particular, se recomienda aplicar los siguientes valores (ver Tabla 1.3).

De la misma manera, en la Tabla 1.4 se muestran los valores de coeficientes de regulación para la Ciudad de México, para diferentes tiempos de bombeo.

**Tabla 1.3 Coeficientes de regulación**

TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE (hr)	COEFICIENTE DE REGULACIÓN
24	11.0
20 (De las 4 a las 24 horas)	9.0
16 (De las 5 a las 21 horas)	1.9.0

**Tabla 1.4 Coeficientes de regulación para la Ciudad de México**

TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE hr	COEFICIENTE DE REGULACIÓN
24	14.3
20 (De las 4 a las 24 horas)	9.6
16 De las 5 a las 21 horas)	17.3

Es importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques, el número de horas de alimentación o bombeo, así como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

## 5 ACCESORIOS DE LOS TANQUES

Para el diseño hidráulico de los accesorios de los tanques como la entrada, la salida a la red, desagüe y vertedor de demasías, se recomienda lo siguiente:

### 5.1 TANQUES SUPERFICIALES

El arreglo típico general se muestra en la Figura 1.3.

Entrada.- El diámetro de la tubería de entrada corresponde en general al de la conducción. La descarga podrá ser por encima del espejo de agua (para tirantes pequeños), por un lado del tanque o por el fondo (para tirantes grandes). En cualquier caso el proyectista debe tener especial cuidado en revisar y tomar las providencias necesarias para protección de la losa de fondo por efecto del impacto de la caída o velocidades altas de flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque.

Es conveniente analizar la colocación de una válvula de control de niveles máximos, en la tubería de entrada al tanque, que puede ser de tipo flotador ó de altitud.

El gasto de diseño para la fontanería de entrada debe ser el gasto máximo diario, el máximo que proporcione la fuente de abastecimiento o el que indique la planeación general de las obras.

Dependiendo del arreglo funcional del tanque existen varias opciones para la llegada al tanque superficial:

- a) Por la parte superior.- Este arreglo se presenta en la figura 1.4, que indica su llegada con válvula de flotador, pero en algunos casos se utiliza únicamente la tubería (cuello de ganso).
- b) Por la parte inferior.- Este diseño se utiliza por lo general cuando es la misma línea tanto de llegada como de distribución, pero también se puede utilizar como llegada únicamente.

Salida.- La tubería de salida se puede alojar en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie suficientemente grande o tuberías de salida de gran diámetro, resulta más conveniente que ésta quede ubicada en el fondo del tanque, ya que para niveles bajos en el tanque, el gasto de extracción puede manejarse en forma más eficiente que en una salida lateral. (ver Figura 1.5).

Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regulación, es indispensable dotar a estas estructuras de un by-pass, entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento.

Los medidores de gasto se instalarán preferentemente en las líneas de salida o en la línea de entrada. Deberá ponerse especial cuidado en las recomendaciones de los

fabricantes, respecto a las distancias aguas arriba y aguas abajo de los medidores, en que no haya interferencia o cambios de dirección de flujo.

El gasto de diseño de las tuberías de salida, será el gasto máximo horario, o el que se indique en la planeación general de las obras.

Cajas rompedoras de presión.- Dentro de las instalaciones del by-pass y cuando la alimentación al tanque sea por gravedad, se instalará una caja rompedora de presión, con el objeto de mantener la presión estática en las líneas de salida, a la misma cota que la generada con los niveles dentro del tanque.

Esta caja puede eliminarse, si al revisar las condiciones de las tuberías de salida y redes de distribución abastecidas por el tanque, se determina que éstas pueden absorber el incremento de presión estática.

La caja rompedora debe incluir una obra de excedencias y de válvulas para controlar el flujo de entrada. Se recomienda instalar por lo menos una válvula de mariposa en la línea de entrada a la caja.

Desagüe de fondo.- En caso de una fuga o reparación, los tanques se vaciarán a través de las líneas de salida que son las tuberías de mayor diámetro. El volumen último remanente, se extraerá en función del tiempo requerido para la reparación del tanque. Generalmente se puede adoptar un tiempo de 2 a 4 horas para el vaciado de este remanente, aunque se puede variar este lapso en función de las condiciones particulares de cada caso (ver Figura 1.6).

Tubería de demasías.- La tubería de demasías se instala principalmente en forma vertical en el interior del depósito y adosada a las paredes del mismo. Con el propósito de impedir la entrada de roedores y animales en general. El tubo vertedor estará dotado en su parte inferior de una trampa hidráulica, que además proporciona un colchón amortiguador para efectos del impacto de caída del flujo de excedencias. En algunos casos se proyecta la instalación con salida horizontal y bajada a 60 grados (ver Figura 1.7).

Es conveniente unir las líneas de descarga de excedencias, desagüe de fondo y aguas pluviales, para tener una descarga general.

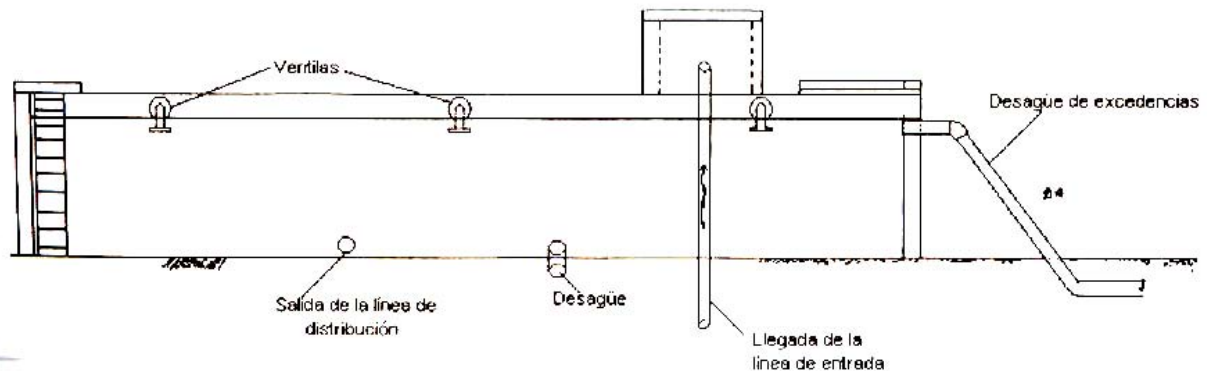
### **5.1.1 Utilización del tanque como cárcamo de rebombeo**

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.

### 5.1.2 Utilización de válvulas de flotador y/o altitud a la entrada de los tanques

Cuando se quiera utilizar válvulas a la entrada de los tanques para mantener el nivel de llenado de éstos, es conveniente:

- a) Realizar una revisión de la línea de conducción (tubería, válvulas de admisión y expulsión de aire, etc.) para evitar que en caso de un paro súbito por el cierre de la válvula en los tanques, pueda poner en peligro la línea de conducción.
- b) En caso de utilizarse deberá diseñarse un sistema de control a fin de garantizar que cuando se llene el tanque, se envíe una señal para que los equipos de bombeo dejen de funcionar.
- c) En el Manual de Diseño de Instalaciones Eléctricas, editado por la CNA. en el año de 1996, se muestran figuras ilustrativas con sus diagramas de como controlar los equipos de bombeo.

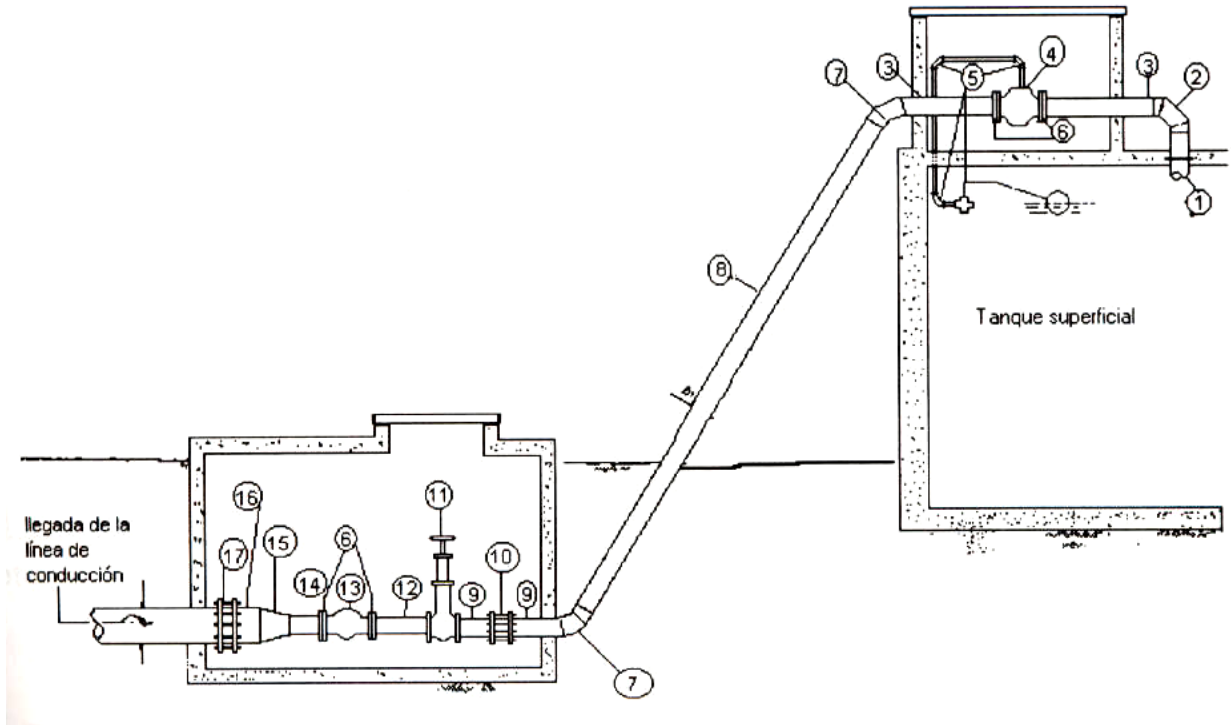


**Figura 1.3 Tanque superficial. Arreglo general de fontanería**



**TANQUE SUPERFICIAL**  
 Fontanería de llegada de línea de conducción  
 Lista de materiales

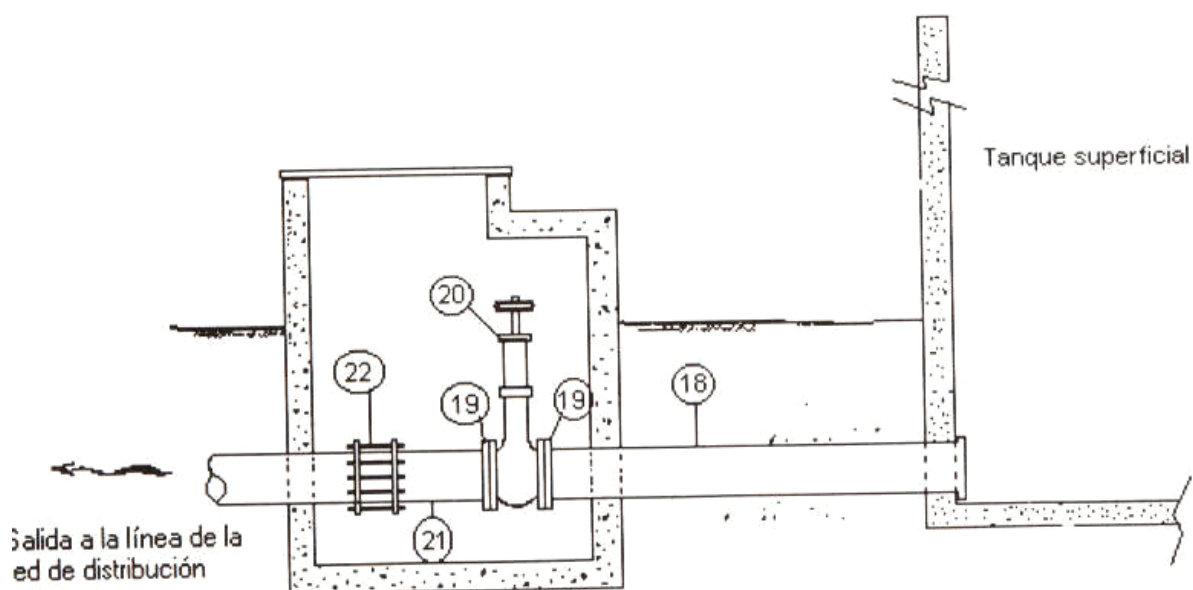
No.	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
1	Tubo de acero con anillo de empotramiento de 500 mm de longitud con un extremo biselado para soldar y el otro liso.	Pza	1
2	Codo de acero en gajos de 90 grados x        mm (        ") Ø.	Pza	1
3	Tubo de acero de        mm de longitud con un extremo biselado para soldar y otro bridado.	Pza	2
4	Válvula de flotador automática bridada para Ø mayor de 4", con válvula piloto.	Pza	1
5	Codos de fierro galvanizado, cédula 40 de 90 grados x 13 mm( 1/2") Ø.	Pza	4
6	Brida de acero para Ø mayor de 4".	Pza	6
7	Codo de acero en gajos de 60 grados x        mm (        ") Ø.	Pza	2
8	Tubo de acero de        mm. de longitud con extremos biselados- para soldar.	Pza	1
9	Tubo acero de 300 mm de longitud con un extremo biselado para soldar y el otro liso.	Pza	2
10	Junta Dresser.	Pza	1
11	Válvula de compuerta.	Pza	1
12	Tubo de acero de        mm de longitud con extremos biselados para soldar.	Pza	1
13	Medidor de gasto tipo rotor vertical.	Pza	1
14	Tubo de acero de        mm. de longitud con extremos biselados para soldar.	Pza	1
15	Reducción de acero de        mm x        mm y 200 mm de longitud con extremos biselados para soldar.	Pza	1
16	Tubo de acero de 250 mm de longitud y mm (        ") Ø con un extremo biselado para soldar y el otro liso.	Pza	1
17	Junta flexible tipo Gibault de        mm (        ") Ø, para unir tubería de llegada con acero.	Pza	1



**Figura 1.4 Tanque superficial. Fontanería de llegada**

**TANQUE SUPERFICIAL**  
Fontanería de salida de tanque  
Lista de materiales

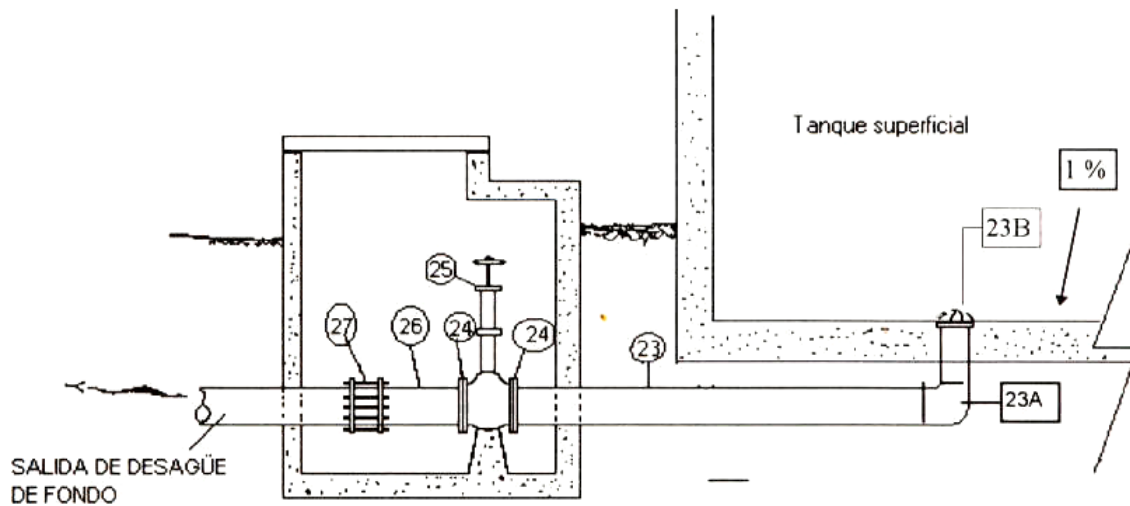
No.	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
18	Tubo de acero de __mm. de longitud con extremos biselados para soldar	Pza	1
19	Brida de acero.	Pza	2
20	Válvula de seccionamiento tipo compuerta.	Pza	1
21	Tubo de acero de 400 mm de longitud con un extremo biselado ara soldar el otro liso.	Pza	1
22	Junta flexible tipo Gibault de __mm ( " ) $\phi$ para unir tubería de salida con la línea de conducción	1	Pza



**Figura 1.5 Tanque superficial.-Fontanería salida de tanque**

**TANQUE SUPERFICIAL**  
Fontanería de desagüe de fondo  
Lista de materiales

No.	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
23	Tubo de acero de mm de longitud con extremos biselados para soldar	Pza	1
23A	Codo de acero en gajos de 90 grados x mm ( " ) $\phi$ .	Pza	1
23B	Tubo de acero con anillo de empotramiento de mm de longitud con un extremo biselado para soldar y el otro liso de mm ( " ) $\phi$	Pza	1
24	Brida de acero.	Pza	2
25	Válvula de seccionamiento tipo compuerta.	Pza	1
26	Tubo de acero de mm de longitud con un extremo biselado y el otro liso de mm ( " ) $\phi$	Pza	1
27	Junta flexible tipo Gibault de mm ( " ) $\phi$ para unir tubería de desagüe.	Pza	1



**Figura 1.6 Tanque superficial. Fontanería de desagüe de fondo**

Fi

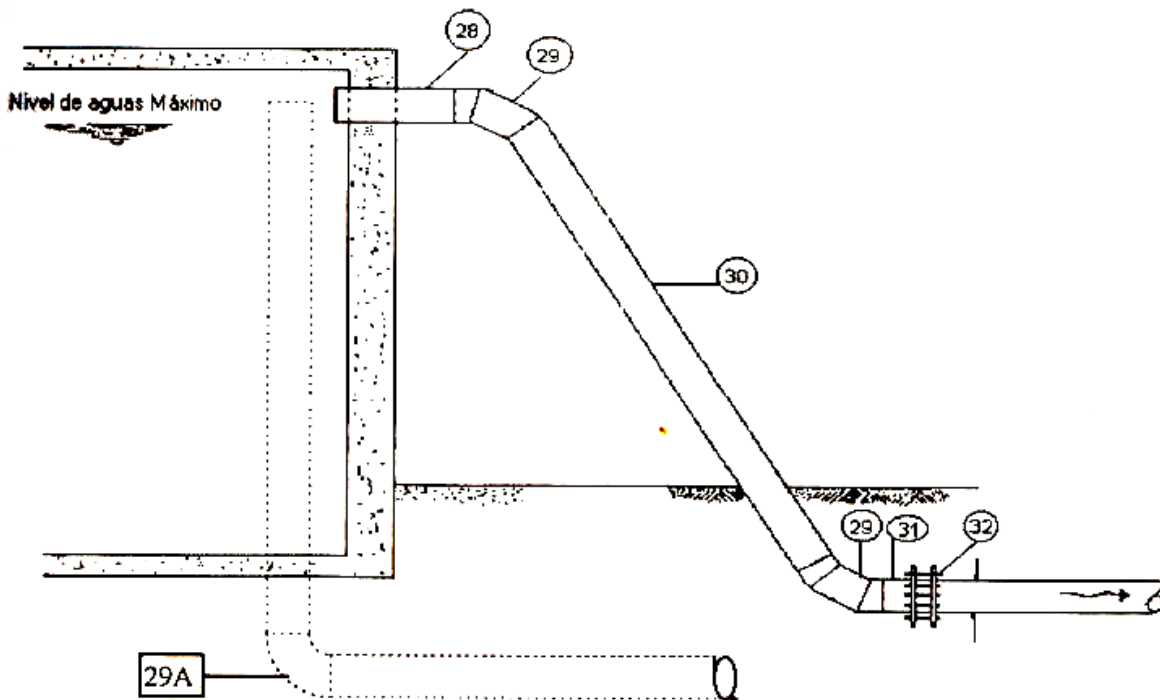
## TANQUE SUPERFICIAL

Fontanería de demasías

Lista de materiales

No.	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
28	Tubo de acero de 500 mm de longitud con anillo de empotramiento con un extremo biselado para soldar el otro liso	Pza	1
29	Codo de acero en gajos de 90grados x( " ) $\phi$ X mm	Pza	2
29A	Codo de acero en gajos de 60 grados x( " ) $\phi$ X mm	Pza	1
30	Tubo de acero de ___mm. de longitud con extremos biselados para soldar	Pza	1
31	Tubo de acero de de ___mm longitud con un extremo biselado ara soldar el otro liso.	Pza	1
32	Junta flexible tipo Gibault de ___mm ( ___" ) $\phi$ para unir tubería de excedencias	Pza	1

Nota: El No. 29A, se utiliza con salida vertical.



**Figura 1.7 Tanque superficial. Fontanería de demasías**

## 5.2 TANQUES ELEVADOS

El arreglo general típico se muestra en las Figuras 1.8 y 1.9.

Para el diseño de la entrada, salida, desagüe y demasías, se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Entrada y salida.- Generalmente para tanques elevados (de concreto y metálicos) se utiliza para las funciones de llenado y vaciado la misma tubería, su diámetro de preferencia debe ser el de alimentación a la red. Dicho conducto se aprovecha también para efectuar la limpieza del depósito, utilizando las piezas especiales y válvulas de seccionamiento (ver Figura 1.10).

Para facilidad de operación y mantenimiento, se recomienda que las fontanerías de entrada y salida queden alojadas en "trincheras".

La entrada en este tipo de tanque puede tener varios arreglos, en los que destacan:

- a) Llegada y salida por la misma tubería.- Este tipo de arreglos representa un ahorro en tubería, la llegada es por la parte inferior del tanque, al mismo tiempo sirve como un amortiguador cuando se presenta una sobre presión (golpe de ariete), en caso de control se utilizarían electroniveles.
- b) Llegada y salida por tuberías independientes.- En este arreglo se utiliza más tubería por tener líneas independientes, este tipo de arreglo, se utiliza para tener carga constante en la distribución y su control se puede hacer tanto con electroniveles, como por válvulas de flotador.

Tubería de demasías.- Deberá asegurarse que no se tengan demasías, dado que representaría un desperdicio de agua cuyo bombeo representa un costo de operación; esto se logra evitar por medio de válvulas de flotador, electroniveles o de preferencia con válvulas de altitud, como un requisito de seguridad, es conveniente instalar un vertedor de demasías, constituido por una tubería situada en el interior del depósito la que puede colocarse unida a una de las columnas de la torre del tanque.

La ventilación a los tanques se proporciona por medio de tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared; o por medio de aberturas con rejillas de acero instaladas en la periferia del tanque.

Para la limpieza del tanque se recomienda colocar un tubo de desagüe en el fondo, esta tubería no debe conectarse al alcantarillado, sino que debe descargar libremente en un recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente y de ahí por gravedad descargar a un depósito.

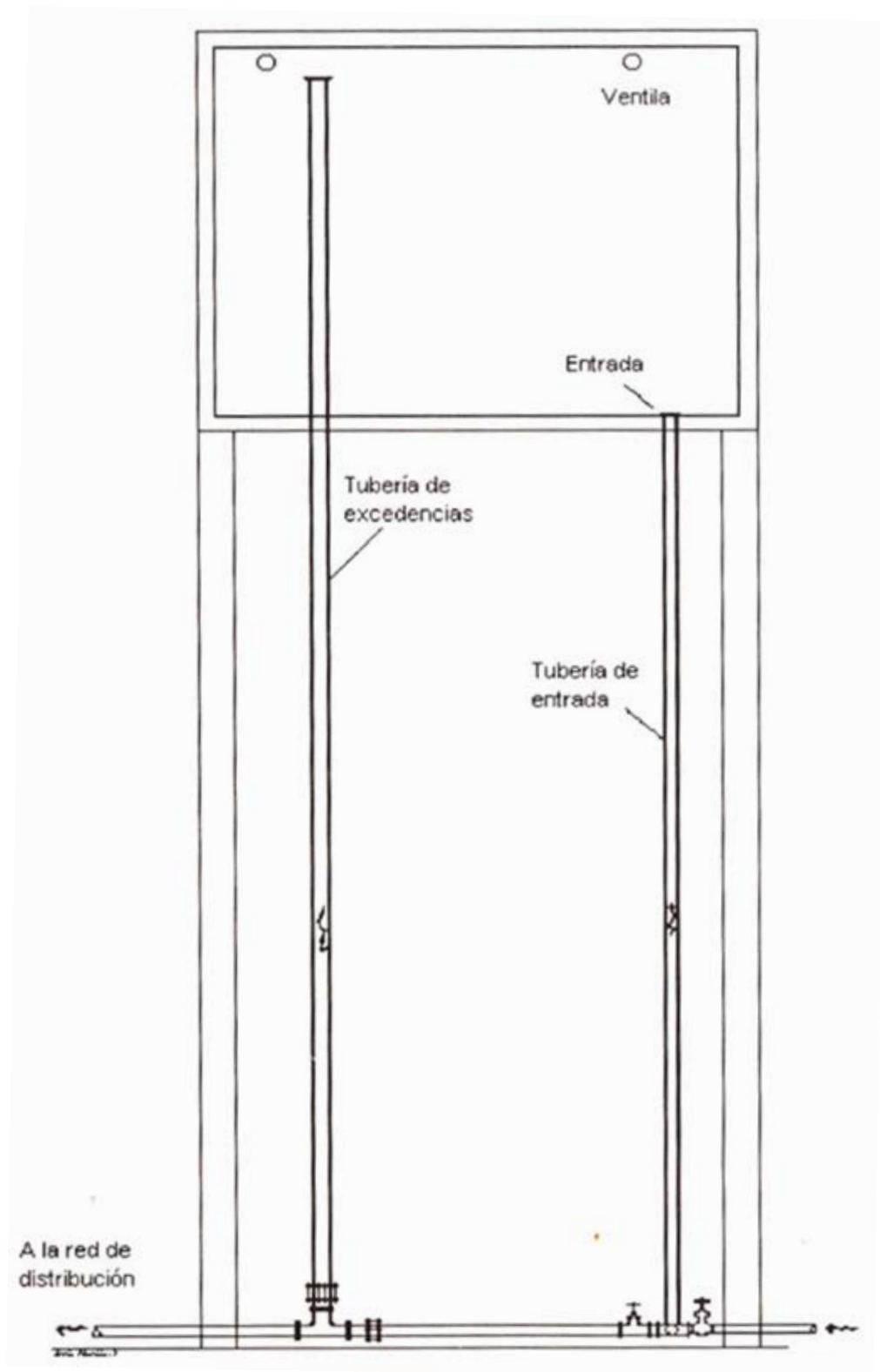


Figura 1.8 Tanque elevado. Arreglo general de fontanería

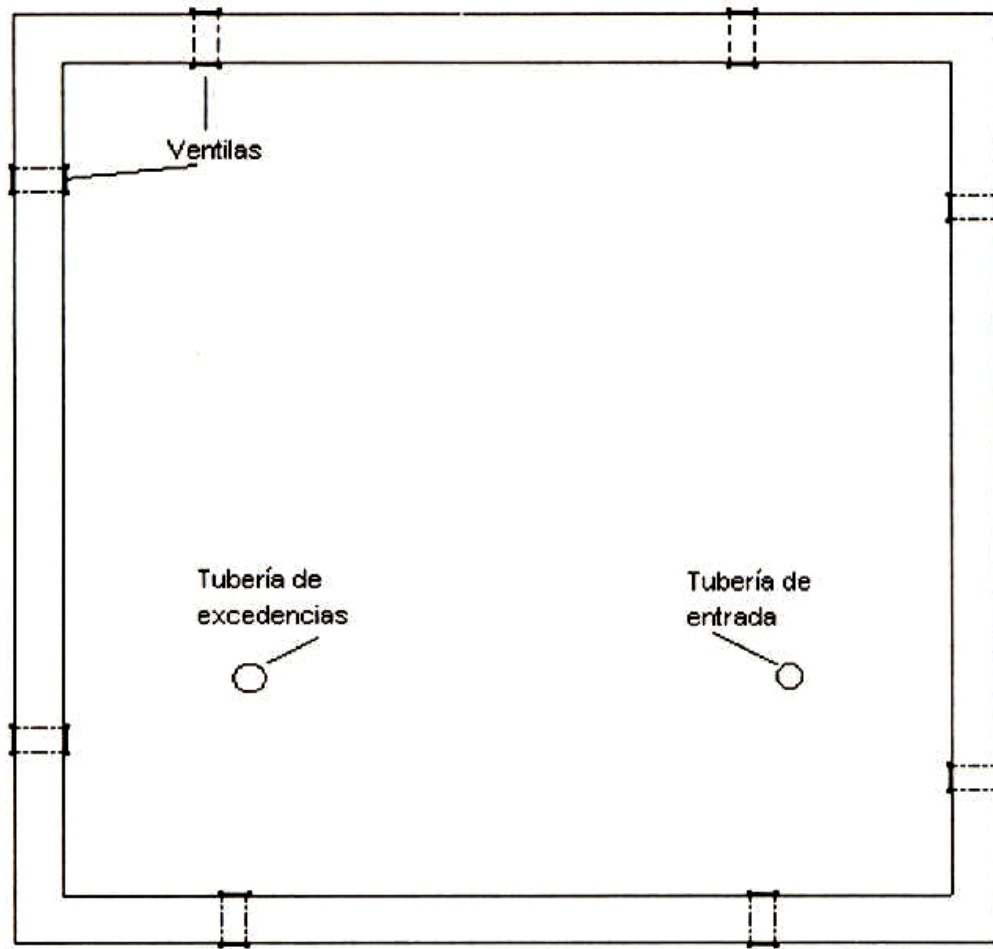


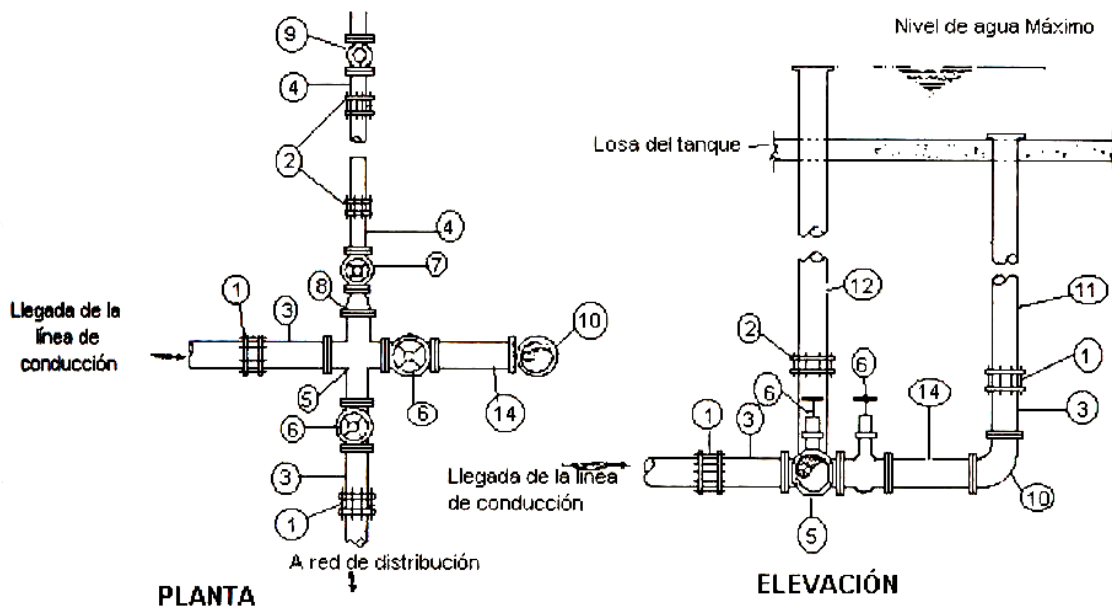
Figura 1.9 Tanque elevado. Vista en planta



**TANQUE ELEVADO**  
Fontanería de Entrada y Salida  
Lista de materiales

No.	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
1	Junta flexible tipo gibault de mm (..) $\phi$ 1, para unir tubería de llegada.	Pza	3
2	Junta flexible tipo gibault de mm ( ) $\phi$ 2 para unir tubería de excedencias.	Pza	3
3	Extremidad de fo. fo. de mm ( ) $\phi$ 1.	Pza	3
4	Extremidad de fo. fo. de mm ( ) $\phi$ .	Pza	3
5	Cruz de fo. fo. de mm( ) $\phi$ 1.	Pza	1
6	Válvula de compuerta vástago ascendente, bridada, con interiores de bronce para agua, de mm( ) $\phi$ 1	Pza	2
7	Válvula de compuerta vástago ascendente, bridada, con interiores de bronce para agua, de mm ( ) $\phi$ 2	Pza	1
8	Reducción de fo. fo. de mm ( ) $\phi$ 1, a mm ( ) $\phi$ 2	Pza	1
9	Tee de fo. fo. de mm ( ) $\phi$ 2.	Pza	1
10	Codo de fo. fo. de 90 grados mm ( ) $\phi$ 2.	Pza	1
11	Tubo de fo, go de mm ( ) $\phi$ 1, liso en un extremo y con anillo de empotramiento soldado en el otro	M	15
12	Tubo de fo fo de mm ( ) $\phi$ 2, liso en los dos extremos y con anillo de empotramiento soldado a 15m de uno de los extremos.	M	20,80
	Empaques de plomo de mm ( ) $\phi$ 1	Pza	7
	Empaques de plomo de mm ( ) 2	Pza	5
xx	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonales	Pza	xxx
13	Tubo de fo. fo de 50.8 mm(4") $\phi$ , de 50 mm de longitud.	Pza	4
14	Tubo de fo. fo de mm ( ) $\phi$ 1, con bridas en sus extremos, de mm de longitud.	Pza	1

Nota: El diámetro, largo y número de piezas, dependerá de los diámetros  $\phi$ 1 y  $\phi$ 2 seleccionados.



**Figura 1.10 Tanque elevado. Arreglo de fontanería entrada-salida**

## REFERENCIAS

- 1 CNA, Datos Básicos, Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Gerencia de Normas Técnicas, México, 1994.
- 2 CNA, Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997 "Sector Agua - Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques", México, 1997.
- 3 UNAM, Abastecimiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topografía y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria, México, 1991.
- 4 Recomendaciones sobre depósitos de agua, Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento, España, 1990.

## **SECCIÓN II. GEOTECNIA.**

### **1 REQUERIMIENTOS GENERALES**

#### **1.1 ALCANCE**

El presente manual se aplica a los estudios de geotecnia en cimentaciones de tanques de mampostería, concreto reforzado o metálicos para regulación de agua potable superficiales y elevados.

En el documento se describe, en forma general, la metodología para la elaboración de estudios geotécnicos. De igual manera se detallan las técnicas de exploración en suelos y rocas, el muestreo de los materiales y la determinación de las propiedades físicas y mecánicas, tanto en campo como en laboratorio, así como la definición de la cimentación más adecuada.

#### **1.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

El proyecto de la cimentación de los tanques del tipo considerado, siempre deberá basarse en un estudio de mecánica de suelos realizado en el sitio mismo de la construcción. Este estudio deberá permitir definir las características mecánicas del subsuelo hasta una profundidad en la que los esfuerzos transmitidos por la estructura dejen de ser significativos. Para ello se realizarán exploraciones de campo, pruebas de campo y de laboratorio. Con base en los resultados, se definirá el tipo de cimentación más adecuado y se revisará que, con la solución propuesta, no se rebasará ninguno de los estados límite de falla o de servicio definidos en el presente manual.

#### **1.3 Estado límite de falla**

Se considerará como estado límite de falla de la cimentación cualquier situación que corresponda a la reducción total o parcial de la capacidad de carga del suelo o de los elementos estructurales de la cimentación, de manera que se presenten daños irreversibles que afecten su resistencia o comportamiento ante acciones futuras, por lo que se prestará especial atención a los siguientes estados límites de falla:

- a) Por capacidad de carga del terreno.
  - Falla general por cortante del suelo debajo del tanque.
  - Falla local por cortante debajo de determinadas partes de la estructura donde puedan existir concentraciones de carga.
- b) Falla por erosión del suelo de apoyo de la cimentación.
- c) Falla por flotación de estructuras parcial o totalmente enterradas durante la construcción o en ciertas condiciones de operación.
- d) Falla por deslizamiento horizontal o levantamiento de elementos de la subestructura a lo largo del contacto suelo-estructura, especialmente en presencia de subpresión.

La seguridad de los elementos estructurales de la cimentación se revisará por los métodos recomendados para el diseño estructural en los manuales correspondientes de la Comisión Nacional del Agua, tomando en cuenta la interacción con el suelo, previsible de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos.

#### 1.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se considerará como estado límite de servicio, la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos o daños de cualquier tipo que afecten al mínimo el correcto funcionamiento del tanque pero no pongan en riesgo su seguridad. Tomando en cuenta los aspectos siguientes:

- a) Asentamientos totales susceptibles de dificultar la operación del tanque al generarse problemas de conexiones con las tuberías de alimentación y desagüe o problemas semejantes.
- b) Asentamientos diferenciales susceptibles de provocar desplomes del tanque y agrietamientos en la estructura durante o después de la construcción del mismo.
- c) Emersiones aparentes en el caso de cimentaciones profundas desplantadas en un suelo en proceso de consolidación.
- d) Deformaciones transitorias y permanentes de la cimentación en condiciones sísmicas.

#### 1.5 Revisión de la seguridad

La revisión de la seguridad de la cimentación contra estados límites de falla consistirá en comparar las acciones aplicables, multiplicadas por un factor de carga, con la resistencia del terreno multiplicada por un factor de resistencia. La aplicación de los factores anteriores tendrá como objetivo cubrir las incertidumbres existentes en cuanto a las acciones y a las resistencias.

La revisión de los estados límites de servicio se realizará tomando en cuenta acciones con un factor de carga unitario.

## **2 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO**

### **2.1 ALCANCE DEL ESTUDIO**

Para realizar el proyecto ejecutivo de la cimentación de tanques de regulación de agua potable, se deben conocer la secuencia estratigráfica, propiedades mecánicas (resistencia y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos y rocas; esto se logra a través de un estudio geotécnico, el cuál incluye exploración, muestreo, ejecución de ensayos de laboratorio, junto con la interpretación de los resultados, diseño de la cimentación, evaluación del posible comportamiento de la estructura y el análisis de la información disponible en la zona del estudio.

El programa de exploración constará de dos etapas: la primera, de investigación preliminar, que permitirá la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio; y la segunda, de investigación detallada, fundamentada en la anterior, incluirá la realización de los sondeos y pruebas de campo y laboratorio necesarios. En la Figura 2.1 se indica en forma esquemática la secuencia a seguir para este tipo de estudio.

### **2.2 INVESTIGACIÓN PRELIMINAR**

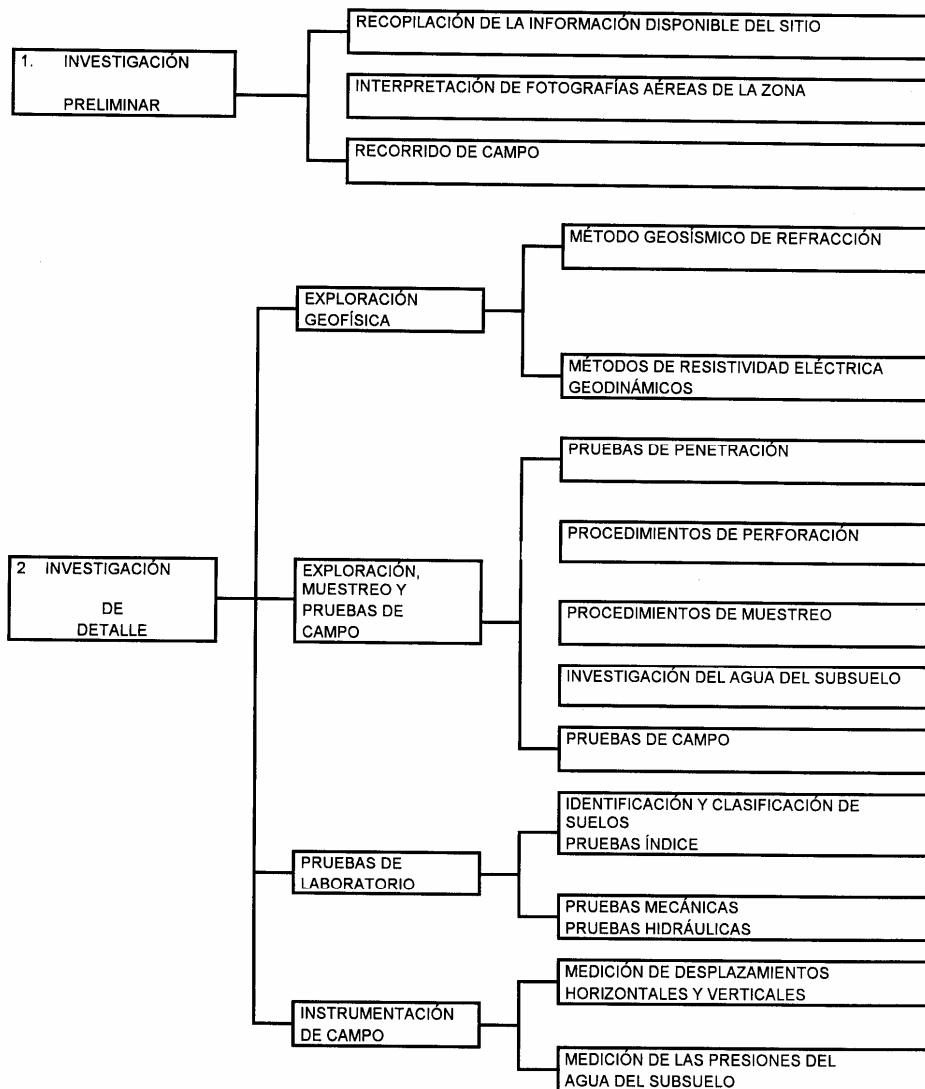
#### **2.2.1 Revisión de la información geológica y geotécnica existente**

Como primera etapa en la realización del estudio geotécnico, se debe recopilar y analizar la información disponible en lo que respecta a las características de los sitios en estudio. En esta información se debe incluir:

- a) Sismicidad en la región del proyecto.
- b) Levantamientos topográficos.
- c) Estudios geotécnicos.
- d) Estudios geológicos.
- e) Estudios de drenaje superficial.

#### **2.2.2 Interpretación de fotografías aéreas**

Se recurrirá a fotografías aéreas recientes y antiguas para detectar evidencias de laderas inestables, rellenos sin compactar o cavidades subterráneas en el sitio de interés y en sus inmediaciones.



**Figura 2.1 Etapas de la exploración geotécnica**

### 2.2.3 Recorrido de campo

Este recorrido deberá ser realizado por un ingeniero especialista en geotecnia, acompañado de preferencia por un ingeniero geólogo. Los objetivos serán los siguientes:

- a) Obtener información que permita programar la investigación de detalle.
- b) Recabar antecedentes de comportamiento del terreno natural y de estructuras en la zona.

Los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas y cortes cercanos al mismo. Se buscarán evidencias de fallas geológicas, grietas, rellenos, oquedades o cavernas. El reconocimiento se complementará con los datos que aporten los habitantes del lugar. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue

nivelado con rellenos colocados sin compactación. En el caso de suelos finos compresibles, se buscará definir la historia de cargas soportadas previamente por el subsuelo del predio y de las áreas circundantes.

Además de lo anterior es conveniente considerar como una investigación preliminar, la excavación de por lo menos cuatro pozos a cielo abierto, hasta una profundidad máxima de 4 m o hasta donde se pueda excavar con pico y pala o donde aparezca el nivel de aguas freáticas (NAF). En estos pozos se recuperarán muestras alteradas e inalteradas y se practicarán los ensayos necesarios para caracterizar los suelos de una manera preliminar. Con esta información se programará la exploración de detalle.

## 2.3 INVESTIGACIÓN DE DETALLE

### 2.3.1 Métodos indirectos (geofísica)

Con estos métodos de exploración se realizan mediciones indirectas de propiedades físicas de los suelos y rocas, entre los que más se usan están el método geosísmico de refracción total, el cual mediante la interpretación de sus resultados, se pueden deducir propiedades mecánicas y distribución de los materiales en el subsuelo, empleando las velocidades de las ondas de compresión y de corte que se transmiten a través de los materiales que constituyen el subsuelo, por efecto de las vibraciones producidas por la detonación de una carga de explosivos o impacto.

Este método se utiliza principalmente para deducir bajo ciertas condiciones los parámetros siguientes:

- a) Compacidad de los materiales.
- b) Profundidad de los contactos.
- c) Espesor de los estratos.
- d) Módulo dinámico de rigidez al cortante.
- e) Módulo dinámico de elasticidad.
- f) Relación de Poisson de los materiales.

Otro método es el geoelectrico, el cual permite realizar mediciones de la resistividad, a partir de la inducción de una corriente eléctrica, se utiliza para detectar indirectamente características de los materiales del subsuelo tales como:

- a) Estimación de la calidad de roca.
- b) Profundidad del nivel freático.
- c) Espesor de los suelos.
- d) Profundidad de los contactos.
- e) Estructuras geológicas.

Para realizar los trabajos de exploración geoelectrica se requiere personal especializado.

## **2.3.2 Métodos directos (pozos a cielo abierto y sondeos)**

### **2.3.2.1 Alcance de la exploración**

Las condiciones del subsuelo en el sitio de una obra pueden ser relativamente uniformes o extremadamente variables. Estas condiciones serán, en gran parte, determinantes de la complejidad de los problemas que se encontrarán tanto en el diseño como en la construcción de las cimentaciones. El alcance de las investigaciones del subsuelo debe ser suficiente para proporcionar la información requerida con el objeto de entender la interacción entre las cimentaciones proyectadas y el suelo o roca en que se apoyarán, con lo cual podrá llegarse a un diseño seguro y económico.

La profundidad que deberá alcanzarse con los sondeos dependerá de las dimensiones de la estructura. También estará determinada en gran parte por las características del subsuelo y la secuencia estratigráfica. La investigación del subsuelo deberá efectuarse hasta una profundidad tal que permita explorar adecuadamente toda la masa de suelo o roca que resulten afectados por cambios causados por la construcción. En el caso de cimentaciones someras en suelos, deberá alcanzarse una profundidad donde el incremento de esfuerzos vertical sea menor al 10% de la descarga neta transmitida por la cimentación a la estructura del suelo.

Cuando no exista información previa sobre el sitio, se seguirán los lineamientos definidos a continuación para fijar la profundidad máxima de la exploración.

- a) Se llevarán sondeos hasta la roca sana o una capa de alta resistencia, o bien, en ausencia de ésta, hasta una profundidad mayor que el nivel anticipado de influencia de la estructura.
- b) Cuando menos 50% de los sondeos deberán alcanzar una profundidad hasta que se presente un incremento en la presión vertical igual o menor al 10 % de la descarga neta de la cimentación.
- c) Al encontrar roca sana o un estrato de alta resistencia, se penetrará en este material hasta una profundidad de por lo menos dos metros para verificar su calidad.



En la Tabla 2.1 se presentan algunas recomendaciones para definir el programa de exploraciones.

**Tabla 2.1 Recomendaciones para definir el programa de exploración**

INVESTIGACIÓN PARA:	NÚMERO Y LOCALIZACIÓN DE SONDEOS	PROFUNDIDAD MÍNIMA DEL SONDEO ( d )
Sitios con suelos blandos de gran extensión.	$a = 0.1A$	
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60$ m.	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas entre sí.	$b = 15$ m y en sitios de concentraciones de cargas.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5$ , 4 en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	Hasta que el incremento en el esfuerzo vertical sea menor que 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, a menos que exista un estrato resistente a una profundidad menor o $d = cB$
Cimentaciones rígidas aisladas con área $250 < A < 1000$ m <sup>2</sup>	$n = 3$ , 2 en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	$1 < c < 2$
Cimentaciones rígidas aisladas con área $A < 250$ m <sup>2</sup>	$n = 2$ en esquinas opuestas. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	

a área tributaria máxima por sondeo, m<sup>2</sup>

b espaciamiento entre sondeos, m

n número de sondeos

A área de la cimentación, m<sup>2</sup>

d profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m

B ancho de la cimentación, m

En el caso de obras realizadas en el Distrito Federal y zona conurbada a la ciudad de México, se aplicarán las recomendaciones del artículo 220 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, relativo a investigaciones del subsuelo y las del artículo 221, relativo a investigación de construcciones colindantes y de obras subterráneas cercanas (Ref. 31). Se seguirán, asimismo, los lineamientos definidos en el capítulo 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (Ref. 25).

Para explorar el subsuelo, podrá recurrirse a pruebas de penetración con objeto de definir la estratigrafía y sus variaciones en el predio. Sin embargo, para determinar las propiedades de los materiales cohesivos en forma confiable, siempre deberá recurrirse a sondeos con muestreo inalterado de los estratos que pueden influir en forma significativa en el comportamiento de la construcción.

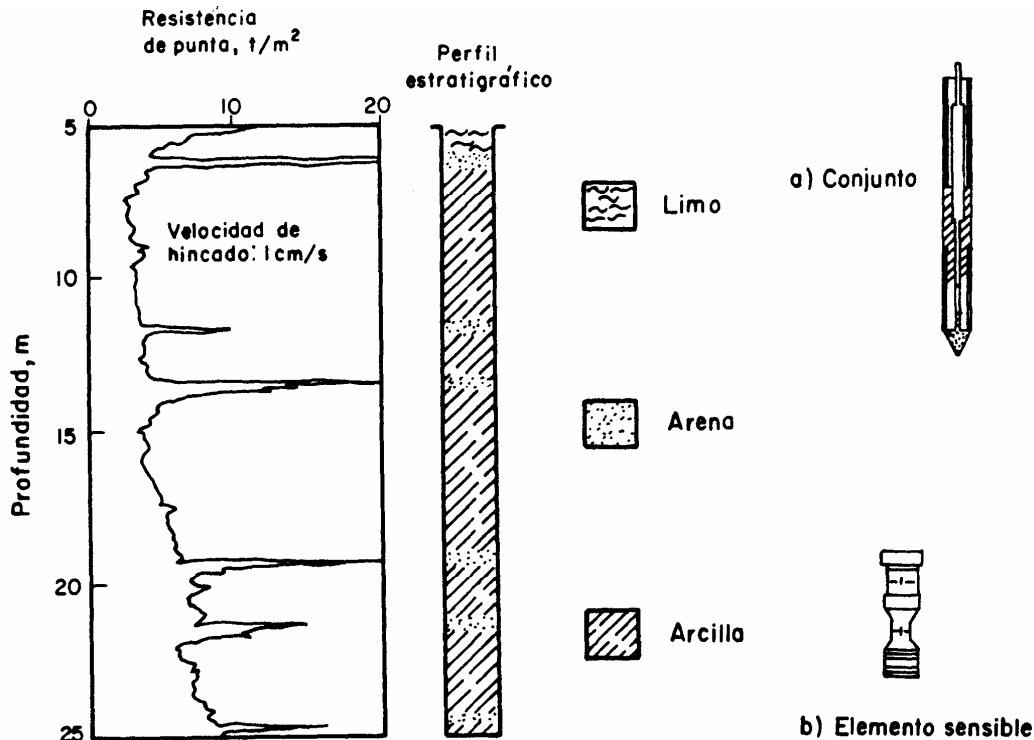
### 2.3.2.2 Pruebas de penetración

Para explorar el subsuelo, los métodos semi-directos a base de penetrómetros pueden ser de gran utilidad. Estos dispositivos están constituidos por conos o tubos de acero que se hincan a presión (penetrómetro estático) o con el impacto de una masa (penetrómetro dinámico). Las pruebas de penetración permiten definir directamente la estratigrafía del sitio y tener una idea de la variación con la profundidad de la compacidad y resistencia al esfuerzo cortante de las arenas y de la consistencia y resistencia al corte no drenada de los suelos cohesivos. Los penetrómetros de mayor uso en México son el penetrómetro estándar de tubo partido y, desde hace algunos años, el cono estático de tipo eléctrico. Para ambos tipos de penetrómetros existen correlaciones entre los resultados del ensaye y las propiedades de los suelos; además, con el penetrómetro estándar se recuperan muestras representativas que permiten definir confiablemente la estratigrafía de los materiales atravesados.

#### a) Penetrómetro estático de tipo eléctrico (cono holandés o similar)

Este penetrómetro se hince a presión y a velocidad constante en el terreno. Las celdas instrumentadas con deformómetros eléctricos de este dispositivo permiten medir simultáneamente las fuerzas necesarias para hincar la punta cónica y vencer la fricción que se desarrolla sobre la funda cilíndrica en otros equipos solo se mide la fuerza para hincar la punta. Interpretando el registro continuo que se obtiene con este aparato, es posible clasificar los suelos atravesados y estimar sus parámetros de resistencia al corte.

Las principales desventajas de esta técnica consisten en que no permite recuperar muestras para identificación y que es difícil hincar el cono en depósitos densos y duros; sin embargo, puede ser útil para extender los resultados de un muestreo inalterado a un área mayor. En la Figura 2.2 se presentan los resultados de una prueba realizada con el penetrómetro eléctrico en las arcillas blandas del valle de México. Se observa que este registro proporciona de manera precisa la localización de los lentes arenosos.



**Figura 2.2 Resultados de una prueba con penetrómetro eléctrico en arcillas blandas**

b) Penetrómetro estándar

Este dispositivo está formado por un tubo muestreador de pared gruesa, generalmente de 5 cm de diámetro exterior y partido longitudinalmente, que se hinc a percusión con un martinete de 64 kg de peso que se deja caer libremente de una altura de 75 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm de una penetración total de 45 cm y se define como resistencia a la penetración estándar el número de golpes  $N$  para hincar el penetrómetro en los últimos dos tramos de 15 cm. Después del hincado, se saca el penetrómetro a la superficie para extraer la muestra alterada representativa recuperada. La muestra se coloca en un frasco hermético y se registra la información de hincado y la clasificación visual del suelo. En algunos muestreadores, se coloca dentro del tubo partido una bolsa tubular de polietileno para recibir directamente la muestra.

A partir de los resultados obtenidos con este penetrómetro, se podrá:

- a) Definir la estratigrafía del sitio.
- b) Determinar la compacidad relativa de los suelos granulares (Tabla 2.2) tomando en cuenta la profundidad a la cual fue realizada la prueba y la posición del nivel freático (Figura 2.3).
- c) Estimar la consistencia relativa de los suelos cohesivos (Figura 2.4); sin embargo se tomará en cuenta que la correlación entre consistencia y número

de golpes presenta una gran dispersión y que esta estimación es poco confiable.

- d) Estimar el ángulo de fricción interna de los suelos granulares (Figura 2.5).

Son muchos los factores que afectan los resultados de esta prueba y las correlaciones anteriores sólo deberán usarse para fines estimativos.

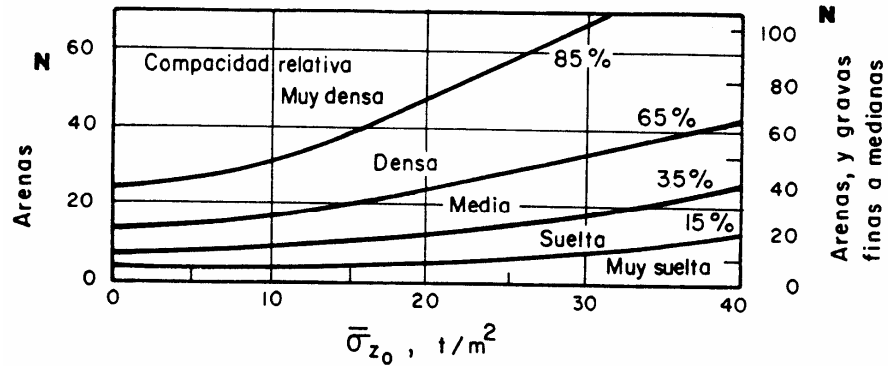
**Tabla 2.2 Ángulo de fricción interna de materiales no cohesivos**

Compacidad relativa de las arenas en función de los resultados de la prueba de penetración estándar		Factores representativos de $\phi$ para arenas y limos		
No de golpes	Compacidad relativa	Material	Estado	
			Suelto	Denso
0 a 4	Muy suelta			
4 a 10	Suelta	Arena uniforme granos redondeados	27.5	34
10 a 30	Media	Arena bien graduada con granos angulosos	33	45
30 a 50	Compacta	Grava arenosa	35	50
Más de 50	Muy compacta	Arena limosa	27 - 33	30 - 34
		Limo orgánico	27 - 30	30 - 35

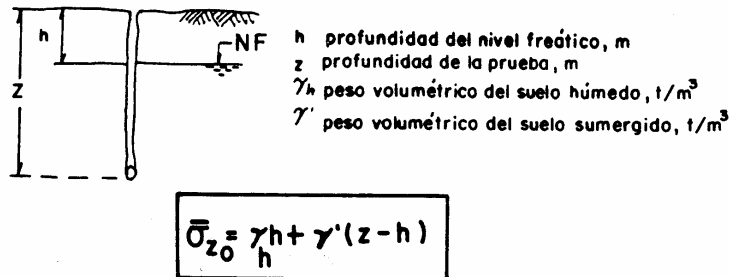
### 2.3.2.3 Realización de sondeos

- a) Pozos a cielo abierto y zanjas

Los pozos a cielo abierto se excavarán para examinar y muestrear los suelo in situ, para definir la profundidad del nivel freático y para determinar el espesor de la capa de tierra vegetal. Se excavarán con equipo manual y/o mecánico y su profundidad no será menor de tres metros, salvo que lo impidan la presencia del nivel freático, la inestabilidad de las paredes o la existencia de suelos muy duros o roca. Las zanjas son particularmente útiles para la exploración de depósitos muy heterogéneos tales como los rellenos artificiales.



N número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 $\bar{\sigma}_{z_0}$  esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z de la muestra, t/m<sup>2</sup>



**Figura 2.3 Correlación número de golpes vs compacidad relativa de arenas tomando en cuenta la profundidad de la muestra**

b) Sondeos profundos

Si la excavación de los pozos a cielo abierto resulta limitada en cuanto a profundidad, es necesario realizar la exploración con equipo de perforación, que permita efectuar el muestreo de los materiales a profundidades mayores.

Estos sondeos podrán realizarse empleando diversos métodos (Tabla 2.3).

2.3.2.4 Procedimientos de muestreo a) Muestreo alterado

Este tipo de muestreo consistirá en la recuperación de muestras representativas pero alteradas del suelo, definidas como aquellas en las que el acomodo estructural de las partículas se ha modificado en forma significativa debido al proceso de muestreo. Estas muestras se utilizarán en el laboratorio solamente para identificar los suelos y determinar algunas propiedades índice, definir la estratigrafía y preparar especímenes compactados o restituidos. Las técnicas existentes para este tipo de muestreo son las siguientes:

Extracción manual de muestras de pozos a cielo abierto, cortes o zanjas con herramientas manuales como la posteadora o la barrena helicoidal. Las muestras

deberán conservarse en un frasco hermético de vidrio o en bolsas de polietileno selladas. Cuando las muestras se extraigan de excavaciones abiertas con anterioridad al muestreo, deberá eliminarse la costra superficial de material intemperizado o afectado por cambios de humedad.

Extracción con el penetrómetro estándar.

b) Muestreo inalterado

Esta técnica se usará para obtener muestras que conserven prácticamente inalterado el acomodo estructural de sus partículas sólidas. Sin embargo, se tomará en cuenta que la relajación de esfuerzos por pérdida de confinamiento al extraerse las muestras induce modificaciones que pueden ser ligeras o importantes dependiendo de la técnica con que se obtengan y de su manejo en el campo y en el laboratorio.

Las muestras inalteradas se utilizarán en el laboratorio para identificar los suelos y determinar sus propiedades índices y mecánicas. Las técnicas más usuales de muestreo inalterado son las siguientes:

Método manual. Consiste en extraer muestras cúbicas generalmente de 20 a 30 cm de lado, de las paredes o fondo de pozos a cielo abierto, zanjas o cortes. Las muestras se protegerán con manta de cielo impregnada con una mezcla de brea y parafina y se colocarán en cajas de madera, llenando los huecos con arena húmeda u otro material que amortigüe las vibraciones durante el transporte.

**Tabla 2.3 Tipos de sondeos**

MÉTODO DE SONDEO	PROCEDIMIENTO EMPLEADO	APLICACIÓN
Barreno con broca helicoidal	Hincado a mano o a máquina de una broca helicoidal extrayendo periódicamente el material. Los cambios se aprecian al examinar el material removido. Generalmente no se emplea ademe.	Por lo general se emplea en exploraciones someras arriba del nivel freático en arenas y limos parcialmente saturados, y en suelos cohesivos blandos o duros. Se puede usar para limpiar la perforación antes de muestrear. Muy rápido si se hinca a máquina. El agujero se cierra en suelos blandos y en suelos bajo el nivel freático.
Barreno con broca helicoidal de vástago hueco.	Se hinca a máquina y la propia broca sirve como ademe.	Se puede muestrear (alteradas o inalteradas) o recuperar núcleos a través del vástago hueco. No debe usarse en suelos granulares tapando el vástago hueco. No es adecuado para muestreo inalterado en arena o limo.
Sondeo con lavado.	La acción de golpeo, rotación y chifoneado de un trépano ligero a medida que la circulación del fluido de perforación remueve los materiales del barreno. Los cambios se indican por la rapidez de avance, la acción de las barras y el examen del material excavado en el fluido de perforación. Puede ser necesario el uso de ademe para evitar el colapso.	Se emplea en arenas, mezclas de arena y grava sin boleos, y suelos cohesivos blandos a duros. Es el método mas común para exploración del subsuelo. Es difícil obtener muestras inalteradas.
Sondeo con rotación	La rotación mecánica de una broca de perforación a medida que la circulación del fluido extrae el material excavado. Los cambios se indican por la rapidez de avance, la acción de la herramienta de perforación, y el examen del material arrastrado por el lodo de perforación. Generalmente no se necesita ademe salvo cerca de la superficie.	Se aplica en todo tipo de suelos, excepto en aquellos conteniendo apreciable cantidad de fragmentos grandes de gravas, guijarros y boleos. Es difícil apreciar los cambios en algunos suelos. En general es el método mas rápido de avance en barrenos. Las muestras de suelo y los núcleos de roca generalmente están limitados a 10 cm. De diámetro.
Sondeo con trépano	Percusión mecánica con poca agua en el fondo del barreno. El agua se convierte en lodo que se extrae periódicamente con una cuchara limpiadora o con una bomba de arena. Los cambios se aprecian por la rapidez de avance, la acción de la herramienta de perforación, y la composición del lodo extraído. Se necesita ademe excepto en roca estable.	No es muy aceptada en exploraciones de rutina o cuando se requieran muestras inalteradas, por la dificultad de determinar los cambios de material, la alteración causada bajo el trépano, la dificultad de acceso, y el costo generalmente mas alto. A veces se usa en combinación con sondeos con broca helicoidal o de lavado para atravesar grava gruesa, boleos y formaciones rocosas.
Recuperación de núcleos en roca	Avance por rotación mecánica de un barril muestreador a medida que el agua de recirculación extrae el material molido del barreno. El agua también sirve para enfriar la broca de corte del muestreador. Generalmente se adema el sondeo hasta llegar a la roca.	Usado en forma aislada o en combinación con otros tipos de sondeos en rocas alteradas, roca sana y formaciones de boleos.
Perforación con barril muestreador "Wire Line"	Método de perforación por rotación donde el muestreador de núcleos de roca forma parte integral del varillaje de perforación que a la vez sirve como ademe. Los núcleos se recuperan al desmontar el dispositivo interno del barril muestreador unido a las barras de perforación. El barril interior se suelta con un pescador que se hace descender con un cable ( wire line ) a través de las barras de perforación.	Eficiente para sondeos profundos con recuperación de núcleos a más de 30 m.

Muestreadores para suelos. Para suelos blandos, se recurre usualmente al tubo Shelby de pared delgada de 7.5 o 10 cm de diámetro y 75 a 90 cm de largo, que se hinca a presión en el suelo. Este muestreador fue desarrollado para suelos cohesivos muy blandos localizados arriba o abajo del nivel freático. Sin embargo, en ciertas condiciones, se puede intentar con él el muestreo de arenas saturadas sueltas. Los extremos de cada tubo deberán sellarse con brea y parafina o con un sello mecánico. Las condiciones geométricas con las que debe cumplir el tubo Shelby para recuperar muestras de buena calidad son las indicadas en la Figura 2.6. Existen otros tipos de

muestreadores como los de pistón (estacionario o hidráulico tipo Osterberg) que se hincan a presión en el suelo y están provistos de una cabeza con mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre, y otros que operan por rotación y presión como el Denison y el Pitcher que permiten muestrear algunos suelos firmes (Ref. 29). Los tubos de pared delgada dentados en su parte inferior se han usado también con éxito para muestrear ciertos suelos firmes. Muestreadores para recuperación de núcleos de roca. Las rocas se muestrearán con barriles dotados de brocas de carburo de tungsteno o de diamante. El porcentaje de recuperación de núcleos respecto a la profundidad muestreada RQD es un índice de calidad y del grado de intemperización de la roca.

En la Tabla 2.3 se presentan en forma resumida los criterios de selección de los métodos de exploración y muestreo.

### **2.3.3 Investigación del agua del subsuelo**

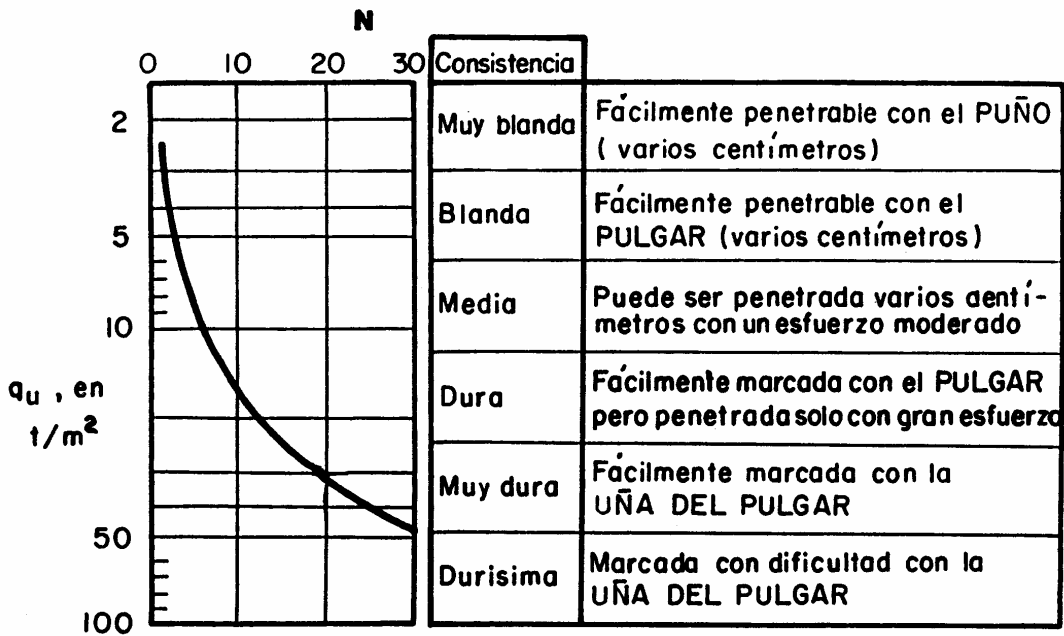
El conocimiento del agua freática es un factor crítico en el diseño y construcción de cimentaciones. Los aspectos que deberán investigarse son los siguientes:

- Presencia de agua freática; en equilibrio hidrostático, artesisiana, en mantos colgados o con abatimiento parcial por bombeo.
- Profundidad del nivel freático y, en su caso del nivel inferior del manto colgado.
- Nivel piezométrico del agua artesisiana.
- Variación de estas características en todo el sitio y con respecto al tiempo.
- Composición química del agua freática.

#### a) En barrenos

En la mayoría de los casos, las condiciones del agua subterránea podrán investigarse durante la perforación de los sondeos. El nivel de agua deberá medirse a la profundidad en que aparezca por primera vez y después a intervalos regulares durante el avance y al terminar cada sondeo. Se anotarán todas las observaciones pertinentes (abatimientos o elevaciones de nivel) relacionadas con las etapas de perforación. Las fluctuaciones estacionales del nivel freático podrán medirse instalando en los sondeos piezómetros abiertos.

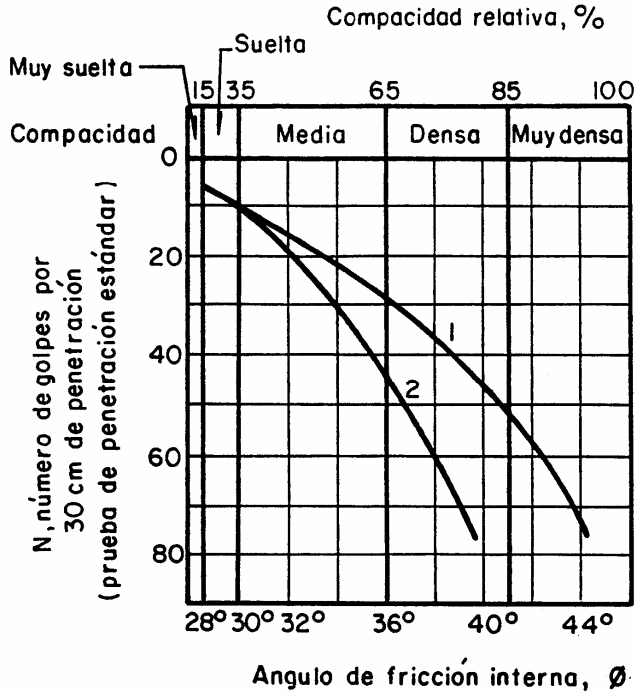




$q_u \cong 1.5 N$

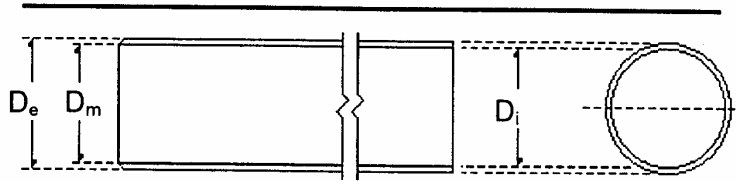
N número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 $q_u$  resistencia a la compresión sin confinar

Figura 2.4 Correlación entre n,  $q_u$  y la consistencia de suelos cohesivos



- 1 Relación para arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado
- 2 Relación para arenas finas y para arenas limosas

Figura 2.5 Correlación número de golpes vs  $\phi$ , para arenas



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$	$D_e =$ Diámetro exterior
		$D_i =$ Diámetro interior
		$D_m =$ Diámetro de la muestra
Relación e diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 1.5\%$	

**Figura 2.6 Condiciones geométricas para muestreador de pared delgada (Tubo Shelby)**

b) Con piezómetros

Cuando las condiciones del agua freática sean muy importantes para el diseño, que resulten difíciles de determinar, o no se puedan definir durante la perforación de sondeos, se podrá recurrir a la instalación y observación de piezómetros. Al diseñar esta instrumentación, se debe tomar en cuenta la estratigrafía (para fijar la localización de los bulbos piezométricos) y el tipo de suelo (para seleccionar el piezómetro más adecuado).

### 2.3.4 Pruebas de laboratorio

Con la información reunida durante la exploración y el reconocimiento geotécnico, se debe elaborar el programa detallado de pruebas de laboratorio, en el cual se especifiquen el tipo, procedimiento y cantidad de ensayos que puedan representar de una manera racional el comportamiento del subsuelo ante las solicitaciones.

El programa debe ajustarse, si durante el desarrollo de los ensayos en el laboratorio, se detectan resultados anormales en las propiedades del material o en su estructura.

A partir de los sondeos con muestreo alterado e inalterado, los ensayos de laboratorio tendrán dos objetivos esenciales:

- a) Clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y verificar la identificación de ellos en campo.
- b) Obtener los parámetros de resistencia, deformabilidad y permeabilidad en su caso, necesarios para el diseño de la cimentación.

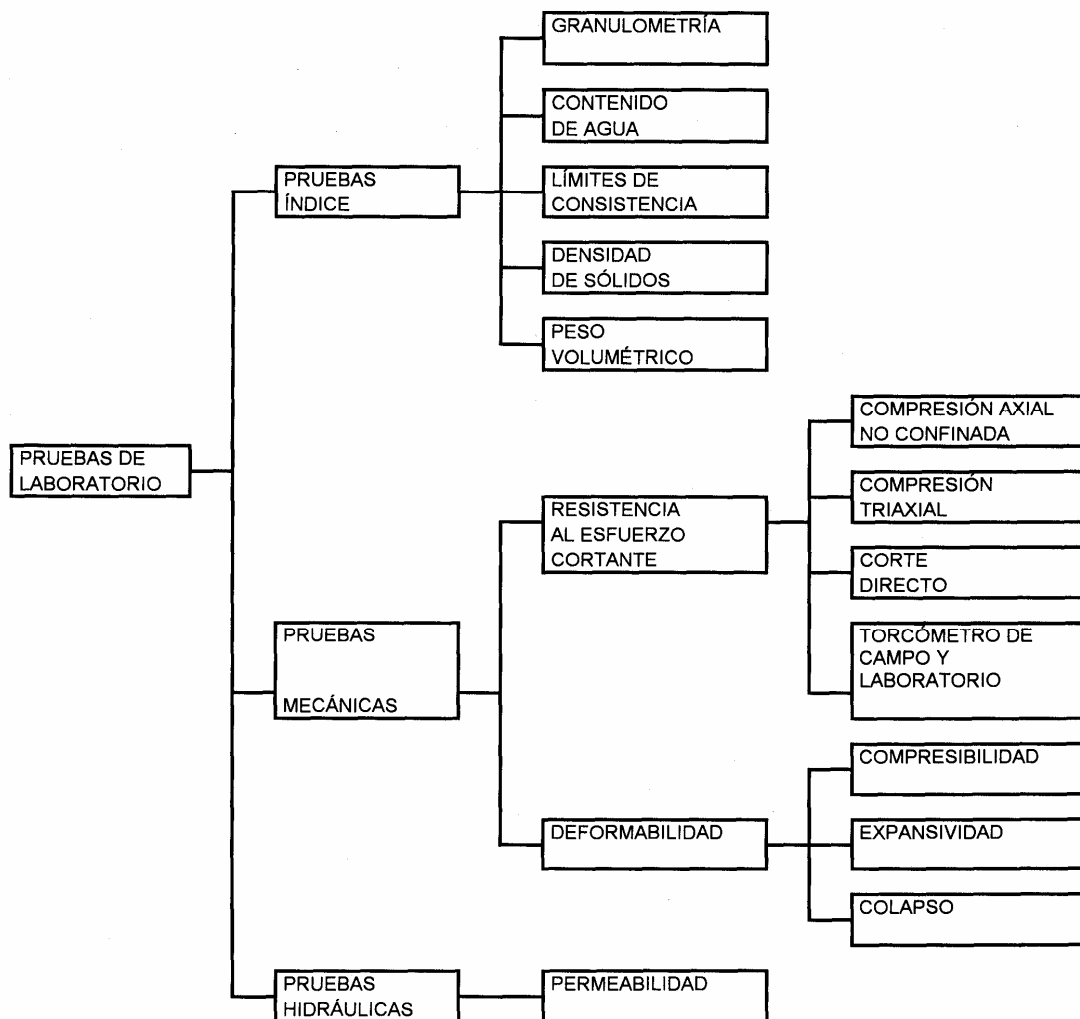
A fin de alcanzar estos propósitos, se realizarán las pruebas índices mecánicas e hidráulicas indicadas en la Figura 2.7.

### 2.3.4.1 Identificación y clasificación de suelos

#### A. Suelos comunes.

Los principales componentes de los suelos son: boleos, gravas, arenas, limos, arcillas y materia orgánica. En la Tabla 2.4 se indican los tamaños de partícula correspondientes.

Existen tres grandes grupos de suelos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos orgánicos. Los suelos se identificarán y clasificarán de acuerdo con el tamaño y distribución de sus partículas (suelos gruesos) y su plasticidad (suelos finos), basándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Ref. 29). Esta clasificación complementará o corregirá a la establecida en el campo a partir de pruebas manuales.



**Figura 2.7 Pruebas de laboratorio**

**Tabla 2.4 Identificación visual del tamaño de partícula**

MATERIAL	FRACCIÓN No	MALLA (mm)	TAMAÑO
Boleos		Pasa la 12"	Pasa la 305
Guijarros		3" a 12"	76.2 a 305
Grava	Gruesa	3/4" a 3"	19.0 a 76.2
	Fina	4 a 3/4"	4.76 a 19
Arena	Gruesa	10 a 4	2.00 a 4.76
	Mediana	40 a 10	0.42 a 2.0
	Fina	200 a 40	0.074 a 0.42
Finos (Limo y arcilla)		Pasa la 200	Pasa la 0.074

### Propiedades índice

Para determinar estas propiedades de los materiales encontrados durante la exploración se realizan las siguientes pruebas tanto en las muestras alteradas como en las inalteradas representativas de todos los estratos, de acuerdo con los procedimientos establecidos, cuya obtención nos permitirá programar las pruebas mecánicas necesarias.

#### - Suelos de grano fino

La determinación de los límites de consistencia es de especial interés para la identificación y clasificación de los suelos finos (según el SUCS), cuyos valores se representan en la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 2.8, además del contenido natural de agua y de la pérdida de finos por lavado.

#### - Suelos de grano grueso

Para su identificación y clasificación (según el SUCS) en este tipo de suelos es de especial interés la determinación de la distribución de tamaños de partícula y contenido de material fino por medio del análisis granulométrico, además del contenido natural de agua.

Un parámetro importante de este tipo de suelos es la compacidad relativa  $D_r$ , la cual se calcula numéricamente a partir de valores de la relación de vacíos  $e$ ,  $\phi$  del peso volumétrico seco  $\gamma_d$ , con las siguientes expresiones:

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_0}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (2.1)$$

$$D_r = \frac{\gamma_{d\text{máx}}}{\gamma_{d0}} \frac{\gamma_{d0} - \gamma_{d\text{mín}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{mín}}} \quad (2.2)$$

donde:

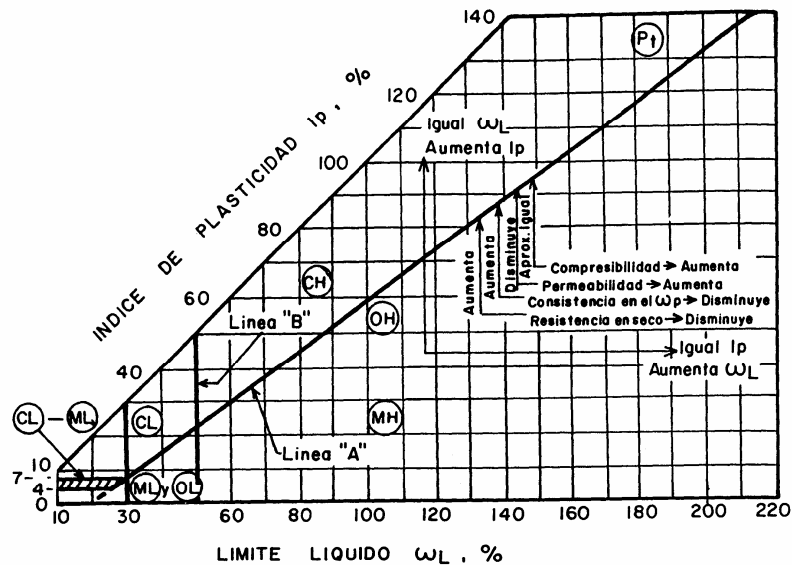
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ ,  $\gamma_{dm\acute{m}n}$  = peso volumétrico seco en los estados más suelto y más denso, respectivamente del material, en  $t/m^3$

$\gamma_{do}$  = peso volumétrico seco del material *in situ* en  $t/m^3$

$e_{m\acute{a}x}$ ,  $e_{m\acute{m}n}$  = relación de vacíos en los estados más suelto y más denso, respectivamente del material

$e_0$  = relación de vacíos *in situ* del material

Los parámetros anteriores se obtienen por los procedimientos indicados en la Ref 29.



Sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS)

CL Arcillas inorgánicas de baja ( $\omega_L < 30$ ) a mediana ( $30 < \omega_L < 50$ ) plasticidad	ML Limos inorgánicos de baja ( $\omega_L < 30$ ) a mediana ( $30 < \omega_L < 50$ ) plasticidad	OL Limos orgánicos
CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad ( $\omega_L > 50$ )	MH Limos inorgánicos de alta plasticidad ( $\omega_L > 50$ )	OH Arcillas orgánicas
		CL-ML Grupo de frontera
		$\omega_p$ Limite plástico
		Pt Turba

**Figura 2.8 Carta de plasticidad. Utilización de los límites de Atterberg**

En la Tabla 2.5 se presentan algunos valores típicos de las propiedades índice de los suelos.

### Propiedades mecánicas e hidráulicas

Las pruebas para determinar la resistencia de los suelos en muestras inalteradas, se deben elegir en cada caso particular, tratando de reproducir los estados de esfuerzos y condiciones de drenaje del suelo *in situ*; la selección adecuada de las pruebas, de acuerdo con tales condiciones, permitirá obtener parámetros de diseño representativos del comportamiento del suelo.

#### - Pruebas de compresión sin confinar

Sometiendo un espécimen cilíndrico de suelo de grano fino (cohesivo) a carga axial se obtendrá la resistencia a la compresión sin confinar  $q_u$ . Si el material no se encuentra fisurado, puede considerarse que la cohesión  $c_u$  es igual a  $q_u/2$ .

#### - Pruebas de compresión triaxial

Usando la cámara de compresión triaxial se podrá someter un espécimen de suelo a un estado de esfuerzos análogos al que tiene in situ, (Figura 2.9.a), y medir su resistencia al esfuerzo cortante. Se podrán medir al mismo tiempo las deformaciones de la probeta (Figura 2.9.b), las variaciones de volumen y las presiones intersticiales inducidas (presiones de poro). La resistencia al corte de un suelo se definirá mediante dos parámetros: la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción  $\phi$  obtenidos a partir de estas pruebas. Sus valores dependerán del tipo de ensaye que se realice, a saber:

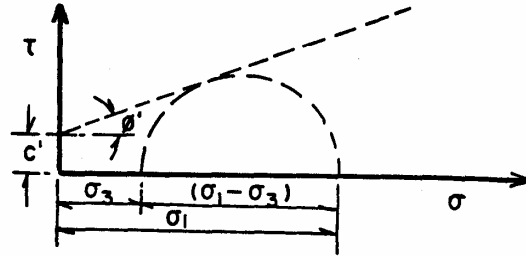
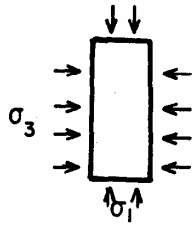
- Prueba triaxial consolidada-drenada (CD). Se obtendrán  $c'$  y  $\phi'$  en términos de esfuerzos efectivos (Figura 2.9.c), es decir, de los parámetros de la fase sólida. Esta prueba es de duración excesivamente larga para suelos poco permeables y generalmente se aplica solamente a suelos granulares.
- Prueba triaxial consolidada-no drenada (CU). Esta prueba permite estudiar la variación de la resistencia no drenada del suelo en función de la presión de consolidación. Se obtienen dos parámetros descriptivos de esta variación:  $c_u$  y  $\phi_u$ . Si se realiza esta prueba con medición de presión de poro, es posible obtener los parámetros  $c'$  y  $\phi$  en términos de esfuerzos efectivos para suelos finos sin realizar la prueba CD (Figura 2.9.d).
- Prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU). Se obtendrá exclusivamente el parámetro  $c_u$  de resistencia al corte global de las dos fases que constituyen el suelo, es decir, la cohesión en términos de los esfuerzos totales (Figura 2.9.e). Se recomienda este tipo de ensaye para suelos cohesivos parcialmente saturados o suelos saturados ligeramente fisurados.

#### - Prueba de compresibilidad

La magnitud del asentamiento diferido que sufrirá una estructura y su variación con el tiempo podrán estimarse a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional con confinamiento lateral, realizadas en el odómetro con especímenes obtenidos en muestra inalteradas de suelos finos (Ref. 29).

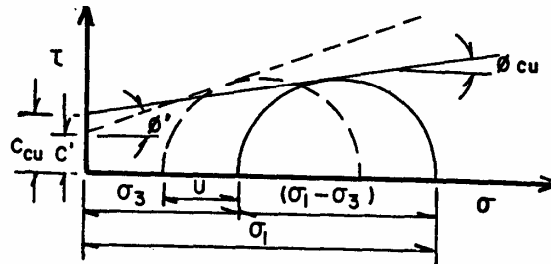
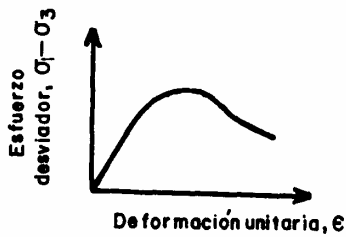
La deformación instantánea bajo carga se estimará a partir del módulo de deformabilidad  $E$  del suelo, determinado en pruebas de compresión sin confinar o triaxial o con ensayos de campo. En la Tabla 2.6 se dan valores de  $E$  para suelos típicos mientras que en la Tabla 2.7 se indican intervalos de valores de la relación de Poisson.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$$



a) Condición de esfuerzos

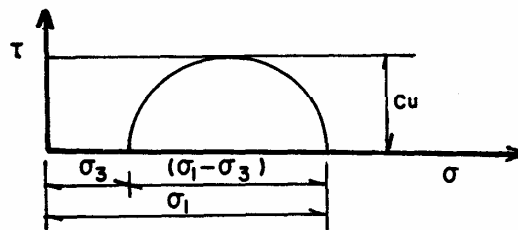
c) Ensaye CD. Envolvente de falla



b) Curva esfuerzo-deformación

d) Ensaye CU con medición de presión de poro. Envolvente de falla

- |            |                          |            |                            |
|------------|--------------------------|------------|----------------------------|
| —          | Esfuerzos totales        | ---        | Esfuerzos efectivos        |
| $\sigma_1$ | Esfuerzo principal mayor | $\sigma_3$ | Esfuerzo principal menor   |
| $\sigma$   | Esfuerzo normal          | $\tau$     | Esfuerzo tangencial        |
| C          | Cohesión                 | $\phi$     | Ángulo de fricción interna |
| U          | Presión de poro          |            |                            |



e) Ensaye UU. Envolvente de falla

**Figura 2.9 Pruebas de compresión triaxial**

TAMAÑO DE PARTICULAS Y GRADUACIÓN					RELACIÓN DE VACIOS		POROSIDAD		PESO VOLUMETRICO, k/m <sup>3</sup>												
Variación aproximada de tamaños		D <sub>10</sub> aprox. mm	Variación aproximada del coeficiente de uniformidad		e máx suelto	e <sub>cr</sub>	e mín denso	e máx suelto	e mín denso	SECO 100%			HUMEDO		SUMERGIDO						
D <sub>max</sub>	D <sub>min</sub>		C <sub>u</sub>							Mín. suelto	AASHO modif.	Máx. denso	Mín. suelto	Máx. denso	Mín. suelto	Máx. denso					
<b>Materiales granulares</b>																					
<b>Materiales uniformes</b>																					
Esferas iguales (val. teóricos)								47.60	26.00												
ARENA estándar de Ottawa					0.84	0.59	0.67	1.10		0.80	0.75	0.50	44.00	33.00	1474.00		1762.00	1490.00	2099.00	913.00	1105.00
ARENA uniforme limpia (fina o med)								1.2 a 2.0		1.00	0.80	0.40	50.00	29.00	1330.00	1842.00	1890.00	1346.00	2179.00	833.00	1169.00
LIMO uniforme inorgánico					0.05	0.01	0.01	1.2 a 2.0		1.10		0.40	52.00	29.00	1282.00		1890.00	1298.00	2179.00	817.00	1169.00
<b>Materiales bien graduados</b>																					
ARENA limosa					2.00	0.01	0.02	5 a 10		0.90		0.30	47.00	23.00	1394.00	1954.00	2034.00	1410.00	2275.00	865.00	1266.00
ARENA limpia, fina a gruesa					2.00	0.05	0.09	4 a 6		0.95	0.70	0.20	49.00	17.00	1362.00	2115.00	2211.00	1378.00	2371.00	849.00	1378.00
ARENA micácea										1.20		0.40	55.00	29.00	1217.00		1922.00	1233.00	2211.00	769.00	1217.00
ARENA y GRAVA limosa					100.00	0.01	0.02	15 a 300		0.85		0.14	46.00	12.00	1426.00		2339.00	1442.00	2483.00	897.00	1474.00
<b>Mezclas de suelos</b>																					
ARCILLA arenosa o limosa					2.00	0.00	0.00	10 a 30		1.80		0.25	64.00	20.00	961.00	2083.00	2163.00	1602.00	2355.00	609.00	1362.00
ARCILLA limosa uniforme con gravas o fragmentos de rocas					2.50	0.00				1.00		0.20	50.00	17.00	1346.00		2243.00	1842.00	2419.00	849.00	1426.00
Mezcla bien graduada de GRAVA; ARENA, LIMO y ARCILLA					2.50	0.00	0.00	25 a 1000		0.70		0.13	41.00	11.00	1602.00	2243.00	2371.00	2002.00	2499.00	993.00	1506.00
<b>Suelos arcillosos</b>																					
ARCILLAS (30-50 % tam. de arcillas)					0.05	.5μ	0.00			2.40		0.50	71.00	33.00	801.00	1682.00	1794.00	1506.00	2131.00	497.00	1137.00
ARCILLAS coloidal(<0.00230:50 % )					0.00	10A				12.00		0.60	92.00	37.00	208.00	1442.00	1698.00	1137.00	2051.00	128.00	1057.00
<b>Suelos orgánicos</b>																					
LIMO orgánico										3.00		0.55	75.00	35.00	641.00		1762.00	1394.00	2099.00	400.00	1105.00
ARCILLA orgánica (30-50% tamaños de arcilla)										4.40		0.70	81.00	41.00	481.00		1602.00	1298.00	2002.00	288.00	993.00

NOTA: Los cálculos están basados en valores de la densidad de sólidos iguales a 2.65 para suelos granulares, 2.7 para arcillas y 2.6 para suelos orgánicos

Tabla 2.5 Valores típicos de propiedades índice de los suelos



**Tabla 2.6 Intervalo de valores del módulo de deformación E para suelos típicos**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Arcilla</b>	
muy blanda	3-40
blanda	20-40
media	45-90
dura	70-200
arenosa	300-425
<b>Arena</b>	
limosa	70-200
suelta	100-250
densa	500-1000
<b>Arena densa con grava</b>	1000-2000
Limo	20-200
* Para un suelo semi-infinito, homogéneo e isótropo. En la práctica E varía con la profundidad en arenas	

**Tabla 2.7 Intervalos de valores de la relación de Poisson  $\nu$  suelos típicos**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>RELACIÓN DE POISSON (<math>\nu</math>)</b>
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35
Arena densa	0.2-0.4
Arena gruesa (rel. de vacíos de 0.4 a 0.7)	0.15
Arena fina (rel. de vacíos de 0.4 a 0.7)	0.25

- Pruebas de estabilidad de los suelos en presencia de agua.

La magnitud de las expansiones o el potencial de colapso asociado a incrementos del contenido natural de agua se valorarán con las siguientes pruebas de laboratorio:

- Saturación bajo carga
- Doble ensayo de consolidación (Ref. 34 )
- Expansión a volumen constante (Ref. 35)

Es conveniente que estas pruebas se realicen bajo dos condiciones, una partiendo del contenido natural de agua del suelo y otra, para definir el intervalo de las deformaciones por saturación.

#### Pruebas hidráulicas

Las pruebas de permeabilidad permiten determinar la conductividad hidráulica, también llamada coeficiente de permeabilidad,  $k$ . Este parámetro se utiliza para estimar el gasto y la velocidad de flujo del agua a través de los suelos. Las pruebas de laboratorio se recomiendan para muestras inalteradas de materiales de grano fino

homogéneos. Los procedimientos de prueba con permeámetros de carga constante y de carga variable se describen en la Ref. 29.

En lo que se refiere a suelos de grano grueso, por la dificultad que se tiene para obtener muestras inalteradas en suelos granulares poco cementados, las propiedades mecánicas e hidráulicas se obtienen por medio de correlaciones empíricas, que se deducen de los resultados obtenidos de exploraciones realizadas con métodos indirectos y semidirectos, o bien mediante pruebas de campo o por medio de muestras preparadas en el laboratorio, simulando condiciones de estructura, saturación y compacidad semejantes a las que se tienen en estado natural y en las cuales se deben realizar los ensayos similares a los que se realizan en las muestras inalteradas de suelos de grano fino tales como:

- Permeabilidad bajo carga constante.
- Permeabilidad bajo carga variable.
- Peso volumétrico de todas las muestras.
- Compresión axial no confinada.
- Compresión triaxial no consolidada, no drenada.

Se deben efectuar pruebas para obtener el peso volumétrico y la densidad de sólidos en todas las muestras inalteradas.

Propiedades índice y mecánicas en núcleos de roca

|

Se deben realizar las siguientes pruebas:

- Análisis Petrográfico.
- Medición del índice de Calidad de la Roca (RQD). Para caracterizar la calidad de la roca; se calculará este índice a partir de las muestras recuperadas:

$$QD = \frac{\text{Longitud total de los fragmentos de muestra} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total muestreado}}$$

- Compresión simple, con mediciones de módulos de elasticidad.
- Peso volumétrico.

### **2.3.5 Pruebas de campo**

Las propiedades físicas y mecánicas de los suelos se determinarán con pruebas de campo, ensayos de laboratorio o una combinación de ambos.

Las pruebas de campo más comunes se presentan en la Tabla 2.8. Debido a la variabilidad de los suelos, las pruebas de campo deberán hacerse cuando menos por duplicado. Los equipos más comunes que se utilizan para medir in situ las propiedades ingenieriles de los suelos son el muestreador de tubo partido y el

penetrómetro de cono, los cuales ya se describieron en el inciso 2.3.2.2. A continuación, se presentan pruebas de campo adicionales:

a) Métodos directos para determinar la resistencia al corte.

Estos métodos se emplearán como complemento de las pruebas de laboratorio o cuando no sea posible recuperar muestras representativas.

Penetrómetro de bolsillo. Se usará para obtener la resistencia al corte de suelos cohesivos sin gravas durante la exploración de campo. Permite medir directamente la resistencia al corte de los suelos en condiciones no drenadas, para fines de clasificación. Se puede usar en los extremos de tubos Shelby, en muestras cúbicas o en las paredes de pozos a cielo abierto.

- Veleta de bolsillo (Torvane). Se empleará también para obtener en forma expedita la resistencia al corte de suelos cohesivos sin gravas. Se puede usar en los extremos de tubos Shelby, en muestras cúbicas o en las paredes de pozos a cielo abierto.
- Veleta de campo. Es de utilidad para determinar la resistencia al corte en zonas con depósitos de suelos muy blandos, difíciles de muestrear sin que se alteren sus propiedades. Las veletas pueden instrumentarse con celdas eléctricas.

b) Determinación del módulo de deformabilidad.

Prueba de placa. Se empleará la prueba de carga de placa como un indicador de la deformabilidad de los suelos y para complementar las pruebas de laboratorio. Las pruebas de este tipo se utilizarán en el campo para estimar el módulo de reacción de las subrasantes y el asentamiento de zapatas aisladas en suelos no cohesivos. En la Figura 2.10 se muestran resultados típicos de una prueba de placa y la interpretación de las gráficas carga-deformación obtenidas.

**Tabla 2.8 Pruebas de campo**

TIPO DE PRUEBA	TIPO DE SUELO		PROPIEDADES QUE SE PUEDEN DETERMINAR	OBSERVACIONES
	Se recomienda para	No se aplica en		
Prueba de penetración estándar	Arenas Arcillas (resultados poco confiables)		Evaluación cualitativa de la compactación. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo	Correlaciones N(golpes) vs $\phi$ N(golpes) vs $q_u$
Prueba de cono dinámico	Arenas y gravas	Arcillas	Evaluación cualitativa de la compactación. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo	
Prueba de cono estático	Arenas y arcillas		Evaluación continua de la compactación y resistencia de arenas y gravas. Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada de arcillas	La prueba es indicada para el diseño de pilotes en arena. En el caso de arcillas, complementar con muestreo inalterado.
Prueba de carga de placa	Arenas		Módulo de reacción de la subrasante. Capacidad de carga última	Estrictamente aplicable solo si el depósito es uniforme. Los efectos de escala se deben considerar en los otros casos
Prueba de veleta	Arcillas	Limos, arenas y gravas	Resistencia al corte no drenada, Cu	Se necesita cuidado especial sobre todo en arcillas fisuradas, estratificadas y muy plásticas
Prueba de permeabilidad	Arenas y gravas	Arcilla	Evaluación del coeficiente de permeabilidad	La prueba de carga variable en barrenos tiene poca precisión. Resultados confiables en un orden de magnitud sólo se tienen en pruebas de bombeo de larga duración a escala natural.

Presiómetro. El presiómetro es una sonda cilíndrica flexible que se introduce en una perforación. Inyectando agua en la sonda se aplica una presión radial creciente sobre la pared de la perforación (Figura 2.11). Se induce en esta forma un estado de deformación en el suelo que pasa sucesivamente de una etapa pseudoelástica a una etapa de deformaciones permanentes y, si la capacidad del equipo lo permite, a la falla. La prueba proporciona, por tanto, las características de deformabilidad asociadas a diferentes niveles de deformación y un valor límite de resistencia. Los parámetros que suelen medirse en esta prueba son el módulo presiométrico y la presión límite. Existen correlaciones que permiten estimar los asentamientos y la capacidad de carga de las cimentaciones a partir de estos parámetros (Refs. 17 y 18).

c) Determinación de la permeabilidad.

Las pruebas de permeabilidad de campo permiten evaluar la conductividad hidráulica de los suelos y rocas y son más representativas que las de laboratorio, ya que permiten tomar en cuenta las discontinuidades y heterogeneidades del material en el lugar. Los principales tipos de pruebas que pueden ser útiles para evaluar la permeabilidad del terreno de cimentación de tanques son las siguientes (Ref. 16).

- Pruebas de absorción en pozos de tipo Nassberg para determinaciones arriba del nivel freático.
- Pruebas de absorción en pozos de tipo USBR E-19 para determinaciones someras arriba o abajo del nivel freático.
- Pruebas tipo Lefranc para determinaciones profundas debajo del nivel freático.
- Pruebas tipo Lugeon para determinaciones en roca.
- Pruebas de bombeo.

B. Suelos de comportamiento especial.

A continuación se señalan ciertos tipo de suelos y rocas y algunas situaciones que requerirán de especial cuidado o de precauciones para lograr un buen diseño y comportamiento de las cimentaciones.

- Suelos expansivos. Los suelos expansivos se distinguen por presentar grandes cambios volumétricos al variar su contenido de agua. Los suelos que exhiben este comportamiento son, en su mayoría, arcillas montmoriloníticas. Para estimar el potencial de expansión de estos materiales se usará la prueba de saturación bajo carga en el consolidómetro unidimensional o la doble prueba de consolidación. Para identificar los suelos expansivos, se podrán usar los criterios de la Figura 2.12.
- Suelos colapsables. Los suelos colapsables presentan grandes reducciones de volumen al aumentar su contenido de agua aún sin cambio en las cargas externas que le sean aplicadas pues se depositaron originalmente en estado anómalamente suelto. Entre los suelos que presentan este comportamiento, pueden mencionarse los loess, las arenas ligeramente cementadas y los limos cuya matriz cementante es soluble, así como ciertos suelos graníticos residuales. Una característica común de los suelos colapsables es la presencia de granos gruesos sueltos unidos entre sí por fuerzas capilares que le dan una resistencia aparente en estado seco que dificulta su muestreo. Con estudios geológicos de detalle se podrán identificar los suelos potencialmente colapsables. La Figura 2.12 podrá también ser útil como guía para identificar el potencial de colapso, aunque los datos originales se refieren solamente a arenas arcillosas y arcillas arenosas encontradas en el oeste de los Estados Unidos. Para suelos cementados y suelos no plásticos es mejor usar criterios basados en los resultados de pruebas de colapso (Figura 2.13).
- Materiales solubles. Las calizas, dolomitas, anhidritas y el yeso se caracterizan por su solubilidad y como consecuencia por propiciar la formación

de cavernas y dolinas. Los indicios de solubilidad (cavernas de disolución, canales, cenotes, etc.) pueden detectarse con un reconocimiento geológico, con perforaciones u otros métodos geofísicos complementarios de la exploración directa.

- Rellenos artificiales. Un relleno artificial puede estar formado por un material granular extremadamente denso y colocado bajo condiciones controladas, por lo que resulta más uniforme. En el otro extremo puede estar constituido por una masa heterogénea de basura, cascajo, desperdicios y suelos de varios tipos, que resulta totalmente inapropiada como material de cimentación. Obviamente, podrán existir casos intermedios. A menos que se conozcan en detalle las condiciones y el control bajo el cual se construyó el relleno, deberá suponerse que es inadecuado para el desplante de cimentaciones.
- Zonas minadas. Los sitios localizados sobre o cerca de zonas minadas (por explotación de arena, grava, tepetate y otros materiales) pueden estar sujetos a movimientos bruscos del terreno y asentamientos diferenciales causados por el colapso del techo de las cavernas. Las investigaciones en este caso deberán ser muy completas. Se obtendrá toda la información existente sobre antiguas minas o socavones en la zona y, en caso de duda, se buscará localizar las oquedades mediante fotografías aéreas y sondeos. Se hará un levantamiento de todos los túneles y galerías detectados. En lo que se refiere a la utilización de métodos geofísicos para la detección de cavernas profundas, en poniente de la ciudad de México se han utilizado con éxito el de dipolo-dipolo y el georadar.

### 3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

#### 3.1 TIPOS DE CIMENTACIONES

Se recurrirá a cimentaciones superficiales a base de zapatas continuas, zapatas aisladas o losas cuando el subsuelo natural o estabilizado por uno de los métodos definidos en el Inciso 5 permita asegurar el cumplimiento de los requisitos fijados en el presente manual.

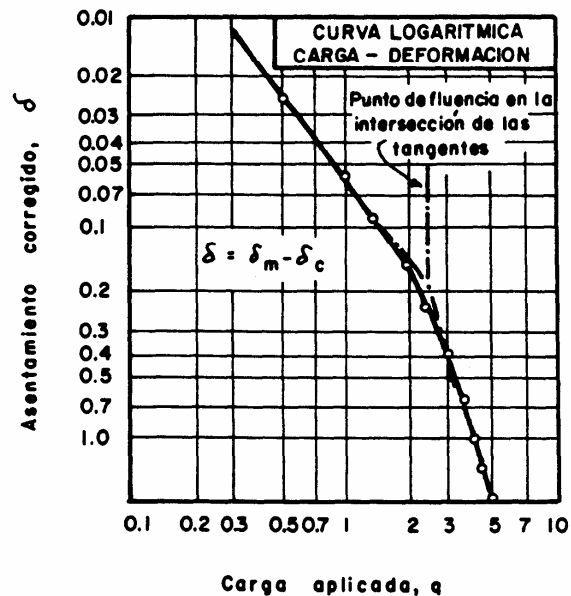
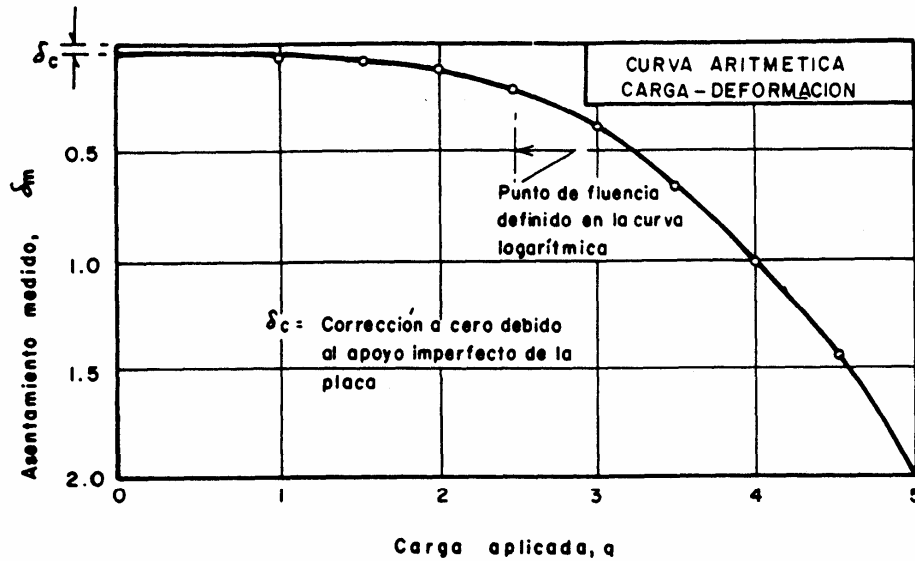


Figura 2.10 Resultados de una prueba de carga de placa

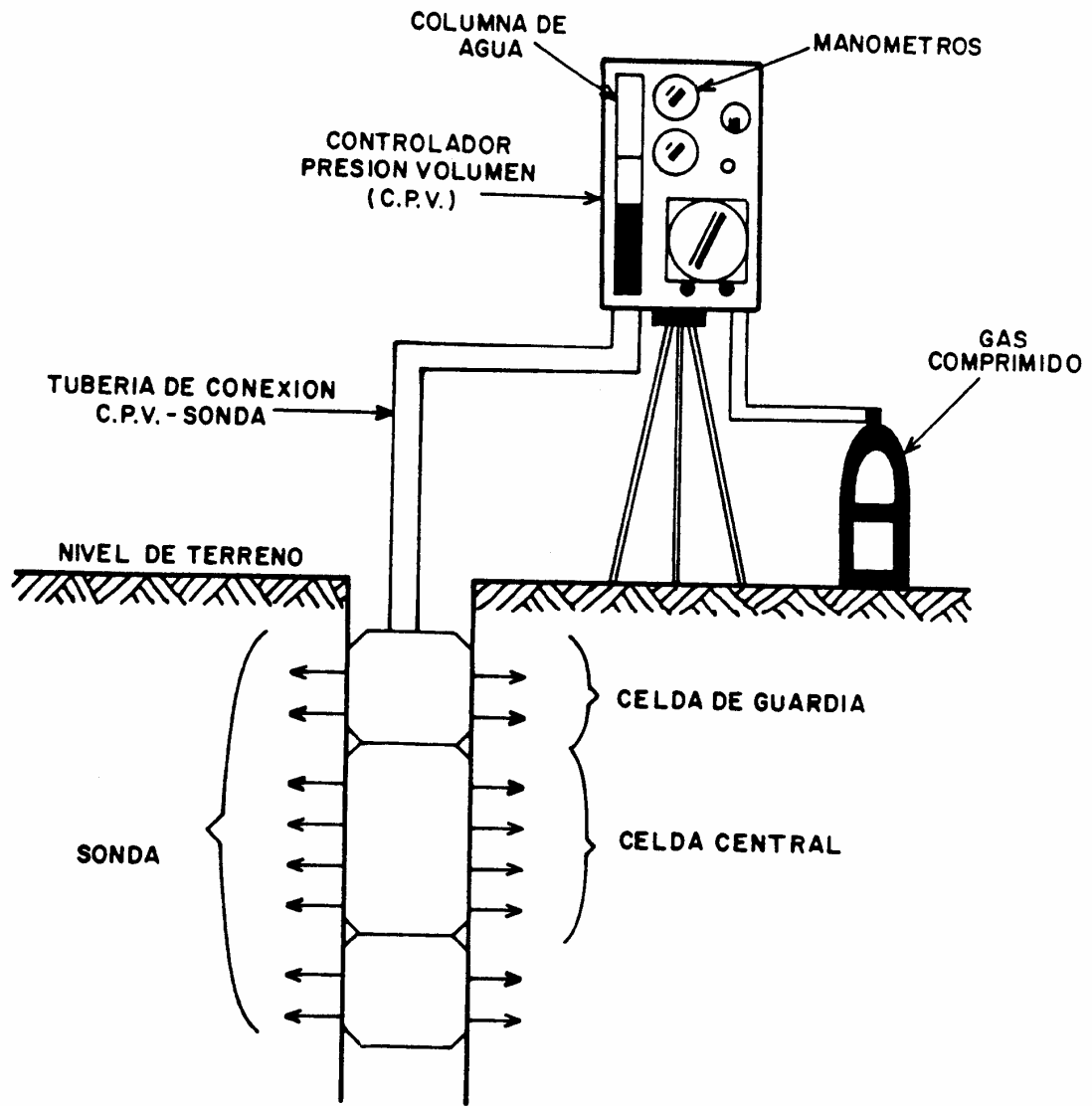


Figura 2.11 Presiómetro



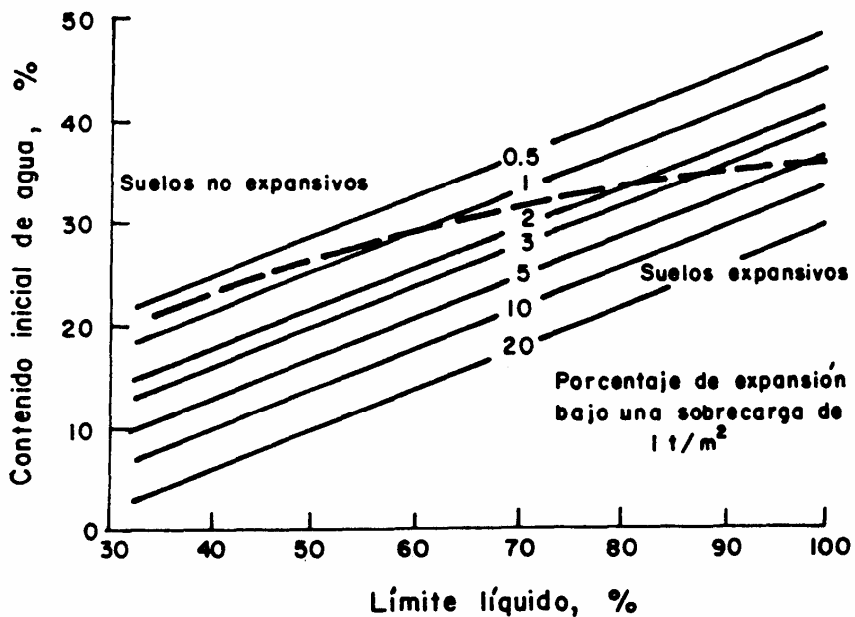
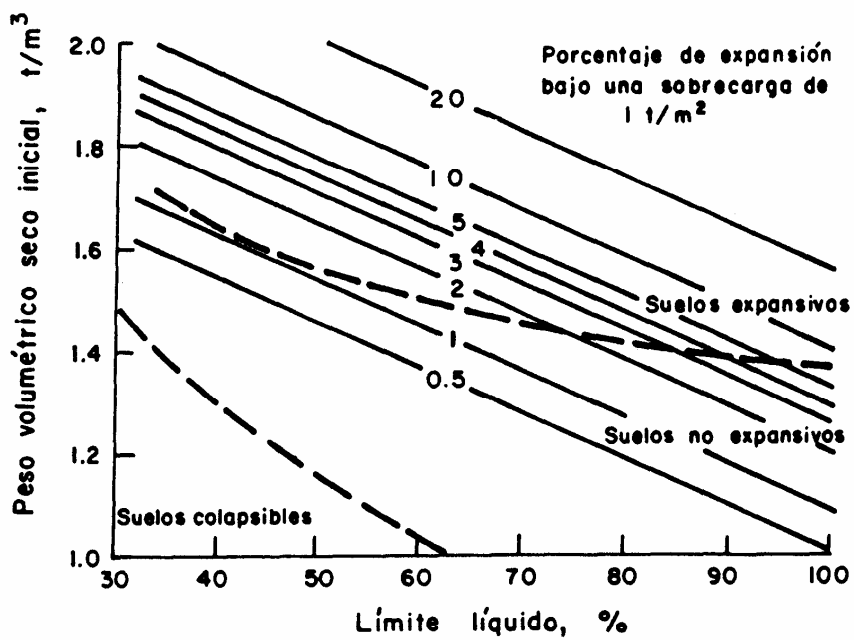
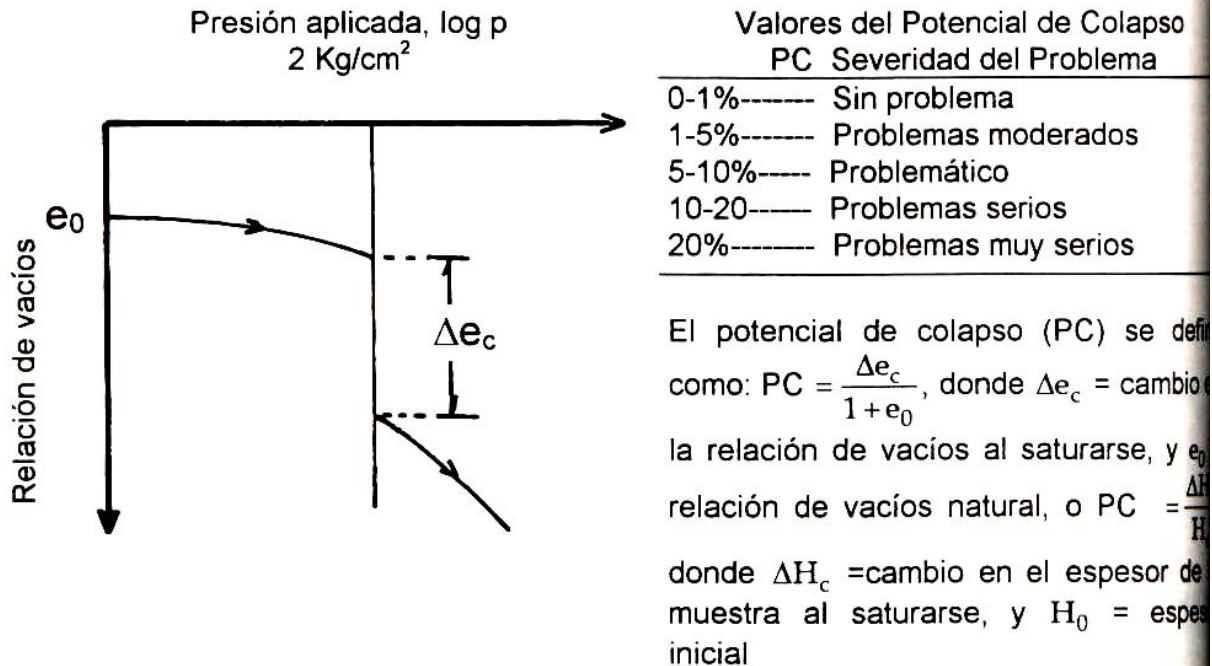


Figura 2.12 Evaluación cualitativa del potencial de expansión y colapso de un suelo



**Figura 2.13 Resultados típicos de una prueba de potencial colapso**

### 3.2 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

Para verificar la seguridad de una cimentación o elementos de la misma debe revisarse que, para distintas combinaciones de acciones y para los diversos mecanismos de falla posibles, la capacidad de carga de la cimentación, afectada por sus factores de resistencia, es mayor o igual que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio multiplicados por los factores de carga correspondientes.

También debe revisarse que, bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, no se rebase ningún estado límite de servicio.

#### 3.2.1 Estados límite de servicio

Los movimientos de las cimentaciones superficiales susceptibles de llevar a algún estado límite de servicio son principalmente los asentamientos inmediatos, al aplicar las cargas, los asentamientos o expansiones diferidas bajo acciones permanentes de larga duración, los asentamientos por compactación bajo acciones dinámicas y los asentamientos por colapso de ciertos tipos de suelos por saturación de los mismos.

### 3.3 CIMENTACIONES EN SUELOS

#### 3.3.1 Asentamientos

##### 3.3.1.1 Asentamientos inmediatos

Se estimarán los asentamientos inducidos inmediatamente al construir, llenar o vaciar el tanque, recurriendo a la teoría de la elasticidad. Si el subsuelo puede considerarse homogéneo e isótropo se emplearán las fórmulas siguientes:

a) Asentamiento en el centro de un área rectangular cargada

$$\Delta p = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} I_w \quad (2.3)$$

$I_w$  = factor de influencia obtenido de la tabla 2.9

$E$  = módulo de elasticidad del suelo,  $t/m^2$

$\nu$  = relación de Poisson del suelo

$\Delta p$  = asentamiento, m

$q$  = carga uniforme repartida al encontrarse lleno el tanque,  $t/m^2$

$B$  = dimensión lateral menor, m.

Tomando en cuenta que generalmente el suelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, con frecuencia será necesario recurrir al método de Steinbrenner (Ref. 21) para calcular este tipo de movimiento. De acuerdo con este método, el asentamiento  $\Delta p_d$  bajo una esquina de un área rectangular de carga uniforme  $q$  localizada en la superficie de una capa elástica de espesor  $D$  se calcula como sigue:

$$\Delta p_d = \frac{qB}{E} [(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2] \quad (2.4)$$

$\Delta p_d$  = asentamiento en la esquina A del área cargada, m

$q$  = carga uniforme repartida,  $t/m^2$

$B$  = ancho del área cargada, m.

$D$  = espesor del estrato, m

$E$  = módulo de elasticidad del estrato,  $t/m^2$

$\nu$  = relación de Poisson del estrato

$L$  = largo del área cargada, m

$F_1, F_2$  = factores de influencia, en función de  $D, L, B$  (factores de Steinbrenner, Figura 2.14)

**Tabla 2.9 Factor de influencia  $I_w$  para zapatas flexibles y rígidas de diferentes formas**

FORMA	CENTRO	FLEXIBLES		RÍGIDA
		ESQUINA	PROMEDIO	PROMEDIO
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
L/B=1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.30	1.20
5	2.10	1.05	1.83	1.70
10	2.54	1.27	2.25	2.10
100	4.01	2.00	3.69	3.40

• En el caso general, para cimientos flexibles de dimensiones  $L \times B$  se tendrá

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} L n \left[ \frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + L n \left[ \frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

para la esquina de la zapata y el doble para el centro. Para zapatas rígidas,  $I_w$  se reducirá en un 7% al valor medio.

El asentamiento en el centro del área puede obtenerse sumando los asentamientos en las esquinas de cuatro áreas de dimensiones iguales a la mitad de las de dicha área. Para un suelo estratificado constituido por  $n$  capas de características elásticas respectivas  $E_i$  y  $n_i$ , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad  $D_i$  (figura 2.15), el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta p_d = \Delta p_{d1}(E_1, v_1) + [\Delta p_{d2}(E_2, v_2) - \Delta p_{d1}(E_2, v_2)] + \dots + [\Delta p_{dn}(E_n, v_n) - \Delta p_{dn-1}(E_n, v_n)] \quad (2.5)$$

### 3.3.1.2 Asentamientos por consolidación

Se estimará la magnitud total y la evolución con el tiempo de los asentamientos por deformación volumétrica del subsuelo siguiendo los procedimientos indicados a continuación:

#### a) Magnitud de los asentamientos

En suelos cohesivos, los asentamientos finales se calcularán a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional realizada en el laboratorio por medio de la relación:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p H = m_v \Delta p H \quad (2.6)$$

$\Delta H$  = asentamiento de un estrato de espesor H

$\Delta e$  = variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzos  $\Delta p$  inducido a la profundidad z por la carga superficial, estimada a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

$E_0$  = relación de vacíos inicial a la profundidad z

$m_v$  = coeficiente de variación volumétrica

$a_v$  = coeficiente de compresibilidad

Una interpretación gráfica de la ecuación anterior se presenta en la Figura 2.16. Los incrementos de presión  $Dp$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la ayuda del diagrama de Newmark (Ref, 26).

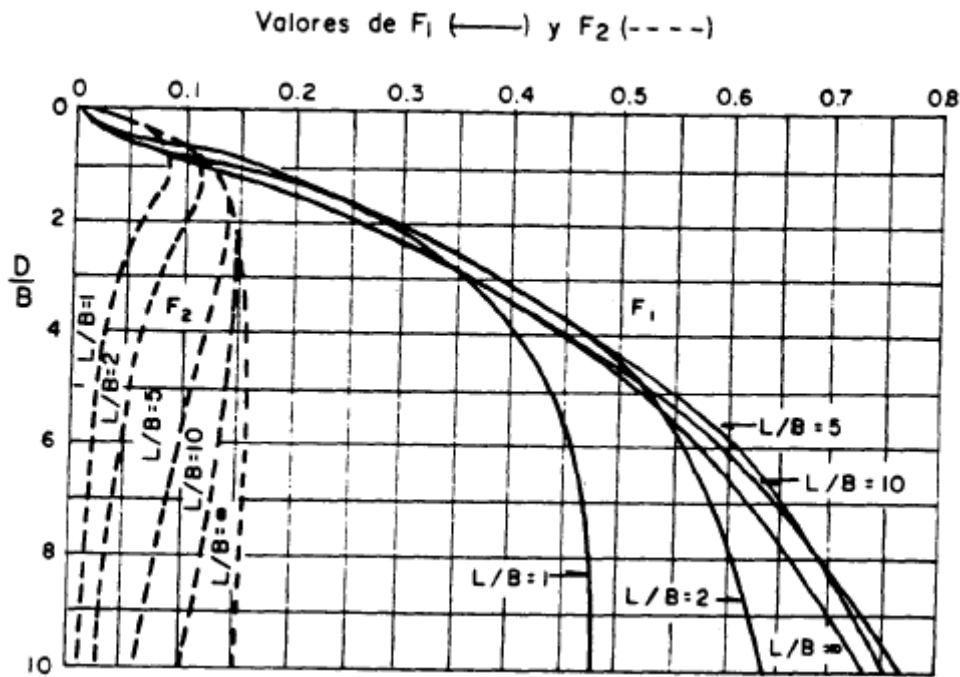


Figura 2.14 Factores de influencia (Steinbrenner)

En suelos no cohesivos, el asentamiento se calculará en forma similar a partir de la relación:

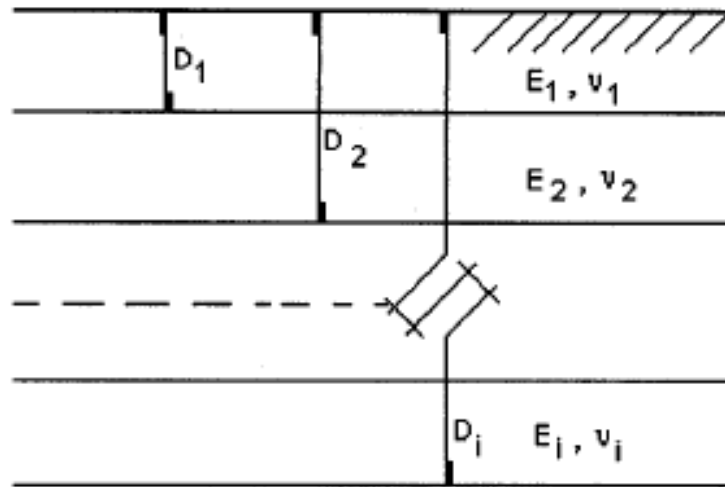
$$\Delta H = \int_0^H \frac{1}{C} \log \frac{P}{P_0} dz \quad (2.7)$$

donde:

$P_0$  = Presión efectiva inicial al nivel considerado

$P$  = Presión efectiva final al mismo nivel

$C$  = Índice de compresibilidad determinado a partir de la relación empírica  $C = 15N/P$ , siendo N el número de golpes/ 30 cm en la prueba de penetración estándar



**Figura 2.15 Medio estratificado**

b) Evolución de los asentamientos

En suelos cohesivos, los asentamientos a diferentes tiempos después de la construcción se estimarán en primera aproximación recurriendo a la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. Se empleará la relación:

$$(\Delta H)_t = (\Delta H)_\alpha U(T) \quad (\Delta H)_t = (\Delta H)_\alpha U(T) \quad (2.8)$$

donde:

$(\Delta H)_t$  = asentamiento en el instante t

$(\Delta H)_\alpha$  = asentamiento final calculado con la ecuación II.6

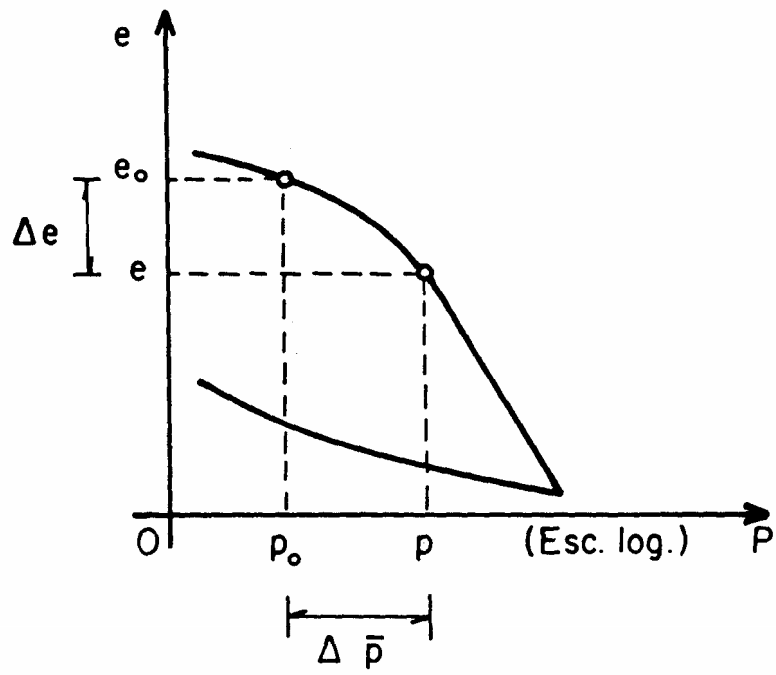
$U(T)$  = grado de consolidación obtenido de la forma indicada en la Fig. II.17 a partir del factor tiempo T.

T =  $C_v t / H^2$  = factor tiempo

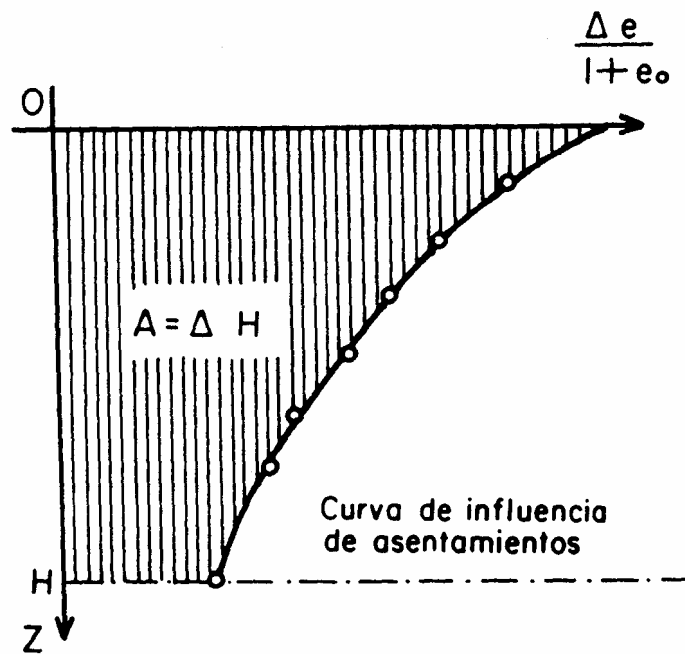
$C_v$  = coeficiente de consolidación determinado en el laboratorio

H = recorrido más largo del drenaje intersticial

Para una estimación más precisa del asentamiento, en particular en la periferia del tanque, se tomará en cuenta la influencia de la consolidación secundaria y del drenaje radial. En suelos no cohesivos se considerará que los asentamientos son inmediatos.



(a)



(b)

Figura 2.16 Cálculo de asentamientos por consolidación

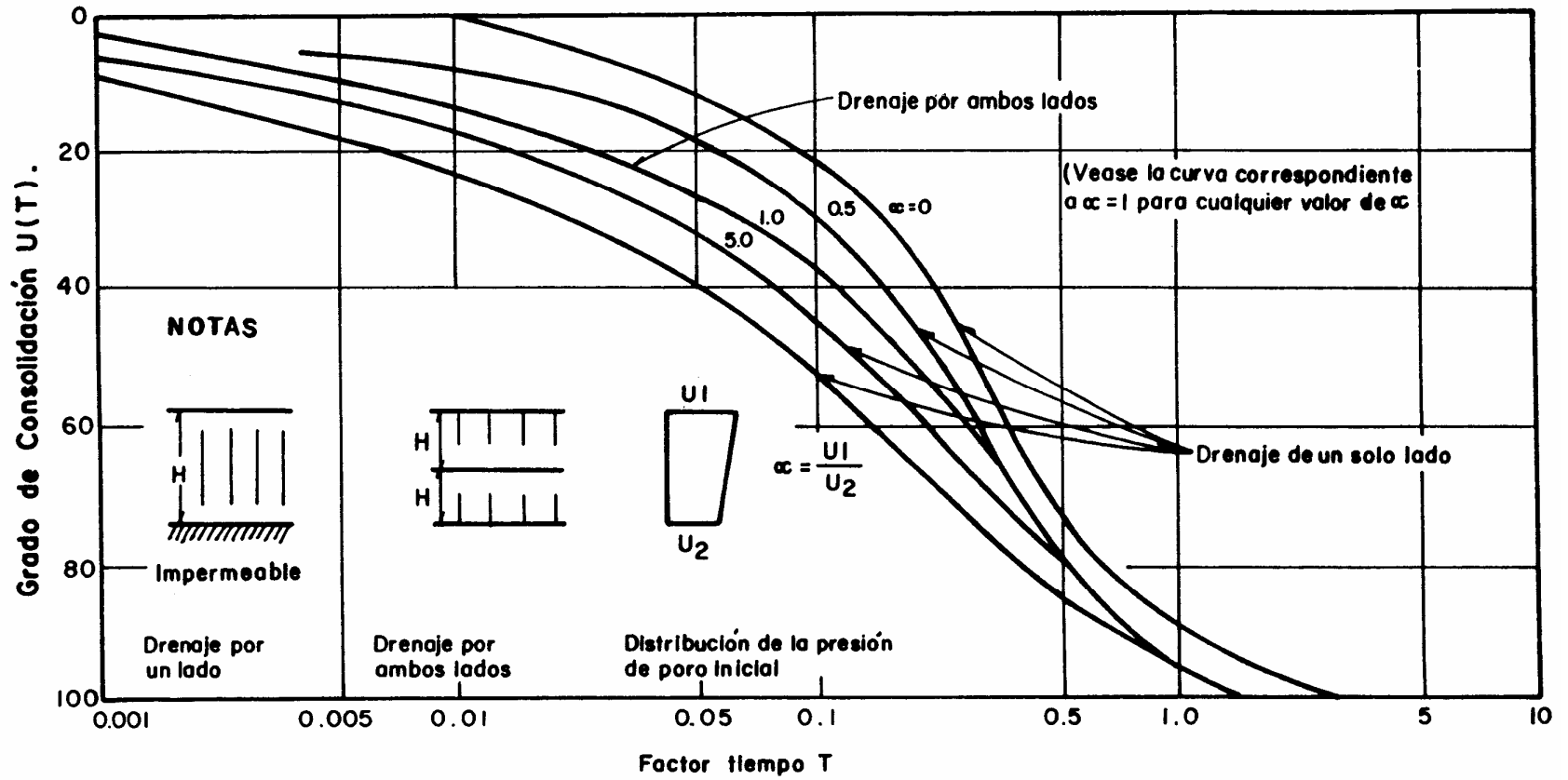


Figura 2.17 Grado de consolidación primaria en función del factor tiempo para drenaje vertical



### 3.3.2 Capacidad de carga

Para suelos suficientemente homogéneos, la capacidad de carga podrá estimarse recurriendo a la fórmula de Terzaghi para desplante en áreas rectangulares o circulares superficiales. Tomando en cuenta que la flexibilidad del fondo de los tanques impide la redistribución de esfuerzos, se considerará que la falla ocurre por corte local.

#### 3.3.2.1 Cimentaciones circulares

se tendrá:

$$q_d = (0.8cN'_c + 0.6\gamma_m r N'_\gamma) F_r \quad (2.9)$$

donde:

- $q_d$  = presión máxima admisible, en  $t/m^2$
- $c$  = cohesión del material, en  $t/m^2$
- $\gamma_m$  = peso volumétrico medio de los estratos afectados por la cimentación, en  $t/m^3$
- $r$  = radio del área circular de desplante, en m
- $N'_c$  y  $N'_\gamma$  = factores de capacidad de carga, (Tabla II.10) para falla local determinados a partir del ángulo  $\phi$  de fricción interna del material (Tabla II.2)
- $F_r$  = factor de reducción igual a 0.6

Los parámetros de resistencia del suelo  $c$  y  $\phi$  se determinarán por medio de pruebas de laboratorio representativas del estado de consolidación del suelo, considerando la carga que corresponda al tanque lleno y las condiciones de primer llenado.

Para materiales cohesivos, el ensaye representativo será una prueba triaxial no consolidada no drenada o una de compresión simple. En el caso de suelos sometidos a preconsolidación, los parámetros podrán ser definidos mediante una prueba consolidada-no drenada representativa de las condiciones de consolidación obtenidas. Para materiales no cohesivos, la resistencia considerada será la determinada en pruebas drenadas de resistencia al corte o en su defecto, la estimada a partir del estado de compacidad y la granulometría del material (Tabla 2.2).

En el caso de suelos estratificados, se verificará la estabilidad de la cimentación suponiendo que la falla pueda ocurrir a lo largo de superficies circulares o planas y recurriendo a métodos de análisis límite (Método Sueco, Bishop, o similares) dividiendo la masa deslizante en dovelas. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales. Los parámetros de resistencia de los diversos estratos se determinarán en la forma ya indicada anteriormente. En este análisis, para el cálculo del momento motor, se considerarán las cargas indicadas anteriormente. El momento resistente, afectado de un valor de reducción igual a 0.6 deberá ser mayor o igual que el momento motor calculado.

$$\begin{aligned} \text{Momento resistente} &= \Sigma(S_i)R \\ \text{Momento motor} &= \Sigma(T_i)R \end{aligned}$$

donde:

R = radio del círculo de falla

T<sub>i</sub> = componente tangencial del peso de la dovela i

S<sub>i</sub> = resistencia al corte en la base de la dovela i

λ longitud de la dovela i en su base

**Tabla 2.10 Coeficientes de capacidad de carga para falla local**

φ (°)	Nc'	Nq'	Ny'	Tan φ	φ (°)	Nc'	Nq'	Ny'	tan φ
0	5.14	1.00	0.00	0.00	26	13.11	5.26	4.07	0.33
1	5.30	1.06	0.05	0.01	27	13.73	5.66	4.53	0.34
2	5.46	1.13	0.10	0.02	28	14.39	6.10	5.03	0.35
3	5.63	1.20	0.15	0.03	29	15.10	6.58	5.60	0.37
4	5.81	1.27	0.21	0.05	30	15.87	7.11	6.24	0.38
5	5.99	1.35	0.27	0.06	31	16.69	7.69	6.96	0.40
6	6.19	1.43	0.34	0.07	32	17.59	8.33	7.77	0.42
7	6.39	1.52	0.41	0.08	33	18.56	9.03	8.69	0.43
8	6.60	1.62	0.49	0.09	34	19.61	9.82	9.73	0.45
9	6.82	1.72	0.57	0.11	35	20.75	10.69	10.91	0.47
10	7.05	1.83	0.67	0.12	36	22.01	11.66	12.26	0.48
11	7.30	1.95	0.76	0.13	37	23.37	12.74	13.81	0.50
12	7.55	2.07	0.87	0.14	38	24.87	13.96	15.58	0.52
13	7.82	2.20	0.99	0.15	39	26.53	15.32	17.62	0.54
14	8.10	2.35	1.11	0.17	40	28.35	16.86	19.98	0.56
15	8.40	2.50	1.25	0.18	41	30.36	18.60	22.71	0.58
16	8.72	2.67	1.40	0.19	42	32.60	20.57	25.90	0.60
17	9.05	2.84	1.57	0.20	43	35.10	22.82	29.62	0.62
18	9.40	3.04	1.75	0.22	44	37.89	25.40	33.99	0.64
19	9.77	3.24	1.95	0.23	45	41.03	28.35	39.14	0.67
20	10.16	3.47	2.17	0.24	46	44.56	31.76	45.24	0.69
21	10.58	3.71	2.41	0.26	47	48.56	35.72	52.50	0.71
22	11.02	3.97	2.68	0.27	48	53.11	40.33	61.19	0.74
23	11.50	4.25	2.97	0.28	49	58.31	45.72	71.66	0.77
24	12.00	4.56	3.30	0.30	50	64.29	52.08	84.34	0.79
25	12.54	4.90	3.67	0.31					

En el caso de tanques desplantados sobre un estrato de material blando confinado (Figura 2.18) se verificará, además, que no puede presentarse flujo plástico radial de dicho material. Para ello, se verificará que la presión P, aplicada al nivel de desplante, es menor que el siguiente valor:

donde:

$c$  = cohesión del material blando

$F_r$  = factor de reducción igual a 0.6

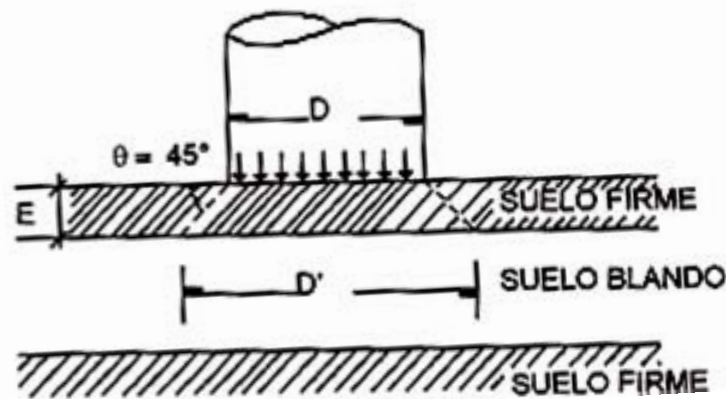
$P$  = presión aplicada al nivel de desplante

$D$  = diámetro del tanque

$D'$  =  $D+2E$  siendo  $E$  el espesor del suelo firme en el desplante (ver Figura 2.18)

### 3.3.2.2 Cimentaciones desplantadas en zapatas

Las zapatas consisten en una ampliación de la base de los elementos estructurales (muros o columnas) y pueden ser aisladas, corridas o una combinación de ambas. Deben desplantarse hasta una profundidad en la que el suelo se vea poco afectado por cambios volumétricos estacionales y no pueda ser sometido a erosión, principalmente si el suelo es arenoso o limoso. A la profundidad de desplante, el suelo debe, además, encontrarse libre de poros y cavidades ocasionados por plantas o animales.



**Figura 2.18 Tanque desplantado sobre un estrato de material blando confinado**

### 3.3.2.3 Cimentaciones desplantadas en losas corridas

El uso de losas de cimentación resulta generalmente apropiado cuando la suma de las áreas de las zapatas aisladas o corridas que serían necesarias para transmitir la carga, sobrepasa el 50 % del área total de la cimentación.

También puede usarse para reducir los asentamientos diferenciales y cuando el material que constituye el subsuelo de cimentación es heterogéneo.

Para la evaluación de la capacidad de carga admisible se considera falla local o general por cortante del suelo bajo las zapatas o losas corridas, por lo que se tendrá para la zapata aislada la proporcionada por la expresión siguiente:

$$q_u = 0.5 B\gamma N_\gamma + P'_v (N_q - 1) + cN_c \quad (2.11)$$

$$q_d = F_r q_u + P_v = (\sum QF_c)/A = P_v + [ 0.5 B\gamma N_\gamma + P'_v (N_q - 1) + cN_c ] F_r \quad (2.12)$$

y para la zapata corrida la siguiente:

$$q_u = B\{ 0.5 B\gamma N_\gamma + P'_v (N_q - 1) + cN_c \} \quad (2.13)$$

$$q_d = F_r q_u + B P_v = (\sum QF_c)/L = B\{ P_v + [ 0.5 B\gamma N_\gamma + P'_v (N_q - 1) + cN_c ] F_r \} \quad (2.14)$$

donde:

- $q_u$  = capacidad de carga última en  $t/m^2$  para zapatas aisladas y en  $t/m$  para zapatas corridas
- $\sum Q$  = suma de las acciones verticales resultado de la combinación considerada en toneladas
- $F_c$  = factor de carga considerado
- $q_d$  = capacidad de carga admisible en  $t/m^2$  y en  $t/m$  para zapatas corridas
- $A$  = área de la zapata o de la losa en  $m^2$
- $B$  = ancho de la zapata o de la losa en  $m$
- $L$  = largo de la zapata en  $m$
- $P_v$  = presión vertical total actuante a la profundidad de desplante alrededor de la zapata, en  $t/m^2$  ( $\gamma D_f$ )
- $P'_v$  = presión vertical efectiva a la misma profundidad de desplante, en  $t/m^2$
- $\gamma$  = peso volumétrico del suelo, en  $t/m^3$
- $D_f$  = profundidad mínima de desplante, en  $m$
- $N_\gamma$ ,  $N_q$  y  $N_c$  = factores de capacidad de carga, determinados a partir del ángulo  $\phi$  de fricción interna del material (Tabla II.2). El valor de  $N_c = N_{cs}$  para suelos puramente cohesivos ( $\phi = 0$ ), Fig. II.20
- $c$  = cohesión del suelo, en  $t/m^2$
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo
- $F_r$  = factor de resistencia (depende del grado de confiabilidad con que se estimen cada una de las solicitaciones consideradas). Tabla II.11.

Los valores de  $N_\gamma$ ,  $N_q$  y  $N_c$  para diferentes valores de  $\phi$  se encuentran en la Tabla II.12.

Los parámetros  $c$  y  $\phi$  que se deben considerar son los valores medidos de la cohesión y de la inclinación de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla de suelo en la prueba de resistencia que se considere más representativa de las condiciones de carga y drenaje del suelo in situ.

En arcillas, para la cohesión, se adoptará el valor medio de esta propiedad para el material localizado hasta una profundidad igual al ancho de la zapata, el ángulo de fricción interna se evaluará tomando en cuenta el estado de compactación del material in situ.

**Tabla 2.11 Factores de resistencia  $F_r$ , para zapatas**

Caso	$F_r$
Zapatas de colindancia cerca de las cuales es posible que se abran excavaciones	< 0.35
Zapatas en suelos heterogéneos susceptibles de contener grietas y oquedades	< 0.35
Zapatas sometidas a acciones predominantemente dinámicas	< 0.35*
Situaciones usuales	< 0.50
Cuando haya experiencia considerable en la zona	< 0.70

A menos que un estudio dinámico permita concluir que es aceptable un valor mayor y siempre que no exista un peligro claro de licuación.

No deben desplantarse cimentaciones en zapatas aisladas sobre limos, si se encuentran éstos en estado suelto. Para limos compactos, la capacidad de carga se obtendrá considerando el material como cohesivo o friccionante, de acuerdo con su plasticidad y su comportamiento en pruebas de laboratorio.

Para suelos gruesos (compactación relativa  $C_r$  menor de 70%) o blandos (resistencia a la compresión simple menor de 5 t/m<sup>2</sup>), los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  del material deberán modificarse como sigue:

$$c^* = 0.67 c$$

$$f^* = \tan^{-1} (k \tan \phi)$$

donde:

para arenas:

$$k = 0.67 + C_r - 0.75 C_r^2$$

$$k = 1$$

si  $0 < C_r < 0.70$

si  $C_r > 0.70$

y para otros suelos:

$$k = 0.67$$

Forma de la zapata. En caso de no cumplirse la condición geométrica  $B < L/5$ , los coeficientes  $N$ ,  $N_q$  y  $N_y$  se deben multiplicar por los factores de forma  $a_c$ ,  $a_q$  y  $a_y$  (Tabla 2.13). Uno de los factores que afecta la capacidad de carga es el peso volumétrico, parámetro que depende principalmente de la posición del nivel freático,

que se considera como la más alta prevista durante la vida útil de la estructura y bajo esta condición, los valores del peso volumétrico quedarán establecidos por las siguientes expresiones, las cuales están en función de la profundidad Z del nivel freático y del ancho de la cimentación B (Figura 2.19).

**Tabla 2.12 Coeficientes de capacidad de carga**

$\Phi(^{\circ})$	Ne,	Ng	Ny	$\tan \Phi$	$\Phi(^{\circ})$	Ne,	Ng	Ny	$\tan \Phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	2	22.25	11.85	12.4	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.11	32	35.49	23.18	30.21	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.70
10	8.34	2.47	1.22	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.21	38	61.35	48.93	78.02	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.27	41	83.86	73.90	130.21	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.29	42	93.71	85.37	155.54	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.31	43	105.11	99.01	186.53	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.32	44	118.37	115.31	224.63	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.34	45	133.87	134.87	271.75	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.36	46	152.10	158.50	330.34	1.04
21	15.81	7.07	6.20	0.38	47	173.64	187.21	403.65	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.40	48	199.26	222.30	496.00	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.42	49	229.92	265.50	613.14	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.45	50	266.88	319.06	762.86	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.47					

**Tabla 2.13 Factores de forma**

Forma de la base	Factores de forma		
	$a_c$	$a_q$	$a_y$
Rectangular	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan$	$1 - 0.4(13/L)$
Circular o cuadrada	$1 + (N/N_c)$	$1 + \tan$	0.60

si  $0 < Z < 13$

el peso volumétrico se considerará igual a:

$$y^* = y_m' + (Z/B)(Y_m - Y_m')$$

donde:

$y_m'$  = peso volumétrico sumergido del suelo

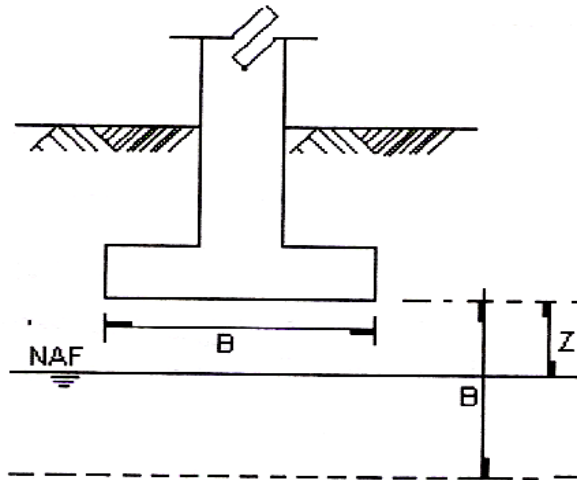
$y_m$  = peso volumétrico total correspondiente al contenido de agua mínimo del suelo arriba del nivel freático

si  $Z > B$

$$Y^* = Y_m$$

si  $Z < 0$  (nivel freático arriba del nivel de desplante)

$$Y^* = Y_m'$$



**Figura 2.19 Posición del nivel freático**

En suelos cohesivos, la capacidad de carga se puede evaluar con la expresión siguiente (Skempton):

$$q_d = (cN_c)/F_s + Y_m D_f \quad (2.15)$$

qd = capacidad de carga admisible en t/m<sup>2</sup>  
c = cohesión en t/m<sup>2</sup>  
NC = factor de capacidad de carga (Figura 2.20), depende de la relación D/B  
ym = peso volumétrico en t/m<sup>3</sup>  
D<sub>1</sub> = profundidad de desplante en m  
D = profundidad de entrada del cimiento al estrato duro en m (Figura 2.20)  
B = ancho del cimiento en m  
Fs = factor de seguridad (se recomienda un valor de 3)

#### 3.3.2.4 Susceptibilidad del subsuelo a la licuación

Se considerará susceptible a la licuación e inadecuado para desplante superficial de un tanque de regulación todo estrato superficial de arena fina uniforme o de limo poco plástico (índice de plasticidad  $I_p < 6$ ), en estado saturado, que presente una resistencia menor de 10 golpes/30 cm en la prueba de penetración estándar.

#### 3.3.2.5 Susceptibilidad del subsuelo al colapso

Se considerará susceptible al colapso bajo carga e inadecuado para desplante superficial de un tanque de regulación todo estrato de material limoso no saturado susceptible de llegar a saturación durante la vida útil de la estructura y tal que el coeficiente  $k_d$  definido a continuación sea menor de 0.5.

$$K_d = w_1 - w_0 / I_p \quad (2.16)$$

donde:

$w_1$  = contenido de agua en el límite líquido

$w_0$  = contenido de agua natural

$I_p$  = índice de plasticidad



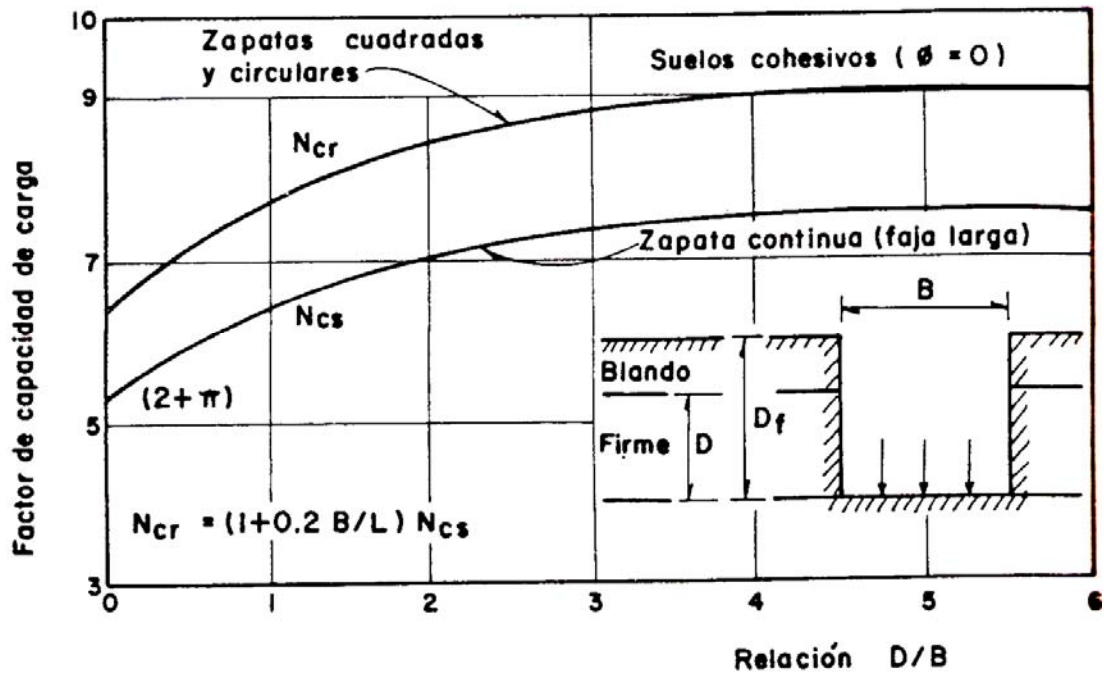


Figura 2.20 Factor de capacidad de carga en suelos cohesivos según Skempton

### 3.3.2.6 Estabilidad de la cimentación en presencia de subpresiones

Aun cuando deben tomarse todas las precauciones para evitar el desarrollo de subpresiones bajo el tanque mediante un sistema de subdrenaje, es conveniente que el diseño garantice que, en caso de que estas presiones lleguen a desarrollarse accidentalmente, no exista peligro de falla de la cimentación.

## 3.4 Cimentaciones en rocas

### 3.4.1 Capacidad de carga

En este tipo de material, el tipo de cimentación más adecuada son las zapatas, ya sean corridas o aisladas, dependiendo esto de la compresibilidad y de las probables deformaciones que se presenten en la estructura. En roca, el uso de la losa de cimentación es excepcional, salvo en estructuras especiales con requisitos de deformación muy estrictos.

Los requisitos generales, la consideración de las acciones, los estados límite de falla y de servicio y las recomendaciones para verificar la seguridad de las cimentaciones son, en general, los mismos que para la cimentación en suelos.

Los parámetros de la roca que mayor influencia tienen en el diseño de una cimentación en roca son la resistencia al corte y la resistencia a la compresión simple o no confinada.

### 3.4.1.1 Roca homogénea sana

Este tipo de material es, frecuentemente, más resistente y menos deformable que el concreto y por lo tanto, el cálculo de su capacidad es, a menudo, innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al 40% de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio.

### 3.4.1.2 Roca homogénea fisurada

Se considera que esta roca tiene una resistencia a la compresión igual o mayor a 10 kg/cm<sup>2</sup> y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando la roca reúne estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad. Sin embargo, cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, puede aplicarse la expresión siguiente:

$$q=KR_c \quad (2.17)$$

donde:

q = presión de contacto, en kg/cm<sup>2</sup>

RC = resistencia a la compresión uniaxial, en kg/cm<sup>2</sup>

K = coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la de los especímenes ensayados en el laboratorio la Tabla 2.14 da valores de K para diferentes espaciamientos de las discontinuidades.

**Tabla 2.14 Valores del coeficiente K**

Espaciamiento de las discontinuidades	K
Mayor de 3 m	0.40
De 1 a 3 m	0.25
de 0.3 a 1 m	0.10

### 3.4.1.3 Rocas con juntas verticales

Las juntas verticales de dos a diez centímetros, con o sin relleno de arcilla, no afectan la capacidad de carga de la roca. En este caso, la capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión no confinada de los bloques de roca separados por las juntas, o al cuarenta por ciento del valor promedio de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. Las juntas deben limpiarse y rellenarse con mortero de cemento y arena hasta una profundidad de cuatro o cinco veces su abertura. Si las aberturas son muy grandes, el relleno se efectúa con el llamado concreto dental.

#### 3.4.1.4 Rocas con juntas horizontales

Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales se recomienda realizar sondeos de exploración para verificar su presencia. En ocasiones, la roca que sobreyace las juntas más abiertas, que son las más cercanas a la superficie, puede excavarse económicamente para desplantar la cimentación a un nivel inferior más sano. Tomando en cuenta la posibilidad de este tipo de discontinuidades, se debe tomar como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. La presencia de estas juntas rellenas de materiales compresibles y de espesor variable, podría provocar asentamientos diferenciales de la estructura.

#### 3.4.1.5 Rocas con dos o más familias de juntas

En este tipo de material, el enfoque es semejante al descrito para rocas con juntas horizontales. Cuando la roca de la cimentación no ofrece una superficie perpendicular a las cargas aplicadas, sino que su estabilidad está asociada a la falla por deslizamiento de un bloque de roca, la estabilidad debe ser analizada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el bloque.

#### 3.4.1.6 Roca muy fisurada y alterada

Cuando la roca es homogénea en su fisuración, es decir, cuando sus discontinuidades son numerosas y orientadas al azar, o cuando está muy alterada o fragmentada, se debe considerar como una masa granular y diseñar la cimentación semejante al caso de lo considerado en suelos. La estimación de los parámetros de resistencia es generalmente difícil, por lo que es recomendable emplear los parámetros correspondientes a la fracción más alterada de la masa.

Para una estimación preliminar de la capacidad de carga pueden emplearse los valores de presiones admisibles de la Tabla 2.15. Estos valores proporcionan un grado de seguridad razonable contra la falla por corte y contra los asentamientos de zapatas aisladas.

Los valores establecidos en la mencionada tabla deben modificarse de acuerdo con las especificaciones siguientes:

- La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyan cargas vivas y de peso propio más cargas laterales permanentes, no deberá rebasar los valores de la Tabla 2.15.
- Puede permitirse un exceso de un tercio sobre las presiones admisibles, para cargas vivas transitorias de viento o sismo.
- Los zapatas en roca blanda o suelo deben desplantarse a una profundidad mínima de 50 cm.
- Emplear los valores de presiones de la tabla correspondientes a las rocas sanas compactas y medianamente compactas cuando se desplanta en la

superficie del terreno. Cuando se desplanta bajo la superficie del terreno se deberá agregar a los valores nominales un 30 % por cada metro de profundidad adicional.

- En zapatas que tengan cuando menos una dimensión lateral menor de 1 m, los valores de la tabla se aplicarán reducidos por un factor igual al ancho menor de la zapata en metros.

La presión admisible puede ser determinada con base en la compresibilidad de la roca bajo el nivel de desplante. Por otro lado, la compresibilidad de la roca depende en gran parte del número de juntas y zonas alteradas que se reflejan en el RQD; por tanto, uno de los criterios para la determinación de la capacidad de carga es aquel en el que se emplea el RQD (ver Tabla 2.16). Las cimentaciones basadas en este criterio no deben experimentar asentamientos mayores a 1 cm.

**Tabla 2.15 Valores nominales de presiones admisibles para zapatas**

Tipo de roca	consistencia en el sitio	Presiones admisibles kg/cm <sup>2</sup>	
		Intervalo normal	valor promedio recomendado
Rocas igneas y metamórficas cristalinas: granito, diorita basalto, gneiss, conglomerado cementado sano (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana y compacta	60 a 100.	80
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquistos (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana medianamente compacta	30 a 40	35
Rocas sedimentarias o intemperizadas: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación	Roca sana medianamente compacta	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo lutitas compactas sanas	Roca blanda	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda	2 a 6	4

**Tabla 2.16 Correlación entre presiones admisibles y RQD en macizos rocosos**

RQD %	Presión admisible k /cm
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

### 3.5 Cimentaciones bajo condiciones sísmicas

Para este análisis se considera la carga permanente, más acciones variables con intensidad instantánea combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y del 30% en la más favorable.

Considerando los esfuerzos inducidos por el sismo, la capacidad de carga de la última de las zapatas cercanas a las esquinas, que son las más esforzadas, debe cumplir con la expresión siguiente:

$$(q_u/F_s) = q_e + \Delta q_s \quad (2.18)$$

- $q_u$  = capacidad de carga última en t/m<sup>2</sup> y en t/m para zapatas corridas
- $q_e$  = esfuerzo estático medio en la zapata
- $\Delta q_s$  = incremento de esfuerzo por sismo en la zapata
- $F_s$  = factor de seguridad (mínimo 2)

$$\Delta q_s = M_{,,} \{ (x_i/l_y) + 0.3(y_i/|X|) \} \quad (2.19)$$

donde:

- $M_{,,}$  = momento de volteo
- $|X|, |Y|$  = momentos de inercia del conjunto de zapatas respecto a las direcciones larga y corta respectivamente
- $x_i, y_i$  = distancia al centro de la zapata en revisión, medida respecto al centroide de la cimentación, en las direcciones corta y larga respectivamente

Asimismo:

$$I_x = \sum (AZ_j y^2 + iX), \quad I_y = \sum (AZ_i x^2 + iy) \quad (2.20)$$

donde:

- $AZ_j$  = área de cada zapata del conjunto
- $I_x, I_y$  = momentos de inercia centroidales de cada una de las zapatas del conjunto con respecto a las direcciones corta y larga respectivamente

En el caso de que  $q_e - \Delta q_s < 0$ , se presentarán tensiones; aceptándose que éstas sean menores al 20% del incremento sísmico, se tendrá:

$$|q_e - \Delta q_s| \leq 0.2 \Delta q_s \quad (2.21)$$

Si esto no se cumple, será necesario modificar la geometría del conjunto de zapatas para aumentar los momentos de inercia, si aun con esto las tensiones siguen presentándose y son inadmisibles, deberá optarse por una cimentación con losa superficial corrida, dándosele a ésta, en lo que respecta a condiciones sísmicas, un tratamiento semejante al de las zapatas, con las siguientes consideraciones:

- |            |  |
|------------|--|
| $I_x, I_y$ | Momentos de inercia centroidales de la losa corrida con respecto a las direcciones corta y larga respectivamente.                  |
| $x_i, y_i$ | Distancia del borde más alejado, medida respecto al centroide de la cimentación, en las direcciones corta y larga respectivamente. |

## **4 CIMENTACIONES PROFUNDAS**

### 4.1 Tipos de cimentaciones profundas

#### **4.1.1 Pilotes de punta**

Los pilotes de punta son aquellos que, desplantados en un estrato resistente, transmiten la mayor parte de la carga a dicho estrato por medio de su punta.

#### **4.1.2 Pilotes de fricción**

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten la carga al subsuelo principalmente por fricción desarrollada a lo largo de su superficie lateral (fuste).

### 4.2 Análisis y verificación de la seguridad

Para verificar la seguridad de una cimentación o elementos de la misma debe revisarse que, para distintas combinaciones de acciones y para los diversos mecanismos de falla posibles, la capacidad de carga de la cimentación, afectada por sus factores de resistencia, es mayor o igual que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio multiplicados por los factores de carga correspondientes.

También debe revisarse que, bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, no se rebase ningún estado límite de servicio.

#### **4.2.1 Estados límite de servicio**

Los movimientos verticales inducidos por cimentaciones profundas y su evolución con el tiempo se estimarán recurriendo a los procedimientos definidos anteriormente.

Por medio de la teoría de la elasticidad, se calcularán los incrementos de esfuerzos en el suelo debidos a las cargas siguientes:

- Incremento neto de carga en el contacto suelo-subestructura.
- Cargas puntuales en el extremo de los pilotes.
- Fricción positiva actuante sobre los pilotes.
- Fricción negativa actuante, en su caso, en la subestructura y en los pilotes.

Para los cálculos anteriores se podrá seguir el procedimiento definido en la Ref. 37. Se verificará que los asentamientos calculados satisfacen los requisitos definidos en el presente manual.

## 4.3 Capacidad de carga

### 4.3.1 Pilotes individuales

La capacidad de carga  $Q$ , de un pilote individual se considerará igual a la suma de la capacidad por punta y de la capacidad por fricción, estimados en forma separada, y afectadas respectivamente por un factor de reducción igual a 0.3 y 0.6:

$$Q_r = 0.3C + 0.6C_f \quad (2.22)$$

Para pilotes cuya punta este localizada en material cohesivo (pilotes de fricción) se despreciará la capacidad por punta  $C_p$ . Si la punta está apoyada en material granular, el término  $C_p$  se calculará recurriendo a la fórmula de Meyerhof:

$$C_p = (y_m L N_q) A_p \quad (2.23)$$

donde:

$C_p$  = Capacidad por punta, en toneladas

$y_m$  = Peso volumétrico medio del suelo localizado arriba del nivel de la punta, en  $t/m^3$

$L$  = Longitud del pilote, en m

$N_q$  = Factor de capacidad de carga de Meyerhof (Figura 2.21)

Si la única información disponible es la de pruebas de penetración estándar, se considerará aceptable recurrir a las relaciones empíricas siguientes:

- a)  $C_p = 40 N_{ap}$  para pilotes hincados
- b)  $C_p = 15 N_{ap}$  para pilotes colados in situ

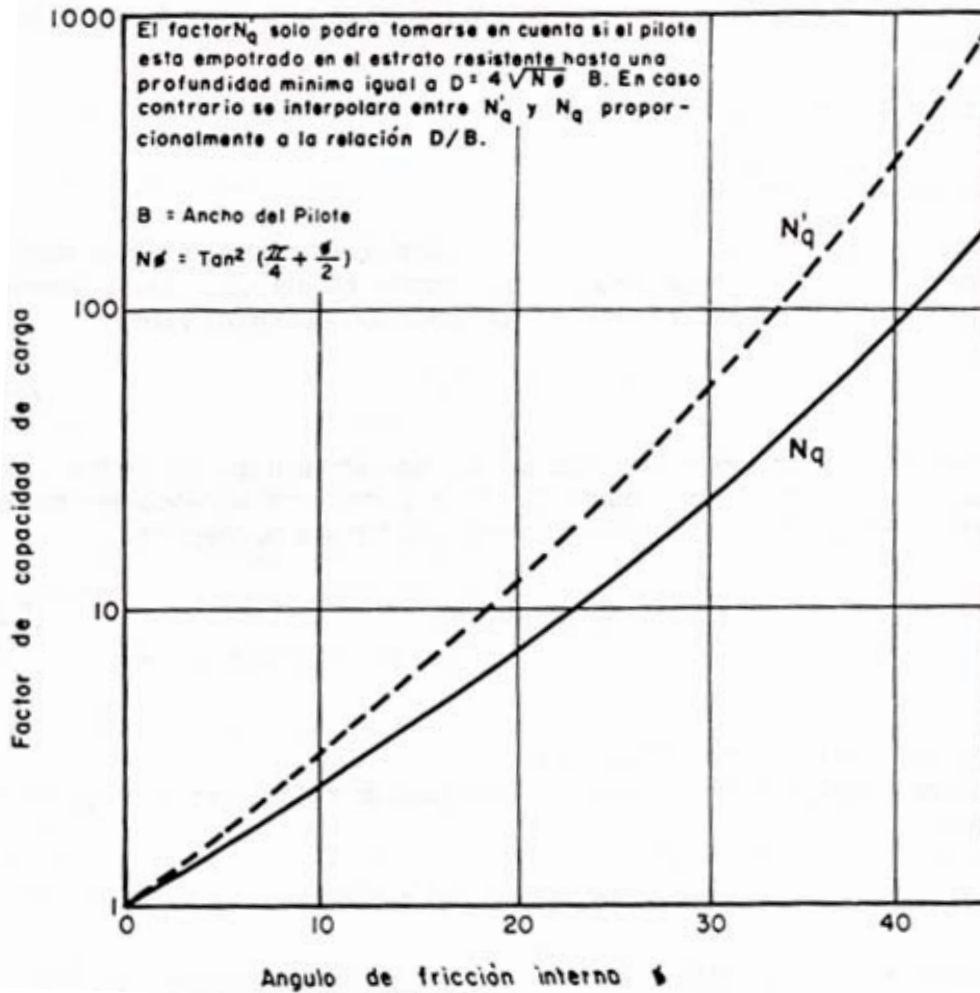
donde:

$C_p$  = capacidad por punta, t

$N$  = Número de golpes/30 cm en la prueba de penetración estándar al nivel de la punta del pilote

$A_p$  = Área de la base del pilote,  $m^2$





**Figura 2.21 Factor de capacidad de carga de Meyerhof**

La capacidad de punta podrá también estimarse a partir de los resultados de pruebas de cono (Ref. 36) o de presiómetro (Ref. 19).

La capacidad por fricción  $C$ , se calculará, para pilotes colocados en material cohesivo, multiplicando el área lateral del pilote por la adherencia disponible, la cual podrá estimarse en forma aproximada a partir de la cohesión en la forma indicada en la Tabla 2.17, determinada en prueba de compresión simple o triaxial no consolidada no drenada como:

$$c = q_u / 2 \quad (2.24)$$

**Tabla 2.17 Estimación de la adherencia pilote-suelo disponible a partir de la cohesión**

Tipos de pilote	Consistencia del suelo	Cohesión c 10 <sup>-2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	Adherencia f 10 <sup>-2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Madera y concreto	Muy blanda	0-12	0-12
	Blanda	12-25	12-23
	Poco dura	25-50	23-37
	Dura	50-100	37-47
	Muy dura	100-200	47-64
Acero	Muy blanda	0-12	0-12
	Blanda	12-25	12-22
	Poco dura	25-50	24-34
	Dura	50-100	34-35
	Muy dura	100-200	35-37

En el caso de pilotes colocados en material no cohesivo, el término C, se estimará considerando que la adherencia desarrollada tiene una variación lineal desde 0 en la superficie hasta una profundidad z igual a veinte veces el diámetro del pilote, profundidad en la cual alcanza un máximo igual a

$$f_z = k_0 \gamma_m z \tan \delta \quad (2.25)$$

donde:

$f_z$  = adherencia disponible a la profundidad z

$\gamma_m$  = peso volumétrico medio del suelo localizado arriba del nivel z

$k_0$  = coeficiente de presión de reposo cuyo valor podrá considerarse igual a 0.7

$\delta$  = ángulo de fricción pilote-suelo cuyo valor podrá considerarse igual a 2/3 de  $\Phi$   
Siendo  $\Phi$  el ángulo de fricción interna del material.

Si sólo se dispone de la información obtenida en pruebas de penetración estándar, la adherencia podrá considerarse constante a lo largo del pilote e igual a:

$f$  = 0.2N (con máximo de 10 t/m<sup>2</sup>) para pilotes hincados

$f$  = 0.6N (con máximo de 4 t/m<sup>2</sup>) para pilotes colados in situ

donde:

$f$  = adherencia, en t/m<sup>2</sup>

N = Número de golpes/30 cm en una prueba de penetración estándar a lo largo del fuste.

### 4.3.2 Grupo de pilotes

La capacidad de carga de un grupo de pilotes se considerará igual al menor de los dos valores: (1) la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales; (2) la capacidad de carga de un bloque o zapata de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.

La capacidad de carga última de un grupo de pilotes comportándose como bloque monolítico se estimará por medio de la relación:

$$Q_g = [(q_d - P_v)A_g + D_f P_g f] [F_y + P] A_g \quad (2.26)$$

donde:

$Q_g$  = capacidad de carga de grupo de pilotes, en toneladas

$q_d$  = presión límite al nivel de la punta de los pilotes, en t/m<sup>2</sup>

$P_v$  = presión vertical total actuante, antes de la construcción, al nivel de la punta de los pilotes, en t/m<sup>2</sup>

$A_g$  = área piloteada, en m<sup>2</sup>

$P_9$  = perímetro del área piloteada, en m  $f$  = adherencia lateral estimada en la forma indicada en el inciso anterior, en t/m<sup>2</sup>  $D_f$  = profundidad de desplante, en m

$F_r$  = factor de reducción igual a 0.6

Para pilotes de fricción en material cohesivo, la presión admisible  $q_d$  al nivel de la punta podrá calcularse por medio de la relación de Skempton siguiente:

$$q_d = cN \quad (2.27)$$

donde:

$q_d$  = presión admisible, en t/m<sup>2</sup>

$c$  = cohesión del material, en t/m<sup>2</sup>

$N_C$  = coeficiente de Skempton, cuyo valor puede obtenerse de la Fig. 11.20.

En el caso de material friccionante, se recurrirá a la fórmula de Terzaghi. Para un área piloteada circular se tendrá:

$$q_d = 1.2cN + \gamma_m D_f N_9 + 0.6 \gamma_m r N_r \quad (2.28)$$

donde:

$q_d$  = presión admisible, en t/m<sup>2</sup>

$c$  = cohesión del material, en t/m<sup>2</sup>

$r$  = radio del área circular, en m

$D_f$  = profundidad de desplante, m

$N_e, N^f, N_q$  = factores de capacidad de carga (Tabla 11.16)

$\gamma_m$  = peso volumétrico medio del suelo

#### 4.4 Verificación de la estabilidad

Para verificar la estabilidad de una cimentación sobre pilotes se tiene que comprobar que:

$$W < Q_p \quad (2.29)$$

donde:

$W$  = peso del tanque de regulación lleno, más la presión hidrodinámica sobre el fondo, afectados de sus respectivos factores de carga, en toneladas.

$Q_p$  = capacidad de carga de los pilotes, considerada igual al menor de los valores  $Q_9$  y  $nQ_n$ , siendo  $n$  el número de pilotes.

Para cimentaciones rígidas sobre pilotes de punta, atravesando estratos de material compresible en proceso de consolidación se sumará a las cargas consideradas anteriormente la fricción negativa desarrollada a lo largo de los fustes, debiendo verificarse que:

$$0.3C_p > W + C_f \quad (2.30)$$

donde:

$W$  = peso del tanque de regulación lleno, más la presión hidrodinámica sobre el fondo, afectados de sus respectivos factores de carga, en toneladas

$C_p$  = capacidad de carga de los pilotes por punta, en toneladas

$C_r$  = capacidad de carga de los pilotes por fricción, en toneladas

En estos casos, se tomarán las precauciones necesarias para que la emersión del tanque respecto al suelo circundante no interfiera con su funcionamiento.

En el caso de que las capacidades de carga por punta y por fricción hayan sido determinadas por medio de una prueba de carga, el factor de resistencia aplicado a la capacidad por punta podrá ser aumentado, modificándose la desigualdad anterior como sigue:

$$0.6C_P > W + C_r \quad (2.31)$$

#### 4.5 Cimentaciones bajo condiciones sísmicas

La distribución preliminar de pilotes obtenida utilizando como guía las concentraciones de carga, estimadas éstas a través del análisis estructural, es la base para el diseño por sismo. Para esto se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la más favorable, para que con estas condiciones se definan las zonas más esforzadas de la cimentación, en las cuales se presentan las compresiones y tensiones máximas que rigen el diseño.

Para pilotes de fricción los esfuerzos de compresión (Figura 2.22) inducidos por el sismo se analizarán los que se encuentren en la cuarta parte más esforzada de la cimentación, teniéndose que cumplir la expresión siguiente proveniente de la fórmula de la escuadria:

$$(nQ_f / F_s) = nQ_e + E n_i Q_{s_i}; \quad (2.32)$$

donde:

- $F_s$  = factor de seguridad
- $Q_r$  = capacidad de carga última de los pilotes individuales
- $Q_8$  = carga estática por pilote
- $Q_{s_i}$  = incremento de carga por sismo en cada uno de los pilotes del eje  $i$
- $n$  = número de pilotes en la cuarta parte de la cimentación que se analice
- $n_i$  = número de pilotes en el eje  $i$

$$Q_e = W/N \quad (2.33)$$

$$Q_{s_i} = IVI_{i,} \{ (x_i / I_Y) + 0.3(y_i / I_x) \} \quad (2.34)$$

con:

- $W$  = carga total de la estructura  $N$  = número total de pilotes
- $IVI$  = momento de volteo
- $I_X, I_y$  = momentos de inercia del conjunto de pilotes respecto a las direcciones larga y corta respectivamente
- $x_i, y_i$  = distancia al eje  $y$  y de pilotes en revisión, en las direcciones corta y larga respectivamente

Para un conjunto de pilotes de igual sección:

$$I_X = E n_i y_i^2, \quad I_Y = E n_i x_i^2 \quad (2.35)$$

El factor de seguridad se recomienda sea mayor de 1.3, ya que la rigidez de la estructura permitirá una redistribución de esfuerzos en esta zona, alcanzándose, en conjunto, niveles de seguridad adecuados.

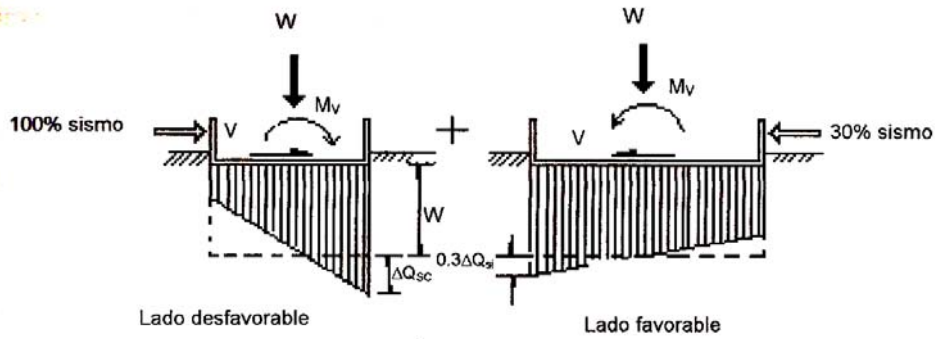
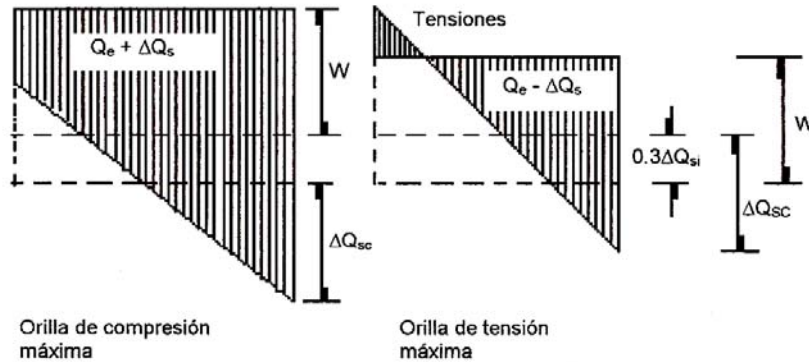


Diagrama de esfuerzos en las orillas donde se presente la tensión y compresión máxima



**Figura 2.22 Esfuerzos sísmicos en la cimentación considerando el tanque con un comportamiento de cuerpo rígido**

a) Tensiones inducidas por sismo

La zona de la cimentación donde se presentan este tipo esfuerzos (Figura 2.22), es donde los pilotes cumplen con la desigualdad siguiente:

$$Q_e < Q_{si} \quad (2.36)$$

En este subgrupo de pilotes deberá verificarse el Fst (factor de seguridad a la tensión inducida por sismo), mediante la expresión:

$$F_{st} = 1 + n_t Q_f / (n_t Q_e - E n ; Q_s) \quad 1 > 1.7 \quad (2.37)$$

Donde  $n_t$  es el número de pilotes sujetos a tensión; asimismo, es necesario comprobarse que el Fst en el pilote más esforzado sea mínimo 2.

## 4.6 Pruebas de carga

Los valores de la capacidad de carga de cimentaciones sobre pilotes o pilas calculados deberán ser comprobados mediante pruebas de carga in situ en los casos siguientes:

- Quando no exista experiencia relativa a la capacidad de carga de pilotes de fricción en la zona bajo estudio, en particular tratándose de arenas, arcillas sobreconsolidadas o materiales estratificados.
- Quando la experiencia existente sobre el valor de la capacidad de carga de pilotes por fricción en la zona bajo estudio se refiera a un procedimiento de colocación diferente al que se piensa utilizar (hincado, con perforación previa, por métodos vibratorios, colado in situ, etc.), a un tipo de pilote de fricción diferente del proyectado (cilindros de concreto, tubos de acero, vigas H de acero estructural, etc.).
- Quando se tengan indicios de que la capa dura sobre la cual descansarán los pilotes de punta es heterogénea.
- Quando se desee diseñar la cimentación con un margen de seguridad inferior al especificado para estimaciones puramente analíticas.

En una prueba de carga, la falla se considerará alcanzada para un desplazamiento del pilote igual a un décimo de su diámetro; la carga correspondiente afectada de un factor de reducción igual a 0.6 se considerará igual a la capacidad de carga  $Q_c$  del pilote. Para pilotes de punta y mixtos se intentará separar la capacidad de punta  $C_P$  de la capacidad por fricción  $C_r$  recurriendo al método indicado o procediendo a una doble prueba: la primera con un pilote apoyado en el estrato resistente y la segunda con un pilote desplantado arriba de dicho estrato.

## 4.7 Asentamientos

### 4.7.1 Asentamientos inmediatos

En el caso de pilotes de fricción, los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables respecto a los movimientos diferidos. En los pilotes apoyados en estratos resistentes, estos asentamientos pueden estimarse como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad del suelo y del pilote.

$$\delta = \frac{\sum QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \nu^2) \quad (2.38)$$

donde:

$E_Q$  = combinación de carga más desfavorable (por pilote)

$L$  = longitud del pilote

$E_C$  = módulo de elasticidad del pilote

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote

$E_S$  = módulo de elasticidad del estrato de apoyo (ver Tabla 2.6)

$\nu$  = relación de Poisson del estrato de apoyo (ver Tabla 2.7)

Si existe fricción negativa, el incremento de asentamiento correspondiente se calculará incluyendo en EQ la carga por fricción negativa.

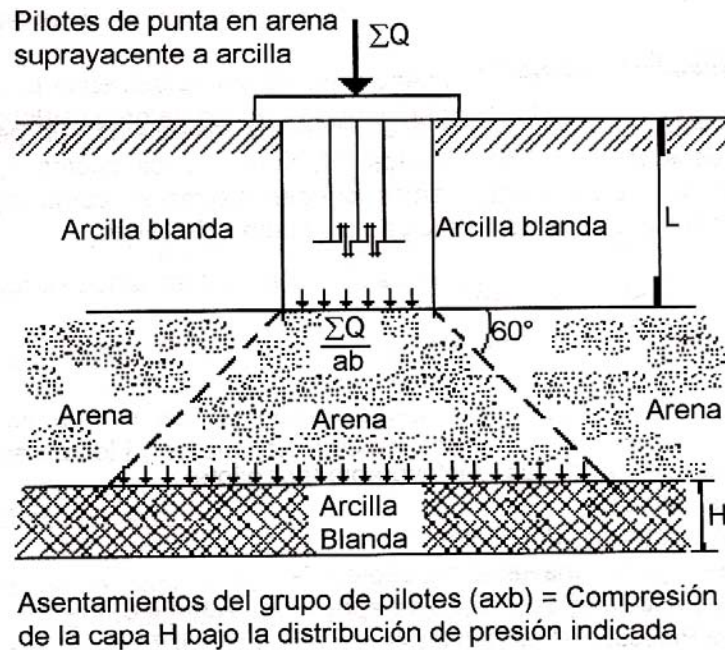
#### **4.7.2 Diferidos**

El cálculo de los asentamientos se realizarán en forma semejante a los calculados para las cimentaciones superficiales, considerando para ello la distribución de esfuerzos especificadas en las Figuras 2.23 y 2.24 para diferentes tipos de pilotes y de configuraciones estratigráficas. Cuando exista fricción negativa, los movimientos de interés serán los relativos a la cimentación-zona circundante. En este caso, deberán analizarse la consolidación local bajo cargas estructurales y la del estrato en proceso de consolidación, y calcularse el movimiento aparente resultante.



## 5 MEJORAMIENTO DEL SUELO

Cuando las condiciones de capacidad de carga y deformabilidad no sean los adecuados y se provoquen posibles comportamientos que pongan en riesgo la seguridad de la estructura, habrá que mejorar los parámetros que incidan directamente sobre las condiciones antes mencionadas, lo cual se logrará con un mejoramiento del subsuelo de cimentación.



**Figura 2.23 Distribución de presiones en la masa del suelo**

### 5.1 Criterios para la selección de técnicas de estabilización

La estabilización del suelo puede constituir, en ciertas condiciones, una mejor opción que el uso de cimentaciones profundas. Lo anterior es particularmente cierto en el caso de los tanques para almacenamiento de agua debido a que la carga se encuentra repartida uniformemente. La selección del método más adecuado deberá basarse en un análisis de los méritos respectivos de las diferentes técnicas disponibles. Algunos elementos a tomar en cuenta en esta decisión se presentan en la Tabla 2.23.

## 5.2 Preconsolidación del subsuelo

### 5.2.1 Precarga

Es posible mejorar las características mecánicas de los suelos finos aumentando su grado de consolidación por precarga. Esta técnica consiste en colocar sobre el terreno una carga igual a la carga definitiva, eventualmente aumentada de una sobrecarga, que tiene los efectos siguientes:

- inducir el desarrollo rápido de los asentamientos de consolidación primaria.
- inducir rápidamente la aparición y el desarrollo de asentamientos de consolidación secundaria.
- aumentar la cohesión no drenada del suelo

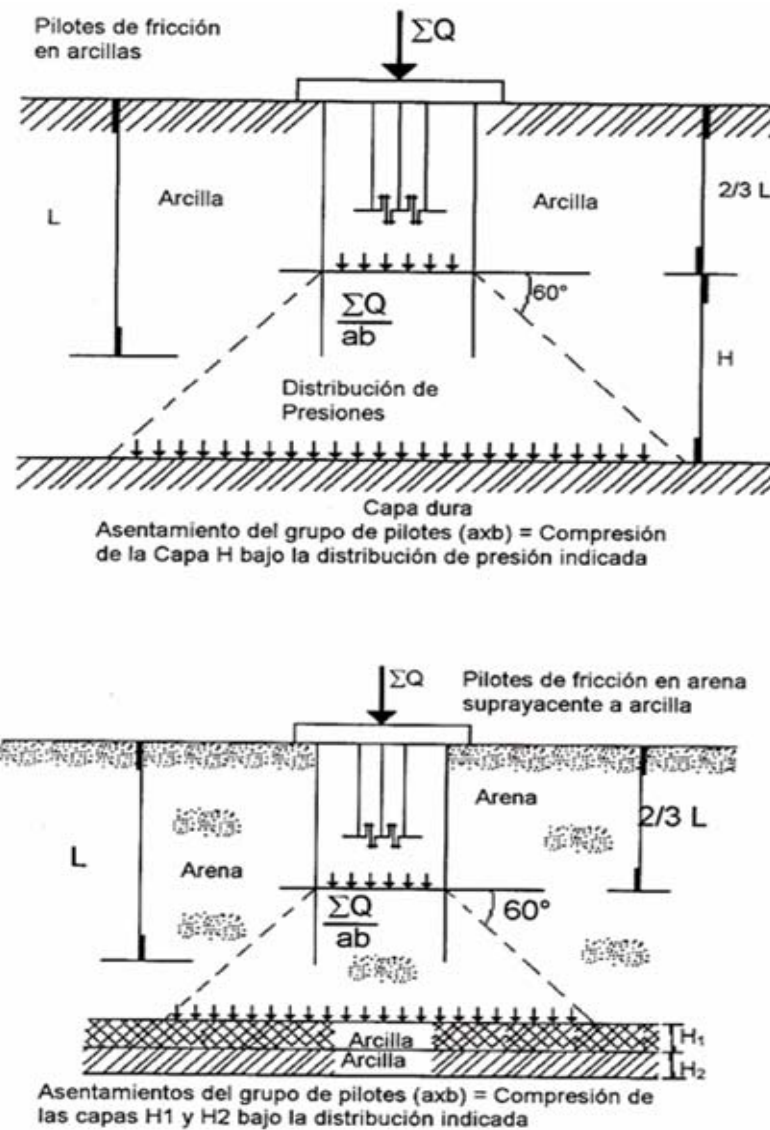


Figura 2.24 Distribución de presiones en la masa del suelo

**Tabla 2.18 Comparación relativa de diferentes métodos de mejoramiento del suelo**

Método	Nivel técnico contratista	Plazo de ejecución	Tiempo para lograr estabilización	Efecto sobre el medio ambiente	Gasto de energía	Costo relativo
Precarga sola	B	B-M	M-A	B	B-M	B
Precarga con drenes verticales	M	M	M	B	M	M
Carga con peso propio del tanque	M	B	M-A	B	B	B
Sustitución	B	M	B	M	M	M
Compactación dinámica	M	B	B	M-A	M	M
Inyecciones	M	M	B	B-M	M	M
Jet-Grouting	A	B-M	B	B-M	A	A
Columnas balastadas	A	B-M	B	M	M	M-A
Columnas de cal	A	B-M	M	M	M	A
Vibrocompactación	A	B-M	B	M	M	M-A

Leyenda: B = bajo; M = mediano; A = alto

Este último efecto se logra mediante una construcción por etapas y resulta útil cuando la resistencia inicial del suelo es insuficiente para soportar la estructura definitiva sin que se presente la falla. Cada etapa conduce a un mejoramiento del suelo que permite la realización de la etapa siguiente.

El aumento del grado de consolidación del suelo se logra incrementando el esfuerzo efectivo dentro del mismo, lo cual puede obtenerse aumentando el esfuerzo total o disminuyendo la presión intersticial. El mejoramiento de los suelos finos consiste, por tanto, en actuar sobre alguno de estos factores o sobre los dos simultáneamente. El principio de los diferentes métodos se presenta en las Figuras 2.25 y 2.26 y en las Tablas 2.19 y 2.20.

Para verificar la eficiencia de la precarga será necesario medir la evolución de los asentamientos y de las presiones intersticiales a diferentes niveles durante el proceso y la resistencia al corte no drenada del suelo al terminar el tratamiento.

### 5.2.2 Precarga con sistema de drenaje

Se podrá aumentar la eficiencia de la precarga instalando previamente un sistema de drenaje constituido por drenes verticales o trincheras drenantes (Fig. 11.27). El sistema, inicialmente inerte, se vuelve activo cuando se carga el suelo. Su principal objetivo es acelerar la evolución de la consolidación bajo precarga, sin embargo, los drenes contribuyen asimismo a reforzar el suelo.

Los drenes verticales podrán ser de arena o prefabricados (cartón o plástico). Para el diseño de sistemas de drenes, podrá recurrirse a los conceptos de las Ref. 4 y 15.

La experiencia ha mostrado que los drenes son poco eficientes cuando el suelo contiene una proporción significativa de materia orgánica.

### **5.2.3 Uso del peso propio del tanque**

La carga del terreno obtenida llenando el recipiente es delicada, ya que la deformación del terreno puede ser no uniforme, especialmente si el terreno es heterogéneo. Esta solución solamente es aceptable si la estructura no es sensible a asentamientos diferenciales y si la presencia de asentamientos de este tipo no impide el funcionamiento normal del tanque.

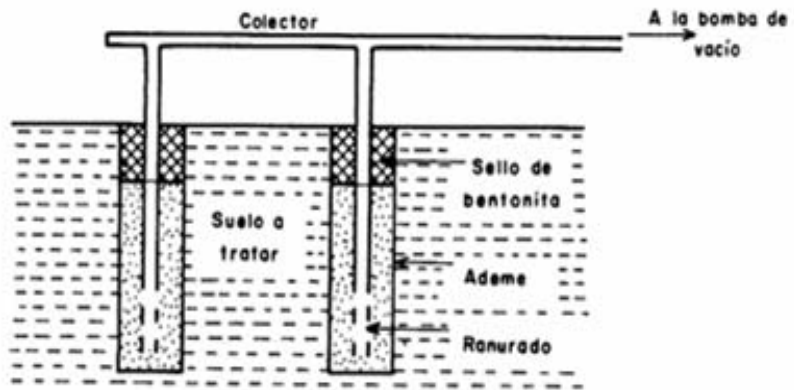
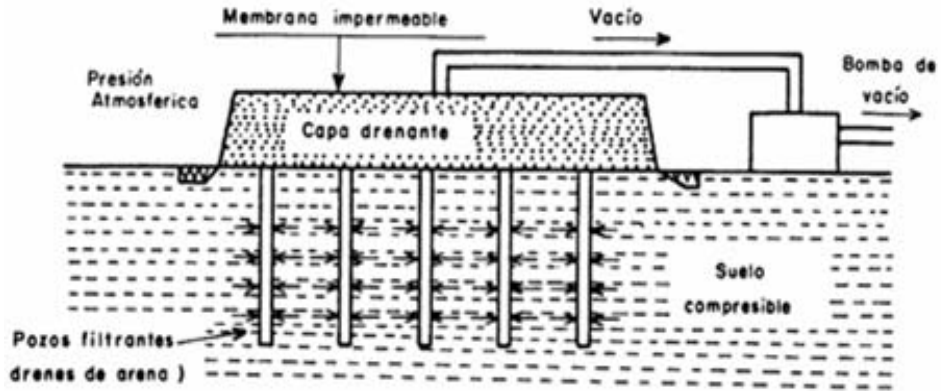
## **5.3 Otras técnicas**

### **5.3.1 Sustitución**

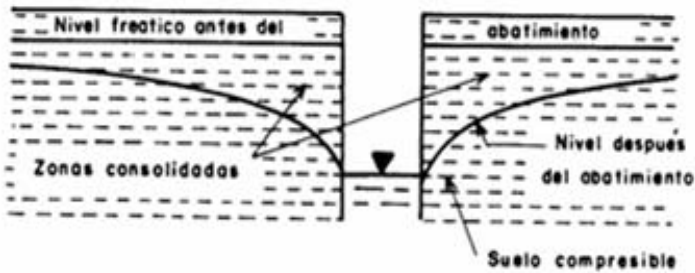
Cuando el estrato superficial está constituido por materiales blandos, compresibles o expansivos y presenta unos cuantos metros de espesor, puede resultar atractiva la sustitución de estos suelos por materiales de relleno estables. La factibilidad de esta solución depende del costo de la operación, de la disponibilidad de material de sustitución de buena calidad y de la facilidad con la que se puede disponer el material extraído.

**Tabla 2.19 Método de precarga por reducción de la presión intersticial**

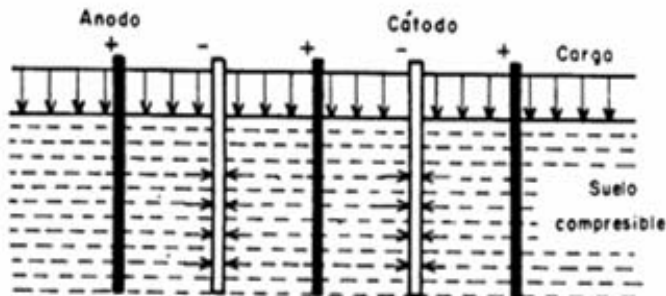
Método	Principio	Frecuencia de uso	Ventajas	Limitaciones
Aplicación de una carga equivalente al valor final	La carga definitiva se aplica con suficiente anticipación para que el grado de consolidación sea suficiente en el momento de la construcción de la obra	Método usado comúnmente	Se basa en la teoría confiable de la consolidación (excepto en cuanto a la previsión de los tiempos de consolidación). Ejecución sencilla. Buena homogeneidad del tratamiento	La carga aplicada depende de la capacidad de carga del suelo. Puede ser necesaria la aplicación por etapas Puede requerir un tiempo muy largo que puede reducirse recurriendo a un sistema de drenaje en el suelo de cimentación
Aplicación de una carga equivalente al valor final, más una sobrecarga(preconsolidación)	La aplicación de una carga mayor a la carga final permite obtener un asentamiento más importante en un plazo más corto. La carga excedente se remueve tan pronto el asentamiento obtenido se considera suficiente	Método usado comúnmente	Se basa en la teoría bien conocida y confiable de la consolidación (excepto en cuanto a la previsión de los tiempos de consolidación). Ejecución sencilla Buena homogeneidad del tratamiento	La carga aplicada depende de la capacidad de carga del suelo. Puede ser necesaria la aplicación por etapas Plazo más corto que en el método anterior que puede reducirse todavía más con un sistema drenante. La sobrecarga debe enviarse a tiradero o reutilizarse
Carga aplicada llenando el recipiente	Mismo principio que en los dos casos anteriores	Común para tanques	Se basa en la teoría bien conocida y confiable de la consolidación	Puede ser necesario llenar progresivamente el tanque. Posibilidad de reducir el plazo con un sistema drenante



a) Aplicación de vacío

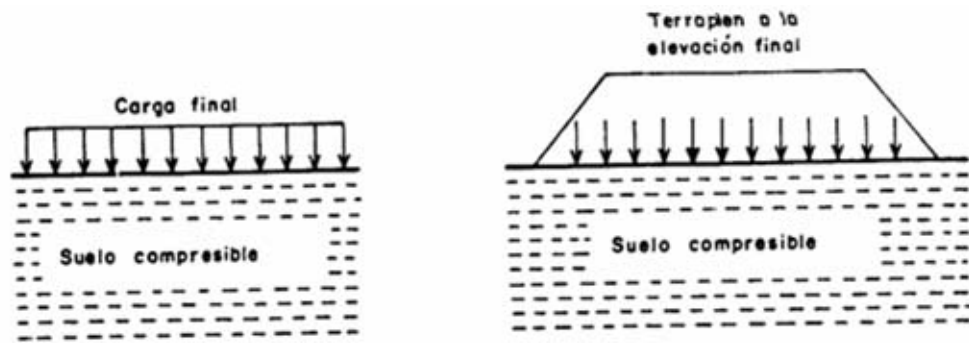


b) Abatimiento de nivel freático

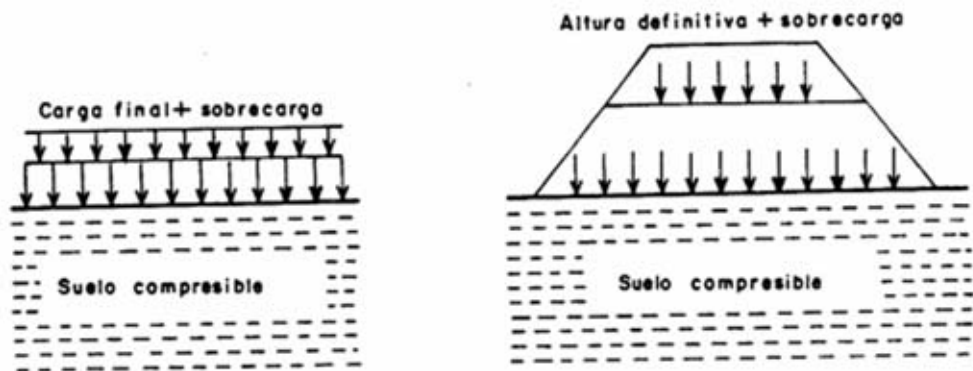


c) Tratamiento por electro-ósmosis

Figura 2.25 Métodos de precarga mediante la disminución de la presión de poro



a) Aplicación de la carga final



b) Aplicación de la carga final mas sobrecarga

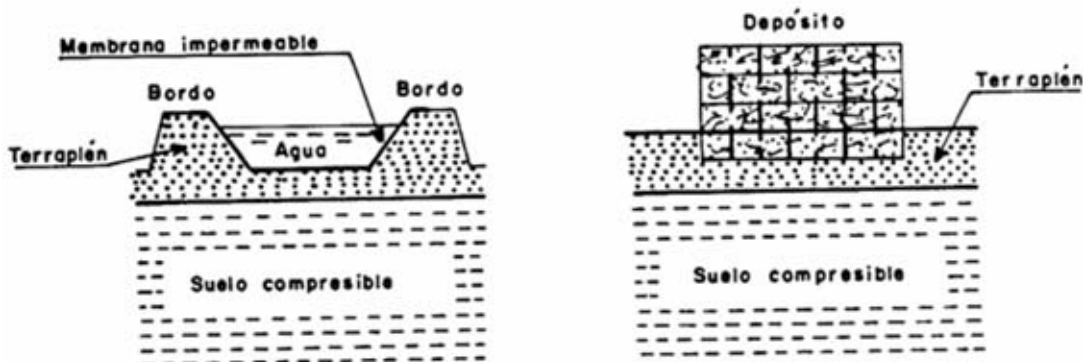


Figura 2.26 Métodos de precarga por incremento del esfuerzo efectivo

**Tabla 2.20 Métodos de precarga por reducción de la presión intersticial**

Método	Principio	Frecuencia de uso	Ventajas	Limitaciones
Aplicación de vacío	El vacío se aplica en pozos o en drenes de arena a partir de una membrana estanca que recubre la zona de tratamiento	Método usado excepcionalmente	La aplicación del vacío conduce a un mejoramiento importante del suelo	Método costoso que necesita equipo y personal especializados. Aplicable a suelos relativamente permeables y saturados. Profundidad de tratamiento limitada a 7 m. Asentamientos no homogéneos
Abatimiento del nivel del manto freático	El abatimiento del manto acuífero en un suelo compresible induce asentamientos	Método poco común	Este método es en general un efecto secundario de trabajos que inducen o requieren el abatimiento del manto freático	Puede provocar asentamientos importantes del suelo. Asentamientos no homogéneos
Electrósmosis	Una diferencia de potencial aplicada entre un ánodo y cátodo provoca el flujo de hacia el cátodo	Método usado excepcionalmente	Requiere un buen control de los parámetros del tratamiento. Se usa generalmente en obras provisionales	Método costoso que necesita equipo y personal especializados. Utilizable en arcillas y limos con $k < 10^{-6}$ m/s. Difícil prever los parámetros y los efectos del tratamiento. Tratamiento no homogéneo y no reversible si el suelo no está cargado

### 5.3.2 Consolidación dinámica

Esta técnica, que se aplica principalmente a materiales granulares finos, consiste en dejar caer grandes masas sobre el terreno. Con ello se pretende:

- Inducir asentamientos superiores a los que se esperan bajo la carga de la estructura.
- Mejorar las características mecánicas del suelo.
- Reducir el potencial de licuación de las arenas sueltas.

Antes de aplicar los impactos, se cubrirá el terreno con una capa de material granular de un metro por lo menos de espesor para evitar una edentación demasiado



importante de la masa. La masa se suelta desde una grúa. Se aplican varios impactos en el mismo punto. La operación se repite sobre toda la superficie por tratar, de acuerdo con una malla definida previamente. Se dejarán tiempos de reposo entre las etapas de tratamiento, con objeto de permitir la disipación de presiones intersticiales. El espesor de suelo tratado es comúnmente de 7 a 10 m, pero puede alcanzar hasta 30 m.

La eficiencia del tratamiento podrá verificarse mediante mediciones topográficas, de presiones intersticiales y mediante el método geofísico de sismica de refracción, así como realizar pruebas geotécnicas de campo, por ejemplo, con penetrómetros dinámicos.

### **5.3.3 Inyecciones**

En algunas situaciones, será necesario rellenar los huecos naturales (intersticios, oquedades) o artificiales del suelo (galerías). Se recurrirá entonces a inyecciones con el propósito de mejorar la homogeneidad y las propiedades mecánicas del terreno.

El mejoramiento de las propiedades del suelo por inyección de una sustancia depende, esencialmente, de la forma en la que se introduce este producto en el macizo:

- inyección por impregnación de los vacíos existentes con una lechada fluida. La lechada penetra en las grietas o vacíos interparticulares. Este tipo de inyección es común en coladas de basaltos porosos y agrietados.
- inyección por fracturamiento inducido y relleno con lechada: es una inyección bajo presión que provoca por sí misma la abertura de las grietas en las cuales quedará la lechada. Se puede aplicar en suelos blandos, sin embargo, el tratamiento puede conducir a macizos muy heterogéneos.
- inyección por desplazamiento con lechada espesa que no circula pero queda en oquedades inducidas por el desplazamiento y la consolidación del suelo.

### **5.3.4 Jet groutín**

Se trata de una técnica que permite la formación en el suelo de muros o columnas mediante inyección de lechada para rellenar los vacíos del suelo con un chorro de agua de alta velocidad rodeado de aire (Ref. 22).

Las columnas de suelo consolidado se forman fracturando el suelo y remoldeándolo con la ayuda de un chorro rotatorio. Es posible generar columnas de hasta 2 a 3 m de diámetro a partir de una perforación guía de 15 cm. Este tipo de trabajo puede realizarse debajo de estructuras existentes.

### 5.3.5 Columnas balastadas

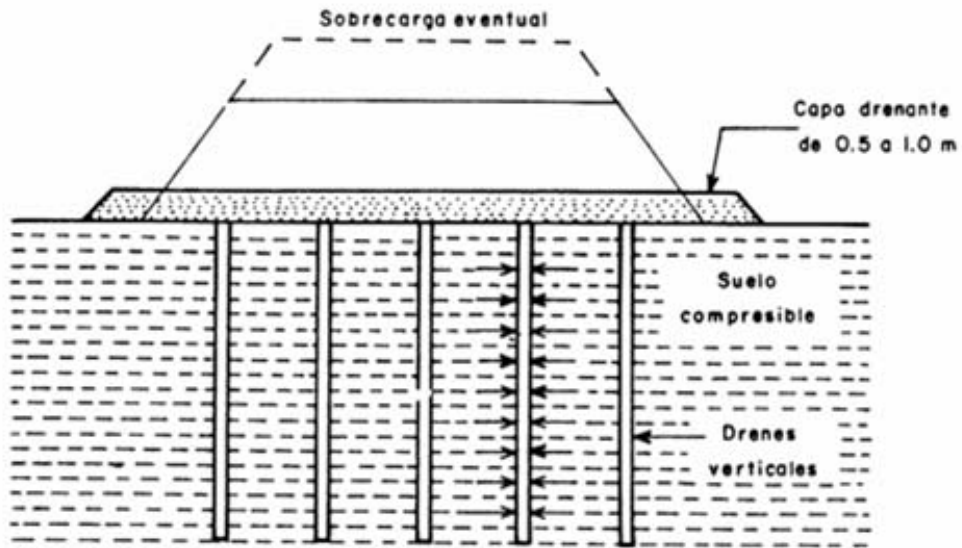
Las columnas balastadas permiten reforzar los macizos de arcilla o limo. Se construyen en dos etapas (Figura 2.28):

- Se realiza primero una perforación de una profundidad que puede alcanzar 15 a 20m con un diámetro de 0.6 a un metro con la ayuda de una punta vibrante. Esta punta es un cuerpo cilíndrico de 30 a 40 cm de diámetro y de 2 a 5 m de largo que contiene un vibrador horizontal constituido por un conjunto rotativo de masas excéntricas movidas por un motor. La punta penetra en el suelo bajo la acción de su peso propio de la vibración y de un chorro de agua que permite, además, recuperar los azolves.
- A continuación se rellena la perforación con materiales granulares con alto ángulo de fricción (por ejemplo grava para balasto), la columna así constituida se compacta bajo el efecto del vibrador. El diámetro final de la columna dependerá de la consistencia del terreno y será mayor para los suelos de consistencia más blanda.

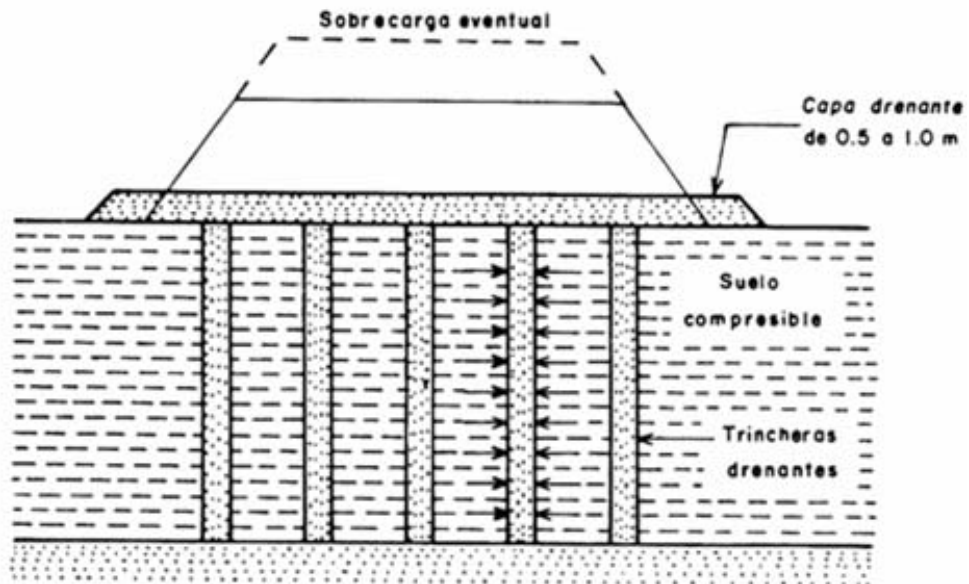
El suelo así reforzado incluye en esta forma columnas a razón de una para cada área de uno a cinco mZ. Estas columnas tienen un módulo de deformación muy superior al del terreno natural por lo que las cargas se concentran en las columnas. El material de las columnas se encuentra sometido a una sollicitación de tipo triaxial: carga axial aplicada en la superficie y confinamiento por el suelo natural. La resistencia de la columna crece con el ángulo de fricción interna del material de relleno. A pesar de su costo elevado, esta solución puede resultar atractiva para la cimentación de tanques.

### 5.3.6 Columnas de cal

En el caso de arcillas blandas de baja consistencia y eventualmente en el caso de limos, es posible realizar columnas de suelo tratadas in situ con cal. La mezcla de la cal con el suelo se hace con una máquina equipada de una barrena desarrollada específicamente para este fin. Es posible realizar columnas de aproximadamente 50 cm de diámetro y hasta 15 m de longitud. El principal parámetro es la dosificación de la cal. Es necesario controlar los resultados obtenidos mediante recuperación de núcleos. Puede resultar crítica la falta de homogeneidad de la mezcla.



a) Drenes verticales



b) Trincheras drenantes

Figura 2.27 Sistemas de drenaje

### **5.3.7 Vibrocompactación**

Esta técnica consiste en inducir una vibración en suelos granulares mediante una punta vibrante. Bajo el efecto de esta vibración y de los esfuerzos cortantes inducidos, las fuerzas de fricción entre partículas disminuyen y se produce un cambio de estructura y una densificación del material. Durante esta etapa de densificación, se observa un hundimiento del suelo alrededor del vibrador. A veces la punta vibrante se sustituye por tablaestacas o viguetas metálicas que se hacen vibrar mediante un vibrador adosado a las mismas. Actualmente, esta técnica se maneja en forma esencialmente empírica, y es conveniente realizar zonas de prueba con objeto de ajustar los parámetros del tratamiento y en particular la frecuencia de vibración.

Los suelos tratados por esta técnica serán arenas o gravas con menos de 20% de finos. Los espesores comúnmente tratados son de 8 a 10m pero pueden alcanzar 30 m.

## 6 SUBDRENAJE

### 6.1 Objetivos

Siempre será necesario intercalar un sistema de subdrenaje entre la losa de fondo de los tanques de almacenamiento y el suelo de apoyo. Este sistema tiene los siguientes objetivos:

- a) Permitir detectar eventuales fugas y localizarlas, por lo menos en forma aproximada, para poder proceder a las reparaciones requeridas. Lo anterior conduce a dividir el sistema de subdrenaje en varias partes con objeto de poder asociar cada escurrimiento detectado a una área específica del tanque.
- b) Evitar el desarrollo de subpresiones en el contacto suelo-losa que puedan reducir la:

Capacidad de carga de la cimentación de la estructura al alterarse las propiedades mecánicas del terreno por saturación.

Resistencia por adherencia y fricción entre estructura y suelo. Esta resistencia es un componente importante de las fuerzas resistentes que contribuyen a la estabilidad de los muros perimetrales del tanque. Según el principio de los esfuerzos efectivos, la resistencia disponible en la interfaz losa-suelo o zapatasuelo decrece con la subpresión de acuerdo con la expresión siguiente:

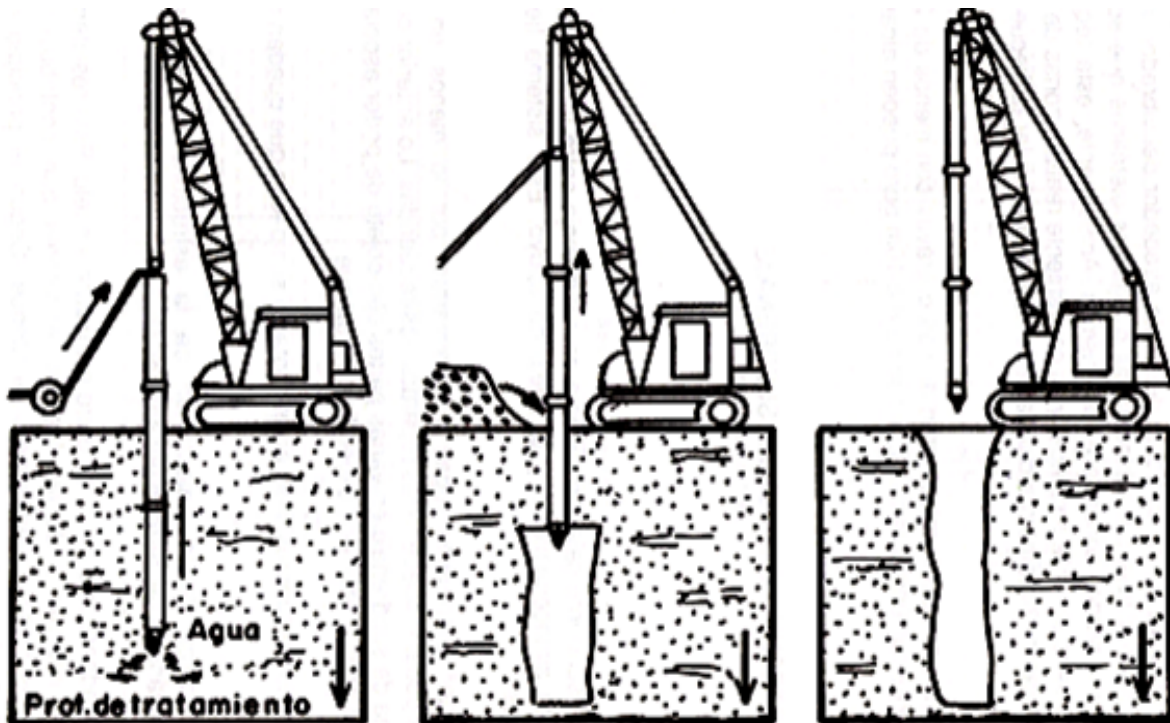


Figura 2.28 Principio de ejecución de columnas balastradas

$$i = c + (a-u) \tan \Phi \quad (2.39)$$

donde:

- t = Esfuerzo cortante límite en la interfaz suelo-concreto
- $\delta$  = Esfuerzo normal a la interfaz
- u = Subpresión
- c = Cohesión desarrollada en la interfaz
- $\Phi$  = Ángulo de fricción en la misma

Estabilidad de la losa de fondo bajo el efecto de las fuerzas verticales que pueden desarrollarse en caso de un vaciado rápido. Un vaciado rápido total o parcial no permite la disipación de las presiones de poro acumuladas debajo de la misma a consecuencia de filtraciones. En condiciones extremas, los elementos de la losa pueden estar sometidos a una presión vertical del mismo orden, pero en sentido contrario, que la aplicada por el agua sobre la losa cuando el tanque se encuentra lleno.

- c) Evitar la erosión del suelo de apoyo por las fuerzas de filtración. El agua que se infiltra a través del suelo puede producir un arrastre de partículas sólidas que, de no recibir atención, pone en peligro la estabilidad de la estructura al dejar el suelo de apoyo surcado por conductos y hoquedades formados por erosión.

## 6.2 Sistemas de subdrenaje

De acuerdo con lo expuesto en el inciso anterior, los sistemas de subdrenaje deberán cumplir con las siguientes funciones:

- a) Alejar el agua de las zonas en las que puede causar daños por saturación.
- b) Permitir la detección y localización de fugas.
- c) Canalizar el agua infiltrada con suficiente rapidez para evitar el desarrollo de subpresiones.
- d) Garantizar la conducción del agua infiltrada hacia el exterior sin que se produzcan en el suelo fuerzas de filtración significativas.
- e) Retener las partículas sólidas que hayan sido arrastradas, para evitar erosión regresiva.
- f) Seguir cumpliendo durante toda la vida útil del tanque con las funciones anteriores, sin que se presenten problemas de obturación por elementos internos o externos.

Los materiales que pueden cumplir con la doble misión de permitir el paso franco del agua hacia el exterior y de impedir el arrastre de las partículas del suelo protegido se llaman materiales de filtro, o simplemente, filtros.

Los sistemas de subdrenaje pueden construirse con diversas combinaciones de materiales naturales, prefabricados y sintéticos. Es preferible el uso de tapetes filtrantes continuos al de retículas de trincheras de drenaje.

### 6.3 Criterios de diseño

De acuerdo con lo anterior, es necesario diseñar los sistemas de subdrenaje poniendo énfasis en su configuración geométrica en planta, con la posibilidad de medir en cualquier momento los gastos desalojados, en su capacidad hidráulica, y en su capacidad de retención del suelo.

#### 6.3.1 Capacidad hidráulica

En la Tabla 2.21 se presentan valores típicos del coeficiente de permeabilidad de material granular grueso limpio y mezcla con material fino.

Para estimar la cantidad de agua que puede ser conducida por un tapete o una trinchera filtrante es posible usar la expresión de Darcy:

$$q = kiA \quad (2.40)$$

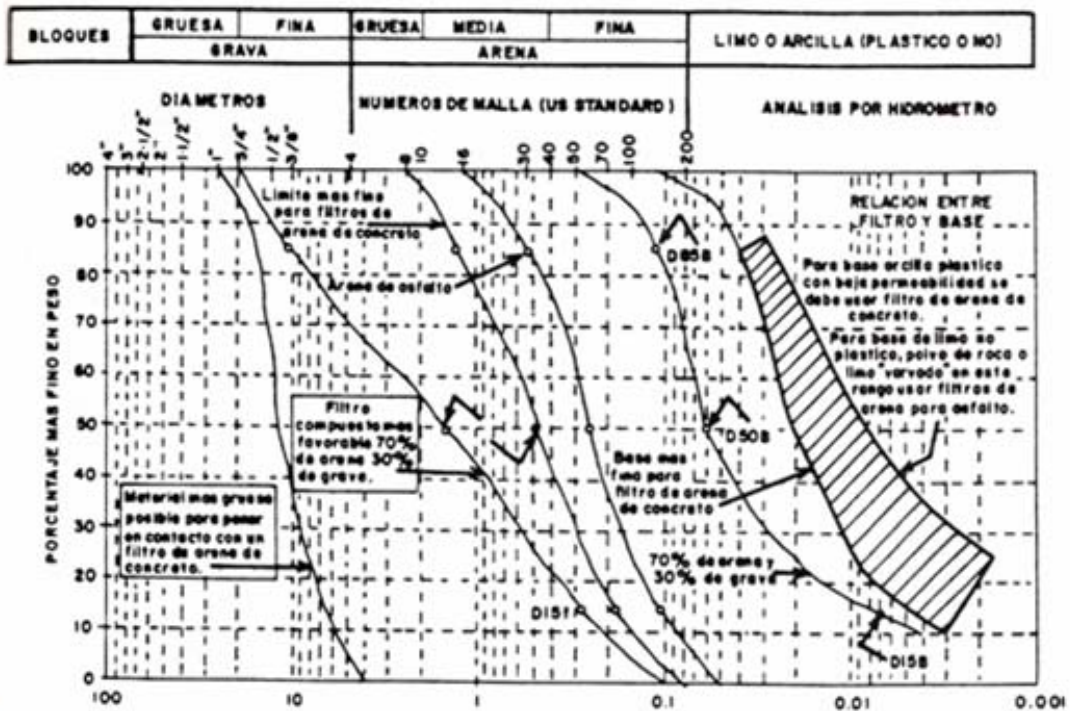
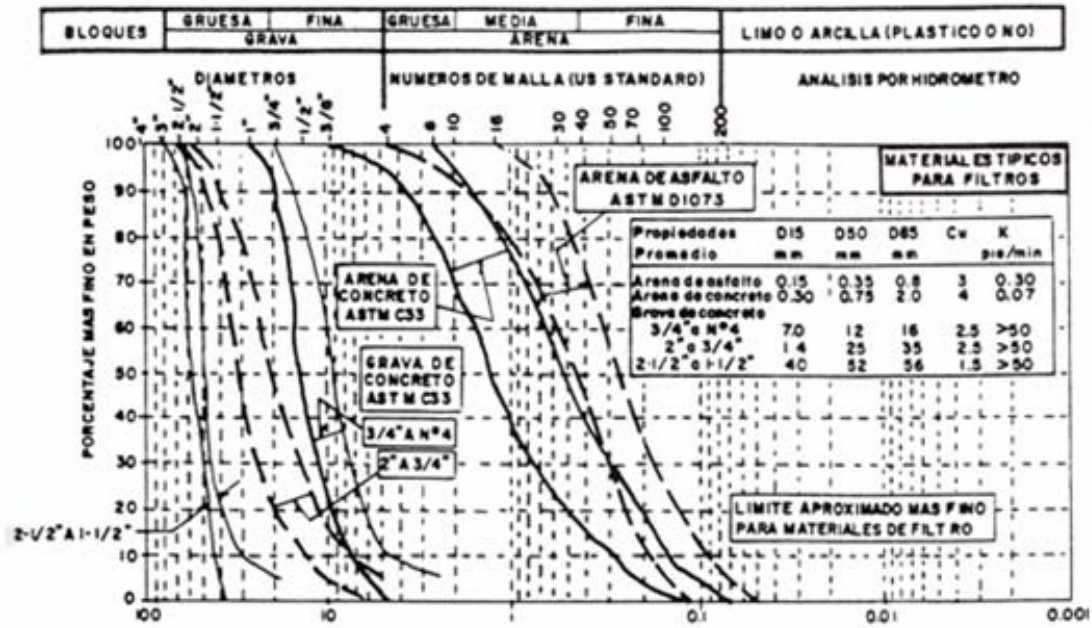
- q = gasto en m<sup>3</sup>/s
- k = coeficiente de permeabilidad, en m/s
- i = gradiente medio en la dirección del flujo
- A = área transversal, en m<sup>2</sup>

El gradiente es limitado por la máxima subpresión que puede ser tolerada en el punto más alejado de la salida del sistema de drenaje.

El espesor de material filtrante no deberá ser inferior a 30 cm.

**Tabla 2.21** Valores típicos del coeficiente de permeabilidad de material granular

Permeabilidad cm/s	10	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
Tipo de terreno	Grava limpia	Arena limpia mezclada de grava y arena			Arena fina, arena arcillosa, mezcla de arena, limo y arcilla arcillas estratificadas				Arcilla no meteorizada		
Capacidad de drenaje	Drenan bien					Drenan mal			No drenan		



Requerimientos generales:

1. Para evitar pérdidas de cabeza en el filtro:  $D_{15f}/D_{15B} > 4$ , y la permeabilidad debe ser lo suficientemente grande para satisfacer el sistema de drenaje.
2. Para evitar el movimiento de partículas de la base:  $D_{15f}/D_{85B} < 5$ ,  $D_{50f}/D_{50B} < 25$ ,  $D_{15f}/D_{15B} < 20$   
 Para material de base muy uniforme ( $C_u < 1.5$ ):  $D_{15f}/D_{85B}$  puede ser incrementado a 6  
 Para material de base ampliamente graduado ( $C_u > 4$ ):  $D_{15f}/D_{15B}$  puede ser incrementado a 40
3. Para evitar movimiento del filtro en los orificios o ranuras del drenaje:  $D_{85f}/\text{ancho de ranura} > 1.2$  a 1.4 y  $D_{85f}/\text{diámetro del orificio} > 1.0$  a 1.2.
4. Para evitar la segregación, el filtro no deberá tener tamaños mayores a 3"
5. Para evitar movimiento interno de finos, el filtro no deberá tener más del 5% de material que pase la malla N° 200

Figura 2.29 Criterio para la selección de materiales de filtro

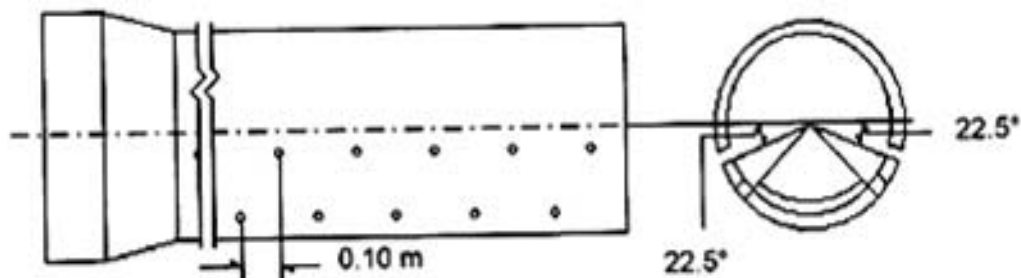


### 6.3.2 Capacidad de retención

Las granulometrías de los materiales de filtro deben elegirse tomando en cuenta su capacidad de retención de los materiales más finos. Se seguirán los criterios de la Figura 2.28.

### 6.3.3 Tubería de desagüe

En las trincheras y tapetes se colocarán normalmente tubos perforados de albañal, plástico (PVC) o metal para el desagüe hacia el exterior. Las perforaciones circulares no deberán tener un diámetro mayor de 1 cm. Las perforaciones se realizarán en la parte inferior del tubo con objeto de evitar su obturación (Figura 2.29).



**Figura 2.30 Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje**

Será necesario verificar la resistencia de los tubos. Algunos tubos pueden requerir una base rígida de apoyo. El material de los tubos no deberá ser susceptible a la corrosión por efecto del agua o del suelo. Ciertos tubos metálicos pueden ser inaceptables.

Los sistemas de tubos de desagüe deben poder ser sometidos a flujo a presión y desazolvados mecánicamente. Para ello, es necesario prever un número suficiente de registros de acceso a los mismos.

### 6.3.4 Uso de materiales sintéticos

Los materiales de filtro más finos pueden ser sustituidos por textiles geosintéticos bajo ciertas condiciones (Ref. Calhoun et al, Ref. Koerner, 1985, Ref. Auvinet y Murillo, 1991):

- No deberá usarse textil tejido no tejido con menos de 4% de área abierta en presencia de suelos areno-limosos. Un textil con una abertura equivalente (ESO) correspondiente a la malla No 30, es adecuada para retener arenas limosas.
- El material deberá presentar una resistencia suficiente para soportar el impacto directo de gravas.

- c) Los textiles de polipropileno, cloruro de polivinilo y de polietileno deberán ser protegidas contra la luz solar en las zonas expuestas. Los textiles deben ser durables en presencia de productos agresivos existentes en el suelo.
- d) Cuando se usa el textil para envolver los tubos de desagüe, el relleno debe ser una arena o grava limpia tal que su DO5 sea mayor que el ESO del textil. Cuando se revisten trincheras con textil, el tubo colector central debe estar separado del textil por lo menos, con, 15 cm de material granular.
- e) El textil deberá estar constituida por fibras de un solo filamento y su porcentaje de absorción no deberá ser mayor de 1 % para reducir la posibilidad de expansión y de reducción del ESO y del porcentaje de área abierta.

## 7 INSTRUMENTACIÓN

En cualquier tipo de obras de infraestructura el suelo juega un papel importante, ya que constituye el elemento de soporte y en algunas ocasiones también se utiliza como material de construcción. Es por esto que es esencial conocer sus propiedades y comprender su comportamiento para proyectar y construir obras seguras y económicas.

Actualmente se conoce su comportamiento solo en forma parcial y aproximada, debido a la variabilidad de sus características tanto en el espacio como en el tiempo. Por lo que los diseños de las obras relacionadas con el suelo tienden a ser conservadores.

Los análisis teóricos que se emplean para estos diseños se basan en hipótesis que distan mucho de cumplirse, pero con ellos se obtiene una idea aproximada del comportamiento del suelo. El grado con que se apeguen los resultados de dichos análisis a la realidad, depende de la validez de las hipótesis con respecto al comportamiento real del suelo y de la precisión con que se determinen los parámetros con que definimos sus características físicas.

Con los análisis teóricos y los resultados de las pruebas de laboratorio y campo mencionadas en párrafos anteriores, se intentan reproducir las condiciones reales que se presentarán en el suelo, desafortunadamente en pocas ocasiones se logra este objetivo, por lo que sus resultados normalmente se afectan de factores de seguridad altos.

Un método para observar el comportamiento de la estructura (durante la construcción, pruebas de llenado y operación) que proporciona resultados satisfactorios es instalando en ella instrumentos de medición con el fin de aplicar las medidas correctivas necesarias en casos de que tienda a presentarse un comportamiento inadecuado.

Para el caso de tanques de regulación, este método se aplica principalmente en los que se cimientan en suelos con características inestables, en lo que respecta a sus propiedades mecánicas e hidráulicas bajo un cambio en su estado de esfuerzos y contenidos de humedad, o bien en de suelos que hayan sido mejorados para verificar que el comportamiento previsto del conjunto suelo estructura con el análisis teórico y el diseño, basado en propiedades mecánicas del suelo mejorado, sea acorde con el que se presenta en la realidad

También es recomendable implementar un sistema de instrumentación en los tanques que se consideren de importancia (dimensiones, capacidades y sitio de localización) y que puedan constituirse de alto riesgo (vidas humanas, economía y medio ambiente) si el comportamiento estructural del propio tanque y del suelo en el que está cimentado difieren del previsto en el análisis teórico realizado para la elaboración del proyecto.

La instrumentación en tanques se emplea para detectar oportunamente cualquier indicio de mal comportamiento de la estructura y así estar en posibilidad de operarla en condiciones adecuadas de seguridad. Para ello se podrá recurrir a la instrumentación siguiente:

- a) Puntos de referencia localizados sobre la misma estructura para medir topográficamente los asentamientos diferenciales, por lo menos a lo largo del muro perimetral del tanque.
- b) Bancos de nivel superficiales en la cercanía del tanque para poner en evidencia eventuales asentamientos o emersiones del tanque respecto al área circundante.
- c) Vertedores para medir gastos provenientes del sistema de subdrenaje y de probables filtraciones que se tengan.
- d) Inclínómetros para detectar movimientos inducidos en el subsuelo por la construcción, especialmente en caso de existir taludes cercanos a la zona de construcción del tanque
- e) Piezómetros para medir la presión del agua intersticial en el interior del suelo.
- f) Bancos de nivel profundo para medir deformaciones verticales a determinadas profundidades que sirva para establecer junto con los resultados de bancos superficiales instalados cerca de ellos, la compresión que se está presentando en el estrato de suelo como una consecuencia de la carga transmitida.

En tanques que estén cimentados en suelos o rocas, con características mecánicas adecuadas y que proporcionen coeficientes de seguridad aceptables (capacidades de carga y deformaciones admisibles), es recomendable instalar cuando menos instrumentos de medición como los especificados en los incisos a y b.

## **SECCIÓN III. MATERIALES**

### **1 GENERALIDADES**

En esta Sección, se tratan los materiales que se utilizan con más frecuencia en la construcción de los tanques de regulación que se utilizan en los sistemas de agua potable, los cuales son: mampostería de piedra braza, concreto reforzado, concreto presforzado y acero

Los materiales que se usen para la construcción de los tanques deberán cumplir con lo mencionado en la última revisión de 1996, de las normas de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (Norma Oficial Mexicana, NOM) y (Norma Mexicana, NMX) y/o las de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials, ASTM); en la obra se deberán efectuar las pruebas de los materiales utilizados, para garantizar que cumplan con la calidad especificada en el proyecto.

## 2 MAMPOSTERÍA

En este capítulo se hace referencia a la mampostería de piedra braza (del tipo conocido como de tercera), que está formada con piedras naturales sin labrar ligadas con mortero cemento-arena.

### 2.1 PIEDRA

La piedra braza que se utilice en la construcción de los muros de los tanques deberá ser de buena calidad, homogénea, fuerte, durable y resistente a la acción de los agentes atmosféricos, sin grietas ni partes alteradas; se desecharán las piedras redondas y los cantos rodados sin fragmentar. Las piedras que se utilicen deberán estar limpias y exentas de costras. Si sus superficies tienen materia extraña que reduzca la adherencia, se limpiarán o lavarán y serán rechazadas si tienen grasas, aceites y/o si las materias extrañas no pueden ser removidas. La piedra braza deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- a) Una resistencia mínima a la compresión de 150 kg./cm<sup>2</sup> en dirección normal a los planos de formación.
- b) Una resistencia mínima a la compresión de 100 kg /cm<sup>2</sup> en la dirección paralela a los planos de formación.
- c) Una absorción de humedad, máxima del 4 por ciento.
- d) Resistencia al intemperismo: una pérdida máxima de peso del 10 por ciento, después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio.

Estas propiedades se podrán verificar por medio de las siguientes pruebas:

- para la absorción de humedad y la densidad de las piedras naturales, ASTM C 97;
- para el módulo de rotura de las piedras naturales, ASTM C 99;
- para la resistencia a la compresión de las piedras naturales, ASTM C 170;
- para la resistencia a la abrasión, ASTM C 241; y
- para la resistencia a la flexión de las piedras naturales, ASTM C 880.

### 2.2 MORTERO

Los morteros que se empleen para ligar la mampostería de piedra braza natural, cumplirán con los siguientes requisitos:

- a) La relación volumétrica entre el cemento y la arena será de 1:3 proscribiéndose el uso de mortero de cal.
- b) La resistencia mínima a la compresión será de 50 kg /cm<sup>2</sup>.
- c) El mezclado y la mezcla cumplirán con lo establecido en ASTM C 476.
- d) La resistencia de los morteros se determinará de conformidad con la norma NMX C 61.
- e) El cemento deberá cumplir con lo establecido en el apartado 111.3.1

- f) La arena deberá cumplir con lo establecido en ASTM C 33.
- g) Los morteros se elaborarán con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener un material manejable y deberán cumplir con la norma NMX C 283 FR1.

### 2.3 PROTECCIÓN A LA MAMPOSTERÍA

Las superficies internas de los muros de un tanque de mampostería tendrán que revestirse con un aplanado, de mortero con impermeabilizante integral, que cumpla con las especificaciones mencionadas en el apartado 3.2.3.

### **3 CONCRETO**

El concreto es un material compuesto, que consiste esencialmente de un medio aglutinante en el que se encuentran partículas o fragmentos de agregado. En el concreto hidráulico el aglutinante es una mezcla de cemento portland y agua.

El concreto premezclado deberá mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de la Norma ASTM C 94 o ASTM C 685.

El concreto deberá transportarse de la mezcladora al sitio final de colocación, empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales.

El concreto mezclado en obra se realizará de acuerdo a las disposiciones aplicables de la Norma ASTM C 94, para el manejo, dosificación y mezclado de materiales.

El concreto tendrá el revenimiento requerido debiéndose comprobar con la frecuencia que se considere necesaria, basándose en las Normas ASTM C 94 y ASTM C 143.

El peso volumétrico y el contenido de aire del concreto fresco, deberán determinarse rutinariamente conforme a los métodos de las Normas ASTM C 138 y ASTM C 237 respectivamente, cuando se emplee un aditivo inclusor de aire.

Se tomarán muestras de ensaye de concreto con la frecuencia que se considere necesaria, pero llenando los requerimientos de las Normas ASTM C 31, ASTM C 39 y ASTM C 617.

Las evaluaciones pertinentes de las pruebas podrán verificarse de acuerdo a las Normas ASTM C 318.

El colado se hará en forma continua, sin interrupciones, hasta terminar totalmente lo programado del elemento estructural y dejando únicamente aquellas juntas de colado que indique el proyecto.

La compactación y acomodo del concreto se hará de tal manera que se llenen totalmente los moldes sin dejar huecos dentro de la masa del concreto y cubriendo de una manera efectiva el acero de refuerzo.

No se efectuarán colados cuando este lloviendo.

Durante el colado del concreto, la altura de vaciado máxima permisible, será de 1.20 m. La colocación del concreto no deberá ser directa sobre embebidos, emparrillados muy cerrados o cualquier objeto que provoque la segregación.

El curado, es el control de la humedad y temperatura durante un lapso determinado para que el concreto adquiera la resistencia de proyecto.



Dependiendo de las condiciones climáticas del lugar y las características particulares del concreto de que se trate se recomiendan los siguientes procedimientos:

- Humedecimiento continuo de las superficies coladas, con agua limpia exenta de ácido y de cualquier otra clase de sustancias nocivas, por un periodo de 7 días para concreto normal y 14 días para concreto masivo.
- Aplicación de membranas impermeables cuya calidad, clase y forma de aplicación deberán ser previamente aprobadas.
- Cubriendo las superficies coladas con arena, costales o mantas que deberán mantenerse continuamente húmedas durante el período que se especifique.

Las disposiciones de este capítulo, se aplican al concreto reforzado con varillas corrugadas de acero y/o malla de acero electrosoldada, e incluyen al concreto elaborado en sitio, prefabricado y presforzado.

### 3.1 CEMENTO

Dependiendo de la obra por construir, deberá elegirse entre los diferentes tipos de cemento portland según sea el caso:

- Tipo I, para utilizarse cuando no se requieran propiedades especiales.
- Tipo II para uso general, cuando se requiera una resistencia moderada a los sulfatos o un moderado calor de hidratación. Este cemento tiene uso generalizado en las estructuras que conforman las plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Tipo III, cemento de alta resistencia rápida.
- Tipo IV, cuando se requiera una alta resistencia a los sulfatos, que cumpla con la norma NMX C 1-80 O ASTM C 150-91.

Estos diferentes tipos de cementos, no deberán intercambiarse en los elementos o partes de la obra.

Cuando el cemento se reciba envasado en sacos, éstos deberán llevar el título "Cemento Portland", el tipo de cemento, marca y el peso contenido en cada saco. Cuando el cemento es con inclusor de aire, deberá tener el título "inclusor de aire", marcado en el saco. La misma información contendrán los documentos del lote de cemento a granel o en saco. En estos últimos citados, deberá garantizarse su envasado de fábrica.

En el cemento envasarlo en sacos, se deberá revisar el peso neto. Si los sacos de cemento contienen menos del 2% del peso marcado en el saco, éstos serán rechazados. En un lote de sacos de cemento, se tomará al azar una muestra representativa y se pesará, si el resultado es menor a lo marcado en los sacos, el lote entero será rechazado.

El cemento en sacos debe ser almacenado de manera que permita un fácil acceso para inspección e identificación de cada lote, y un local que lo proteja adecuadamente contra la acción de los agentes atmosféricos y la humedad. El sitio de almacenamiento deberá estar bien drenado.

Ningún cemento podrá emplearse cuando el tiempo de almacenamiento exceda de 3 meses, excepto que cumpla con los requisitos de nuevas pruebas de laboratorio que indiquen que sigue vigente su buena calidad. El cemento deberá utilizarse conforme al orden cronológico de recepción en la obra.

El cemento empleado en la obra, deberá corresponder con el que se ha tomado como base para la dosificación del concreto.

Algunos cementos hidráulicos expansivos (de contracción compensada) hechos con clinker de cemento portland tipo II o tipo IV adecuadamente sulfatados, proporcionan una suficiente resistencia a los sulfatos.

Las características de las puzolanas deben estar de acuerdo con la norma ASTM C 618-92a y tendrán una pérdida en ignición de al menos el 3 por ciento.

No todas las puzolanas son adecuadas para resistir los sulfatos. Las puzolanas no deben exceder el 25 por ciento en peso del cemento más las puzolanas, para evitar la absorción errática de aditivos.

El cemento con bajo contenido de álcalis se utilizará en los casos en que los agregados puedan reaccionar con los álcalis.

### 3.2 AGREGADOS

Es todo material granular, tal como la arena, grava o piedra triturada, empleado con algún medio cementante, para producir ya sea un concreto o un mortero.

Los agregados para el concreto, deberán cumplir con las especificaciones NMX C 30-1986, NMX C 111-1988 y/o ASTM C 33-90.

En general, los agregados también deberán cumplir con la sección 1.4 del informe del Comité ACI 301 (Especificaciones para el Concreto Estructural para Edificios). Se puede obtener una mayor información en relación a los agregados en la Guía para la Utilización de Agregados de Peso Normal en el Concreto (ACI 221 R).

Los agregados, se dividen en agregados grueso y fino. El agregado grueso es aquél que queda retenido en la malla No. 4 (paso de 4.75 mm). El agregado fino es el que pasa la malla No. 4 (paso de 4.75 mm) y que queda predominantemente retenido en la malla con paso igual 75 p,m ( No. 200).

Los agregados que no cumplan con estas especificaciones que hayan demostrado por pruebas especiales o por experiencia práctica, que producen un concreto de

resistencia y durabilidad adecuados podrán utilizarse cuando así lo autorice la dirección de la obra.

Se seleccionarán agregados que tengan una baja contracción por secado y una baja absorción. Se recomienda el uso de agregados compuestos de materiales a base de sílice (cuarzo y feldespatos).

Se tendrá precaución con la posibilidad de reacciones álcali-agregado procedentes de los cementos con alto contenido de álcalis y de otras fuentes. Dichas reacciones pueden tener efectos adversos para la durabilidad del concreto.

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre las caras de los moldes, un tercio del peralte del elemento, ni tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas de refuerzo, paquetes de varillas o cables tendones de preesfuerzo.

### 3.3 AGUA

El agua empleada en el mezclado del concreto deberá ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, sales, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo, y deberá cumplir con la norma NMX C 283-1981.

El agua de mezclado para concreto presforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio ahogados, incluyendo la parte de agua de mezclado con la que contribuye a la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruro.

Se podrá utilizar agua no potable, si los cilindros muestreados con concreto hechos con este tipo de agua, resultan con resistencias a los 7 y 28 días de por lo menos el 90 por ciento de los de especímenes similares hechos con agua potable, cuando se ensayen de conformidad con ASTM C 109.

### 3.4 ADITIVOS

Se define como aditivo a aquel material que no sea agua, agregados o cemento hidráulico, que se utiliza como ingrediente del concreto el cual se agrega inmediatamente antes o durante el mezclado para modificar las propiedades del concreto en forma tal, que lo hagan más manejable, más económico o para otros propósitos, en beneficio de la calidad y la trabajabilidad del concreto (ASTM C 49492).

Los aditivos que se empleen en el concreto, serán de acuerdo con lo indicado en el proyecto y del tipo que no provoquen agrietamientos, ni calor de hidratación en exceso, ni aquellos que ataquen al acero o al concreto.

Principalmente, los aditivos se clasifican de la siguiente manera:

- acelerantes o retardantes del fraguado (ASTM C 494-92)
- inclusores de aire (NMX C 200-1978 y/o ASTM C 260-86)
- reductores del agua de mezclado o para control del fraguado (NMX C 255-1981 y/o ASTM C 494-92. Se incluyen en esta clasificación los agentes puzolánicos.

En adición, podrán usarse otros tipos misceláneos de aditivos para:

- generar la expansión del concreto (NMX C 140-1978 y NMX C 117-1978)
- mejorar la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo
- facilitar el bombeo del concreto
- reducir la permeabilidad del concreto
- impedir la corrosión del acero de refuerzo

Deberá prestarse una cuidadosa atención a las instrucciones suministradas por el fabricante de los aditivos.

Los aditivos no deberán emplearse antes de una apropiada evaluación de sus efectos y de las condiciones que se pretenden con su aplicación.

Los aditivos inclusores de aire, deberán cumplir con lo estipulado en la norma ASTM C 260. Se ha descubierto que esta clase de aditivos tiene efectos benéficos. Además de mejorar la resistencia a los efectos de los ciclos de congelación y deshielo, mejoran la trabajabilidad con un revenimiento constante, disminuyen el sangrado y se obtiene una mejor estructura de la pasta, además de reducir la contracción. Como resultado, contribuyen a lograr una estructura densa e impermeable y se recomienda usarlos en los concretos para la construcción de tanques de regulación en los sistemas de agua potable.

Los aditivos de tipo impermeabilizante integral también se recomiendan en la construcción de tanques ya que son hidrófugos, impidiendo la penetración del líquido en las fisuras, logrando con esto una protección adicional al acero de refuerzo.

En caso de que se apruebe el empleo de aditivos químicos, éstos deberán cumplir con los requisitos estipulados en la norma ASTM C 494, y las puzolanas deberán emplearse de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM C 618. El uso de todos los aditivos debe hacerse de acuerdo con el ACI 211-2 (Comité ACI-212, Aditivos para concreto), y deben ser aprobados por la Dirección de la obra.

Los aditivos que se deseen emplear con cemento de contracción compensada, se deberán utilizar con conocimiento previo y con la aprobación del fabricante del cemento.

Deben emplearse solamente aquellos aditivos establecidos expresamente por el fabricante como libres de cloruro.

El contenido máximo de cloruro soluble en agua, expresado como un porcentaje del cemento formado con la contribución de todos los ingredientes de la mezcla de concreto, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no excederá al 0.06 por ciento para el concreto presforzado ó 0.10 por ciento para todos los otros tipos de concreto.

Si la estructura va a estar expuesta a cloruros, el contenido máximo de cloruro soluble al agua será de 0.10 por ciento expresado y medido en forma similar. En el caso de que la estructura esté expuesta a concentraciones de cloruro mayores al 0.10 de cloruros contenidos en el agua, ésta se deberá proteger mediante recubrimientos especiales, tales como pinturas epóxicas o productos similares.

La escoria de Alto Horno que cumple con la Norma ASTM C 989, es empleada como un aditivo en el concreto de manera muy similar a como se emplea la ceniza volante. Generalmente, deberá utilizarse con cementos tipo Portland que cumplan con la Norma ASTM C 150 y sólo en excepcionales ocasiones, será apropiado usar escoria con un cemento combinado, el cual ya tiene puzolana o escoria.

#### **4 ACERO DE REFUERZO**

Para refuerzo del concreto deberán usarse varillas corrugadas de acero que cumplan con las normas NMX B 6, B 18, B 32 y B 294 y/o ASTM A 615, A 616, A 617 y A706.

También podrá utilizarse como refuerzo, la malla de acero electrosoldada que cumpla con las especificaciones ASTM A 497.

El acero para presfuerzo deberá cumplir con alguna de las especificaciones ASTM siguientes: A 421, A 416 ó A 722.

Se podrán utilizar alambres, torones o varillas no detalladas específicamente en las normas ASTM arriba citadas, siempre que se demuestre que no poseen propiedades que los hagan menos satisfactorios que las normas ASTM A 421, ASTM A 416 ó ASTM A 722.

Cuando se requiera tomar precauciones especiales para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión, se podrán utilizar varillas recubiertas con galvanizado o con un material epóxico.

Las varillas galvanizadas para refuerzo de concreto, deberán cumplir con la especificación ASTM A 767.

Las varillas recubiertas con epóxico deberán cumplir con la especificación ASTM A 775.

En el caso de que el acero de refuerzo se recubra con alguno de los materiales mencionados, se deberá tener en cuenta en el diseño que debe suministrarse un incremento en el anclaje, ya que estos recubrimientos reducen la adherencia entre la varilla y el concreto.

## 5 ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural que se utilice en los tanques, sus aditamentos o partes de ellos, cumplirá con las especificaciones ASTM A 36.

Todos los materiales utilizados para acero tipo estructural serán nuevos y de primera. Se podrán utilizar los materiales para los que no se encuentren definidas su composición y características, siempre y cuando hayan sido ensayados y calificados mediante pruebas de laboratorio y se hayan determinado todas sus propiedades físicas, dimensionales y químicas, que cumplan con las Normas aplicables indicadas en cada caso. (ASTM A 668, AWWAI D 102, AWS2 A 1.4, AWS A 5.1, AWS D 1.1.).

Las placas de refuerzo cumplirán con las especificaciones ASTM A 36; A 131 grados A y B; A 283 grados A, B, C y D; ó A 573 grado 58.

El acero tipo ASTM A 283 grado D no podrá utilizarse en placas de espesor mayor a 19 mm.

La placa empleada en la construcción de los cuerpos y tapas de tanques a presión, deberá cumplir las especificaciones correspondientes de la sección II del código ASME3 o su equivalente ASTM.

Los perfiles de acero estructural cumplirán las Normas ASTM A 36. Para otras formas, como las tubulares, que se utilicen en componentes estructurales, tales como columnas, puntales, etc., se cumplirán las especificaciones ASTM A 500 y A 501.

Se podrán utilizar tuberías de acero como miembros tubulares estructurales, siempre que cumplan las Normas ASTM A 319 grado B; A 53 tipo E o S grado B; o API 5L grado B, proporcionando el espesor mínimo, de acuerdo con las especificaciones de diseño.

Los tornillos y anclas cumplirán las Normas ASTM A 307, grado B. Se puede considerar como material alternativo para anclas, las barras de material tipo que cumpla con la especificación ASTM A 36. Cuando no sea posible utilizar tornillos de clase ASTM A 307, se podrán sustituir por los de clase ASTM A 325.

Los tornillos cumplirán con las especificaciones ASTM A 325 ó A 490.

- a) Los procedimientos para efectuar las conexiones atornilladas cumplirán con las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).

Las barras lisas y corrugadas podrán emplearse para unir partes a presión, tales como anillos de bridas, anillos de refuerzo, marcos para aberturas reforzadas, tirantes y tornillos, atiesadores o riostras y partes similares. Los materiales para

barras lisas y corrugadas deberán cumplir los requisitos de las tablas 6.2A y 6.213, para barras, tornillos o remaches.

Los pasadores deberán cumplir con las Normas ASTM A 307 grado B; A 108 grado 1018 ó 1025; A 36.

Los electrodos y fundentes para soldadura estarán de acuerdo con lo que señalan las Normas AWS D1.1.

COMPONENTES	MATERIALES	NORMA
Cuero	Acero al carbono	ASTM-A 285 Gr.
Tapas	Acero al carbono	ASTM-A 285 Gr.
Soportes	Acero al carbono	ASTM A 36
Tornillos	Acero al carbono	ASTM A 193
Tuercas	Acero al carbono	ASTM A 194
Empaques	Asbesto	
Interiores	Acero al carbono	ASTM A 53
Conexiones	Acero al carbono	ASTM A 105
Bridas	Acero al carbono	ASTM A 181



## 6 MATERIALES PARA SELLO DE JUNTAS <sup>(8)</sup>

Los materiales para rellenar las juntas en los tanques de regulación de concreto, deberán reunir los siguientes requisitos:

- a) Hermetismo al paso del agua.
- b) Compresibilidad.
- c) Evitar que se expandan al contacto con el agua.

Los materiales que se usarán para lograr el hermetismo en las juntas se dividen en las siguientes categorías:

- 1) Tapajunta. Es una barrera que se coloca en la sección de la junta durante el proceso de construcción para construir un diafragma resistente al paso del agua. Pueden ser de hule natural, de cobre, de acero o de cloruro de polivinilo (NMX 249).

Para los tanques de regulación se recomienda el uso de banda de cloruro de polivinilo (PVC) de 9.5 mm y 23 cm de ancho. Una ventaja del cloruro del polivinilo es la facilidad de empalmar cuando se aplica calor.

- 2) Relleno Compresible Es una tira de material compresible que se utiliza para rellenar y tapar el espacio en una junta de expansión, proporcionar una base para el sellador de la junta y permitir el movimiento de expansión del concreto. Este material debe ser elástico y no interferirá con el sellador. Se puede usar corcho, neopreno, caucho, espuma de poliestireno expandido, así como otros materiales que cumplan con las normas ASTM D 994, D 1751, D 1190 Y D 1752. En nuestro medio se ha usado con buenos resultados la espuma de poliestireno expandido.
- 3) Sellador de la Junta. Se usa para evitar el paso del agua o de algún material extraño a través de la junta. Deberá ser impermeable y deformable para permitir los movimientos, así como para recuperar sus propiedades y forma original después de las deformaciones cíclicas, manteniendo la integridad de la junta y su adherencia con los cambios de temperatura durante la vida útil de la estructura. Se recomienda el uso de elastómeros, desechando los materiales a base de asfaltos.

## **SECCIÓN IV. DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **1 ACCIONES**

#### **1.1 GENERALIDADES**

En este capítulo se tratan las acciones que pueden afectar y llevar a un comportamiento estructural no deseado a los tanques de regulación que se utilizan en los sistemas de agua potable. Tales acciones incluyen tanto las cargas como las deformaciones impuestas. Las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que actúan con intensidad máxima. Así, pueden distinguirse las acciones permanentes, variables y accidentales.

Para el diseño estructural de los tanques de regulación para agua potable, se tomarán en cuenta los efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales, o los que resulten de la combinación de carga más desfavorable que pueda presentarse durante su vida útil.

#### **1.2 ACCIONES PERMANENTES**

Las acciones permanentes son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse constante en el tiempo.

Las acciones permanentes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de tanques, son las siguientes:

##### **1.2.1 Cargas Muertas**

Las cargas muertas son los pesos de los elementos que componen el tanque y corresponden al valor calculado con las dimensiones establecidas en los planos estructurales y las densidades nominales de los materiales. Los reglamentos locales de construcción podrán suministrar valores de los pesos volumétricos de los materiales empleados. Para los casos en que las cargas permanentes sean favorables a la estabilidad del conjunto, como en la revisión por volteo, deslizamiento o flotación, se deberán utilizar los valores de densidad mínimos probables.

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 tanques enterrados, el peso del material de relleno sobre la cubierta se considerará con un espesor no menor de 60 cm de altura.

### **1.2.2 Cargas del agua**

Para 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 un peso volumétrico de 1,000 kg/m<sup>3</sup>.

Al evaluar las deformaciones en la estructura y en la cimentación de tanques de regulación, se supondrá que el recipiente está lleno al 70 por ciento de su capacidad.

Para 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.

### **1.2.3 Cargas del terreno**

En el análisis de los muros exteriores de los tanques 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.

### **1.2.4 Cargas por presfuerzo**

En todo elemento o sistema estructural sujeto a cargas por presfuerzo, ya sea pretensados o postensados, deberá realizarse el diseño basado en la resistencia de los materiales que lo constituyen, 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 todo lo largo de los elementos presforzados, así como su interacción con los demás sistemas estructurales ya sean presforzados o no.

### **1.2.5 Deformaciones y desplazamientos impuestos**

Se deberán considerar las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos de la construcción.

## **1.3 ACCIONES VARIABLES**

Las acciones variables inciden sobre el recipiente en un lapso considerable pero con una intensidad que varía de manera significativa con el tiempo, como la carga viva y los efectos de los cambios de temperatura. Además, se incluyen en este tipo de cargas a 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, incluso los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

### 1.3.1 Cargas vivas

Las cargas vivas actúan en las cubiertas de los tanques, pasillos de operación, plataformas y escaleras. Las cargas vivas recomendadas para el análisis de la cubierta de los tanques, son las siguientes:

Las losas que soporten equipos de bombeo se deberán diseñar para una carga viva mínima de 1,465 kg/m<sup>2</sup>, debido a que en el montaje o al efectuar reparaciones, los equipos pueden quedar depositados provisionalmente sobre la cubierta.

En tanques que se construyan sobre el nivel del terreno, en un área de acceso restringida, con cubiertas de pendiente igual o menor al 5%, la carga viva en la losa de cubierta se deberá considerar igual o mayor que 120 kg/m<sup>2</sup>.

En tanques enterrados, la carga viva en la losa de cubierta no será menor que 500 kg/m<sup>2</sup>.

En escaleras, pasillos de operación y plataformas, se deberá considerar una carga viva de 500 kg/m<sup>2</sup>. Los barandales se deberán diseñar para una carga viva concentrada de 100 kg actuando en cualquier punto del pasamanos y en cualquier dirección.

### 1.3.2 Efectos de temperatura.

Los efectos debidos a los cambios de temperatura, podrán evaluarse de acuerdo con los reglamentos y condiciones locales, pero con un diferencial de temperatura no menor a los 20°C considerando los siguientes coeficientes de dilatación lineal (para otros materiales se deberán utilizar valores publicados por instituciones reconocidas u obtenidos de pruebas de laboratorio):

Concreto	0.0000143 x °C
Mampostería de piedra	0.0000063 x °C
Acero A-36	0.0000132 x °C

Se deberá poner especial atención a la variación volumétrica, por efecto del gradiente de temperatura, entre las partes superior e inferior de tanques enterrados a poca profundidad o semienterrados.

### 1.3.3 Otras acciones variables

Las acciones debidas a maquinaria tales como impacto, par de arranque, vibraciones, arranque y frenaje de grúas viajeras, se deberán considerar como cargas variables. Para valuarlas se deberán conocer las características del equipo proporcionadas por el fabricante, así como las especificaciones de la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME).

## 1.4 ACCIONES ACCIDENTALES.

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas y de viento; nieve, granizo, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructura, su cimentación y en los detalles constructivos, a fin de evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en el caso de que ocurran estas acciones.

### 1.4.1 Viento

Los tanques de regulación que se utilizan en los sistemas de agua potable, se deberán analizar considerando que pertenecen al grupo "A" y con velocidades de viento con un periodo de recurrencia de 200 años (ver Figura 4.1).

En el análisis y diseño de los tanques, tendrá especial importancia el efecto del viento sobre el área expuesta de la estructura, en relación a los estados límite de volcamiento o deslizamiento, cuando el recipiente se encuentre vacío. El factor de seguridad para ambos efectos deberá ser mayor o igual a dos.

Cuando se considere el efecto del viento simultáneamente con el peso del agua, en los tanques de regulación se deberá considerar que se encuentran llenos al 80 por ciento de su capacidad.

Los efectos del viento sobre los tanques se deberán evaluar tomando en cuenta las presiones y/o succiones estáticas o dinámicas.

Para estructuras con relación de esbeltez (definida como el cociente entre la altura y la dimensión mínima en planta) mayor que 5 y con periodo de vibración superior a 1 seg. se deberán incluir las acciones dinámicas causadas por la turbulencia del viento.

Para determinar el período de vibración de los tanques se podrá utilizar la siguiente expresión.

$$T = 2 \pi \sqrt{M/K} \quad (4.1)$$

donde m es la masa (en kg s<sup>2</sup>/m) y k la rigidez lateral (en kg/m) de la estructura. Para el cálculo de la rigidez de tanques superficiales, se pueden suponer estos como vigas en cantiliver empotradas en su extremo inferior. Es importante considerar en adición a la rigidez a la flexión su respectiva rigidez al corte:

$$k = 1 / ((L^3 / 12 EI) + (L / GA)) \quad (4.2)$$

$$G = E / 2(1 + \mu) \quad (4.3)$$

En las expresiones anteriores E y G representan el módulo de elasticidad y módulo de rigidez al corte, respectivamente, y  $\mu$  es el coeficiente de Poisson del material. A e I son el área y el momento de inercia de la sección transversal del recipiente, y L la altura de sus paredes.

Para tanques elevados, la rigidez lateral quedará definida por las características de la estructura de soporte y su cálculo necesitará de métodos más detallados.

También 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 los tanques rectangulares o cuadrados, se supondrá que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

A continuación se transcribe, bajo permiso otorgado por la Comisión Federal de Electricidad, el método estático para el análisis por viento que aparece en el Manual de Diseño de Obras Civiles.

La presión actuante sobre una construcción determinada,  $p_z$ , en  $\text{kg/m}^2$ , se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma, y se calcula con la siguiente expresión

$$p_z = C_p q_z \quad (4.4)$$

donde:

$C_p$  es el coeficiente de presión, su valor depende de la geometría de la estructura y se puede obtener en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3, para tanques de forma rectangular, cilíndrica con sección transversal circular, respectivamente. Para otros casos se puede consultar la referencia (15). Los valores positivos del coeficiente  $C_p$  indican presión, mientras que aquellos con signo negativo indican succión.

$q_z$  es la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en  $\text{Kg/m}^2$ , y se determina con la siguiente expresión

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \quad (4.5)$$

donde:

G es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional, y

$V_D$  es la velocidad de diseño, en  $\text{km/h}$ .

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor G se obtiene con la siguiente expresión

$$G = 0.39252 \frac{\Omega}{273+\tau} \quad (4.6)$$

donde:

- $\Omega$  es la presión barométrica, en mm de Hg, y
- $\tau$  es la temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla 4.4 se presenta la relación entre los valores de la altitud, hm, en metros sobre el nivel del mar (msnm) y la presión barométrica,  $\Omega$ , en mm de Hg.

La velocidad de diseño,  $V_D$ , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

La velocidad de diseño, en km/h, se obtendrá de acuerdo con la siguiente expresión

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (4.7)$$

donde:

- $F_T$  es un factor que depende de la topografía del sitio, adimensional.
- $F_\alpha$  es el factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características locales de exposición, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional, y
- $V_R$  es la velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

La velocidad regional del viento,  $V_R$ , es la máxima velocidad media probable que puede ocurrir con un cierto período de retorno en una zona o región determinada del país.

El mapa de isotacas que se incluye (Figura 4.1), es para un período de retorno de 200 años que corresponde a las estructuras del Grupo A. Dicha velocidad se refiere a condiciones homogéneas para una altura de 10 m sobre la superficie del suelo en terreno plano, es decir, no considera las características locales de rugosidad del terreno ni la topografía específica del sitio. Asimismo, dicha velocidad se asocia con ráfagas de 3 seg y toma en cuenta la posibilidad de que se presenten vientos debidos a huracanes en zonas costeras.

El factor  $F_\alpha$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$ . Asimismo, considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición. Este factor se calcula con la siguiente expresión

$$F_\alpha = F_c F_r Z \quad (4.8)$$

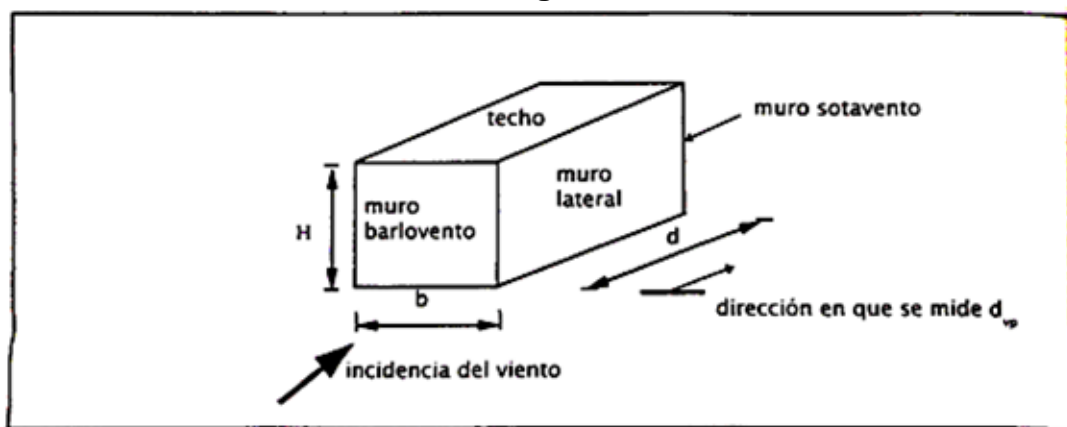
donde:

- $F_c$  es el factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional, y

Frz es el factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

En el caso de los tanques, el factor Fc tiene un valor de 1.0 debido a que corresponden al Grupo A.

**Tabla 4.1 Coeficientes de presión para tanques cerrados de forma prismatica rectangular**



SUPERFICIE	d/b	H/d	d <sub>pv</sub>	coeficiente de presión C <sub>p</sub>
Barlovento	Cualquiera	-	-	0.8
Sotavento	≤ 1	Cualquiera	-	-0.5
	= 2		-	-0.3
	≥ 4		-	-0.2
Muros laterales	Cualquiera	Cualquiera	0 a 1H	-0.65
			1H a 2H	-0.5
			2H a 3H	-0.3
			> 3H	-0.2
Techo	Cualquiera	≤ 0.5	0 a 1H	-0.9
			1H a 2H	-0.5
			2H a 3H	-0.3
		≥ 1.0	> 3H	-0.2
			0 a H/2	-1.3
			> H/2	-0.7

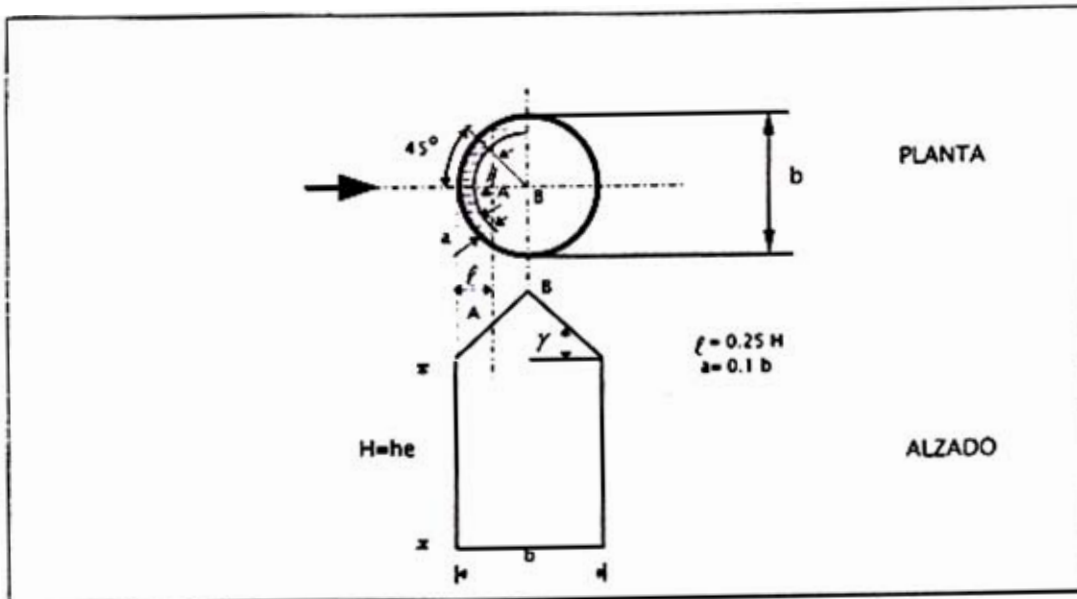
NOTAS:

d<sub>pv</sub> es la distancia horizontal sobre el muro lateral o techo medida a partir de la arista del muro barlovento.

Para valores intermedios de d/b y H/d se pueden interpolar linealmente.



Tabla 4.2 Coeficientes para tanques cilíndricos con relación altura diámetro entre 0.2 y 4



SUPERFICIE	COEFICIENTE DE PRESION $C_p$	OBSERVACIONES
PAREDES	$C_p = K_s C_{p\lambda}$	$C_{p\lambda} = -0.5 + 0.4 \cos \beta + 0.8 \cos 2\beta + 0.3 \cos 3\beta - 0.1 \cos 4\beta - 0.05 \cos 5\beta$ $K_s = 1.0$ para $C_{p\lambda} \geq -0.15$ $K_s = 1.0 - 0.55(C_{p\lambda} + 0.15) \log_{10}(he/b)$ para $C_{p\lambda} > -0.15$
TECHO	-0.8	ZONA A
	-0.5	ZONA B

NOTAS:

$\beta$  es el ángulo entre la dirección del viento y un punto sobre la pared del recipiente.

$\gamma$  es el ángulo de inclinación del techo.

Los coeficientes son válidos para tanques desplantados al nivel del terreno o soportados por columnas cuya altura no sea mayor que la de ellos mismos ( $he$ ).

Tabla 4.3 Coeficientes de presión para torres cilíndricas

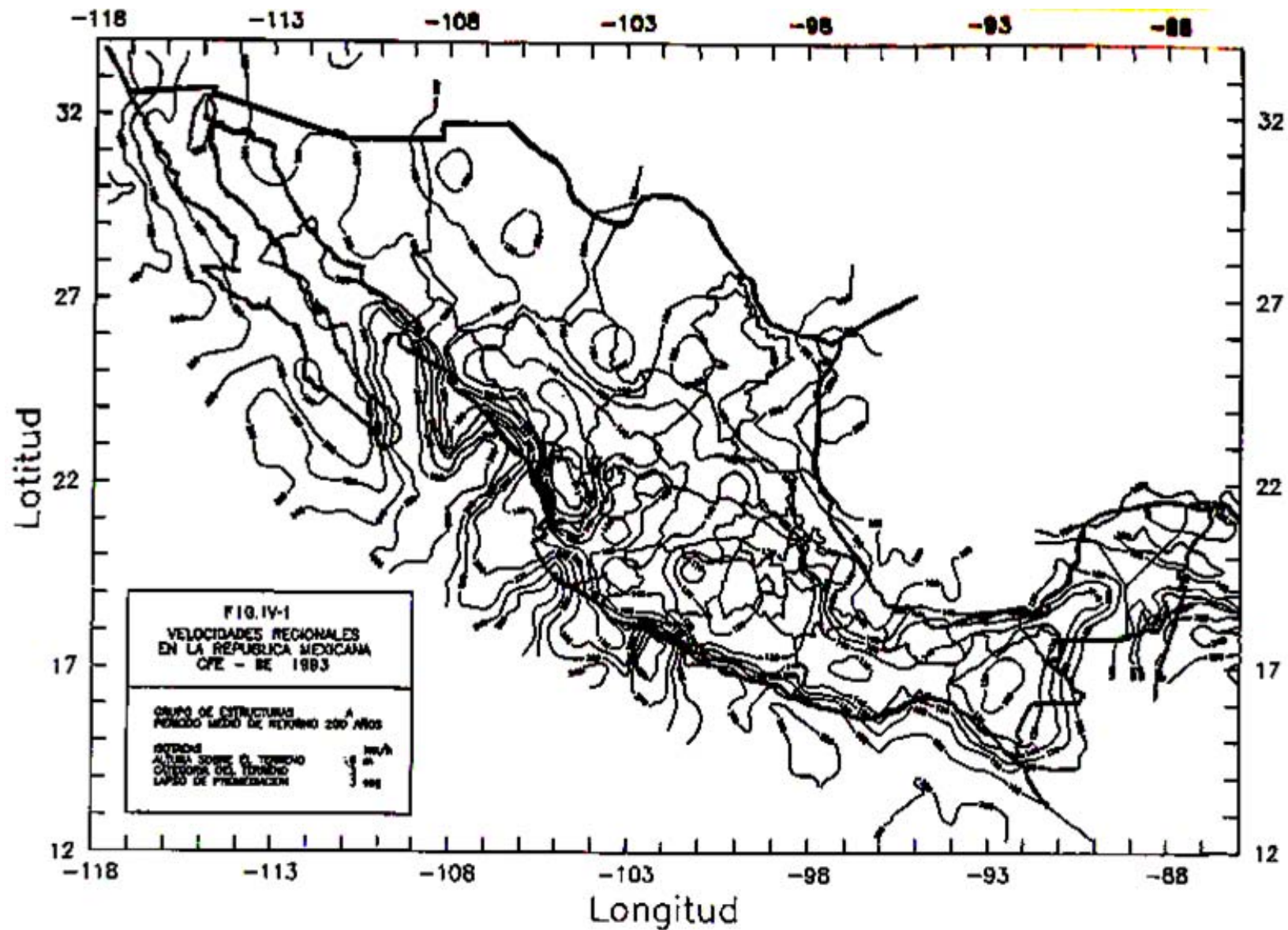
$b \cdot V_D$	Tipo de superficie	Relación H/b			
		1	7	25	$\geq 40$
$\geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$	Lisa o poco rugosa ( $d'/b \approx 0$ )	0.5	0.6	0.7	0
	Rugosa ( $d'/b \approx 0.02$ )	0.7	0.8	0.9	1.2
	Muy rugosa ( $d'/b \geq 0.08$ )	0.8	1.0	1.2	1.2
$< 6 \text{ m}^2/\text{s}$	Cualquiera	0.7	0.8	1.2	1.2

NOTAS:  
 b es el diámetro de la estructura incluyendo la rugosidad de la pared.  
 D' es la dimensión que sobresale de las rugosidades tales como costillas o "spoilers" en m.  
 V<sub>D</sub> es la velocidad del viento de diseño (convertida a m/s) evaluada para dos tercios de la altura total.  
 Se puede interpolar linealmente para valores intermedios de H/b y de d'/b.

Tabla 4.4 Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (h <sub>m</sub> ) (msnm)	Presión barométrica (Ω) (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Nota: Puede interpolarse para valores intermedios de h<sub>m</sub>.



El factor de rugosidad y la altura, FrZ, establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z. Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

Se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Frz = 1.56(10 / \delta)^\alpha \quad \text{si } Z \leq 10 \quad (4.9)$$

$$Frz = 1.56 (Z/\delta)^\alpha \quad \text{si } 10 < Z < \delta \quad (4.10)$$

$$FZ = 1.56 \quad \text{si } Z > \delta \quad (4.11)$$

donde:

$\delta$  es la altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente;  $\delta$  y Z están dadas en metros, y

$\alpha$  es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$  están en función de la rugosidad del terreno (Tabla 4.5) y del tamaño de la construcción (Tabla 4.6). En la Tabla 4.7 se consignan los valores que se aconsejan para estos coeficientes en el caso de estructuras del grupo A.

**Tabla 4.5 Categoría del terreno según su rugosidad**

Cat	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivos, sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terrenos con numerosas obstrucciones, largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de ese tipo de terreno en la dirección del viento, debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

**Tabla 4.6 Clase de estructura según su tamaño**

Clase	Descripción
A	Todo elemento de recubrimiento de fachada, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 m.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 50 m.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 m.

**Tabla 4.7 valores de  $\alpha$  y  $\delta$  , para estructuras del Grupo A**

Categoría del terreno	$\alpha$	$\beta$ (m)
1	0.099	245
2	0.128	315
3	0.156	390
4	0.170	455

El factor de topografía FT toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

En la Tabla 4.8 se muestran los valores que se recomiendan con base en la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características topográficas del sitio.

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales del sitio en donde se desplantará la construcción, así como del tamaño de ésta. Por lo tanto, a fin de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la Tabla 4.5 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. En la Tabla 4.6 se dividen a las estructuras y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases, de acuerdo con su tamaño.

En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada longitud mínima de desarrollo, la cual se consigna en la Tabla 4.5 para cada categoría de terreno. Cuando no exista esta longitud mínima, el factor de exposición Fa, deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho. En este caso, el diseñador podrá seleccionar, entre las categorías de los terrenos que se encuentren

en una dirección de análisis dada, la que provoque los efectos más desfavorables y determinar el factor de exposición para tal categoría, o seguir un procedimiento analítico más refinado a fin de corregir el factor de exposición.

**Tabla 4. 8 Factor de topografía local FT**

Sitios	Topografía	FT
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento. Valles cerrados.	0.8
		0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que el 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos. Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.1
		1.2

#### 1.4.2 Sismo

Los tanques de regulación que se utilizan en los sistemas de agua potable, se deberán analizar considerando que pertenecen al grupo "A", por lo que los coeficientes sísmicos estipulados en la tabla IV -9 deberán multiplicarse por 1.5

En el análisis por sismo deberá suponerse que el tanque está lleno al 80 por ciento de su capacidad, y para valuar deformaciones diferidas en la estructura y en cimentación, se supondrá lleno al 70 por ciento de su capacidad; excepto en recipientes que viertan por la parte superior, como son los utilizados en plantas de tratamiento de aguas residuales, que deberá considerarse lleno al 100 por ciento de su capacidad.

Los reglamentos locales suministrarán información en cuanto a los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño aplicables, de conformidad con la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan los tanques.

El reglamento local a que se hace referencia debe ser el aprobado por la Comisión de Seguridad Estructural, con ediciones posteriores a 1990. En caso de que este reglamento no exista, se recurrirá a lo indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, que a continuación se transcribe bajo licencia de la Comisión Federal de Electricidad.

Con base en un estudio de riesgo sísmico, la República Mexicana se dividió para fines de diseño en cuatro zonas según se indica en la Figura 4.2.

Las fronteras entre zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) (T / T_a) \quad \text{si } T < T_a \quad (4.12)$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (4.13)$$

$$a = c (T_b / T)^r \quad \text{si } T > T_b \quad (4.14)$$

donde:

- $a_0$  es el coeficiente de aceleración del terreno,
- $c$  es el coeficiente sísmico,
- $T$  es el período natural de interés,
- $T_a$  y  $T_b$  son los períodos característicos que delimitan la meseta, y
- $r$  es el exponente que define la parte curva del espectro de diseño.

Los valores de estos parámetros se presentan en la Tabla 4.9 para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación (terreno firme, tipo I; terreno intermedio, tipo II; terreno blando, tipo III).

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del Grupo B. Para las estructuras que componen los sistemas de agua potable, que pertenecen al Grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

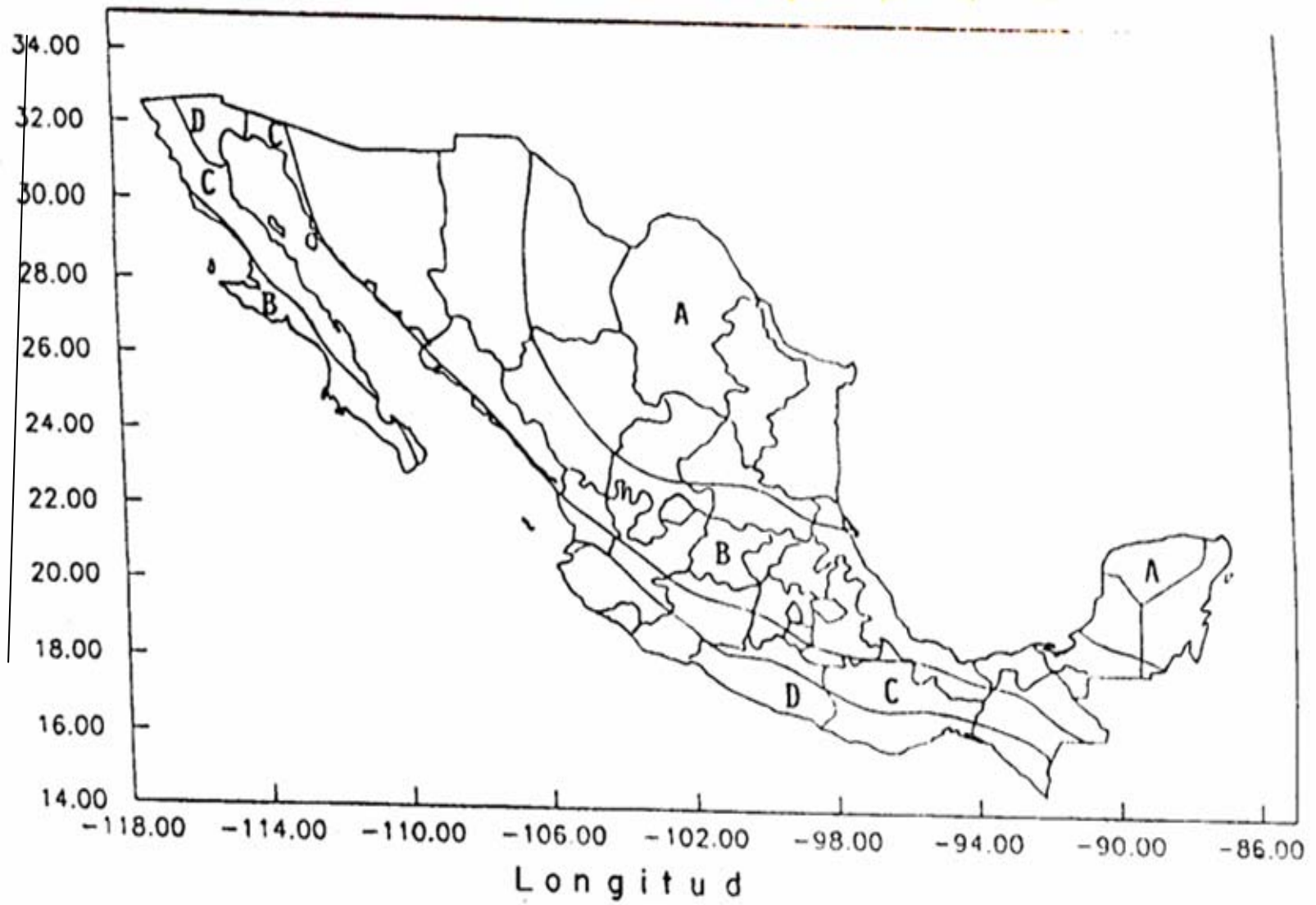


Figura 4.2 Regionalización sísmica de la Republica Mexicana



**Tabla 4.9 Espectros de diseño para estructuras del grupo B**

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a <sub>0</sub>	C	T <sub>a</sub> (s)	T <sub>b</sub> (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	0.09	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

En sitios en que se conozca el periodo dominante del suelo, T<sub>s</sub>, se permitirán algunas modificaciones en las ordenadas espectrales. Para ello, tratándose de terrenos tipo II y III se podrán modificar los periodos característicos del espectro de diseño como se indica a continuación:

**TERRENO TIPO I**

No se admiten modificaciones en el espectro de diseño.

**TERRENO TIPO II**

$$\text{Zonas sísmicas A y B} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_a = 0.64T_s \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.5s \end{array} \right. \quad (4.15)$$

$$\text{Zona sísmica C} \quad \{ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.4s \quad (4.16)$$

$$\text{Zona sísmica D} \quad \{ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.2s \quad (4.17)$$

**TERRENO TIPO III**

$$\text{Zonas sísmicas A y B} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = 0.35T_s \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 2.9s \end{array} \right. \quad (4.18)$$

$$\text{Zona sísmica C} \quad \{ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 1.9s \quad (4.19)$$

$$\text{Zona sísmica D} \quad \{ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 1.7s \quad (4.20)$$

Para el diseño sísmico de los tanques, es necesario tener en cuenta los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado en adición a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante

presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y convectivos del fluido. Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

Los efectos de inercia se pueden tratar en forma semejante al caso de estructuras de edificios. Para ello, se establecen las ecuaciones de equilibrio dinámico de un sistema equivalente y se obtienen respuestas de diseño mediante la aplicación del método modal espectral.

Para tratar los efectos hidrodinámicos, el fluido almacenado se puede reemplazar por dos masas virtuales ligadas al recipiente: una masa impulsiva, ligada rígidamente que representa los efectos hidrodinámicos debidos al movimiento del cuerpo rígido del recipiente; y una masa convectiva, ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido.

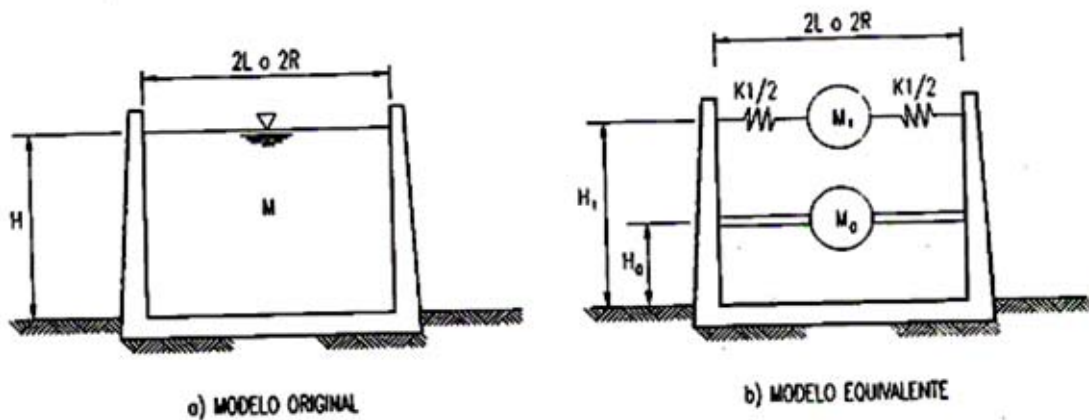
Las recomendaciones que se estipulan en el presente capítulo tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre los tanques sometidos a movimientos telúricos que se especifican mediante los espectros de diseño establecidos para estructuras de edificios. Tales fuerzas son función de la masa del recipiente, de la masa y flexibilidad de la plataforma de soporte en el caso de tanques elevados, de las masas impulsiva y convectiva que simulan el fluido, así como de las aceleraciones espectrales derivadas del espectro de diseño correspondiente a la zona sísmica y al tipo de terreno en que se ubicará la estructura.

Se tratarán solamente tanques con base de forma rectangular y circular. Para tanques de características distintas a las señaladas será necesario recurrir a métodos apropiados de análisis sísmico a fin de determinar las sollicitaciones de diseño.

Cuando un recipiente es sometido a excitación, se generan dos tipos de sollicitaciones: presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo, y fuerzas de inercia en la masa del recipiente. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: las presiones convectivas asociadas a los modos de vibración y las impulsivas asociadas al modo de cuerpo rígido. En términos de su magnitud, las presiones convectivas resultan ser menos importantes que las impulsivas, más por esto no se pueden despreciar, salvo en el análisis de interacción suelo-estructura.

En un depósito con paredes y fondo supuestos rígidos, las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de inercia se podrán determinar con base en el modelo equivalente que se muestra en la Figura 4.3. En esta analogía de masas virtuales adheridas, el fluido se sustituye por las masas  $M_o$  y  $M_i$ , colocadas a las alturas  $H_o$  y  $H_1$ , respectivamente, sobre el fondo del depósito;  $M_o$  está unida rígidamente y simula los efectos de las presiones impulsivas, mientras que  $M_i$  está unida mediante un resorte

lineal de rigidez K, y simula los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de vibrar del líquido.



**Figura 4.3 Analogía de las masas virtuales**

Para tanques circulares y rectangulares, los parámetros del modelo equivalente se pueden determinar de manera aproximada de acuerdo con las siguientes expresiones:

Tanques circulares con  $H/R \leq 1.5$

$$M_o = \tanh(1.7R / H) = M \quad 1.7 R / H \quad (4.21)$$

$$M_1 = 0.71 \tanh(1.8 H / R) = M \quad 1.8 H / R \quad (4.22)$$

$$H_o = 0.38H ((1 + \alpha) (M / m_o - 1)) \quad (4.23)$$

$$H_1 = H (1 - 0.21 M/M_1(R/H)^2 + 0.55 \beta R/H \sqrt{0.15(RM/HM_1)^2 - 1}) \quad (4.24)$$

$$K_1 = 4.7 g M_1^2; H/MR^2 \quad (4.25)$$

Tanques rectangulares con  $H/R \leq 1.5$

$$M_o = \tanh(1.7R / H) = M \quad 1.7 R / H \quad (4.26)$$

$$M_1 = 0.83 \tanh(1.8 H / R) = M \quad 1.6 H / R \quad (4.27)$$

$$H_o = 0.38H ((1 + \alpha) (M / m_o - 1)) \quad (4.28)$$

$$H_1 = H \left( 1 - 0.33 \frac{M}{M_1} \left( \frac{R}{H} \right)^2 + 0.63 \beta \frac{R}{H} \sqrt{0.28 \left( \frac{R M}{H M_1} \right)^2 - 1} - 1 \right) \quad (4.29)$$

$$K_1 = 3 g M_1^2; H/MR^2 \quad (4.30)$$

donde:

g es la aceleración de la gravedad,  
 R es el radio de la base del recipiente,  
 2L es la dimensión del tanque en la dirección del movimiento del terreno,  
 H es el tirante,  
 M es la masa almacenada del fluido, y  
 $\alpha, \beta$ , son los coeficientes para determinar la presión hidrodinámica en el fondo del recipiente.

En ambos casos,  $\alpha = 1.3$  y  $\beta = -2.0$ , si se requiere incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del tanque; o bien,  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ , si sólo interesan los efectos de la presión hidrodinámica que actúa sobre las paredes del depósito.

Cuando  $H/R$  o  $H/L$  sean mayores que 1.5, los parámetros equivalentes  $M_1$ ,  $H$ , y  $K_1$ , se calcularán aplicando las expresiones anteriores, sin modificar la masa ni el tirante del líquido. En cambio, el cálculo de los parámetros equivalentes  $M_0$  y  $H_0$ , se llevará a cabo suponiendo que el líquido que se encuentra por debajo de la profundidad  $1.5L$  o  $1.5 R$  medida desde la superficie del líquido, se mueve unido rígidamente al depósito, de modo que las expresiones anteriores se aplicarán sólo a la porción de líquido situada arriba de esa cota.

### Presiones hidrodinámicas

Para llevar a cabo un análisis de esfuerzos detallado de las paredes y el fondo de un depósito, es necesario conocer tanto la distribución como la magnitud de las presiones hidrodinámicas locales. Para ello cabe acudir a procedimientos rigurosos. Sin embargo, para fines prácticos se puede recurrir a un procedimiento aproximado que consta de los siguientes pasos:

1. Determinar la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del tanque de acuerdo con lo siguiente:

### Fuerzas de inercia

Para valuar el esfuerzo cortante máximo en las paredes del depósito es necesario conocer la fuerza cortante de diseño en la base, mientras que el esfuerzo axial máximo en las paredes del depósito se puede evaluar conocido el momento de volteo de diseño en la base.

Para la cimentación, el momento de volteo de diseño es la suma de los momentos que provienen de las presiones hidrodinámicas que actúan tanto en las paredes

como en el fondo del depósito. Por tal razón, también es necesario conocer el momento de volteo de diseño en el fondo.

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base,  $V_0$  y  $M_0$ , se calcularán teniendo en cuenta la interacción líquido-recipiente y la interacción suelo-estructura mediante las siguientes expresiones

$$V_0 = M_0 g a(T_0) / Q'(T_0)^\xi \quad (4.31)$$

$$M_0 = V_0 H_0 \quad (4.32)$$

donde:

$T_0$  es el período efectivo de la estructura con base flexible,

$a[ T_0 ]$  es la ordenada espectral,

$Q'[ T_0 ]$  es el factor reductivo por ductilidad correspondiente al periodo efectivo de la estructura con base flexible, y

$\xi$  es el factor de amortiguamiento, en función del amortiguamiento efectivo  $\xi_0$ .

El coeficiente  $\xi$  es el factor por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento  $\xi_0$  con objeto de obtener las que corresponden al amortiguamiento efectivo  $\xi_0$ , y se obtiene con las siguientes expresiones

$$\xi = 1 + (0.05 / \xi_0)^k - 1 \quad \text{si } T_0 < T_a \quad (4.33)$$

$$\xi = 0.05 / \xi_0 \quad \text{si } T_0 > T_a$$

El exponente  $k$  depende del tipo de terreno sobre el que se sustenta la estructura, y puede adoptar los siguientes valores:  $k=0.4$  para suelo tipo I,  $k=0.5$  para suelo tipo II y  $k=0.6$  para suelo tipo III.

La interacción suelo-estructura se deberá considerar en tanques sustentados en terrenos tipo II y III, sin ser rigurosa su inclusión en el análisis sísmico.

La fuerza de inercia que actúa en el centro de gravedad de la masa de las paredes y fondo del recipiente se puede considerar como un efecto impulsivo adicional. Para ello, la fuerza cortante y el momento de volteo en la base asociado a dicha fuerza se deberán obtener con expresiones similares a las del modo impulsivo pero sustituyendo  $M_0$  y  $H_0$  por los parámetros apropiados.

La fuerza cortante y el momento de volteo convectivos en la base,  $V_1$  y  $M_1$ , se calcularán sin tener en cuenta la interacción líquido-tanque ni la interacción suelo-estructura, mediante las siguientes expresiones

$$V_1 = M_1 g a(T_1) / Q'(T_1) \quad (4.34)$$

$$M_1 = V_1 H_1 \quad (4.35)$$

donde  $a[T1]$ , es la ordenada espectral y  $Q'[T1]$  el factor reductivo por ductilidad correspondiente al período fundamental de vibración del líquido T1, el cual es igual a:

$$T_1 = 2\pi(M1/K1)^{1/2}, \quad (4.36)$$

Para calcular la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de tanques elevados, se utilizará un modelo equivalente con dos grados de libertad definidos por los desplazamientos laterales  $X0$  y  $X1$  de las masas  $M0+Mp$  y  $M1$ , respectivamente. La masa  $Mp$  corresponde a la suma de las masas del recipiente y de la plataforma de soporte, su posición estará dada por la localización del centro de gravedad de sus componentes. Para la solución del sistema se deberá utilizar el método modal espectral, descrito ampliamente en la referencia 13.

Las máximas respuestas impulsiva y convectiva no ocurren simultáneamente, por lo que la fuerza cortante y el momento de volteo máximos probables se deberán obtener mediante la combinación de los efectos impulsivo y convectivo, de acuerdo con la siguiente expresión:

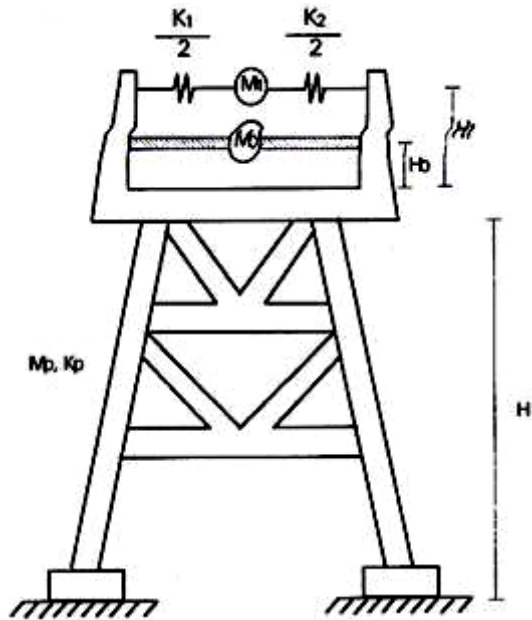
$$S = (S0^2 + S1^S)^{1/2} \quad (4.37)$$

donde  $S0$  y  $S1$  representan las fuerzas cortantes o los momentos de volteo en la base asociados a los efectos impulsivo y convectivo, respectivamente.

2. Calcular las sollicitaciones de diseño por unidad de longitud correspondientes a la fuerza cortante y el momento de volteo del paso no. 1 de acuerdo a lo siguiente:

Sean  $Vs$  y  $Ms$  respectivamente la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del depósito, provenientes de las fuerzas de inercia asociadas a las masas impulsiva, convectiva y de las paredes del depósito. Para valuar las presiones hidrodinámicas locales se requiere conocer la fuerza cortante  $vs$  y el momento de volteo  $ms$  por unidad de longitud en términos de  $Vs$  y  $Ms$ , respectivamente. Tales fuerza y momento por unidad de longitud se determinan con las siguientes expresiones

$$VS = Vs / \pi R \quad (4.38)$$



**Figura 4.4 Modelo equivalente para tanques elevados**

$$m_s = MS / \pi R \quad (4.39)$$

cuando se trate de tanques circular, o bien con

$$V_S = V_s / 4B \quad (4.40)$$

$$m_s = MS / 4B \quad (4.41)$$

en caso de tanque rectangular, siendo  $2B$  su dimensión en la dirección perpendicular a la dirección del movimiento del terreno.

3. Distribuir las solicitaciones de diseño del paso 2 a lo largo de la altura del depósito, suponiendo para esto una distribución de presiones lineal equivalente.

En la Figura 4.4 se muestra la distribución de presión lineal equivalente que se propone para valuar las presiones hidrodinámicas locales.

Usando estática simple se tiene que las presiones equivalentes  $p_0$  y  $p_H$  en los extremos de las paredes del depósito, se encuentran al resolver el siguiente sistema de ecuaciones algebraicas

$$(p_0 + p_H) H / 2 = v_s \quad (4.42)$$

$$(p_0 + 2p_H) H^2 / 6 = m_s \quad (4.43)$$

conocidos los valores de  $p_0$  y  $p_H$ , las presiones hidrodinámicas locales sobre las paredes del depósito se calculan con

$$P = (P_H + (P_0 - P_H) Z / H) \cos\theta \quad (4.44)$$

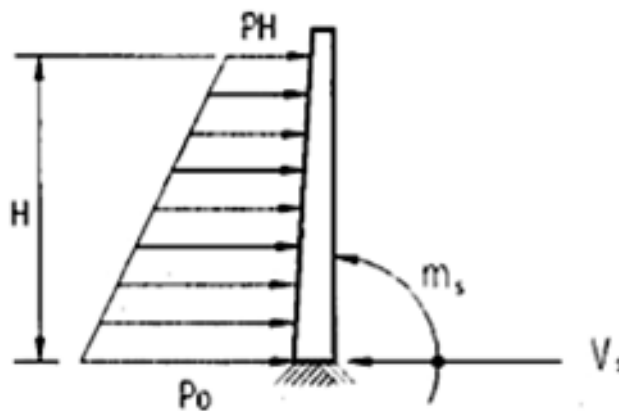
cuando se trate de tanques circular, o bien con

$$P = (P_H + (P_0 - P_H) Z / H) \quad (4.45)$$

en caso de tanques rectangular.

En las expresiones anteriores:

$z$  y  $\theta$  son las coordenadas del punto donde se evalúa la presión; la profundidad  $z$  se mide con respecto a la superficie libre del líquido en reposo y la desviación  $\theta$  con respecto a un eje paralelo y de igual sentido que el movimiento del terreno considerado.



**Figura 4.5 Perfil lineal equivalente de presiones**

Presión hidrodinámica sobre el fondo

Por lo que se refiere a las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del depósito, se puede suponer que su distribución es lineal sin que por ello se introduzca un error excesivo.

Para el efecto de volteo de conjunto de la estructura, así como para el análisis y diseño de la cimentación, se deberán calcular las presiones hidrodinámicas sobre el fondo.

Altura de onda

La máxima altura de onda del movimiento convectivo se puede estimar a partir del máximo desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del recipiente, de acuerdo con las siguientes expresiones:



Tanques circulares

$$\tilde{Z}_1 = \frac{0.69 \frac{K_1 R}{M_1 g}}{1 - 0.92 \frac{\tilde{X}_1 \left[ \frac{K_1 R}{M_1 g} \right]^2}{R}} \tilde{X}_1 \quad (4.46)$$

Tanques rectangulares

$$\tilde{Z}_1 = \frac{0.84 \frac{K_1 L}{M_1 g}}{1 - \frac{\tilde{X}_1 \left[ \frac{K_1 L}{M_1 g} \right]^2}{L}} \tilde{X}_1 \quad (4.47)$$

donde:

$Z_1$  es el desplazamiento vertical de la superficie del líquido medido con respecto al nivel de reposo.

$X_1 = Q [X_1 - X_0]$ , es el desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del tanque, eliminando la reducción por ductilidad mediante el factor de comportamiento sísmico  $Q$ .

Factores de Comportamiento Sísmico

Para el diseño de los tanques superficiales se recomiendan los factores de comportamiento sísmico,  $Q$ , indicados en la Tabla 4.10. Para el caso de tanques elevados, el factor de reducción por ductilidad dependerá de la estructuración y material de la plataforma de soporte, y podrán emplearse los valores de  $Q$  para estructuras de edificios que se indican en la referencia (14).

**Tabla 4.10 Factores de comportamiento sísmico para tanques superficiales**

Material de construcción del recipiente	$Q$
Acero	2.0
Plástico reforzado con fibra de vidrio	2.0
Concreto	1.5
Mampostería de tabique (confinada)	1.5
Mampostería de piedra	1.0

## **2 ANÁLISIS Y DISEÑO**

### **2.1 GENERALIDADES**

El presente capítulo contiene las recomendaciones para el análisis y diseño de los tanques sujetos a presión atmosférica que se utilizan en los sistemas de agua potable.

Las recomendaciones para el análisis y diseño estructural que aquí se presentan, se consideran como requisitos mínimos para una aplicación general. Los aspectos estructurales especiales, las combinaciones de las acciones no usuales, o las condiciones de exposición no comunes, podrán requerir diseños especiales más conservadores.

El propósito del diseño es el de lograr un nivel aceptable de seguridad y servicio, para que la estructura no sufra deterioros que demeriten el uso para la que fue destinada. Los tanques deberán diseñarse de tal manera que se evite la fuga de agua. Por consiguiente, se emplearán métodos de diseño que minimicen las grietas.

Con ese criterio, los métodos de diseño reconocidos para estructuras de concreto reforzado, han sido modificados para cumplir con el requisito adicional de estanquidad mediante la reducción de la profundidad y el ancho de las grietas, para evitar la corrosión del acero de refuerzo y las fugas de agua.

En el caso de tanques de acero estructural, se presentan recomendaciones de diseño para el buen funcionamiento de sus paredes, fondo y cubierta, y para el aseguramiento de la calidad y eficiencia de las uniones entre las placas del tanque.

### **2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO**

El análisis estructural de los tanques se efectuará mediante los métodos reconocidos por la ingeniería estructural, para determinar los elementos mecánicos a partir de las acciones permanentes, variables y accidentales a que estarán sujetos y que se describen en el capítulo 2 de este volumen.

El diseño de los tanques se efectuará para las cargas o combinaciones de cargas más desfavorables que actúan sobre la estructura.

En los tanques enterrados, se deberá efectuar la prueba de estanquidad antes de proceder a colocar el relleno exterior, para verificar que no existan filtraciones. Para ello deberán analizarse bajo las condiciones de tanque lleno sin relleno exterior y de tanque vacío con relleno exterior, incluyendo la posible carga viva rodante y las acciones provocadas por el agua frática.

### 2.2.1 Tanques rectangulares de mampostería de piedra braza (19)

El diseño se efectuará por el método de esfuerzos de trabajo, empleando los valores de resistencia de la piedra natural y del mortero de liga que se indican a continuación:

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión  $f_m$  y en cortante  $v$  se tomarán como sigue:

Para mampostería de piedra braza unida con mortero cemento-arena de resistencia en compresión no menor que 50 kg /CMZ

$$f_m = 20 \text{ kg /Cm}^2;$$

$$v = 0.6 \text{ kg /Cm}^2$$

Estos esfuerzos de diseño ya incluyen un factor de reducción, FR, por lo que no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

De acuerdo con lo anterior, se verificará que en cada sección la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente dada por la expresión

$$P_R = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) A_t f_m^* \quad (4.48)$$

donde:

PR es la fuerza resistente, en kg.

t es el peralte de la sección, en cm.

At es el área de la sección transversal, en Cm<sup>2</sup>.

e es la excentricidad con que actúa la carga, en cm.

La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5. Si esta relación se encuentre entre 5 y 10, la resistencia se tomará igual al 80% de la calculada con la expresión anterior y si excede de 10, se tomarán en cuenta los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales.

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistencia obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente. Se verificará que no se presenten esfuerzos de tensión en la mampostería y en el mortero de liga, a fin de evitar la presencia de grietas que permitan la fuga del líquido.

Para garantizar que no exista deslizamiento o volcamiento de los muros del tanque, se recomienda que el factor de seguridad no sea menor a 1.5 para deslizamiento y 2 para volteo.

La resistencia proporcionada por los elementos estructurales deberá ser mayor que las acciones a las cuales están sometidos, considerando en su cálculo los esfuerzos permisibles de trabajo que se indicaron anteriormente.

En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por tanto las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan. Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Para el diseño sólo se tomará en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deberán ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser distribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a

$$e_c = t/2 - b/3 \quad (4.49)$$

en que  $t$  es el espesor del muro y  $b$  el de la porción de éste en que se apoya la losa.

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias, y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante el factor de reducción, FE

#### Análisis por cargas laterales en el plano del muro

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso, techo y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, e ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo.

## Resistencia a cargas verticales

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad (4.50)$$

donde:

$P_R$  es la carga vertical total resistente de diseño,

$F_R = 0.6$ ,

$f_m^*$  es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería,

$F_E$  es el factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con el procedimiento descrito adelante y,

$A_T$  es el área de la sección transversal del muro.

### Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

$F_E$  podrá tomarse igual al menor de 0.6 y el que se obtiene con la ecuación siguiente.

$$F_E = (1 - 2e'/t) \left[ 1 - \left( \frac{H'}{30t} \right)^2 \right] \quad (4.51)$$

donde:

$t$  es el espesor del muro

$e'$  es la excentricidad calculada para la carga vertical,  $e_c$ , más una excentricidad accidental que se tomará igual a  $t/24$ ,

$H'$  es la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida  $H$ , según el criterio siguiente:

- $H' = 2H$ , para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior,
- $H' = 0.8H$  para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro,
- $H' = H$  para muros extremos que se apoyan losas

### Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, contrafuertes, columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor  $F_E$  calculado se incrementará sumándole la cantidad  $(1 - F_E) B$ , pero el resultado en ningún caso será mayor que 0.9.

$B$  es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes,  $L'$ , y se obtiene de la tabla siguiente

### Factor correctivo, B, por efecto de la restricción de muros transversales

L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

#### Resistencia a cargas laterales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y también de momentos flexionantes a empujes normales a su plano.

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

$$V_R = FR(0.5 v^*mAT + 0.3P) \leq 1.5FR V^*AT \quad (4.52)$$

donde:

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, en kg.

v\*m es el esfuerzo cortante medio de diseño, en kg/cm<sup>2</sup>

#### Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

La capacidad de flexión o flexocompresión en el plano del muro con refuerzo exterior (castillos) se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis comunes del concreto reforzado. En todos los casos, la capacidad debería afectarse del factor de resistencia FR.

Para muros reforzados con varillas colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = FR A_s f_y d' \quad (4.53)$$

donde:

A<sub>s</sub> es el área de acero colocada en el extremo del muro en cm<sup>2</sup>

d' es la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro en cm<sup>2</sup>

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento resistente de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación

$$MR = M_o + 0.30 P_u d ; \text{ si } P_u \leq 3 \quad (4.54)$$

$$MR = (1.5M_o + 0.15 P_u d) (1 - P_u/P_r) ; \text{ si } P_u > P_r/3 \quad (4.55)$$

donde:

$P_u$  es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión en kg.

$d$  es el peralte efectivo del esfuerzo de tensión en cm.

$PR$  es la resistencia axial en kg.

### 2.2.2 Métodos de diseño de estructuras de concreto reforzado. (8)

Para el diseño de estructuras de concreto reforzado, existen dos métodos aceptados en la práctica. Ambos son aplicables para el diseño de los tanques. El primero de ellos, que se basa en el criterio de resistencia última, utiliza cargas factorizadas, las resistencias especificadas del acero y del concreto,  $f_y$  y  $f'_c$ , y factores de reducción de la resistencia,  $\phi$ . El segundo, es el método alternativo de diseño, que emplea cargas de servicio y esfuerzos de trabajo reducidos.

El diseñador podrá optar por cualquiera de los dos métodos para el diseño estructural de los tanques que cubren estas recomendaciones. Ambos métodos presentan adecuaciones especiales para su empleo en el diseño de los tanques para los sistemas de agua, ya que éstos deberán ser lo suficientemente impermeables a la filtración del agua.

Con objeto de reducir las filtraciones en los tanques, los métodos especificados deben cumplir con requisitos adicionales como se indica en los apartados 2.2.2.1 y 2.2.2.2.

#### 2.2.2.1 Diseño por Resistencia (20,8)

Se entiende por resistencia, a la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provoquen la aparición de un estado límite de falla en la estructura. En el diseño por el método de resistencia, el margen de seguridad se proporcionará multiplicando las cargas de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia.

#### Cargas factorizadas

Se recomienda el uso de los factores de carga especificados por el Comité ACI 3188 (Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado) y 3508 (Estructuras Sanitarias para el Mejoramiento del Ambiente) que se transcriben a continuación

- a) La resistencia requerida  $U$  para la combinación de la carga muerta  $D$  más la carga viva  $L$ , se calculará como sigue:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (4.56)$$

- b) Si se incluyen los empujes laterales del terreno o empujes hidrostáticos del agua  $H$ , la resistencia requerida  $U$  se calculará como sigue:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (4.57)$$

En la determinación de la resistencia requerida  $U$ , cuando  $D$  ó  $L$  sean de tal naturaleza que disminuyan el efecto de  $H$ , deberá substituirse  $1.4D$  por  $0.9D$  y  $L$  será igual a cero.

Con ninguna combinación de  $D$ ,  $L$  y  $H$  deberá obtenerse una resistencia requerida  $U$  menor que la que se obtendría con la ec. (4.56)

- c) Para las combinaciones que incluyen las acciones debidas al viento  $W$  para una condición tal en que sea necesario considerar la totalidad de la carga viva, la resistencia requerida  $U$  se calculará como sigue:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) \quad (4.58)$$

Para la condición en que sea necesario considerar una carga viva nula, tal como ocurre cuando el tanque se encuentra vacío:

$$U = 0.9D + 1.3W \quad (4.59)$$

Si fuese necesario incluir en el diseño, la resistencia a las cargas sísmicas  $E$ , serán aplicables las ecuaciones (4.58) y (4.59) reemplazando  $W$  por  $1.1 E$ .

#### Durabilidad sanitaria

- d) Para tomar en cuenta la disminución de la resistencia del acero por la corrosión se empleará un factor de "durabilidad sanitaria"  $S$ , que incrementa la resistencia requerida calculada  $U$ , de la siguiente manera:

- Para acero de refuerzo trabajando a flexión, el factor de durabilidad sanitaria  $S = 1.3$ , por lo que la resistencia requerida será  $1.3 U$ .
- Para acero de refuerzo a tensión directa, el factor de durabilidad sanitaria  $S = 1.65$  por lo que la resistencia requerida será  $1.65 U$ .
- Para acero de refuerzo a tensión diagonal (como una medida del esfuerzo cortante), la resistencia requerida se afectará por un factor de durabilidad sanitaria  $S = 1.3$ .
- Para el concreto, la resistencia requerida será  $1.0 U$ .

#### Factores de reducción de la resistencia

Las resistencias de diseño proporcionadas por un elemento estructural, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del ACI 318, multiplicados por el factor  $\phi$  de reducción de resistencia.



El factor de reducción de resistencia,  $\phi$  debe ser el siguiente:

- Flexión, sin carga axial. 0.90
- Carga axial, y carga axial con flexión (Para carga axial con flexión, tanto la carga axial como la resistencia nominal a momento deben multiplicarse por un solo valor apropiado de  $\Phi$ )
  - a) Tensión axial y tensión axial con flexión. 0.90
  - b) Compresión axial y flexo-compresión.
    - Los elementos con refuerzo en espiral. 0.75
    - Otros elementos reforzados 0.70

Excepto que para valores bajos de compresión axial,  $\Phi$  puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:

Para elementos en los cuales  $F_y$  no exceda de 4200 kg. /cm<sup>2</sup> con acero de refuerzo simétrico y  $(h-d - d_s) / h$  no sea menor que 0.70,  $\Phi$  se puede aumentar linealmente hasta 0.90, en tanto que  $\phi P_n$  disminuye de  $0.10 f'_c A_g$  a cero.

Para otros elementos con acero de refuerzo,  $\Phi$  puede incrementarse linealmente 0.90, en tanto  $\phi P_n$  disminuye de  $0.10 f'_c A_g$  ó  $\Phi P_b$ , según el que sea menor, a cero

Cortante y torsión.	0.85
Aplastamiento en el concreto.	0.70

donde:

$A_g$  es el área total de la sección, en cm<sup>2</sup>

$d'$  es la distancia entre la fibra extrema en compresión, al centroide del refuerzo de compresión, en cm

$d_s$  es la distancia entre la fibra extrema en tensión, al centroide del refuerzo tensión, en cm

$h$  es el peralte total del elemento, en cm

$P_b$  es la resistencia a la carga axial nominal resistente, en condiciones deformación balanceada.

$P_n$  es la resistencia a la carga axial nominal a una excentricidad dada.

En zonas de alto riesgo sísmico, los factores de reducción de la resistencia deben dar como se mencionó anteriormente excepto en las siguientes condiciones.

Excepto para la determinación de la resistencia de las juntas (conexiones) factor de reducción de resistencia para cortante será 0.6 para cualquier elemento estructural, si su resistencia al cortante nominal es menor que el corta correspondiente al desarrollado por la resistencia nominal a flexión del elemento La resistencia nominal a flexión se deberá considerar con carga axial más cría factorizada incluidos los efectos por sismo. El factor de reducción de resisten para las juntas (conexiones) deberá ser 0.85.

El factor de reducción de resistencia para flexión y compresión axiales deberá 0.5 para todos los elementos del marco con fuerzas de compresión a: factorizadas que excedan ( $A_g f_c/10$ ) si el refuerzo transversal no esta conform la sección 21.4.4 del ACI-318.

#### 2.2.2.2 Método alternativo de diseño (Método Elástico).

En el método alternativo se diseñan los elementos estructurales de manera tal que los esfuerzos resultantes de la acción de las cargas de servicio (sin factores de carga) calculados por la teoría lineal de flexión, no excedan de los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio.

Los esfuerzos permisibles del concreto y del acero para emplearse en el método alternativo de diseño (por cargas de servicio), están contenidos en las Tablas 4.11 y 4.12 excepto cuando las cargas laterales tales como la de viento o la sísmica combinada con cargas vivas y muertas rigen el diseño, los elementos deben dimensionarse para el 75 % de las capacidades requeridas.

El concreto que se utilice en los elementos estructurales de los tanques para los sistemas de agua potable, tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días,  $f_c$ , no menor a 250 kg./cm<sup>2</sup>.

Estos esfuerzos son para una separación máxima de las varillas de 30 cm y se han establecido para controlar los anchos de las grietas en superficies de concreto expuestas a las condiciones encontradas en las estructuras que contemplan estas Recomendaciones. El esfuerzo permisible no excederá de 1 900 kg. /cm<sup>2</sup> para acero con  $f_y = 4 200$  kg./cm<sup>2</sup>.

**Tabla 4.11 Esfuerzos permisibles recomendados para el concreto en los tanques, que deberán permanecer estancos y resistentes a los productos químicos**

Descripción	Valor
Relación del módulo de elasticidad, $n^{**}$	$\frac{2 \times 10^6}{0.14w^{1.5}\sqrt{f'_c}}$
<b>Flexión:</b>	
Esfuerzo en la fibra extrema en compresión, $f_c$	$0.45f'_c$
Esfuerzo en la fibra extrema en tensión, en cimentaciones y muros o muros de concreto simple	$0.42\sqrt{f'_c}$
<b>Cortante:</b>	
$v$ (como medida de la tensión diagonal a una distancia $d$ del paño del apoyo)	
trabes sin refuerzo en el alma	$0.29\sqrt{f'_c}$
vigas sin refuerzo en el alma	$0.32\sqrt{f'_c}$
elementos con refuerzo en el alma, o varillas con dobleces en bayoneta, combinadas adecuadamente, y estribos verticales	$1.33\sqrt{f'_c}$
Losas y cimentaciones (cortante periférico)	$0.5\sqrt{f'_c}$
<b>Apoyos:</b>	
en toda el área	$0.25f'_c$
en una tercera parte del área, o menor	$0.375f'_c$

\* Los esfuerzos de trabajo recomendados que se muestran en la tabla, están en términos de  $f'_c$  para todas las resistencias del concreto. Deberán cumplir con los requisitos del Apéndice A (Método Alternativo de Diseño de ACI 318.)

\*\* El peso volumétrico del concreto,  $w$ , se expresa en  $kg./m^3$ . De la tabla 2.6.7(a) de ACI 3508-89. Reproducido con autorización del IMCYC.

**Tabla 4.12 Esfuerzos recomendados en el acero para cargas de servicio, con una separación máxima de 30 cm de las varillas de refuerzo, en las estructuras de los tanques.**

Diámetro de la varilla	Condiciones de exposición sanitaria de la estructura* y el valor maxim de Z**	Esfuerzo máximo bajo carga de servicio, en kg./cm <sup>2</sup> fy = 4 200 kg ./cm <sup>2</sup>
Todos los diámetros	Elementos a tensión directa	1 400
# 3, 4 y 5	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa Zmáxima es la 16 980 kg./cm)	1 540
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal Zmáxima es la 20 555 kg.lcm)	1890
# 6, 7 y 8	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa Zmáxima es la 16 980 kg./cm)	1265
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal Zmáxima es la 20 555 kg.lcm)	1540
# 9, 10 y 11	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa Zmáxima es la 16 980 kg./cm)	1190
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal Zmáxima es la 20 555 kg.lcm)	1470

\*La exposición sanitaria normal se define como la exposición a la retención hermética (estanca) de líquidos con pH>5, o exposición a soluciones sulfatadas de menos de 1500 ppm. Las exposiciones sanitarias severas, son aquellas condiciones en que se rebasan los límites que definen la exposición sanitaria normal.

\*\*Los valores de Z mencionados, se definen en el Reglamento ACI 318, y en estas Recomendaciones se expresan en kg./cm. La deducción de las fórmulas de control de agrietamiento están contenidas en los Comentarios al Reglamento ACI 3188. (Véanse la ecuaciones 3-13 y 3-14 de estas Recomendaciones).

de la Tabla 2.6.7(b) de ACI 3508-89 Reproducida con autorización del IMCYC.

Revisión por agrietamiento (Ver Figura 4.6)

Es un requisito primordial el control del agrietamiento de los tanques para evitar la filtración del líquido, de adentro hacia afuera y viceversa del agua clara o contaminada.

El estado límite de agrietamiento se satisface, si el ancho superficial de las grietas no resulta mayor al valor especificado de conformidad con el grado de exposición a que estará sujeta la estructura. El ancho de las grietas se limitará conforme lo siguiente:

Distribuyendo el refuerzo de tal manera que se formen grietas finas en lugar de grietas con un grosor excesivo. Esto se logra distribuyendo varillas de diámetros pequeños en el refuerzo principal, en vez de un área igual de diámetros mayores. Limitando la separación de las varillas de refuerzo en las zonas de momentos máximos, calculándola con la siguiente ecuación:

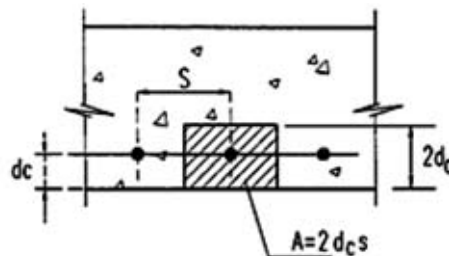


Figura 4.6

$$s = \frac{0.5 \left( \frac{Z}{f_s} \right)^3}{d_c^2}$$

(4.60)

El factor Z y el ancho de la grieta son función del recubrimiento de concreto y del espesor total de un elemento a flexión y son válidos únicamente para elementos a flexión en una sola dirección. Para su cálculo el proyectista deberá utilizar la siguiente ecuación:

$$Z - f_s^3 \sqrt{d_c A}$$

(4.61)

donde:

s es la separación de las varillas, en cm

Z es el factor que es función del recubrimiento y del espesor del elemento en kg/cm<sup>2</sup>

A = 2d<sub>c</sub>s, en cm<sup>2</sup>

f<sub>s</sub> es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm<sup>2</sup>

$d_c$  es el recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema de tensión, al centro de la varilla más próxima a ella, en cm.

Para cumplir con lo anterior Z no deberá rebasar los siguientes valores:

- Condiciones sanitarias normales: En el acero de refuerzo por flexión, colocado en una sola parrilla Z no deberá exceder de 20,555 kg./cm (Ver Tabla 4.12).
- Condiciones sanitarias severas: En el acero de refuerzo por flexión colocado en una sola parrilla Z no deberá exceder de 16,980 kg./cm (Ver Tabla 4.12).

Los valores de Z, se establecieron para recubrimientos que no excedan los 5 cm y deberán basarse en ese valor cuando éste sea mayor. El recubrimiento adicional se puede considerar como una mayor protección.

### 2.2.3 Método de diseño de estructuras de acero

Para el diseño de los elementos estructurales de los tanques de acero y las estructuras de soporte, se utilizará el método por esfuerzos permisibles recomendado por el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). A través de análisis elásticos se obtendrán en los miembros los esfuerzos ocasionados por las combinaciones de carga de servicio más desfavorables, y se debe revisar que los valores de trabajo máximos no sobrepasen los esfuerzos permisibles que se establecen a continuación:

#### 2.2.3.1 Tensión

Los esfuerzos de trabajo, en elementos sujetos a tensión estarán limitados a los siguientes valores:

$$\text{En el área total} \quad F_t = 0.6F_y \quad (4.62)$$

$$\text{En el área neta efectiva} \quad F_t = 0.5F_u \quad (4.63)$$

Para miembros conectados con pasadores:

$$\text{En el área neta} \quad F_t = 0.45F_y \quad (4.64)$$

donde:

$F_t$  es el esfuerzo permisible a tensión axial, en kg/cm<sup>2</sup>.

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia mínimo del acero utilizado, en kg/cm<sup>2</sup>.

$F_u$  es la resistencia mínima a la ruptura por tensión, en kg /cm<sup>2</sup>.

La relación de esbeltez, L/r, de elementos sujetos a tensión, excepto barras, preferiblemente no deberá exceder de 240 para miembros principales, y de 300 para miembros de arriostamiento lateral y otros secundarios (ref. 10).

### 2.2.3.2 Compresión

En la sección total de los miembros cargados en compresión axial:

$$\text{cuando } \frac{KL}{r} \leq C_c, \quad F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL/r}{C_c}\right)^2\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{KL/r}{C_c}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{KL/r}{C_c}\right)^3} \quad (4.65)$$

$$\text{cuando } \frac{KL}{r} > C_c, \quad F_a = \frac{12E\rho^2}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.66)$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2E\pi^2}{F_y}} \quad (4.67)$$

donde:

L es la longitud sin arriostramiento lateral del miembro en cm.

r es el radio de giro de la sección transversal del elemento en cm.

K es el factor de longitud efectiva de pandeo (sus valores se pueden consultar en la referencia 23), adimensional.

E es el módulo de Young del acero (2'100,000 kg/cm<sup>2</sup>).

C<sub>c</sub> es la relación de esbeltez límite entre el pandeo elástico y el plástico, adimensional.

Para elementos de arriostramiento y elementos secundarios, cuando  $KL/r > 120$ , el esfuerzo permisible  $F_a$  obtenido con las ecuaciones (3.18) y (3.19), se debe modificar dividiéndolo entre  $(1.6 - L/(200r))$ .

La relación de esbeltez,  $L/r$ , de miembros en compresión que soportan el peso del contenido del tanque no deberá exceder de 120, y de 175 para aquellos elementos que soporten las cargas de viento o sismo y columnas que resistan únicamente las cargas de la cubierta referencia (1).

### 2.2.3.3 Cortante

En el área efectiva de la sección transversal de elementos que resisten fuerza cortante el esfuerzo permisible se calcula con la siguiente expresión:

$$F_v = 0.40F_y \quad (4.68)$$

En conexiones de los extremos de vigas y en secciones donde puede ocurrir falla por cortante y/o desgarramiento a lo largo del plano que pasa a través de los sujetadores:

$$F_v = 0.30F_u \quad (4.69)$$

#### 2.2.3.4 Flexión

Los esfuerzos de trabajo de tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos y simétricos con respecto a su eje de carga, no excederán de:

$$F_b = 0.66F_y \quad (4.70)$$

Los requisitos que debe cumplir un elemento para que sea considerado "compacto" se describen ampliamente en la referencia (3). Para miembros que cumplan con los requisitos de elementos compactos excepto que  $bf/2t_f$  sea mayor que  $545 / \sqrt{F_y}$  pero menor de  $797 / \sqrt{F_y}$

$$F_b = F_y ((0.79 - 0.000239 bf/2t_f) \sqrt{F_y}) \quad (4.71)$$

donde  $b_f$  y  $t_f$  son el ancho y el espesor del patín, respectivamente.

Para miembros I o H doblemente simétricos, con los patines unidos continuamente al alma y con relación  $bf/(2t_f)$  de  $V$  patín en compresión no mayor de  $545 / \sqrt{F_y}$ ; así como barras sólidas cuadradas y redondas además de secciones sólidas rectangulares que estén flexionadas con respecto a su eje menor:

$$F_b = 0.75F_y \quad (4.72)$$

para los casos en que  $bf/2t_f$  sea mayor que  $\sqrt{F_y}$  pero menor de  $797/\sqrt{F_y}$ ,

$$F_b = F_y (1.075 - 0.000596(bf/2t_f) \sqrt{F_y}) \quad (4.73)$$

Para miembros en cajón sujetos a flexión, cuyo patín en compresión o la relación ancho/espesor del alma no cumplan con los requisitos de secciones compactas, pero que satisfacen los requerimientos ancho/espesor establecidos en la referencia (3):

$$F_b = 0.60F_y \quad (4.74)$$

Los esfuerzos permisibles en las fibras extremas de los elementos a flexión no considerados anteriormente, se tomarán igual a los siguientes:

a) Tensión

$$F_b = 0.60F_y \quad (4.75)$$

b) Compresión



- b1) Para miembros que cumplen los requisitos ancho/espesor, que el plano del alma sea un eje de simetría y de carga, y compresión en las fibras extremas de perfiles tipo canal flexionados con respecto a su eje de mayor inercia, se deberá tomar el mayor de los siguientes valores pero sin exceder de  $0.6F_y$ :

$$\text{cuando} \quad 2678 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq 5992 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}},$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{108'000,000 \cdot C_b} \right] F_y$$

(4.76)

$$\text{cuando} \quad \frac{L}{r_T} \geq 5992 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}},$$

$$F_b = \frac{12'000,000}{(L/r_T)^2} C_b$$

(4.77)

Cuando el patín en compresión sea sólido y de sección transversal aproximadamente rectangular, y su área no sea menor que la del patín en tensión:

$$F_b \leq 844,000 / Ld / A_f C_b \quad (4.78)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M1/M2) + 0.3(M1/M2)z < 2.3 \quad (4.78a)$$

donde:

L es la distancia libre sin arriostramiento, en cm.

$r_T$  es el radio de giro, con respecto al eje en el plano del alma, de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma, en cm.

$A_f$  es el área del patín en compresión, en  $\text{cm}^2$ .

$C_b$  es el coeficiente de flexión que depende de la variación del momento flexionante, adimensional. Cuando el momento flexionante en algún punto intermedio de la longitud L es mayor que en cualquiera de los extremos,  $C_b$  se tomará como la unidad.

$M1, M2$  son los momentos de flexión menor y mayor en los extremos de la longitud sin arriostramiento del elemento, respectivamente. La relación de momentos es positiva cuando el elemento está flexionado en curvatura doble y negativa para flexión en curvatura simple.

- b2) Para miembros no incluidos en el inciso b1) pero que cumplen con los requisitos de relación ancho/espesor, así como que las secciones flexionadas

con respecto a su eje mayor están arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo de compresión a intervalos no mayores de  $637bfl$  ffly

$$F_b = 0.60F_y \quad (4.79)$$

#### 2.2.3.5 Aplastamiento

En el área de contacto de superficies alisadas; en los extremos de atiesadores de carga ajustados; en el área proyectada de agujeros escareados, taladrados o barrenados para pasadores, el esfuerzo permisible al aplastamiento se determina con la siguiente expresión:

$$F_p = 0.90F_y \quad (4.80)$$

En el área proyectada de tornillos en juntas a cortante:

$$F_p = 1.5F_u \quad (4.81)$$

donde:

$F_u$  es la resistencia mínima a la tensión de las partes conectadas, en  $\text{kg/cm}^2$ .

En la Tabla 4.13 se presentan los esfuerzos permisibles de las secciones 2.2.3.1 a 2.2.3.5 para el caso del acero estructural A-36, considerando los siguientes valores nominales:

$$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4\,080 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 4.13 Esfuerzos permisibles para acero A-36

DESCRIPCION	EZFUERZO PERMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )
Tensión, $F_T$	1518
Compresión, $F_a$	ver tabla 3.4
Cortante, $F_V$	1012
Flexión, $F_b$	
Tensión y compresión en miembros compactos, simétricos respecto a su eje de carga y con $b_f/(2t_f) < 545/\sqrt{F_Y} = 10.84$	1670
cuando $b_f/(2t_f) = 545/\sqrt{F_Y} = 10.84$	1670
cuando $b_f/(2t_f) = 797/\sqrt{F_Y} = 15.85$	1518
(para valores intermedios se puede interpolar linealmente)	
Compresión en fibras extremas de elementos no compactos:	
1)Elementos que cumplen los requisitos de ancho/espesor, el plano de su alma es eje de simetría y carga; y elementos tipo canal flexionados respecto a su eje de mayor inercia (el esfuerzo permisible no debe ser mayor de 1518):	1687-
cuando $53.24\sqrt{C_b} \leq L/r_T \leq 119.12\sqrt{C_b}$	$0.059(L/r_T)^2/C_b$
cuando $L/r_T > 119.12\sqrt{C_b}$	$120 \times 10^5 C_b / (L/r_T)^2$
cuando el patín en compresión sea sólido y aprox. rectangular, y su área no sea menor que la del patín en tensión.	$844 \times 10^3 C_b / (L_d/A_f)$
2)Elementos no incluidos en el inciso anterior pero que cumplen con los requisitos ancho/espesor y están arriostrados en la zona de esfuerzo de compresión a intervalos no mayores de $12.66b_f$	1518
Aplastamiento, $F_p$	2277

Tabla 4.14 Esfuerzos permisibles para miembros en compresión, (kg/cm<sup>2</sup>)  
para acero A-36

Miembros principales y secundarios con (KL/r) < 120					Miembros secundarios con 121 < (L/r) < 175				
KL/r	F <sub>a</sub>	KL/r	F <sub>a</sub>	KL/r	F <sub>a</sub>	KL/r	F <sub>a</sub>	KL/r	F <sub>a</sub>
1	1516	41	1344	81	1072	121	716	161	510
2	1513	42	1338	82	1064	122	709	162	506
3	1510	43	1332	83	1056	123	703	163	503
4	1507	44	1326	84	1048	124	696	164	501
5	1504	45	1320	85	1040	125	689	165	498
6	1501	46	1315	86	1031	126	682	166	495
7	1498	47	1308	87	1024	127	674	167	492
8	1494	48	1303	88	1015	128	667	168	489
9	1491	49	1297	89	1007	129	661	169	487
10	1488	50	1290	90	998	130	654	170	484
11	1484	51	1284	91	991	131	648	171	482
12	1480	52	1278	92	982	132	641	172	480
13	1477	53	1271	93	973	133	635	173	477
14	1473	54	1265	94	965	134	629	174	475
15	1469	55	1259	95	956	135	623	175	473
16	1465	56	1252	96	948	136	617		
17	1461	57	1245	97	939	137	612		
18	1457	58	1239	98	930	138	606		
19	1453	59	1233	99	921	139	600		
20	1448	60	1226	100	913	140	596		
21	1444	61	1218	101	903	141	590		
22	1440	62	1212	102	894	142	585		
23	1435	63	1205	103	885	143	580		
24	1431	64	1198	104	877	144	575		
25	1426	65	1191	105	867	145	571		
26	1422	66	1184	106	858	146	566		
27	1417	67	1177	107	849	147	562		
28	1412	68	1170	108	840	148	558		
29	1407	69	1162	109	830	149	553		
30	1402	70	1155	110	821	150	549		
31	1397	71	1148	111	811	151	545		
32	1392	72	1140	112	802	152	541		
33	1387	73	1133	113	792	153	537		
34	1382	74	1126	114	783	154	534		
35	1377	75	1118	115	773	155	529		
36	1371	76	1110	116	763	156	526		
37	1365	77	1103	117	753	157	522		
38	1360	78	1095	118	743	158	520		
39	1355	79	1088	119	733	159	516		
40	1349	80	1080	120	723	160	513		

### 2.2.3.6 Flexocompresión

Los miembros estructurales sometidos conjuntamente a esfuerzos de compresión axial y de flexión, se deberán diseñar para satisfacer las siguientes relaciones de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}}{\left(1 - f_a/F_{ex}'\right)} \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{C_{my}}{\left(1 - f_a/F_{ey}'\right)} \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.82)$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.83)$$

En el caso en que  $f_a/F_a < 0.15$  se podrá utilizar la ecuación (IV-76) en lugar de las expresiones (IV-82) y (IV-83).

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.84)$$

En las ecuaciones expresiones (IV-82), (IV-83) y (IV-84), los subíndices "x" y "y" combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica el esfuerzo específico o una propiedad de diseño; y

donde

- $F_a$  es el esfuerzo de compresión permisible como si sólo existiera fuerza axial, en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $F_b$  es el esfuerzo permisible de compresión por flexión, como si sólo existiera momento flexionante, en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $F_e = \pi^2 E / [23(KL_b/r_b)^2]$ , es el esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad. En donde  $L_b$  es la longitud sin arriostamiento en el plano de flexión y  $K$  es el factor de longitud efectiva;  $r_b$  es el radio de giro correspondiente.
- $f_a$  es el esfuerzo de trabajo a compresión axial en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $f_b$  es el esfuerzo de trabajo a compresión por flexión  $\text{kg/cm}^2$ .
- $C_m$  es el coeficiente que puede adoptar los siguientes valores:

- a) Para miembros en compresión en arreglos estructurales sujetos a desplazamiento lateral  $C_m = 0.85$

- b) Para miembros en compresión con extremos restringidos en sistemas arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,  $C_m = 0.6 - 0.4M_1/M_2 > 0.9$ , (la relación  $M_1/M_2$  mantiene las mismas consideraciones que en 3.2.2.4b1)
- c) Para miembros en sistemas estructurales con arriostramiento lateral y sujetos a carga transversal entre sus apoyos,  $C_m = 0.85$  para elementos con extremos restringidos y  $C_m = 1.0$  para el caso contrario.

### 2.2.3.7 Flexotensión

Los elementos estructurales sometidos conjuntamente a esfuerzos de tensión y de flexión, deberán satisfacer la siguiente relación de interacción:

$$F_t / F_t + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \leq 1.0 \quad (4.85)$$

donde  $f_t$  y  $f_b$  son los esfuerzos de trabajo a tensión axial y a tensión por flexión, respectivamente. 2.2.4.8 Tornillos

Los esfuerzos permisibles de tensión y cortante en conexiones por fricción y aplastamiento en tornillos se establecen en la Tabla 3.5. Se entenderá por conexión por fricción a aquella en la que las partes sujetas no tocan al vástago del tornillo y su capacidad de transmisión de cortante se realiza a través de la presión de apriete entre las cabezas del tornillo y las caras laterales de las placas que conectan. Mientras que en una conexión por aplastamiento el vástago del tornillo y las placas de la junta están en contacto directo. Los esfuerzos permisibles se deberán aplicar en el área del cuerpo nominal de los tornillos y partes roscadas.

**Tabla 4.15 Esfuerzos permisibles en tornillos (kg/cm<sup>2</sup>)**

Tipo de tornillo Norma ASTM	Esfuerzo de Tensión $F_t$	Esfuerzo de cortante, $F_v$	
		conexión por fricción	conexión por aplastamiento
A 307	1 400		700
A 325N <sup>a</sup>	3 090	1 230	1 540
A 325X <sup>b</sup>	3 090	1 230	2 100
A 449N	$0.33F_u$		$0.17F_u$
A 449X	$0.33F_u$		$0.22F_u$
A 490N	3 790	1 540	1 960
A 490X	3 790	1 540	2 810

<sup>a</sup>N cuando las roscas están dentro de los planos de corte  
<sup>b</sup>X cuando las roscas están fuera de los planos de corte

\*Tabla tomada del libro "Structural Steel Design", Bowles, J.E.

Para los esfuerzos permisibles de tornillos en conexiones por fricción con agujeros sobredimensionados y alargados se puede consultar los valores propuestos en la referencia (10).

Los tornillos sometidos a esfuerzos conjuntos de cortante y tensión, deberán diseñarse para que el esfuerzo de tensión ( $f_t$ ) sobre el área nominal del sujetado ( $A_b$ ) no exceda los valores obtenidos con las expresiones de la Tabla 4.16. El esfuerzo cortante de trabajo,  $f_v$ , no debe exceder los valores permisibles de la tabla 4.15.

**Tabla 4.16 Esfuerzos permisibles de tensión ( $f_t$ ) para sujetadores en conexiones por aplastamiento, ( $\text{kg/cm}^2$ )**

Tipo de sujetador Norma ASTM	Rosca dentro del plano de corte	Rosca fuera del plano de corte
<b>Barras roscadas</b>		
Tornillos A 449, de más de 38 mm de diámetro	$0.43F_u - 1.8f_v \leq 0.33F_u$	$0.43F_u - 1.8f_v \leq 0.33F_u$
Tornillos A 325	$3\ 890 - 1.8f_v \leq 3\ 090$	$3\ 890 - 1.4f_v \leq 3\ 090$
Tornillos A 490	$4\ 780 - 1.8f_v \leq 3\ 800$	$4\ 780 - 1.4f_v \leq 3\ 800$
<b>Tornillos A 307</b>	<b><math>1\ 830 - 1.8f_v \leq 1\ 410</math></b>	

Para tornillos A 325 y A 490 empleados en conexiones por fricción, el esfuerzo cortante permisible en la tabla IV.15 debe multiplicarse por el factor reductivo ( $1 - f_t A_b / T_b$ ), donde  $f_t$  es el esfuerzo promedio de tensión debido a una carga directa aplicada en todos los tornillos de una conexión y  $T_b$  es la carga de tensión inicial especificada del tornillo.

#### 2.2.3.8 Soldaduras

Las soldaduras se diseñarán para que cumplan con los requisitos de la Tabla 4.17.

Las resistencias mínimas a la ruptura por tensión,  $F_u$ , del material de soldadura serán los siguientes:

Electrodo E60	4 222 $\text{kg/cm}^2$
Electrodo E70	4 926 $\text{kg/cm}^2$
Electrodo E80	5 630 $\text{kg/cm}^2$
Electrodo E90	6 333 $\text{kg/cm}^2$

La fuerza cortante permisible de un centímetro de soldadura de filete por cada 0.16 cm (1/16 in) de espesor de soldadura para varios niveles permisibles de esfuerzo, se especifican en la Tabla 4.18 referencia (12).

Los valores de la eficiencia de la soldadura para las uniones de las placas del tanque deberán ser las que se muestran en la Tabla 4.19.

### 2.2.3.9 Incremento de esfuerzos permisibles

Los elementos estructurales sujetos a esfuerzos producidos por la combinación de carga permanente, variable y accidental (viento o sismo), o sólo carga accidental, pueden diseñarse incrementando en un 25% los esfuerzos permisibles, pero la sección requerida no será menor que la necesaria para la combinación de carga permanente más carga variable.

**Tabla 4.17 Esfuerzos permisibles en soldaduras**

Tipo de soldadura	Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible
Soldadura de ranura de penetración completa	Tensión o compresión paralela o perpendicular al eje de la soldadura	Igual al del metal base
Soldadura de ranura de penetración parcial	Tensión o compresión paralela o perpendicular al eje de la soldadura	Igual al del metal base
Todas las soldaduras de ranura	Cortante	0.30FU ( del electrodo )
Soldadura de filete	Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	igual al del metal base
Soldadura de filete b	Cortante	0.30FU ( del electrodo )
Soldadura de tapón y en agujeros alargados	Cortante	0.30FU ( del electrodo )
<p>A El material base deberá ser compatible con el electrodo: por ejemplo, los electrodos E60 están limitados a un metal base con un esfuerzo de fluencia <math>F_y</math> no mayor de 2956 kg/cm<sup>2</sup>; los electrodos E70 a un metal base con <math>F_y &lt; 3870</math> kg/cm<sup>2</sup>; los electrodos E80 a un metal base con <math>F_y &lt; 4574</math> kg/cm<sup>2</sup>.</p> <p>B Los esfuerzos cortantes pueden estar limitados por el esfuerzo cortante máximo permisible en el metal base <math>F_v</math> es la 0.4<math>F_y</math></p>		

\* Tabla tomada del libro "Structural Steel Design", Bowles, J. E.



**Tabla 4.18 Fuerza cortante permisible de soldaduras de filete (kg/cm<sup>2</sup>)**

	Electrodo de arco metálico			
	E60	E70	E80	E90
Esfuerzo cortante permisible, $F_v = 0.3F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ), en la garganta efectiva de la soldadura.	1266	1478	1689	1900
Fuerza cortante permisible en la soldadura "q" (kg/cm), por cada 0.16 cm (1/16 in) de espesor de soldadura:				
a)Proceso de arco metálico	143	166	190	213
b )Tamaño de arco sumergido de 0.95 cm 3/8 in o menor	200	234	268	302
Incremento* para un tamaño mayor de 0.95 cm (3/8 in) con arco sumergido. Se debe utilizar el cortante permisible establecido para el arco metálico.	353	413	472	531
<p>*Ejemplo de utilización:            Para una soldadura de arco sumergido de 1.27 cm (1/2 in) y electrodo E80, el cortante permisible es <math>q_a = 8 * 190 + 472 = 1992</math> k /cm.</p>				

**Tabla 4.19 Eficiencia de la soldadura**

Tipo de junta	Eficiencia %	
	Tensión	Compresión
Junta a tope, doble bisel, con penetración completa	85	100
Junta a tope, doble bisel, con penetración parcial y con la porción sin soldadura localizada a la mitad de la placa más delgada.	85 (Z/T) *	100 (Z/T)
Junta a tope, con bisel y placa de respaldo o un medio equivalente para asegurar la penetración completa de la junta.	85	100
Junta traslapada transversal con soldadura chaflán continua en cada extremo de la junta	75	75
Junta traslapada transversal con soldaduras de chaflán en un extremo de la junta y soldadura de chaflán intermitente en todo el espesor del otro extremo	37.5 (1-X)'**	37.5 (1-X)'
Junta traslapada transversal con soldadura chaflán en cualquiera o ambos extremos de la junta; la soldadura continúa e intermitente.	37.5(Y/T)(W1+W2)* **	37.5(Y/T)(W1+W2) ***

Notas:

\* Z es la profundidad de penetración de las superficies de las placas y T su espesor (se deberá utilizar la placa más delgada si son de diferente grosor).

\*\* X es la relación entre la longitud de la soldadura de filete intermitente y la longitud total de la junta, expresada como decimal.

\*\*\* X, Y son las relaciones entre las longitudes de soldadura intermitente en cada extremo, W, y Wz, y la longitud de la junta, expresadas en decimales. Wz será cero para una junta soldada sólo por un extremo.

## 2.3 TANQUES RECTANGULARES

En este apartado, se dan recomendaciones para los tanques rectangulares contruidos de mampostería de piedra braza, concreto reforzado y acero estructural.

### 2.3.1 Tanques rectangulares de mampostería de piedra braza

El trabajo más confiable en este tipo de materiales es el de compresión, debido a su baja capacidad para tomar tensiones.

Por lo anterior, estos tanques sólo se podrán desplantar en terreno firme en toda su área. No se permite que se desplanten parcial o totalmente sobre rellenos o material deformable.

En el diseño de muros de mampostería se tendrán en cuenta las cargas verticales y laterales debidas a empuje, el peso propio del muro, las demás cargas muertas que puedan actuar se deberá verificar que el factor de seguridad contra el volteo y al deslizamiento no sea menor de 1.5 y dos respectivamente.

No se admitirán tensiones entre la mampostería y el terreno.

Estos tanques deben tener una protección interior con un aplanado pulido para evitar filtraciones, que puedan ocasionar la falla del tanque o la contaminación por la filtración de alguna sustancia extraña.

### 2.3.2 Tanques de mampostería de piezas artificiales y naturales.

Para los tanques de mampostería de piezas artificiales y naturales se deberán seguir las recomendaciones del inciso anterior. En el caso de que se presenten tensiones en el muro, éstas serán resistidas por los elementos confinantes como son castillos y dalas.

Al evaluar la resistencia del muro ante la acción de cargas verticales se deberá tomar en cuenta la esbeltez.

El factor FE afecta la resistencia de los muros a carga vertical por efecto de excentricidad y esbeltez.

### 2.3.3 Tanques rectangulares de concreto reforzado

En el funcionamiento estructural de los muros en los tanques rectangulares o poligonales predomina la flexo-tensión.

Dependiendo de la relación longitud - altura ( $b/a$ ), el análisis de los muros puede basarse en la elástica de la viga o la teoría de las placas delgadas, recomendándose para su análisis el uso de las tablas de la Asociación de Cemento Portland (Portland

Cement Association [PCA]) para tanques rectangulares que se incluyen en el Apéndice A de estas Recomendaciones.

En los tanques rectangulares sin cubierta, cuando la relación longitud - altura (bla) sea mayor a 3, los muros pueden considerarse empotrados en la cimentación debiendo tener especial cuidado en proporcionar el empotramiento supuesto en la hipótesis de diseño. Para ello, es recomendable prolongar la losa de cimentación hacia el exterior para reducir el posible giro de la base.

Se deberá tomar en cuenta el efecto de la tensión directa en los muros, inducido por el cortante horizontal de los muros adyacentes, adicionando al muro el acero de refuerzo por tensión, al necesario para resistir los momentos flexionantes horizontales en las esquinas en que los muros estén unidos rígidamente.

### **2.3.4 Tanques rectangulares de acero**

A continuación se describen los métodos de cálculo para este tipo de tanques rectangulares fabricados de acero estructural y soldados por el método de soldadura de arco de fusión, para el almacenamiento de agua.

Los tanques fabricados de acero, pueden tener diversas relaciones de altura entre el lado menor en la base (H/B), debiéndose efectuar para cualquier relación un análisis el cual verifique que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento se encuentren dentro de las tolerancias debido a las fuerzas horizontales tales como viento o sismo combinadas con las fuerzas verticales actuantes pueden ocasionar el volteo del tanque y en tal caso fijarlo mediante anclas colocadas en el anillo perimetral de la base.

La mayoría de los tanques rectangulares requieren al menos de un elemento atiesador soldado alrededor de la parte superior del tanque, el tamaño máximo del tanque sin atiesador superior, es aquel que contenga un volumen de 0.85 m<sup>3</sup> como máximo. Para tanques de mayor capacidad sí se requiere el atiesador superior, además de los atiesadores intermedios (horizontales-verticales) necesarios y que se pueden determinar en su número mediante el cálculo.

Las relaciones entre lados del tanque que aquí se presentan son sólo recomendaciones. Las dimensiones reales del tanque serán función del diseño del mismo.

La relación recomendada entre el lado mayor y el lado menor es:  $L/B = 1.5$

La relación entre la altura y el lado menor es:  $H/B = 0.667$

De acuerdo con estas relaciones se obtendría un volumen o capacidad de:

$$V = L B H = (1.5B)(B)(0.667B) = B^3 \quad (4.86)$$

Por lo tanto tendríamos:

$$\begin{aligned} B &= \sqrt[3]{V} \\ H &= 0.667 B \\ L &= 1.5 B \end{aligned}$$

Estos tanques pueden apoyarse directamente sobre el piso firme o sobre una estructura de acero como se muestra en el detalle superior de la Figura (4.7)

Tanques rectangulares sin atiesadores horizontales o verticales intermedios. (Caso A de Figura 4.7)

El espesor de la placa (t) en mm, se calcula con la siguiente fórmula:

$$t = 24.SL \sqrt{(aHg / 100) + c} \quad (4.87)$$

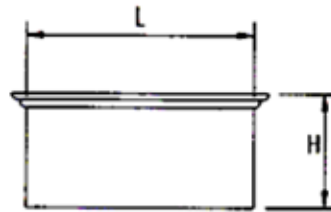
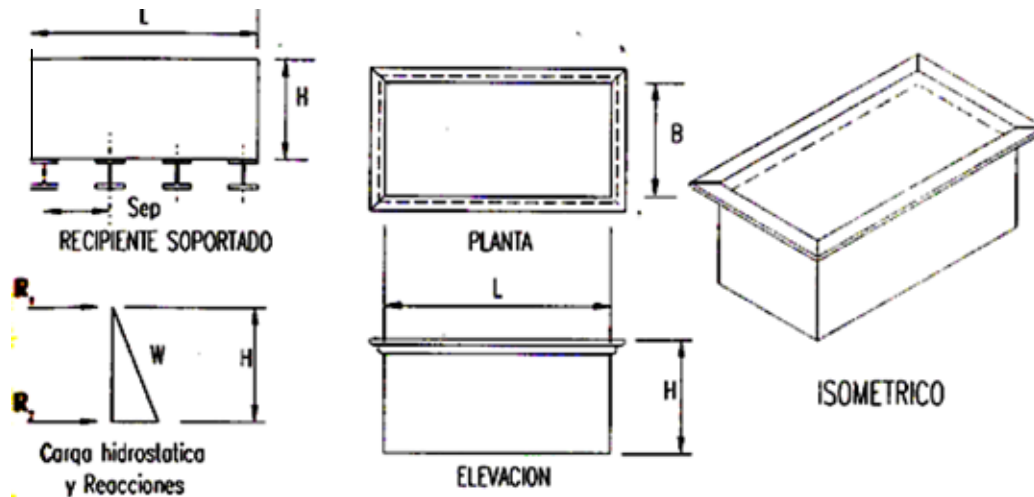
La carga hidrostática y las reacciones:

$$\begin{aligned} w &= \gamma H/2000 \\ R1 &= 0.3 w \\ R2 &= 0.7w \end{aligned}$$

El momento de inercia mínimo (Ic) en CM 4del atiesador superior:

$$Ic = 1270 R1 L^3 / E$$

Módulo de sección mínimo requerido para los atiesadores (Za) en cm<sup>3</sup>



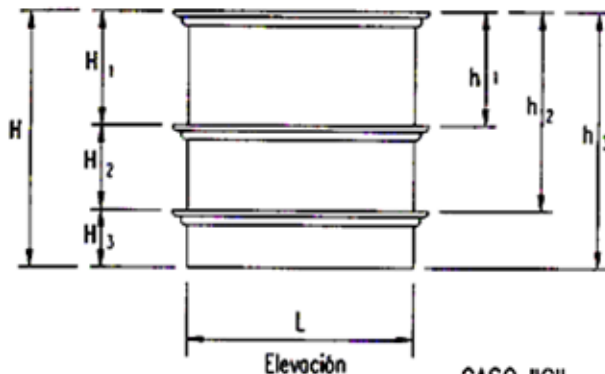
Elevación

CASO "A"



Elevación

CASO "B"



Elevación

CASO "C"

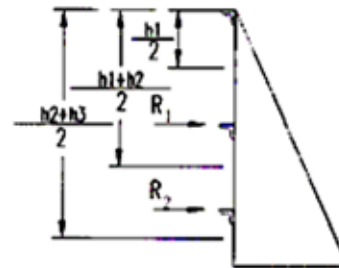


Figura 4.7

Espesor de la placa del fondo.

Cuando el tanque rectangular se apoya totalmente sobre terreno firme el espesor mínimo que se debe usar para la placa del fondo es de 3.2 mm, cuando se apoya sobre vigas, éste se calcula con la siguiente fórmula:

$$t = (8 \text{ Sep} / \sqrt{1000S/gH}) + c \quad (4.88)$$

Y la separación máxima entre apoyos (Sep) en cm:

$$\text{Sep} = 0.125(t - c) \sqrt{1000S/gH} \quad (4.89)$$

Tanques rectangulares con atiesadores verticales. (Caso B de Figura 4.7)

Distancia máxima entre atiesadores verticales (Dis) en cm:

$$\text{Dis} = 0.0455t \sqrt{1000S / \alpha\gamma H} \quad (4.90)$$

Módulo de sección requerido de los atiesadores (Z) en cm<sup>3</sup>:

$$Z = 16000 \gamma \text{ Dis} H^3 / 16000 S \quad (4.91)$$

Módulo de sección que contribuye el espesor de la placa (Zp) en CM<sup>3</sup>:

$$Z_p = t^2 \text{Dis} / 600 \quad (4.92)$$

donde:

- H es la altura total del tanque, en cm
- Hi es la altura de cada sección, en cm
- hi es la altura de cálculo de cada sección, en cm
- L es la longitud o lado mayor en la base, en cm
- B es el ancho o lado menor en la base, en cm
- y es la gravedad específica del líquido relativa a la del agua
- S es el esfuerzo permisible del acero, en kg/cm<sup>2</sup>

R1 y R2 son las reacciones, en kg/cm

- w es la carga hidrostática, en kg/cm-cm
- ac es el factor determinado en la tabla (IV.56)
- E es el módulo de elasticidad del acero, en kg/cm<sup>2</sup>
- Ic es el momento de inercia del atiesador, en cm<sup>4</sup>
- Z es el módulo de sección del atiesador, en cm<sup>3</sup>
- d es la distancia entre atiesadores, en cm
- t es el espesor de la placa, en mm
- c es el espesor de corrosión permisible, en mm, adicional de 1.6 mm (1/16"), suficiente para subsanar la corrosión esperada en la vida útil del tanque.

Los momentos de inercia y módulo de sección de los atiesadores son considerados en todos los casos con respecto al eje principal (X-X).

Valores de  $\alpha$  según la relación de la altura total entre el lado mayor.

**Tabla 4.20 Valores de  $\alpha$  en función de H/L**

H / L	0.3	0.5	0.7	1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1	2.5	3.0
$\alpha$	0.00	0.006	0.011	0.018	0.022	0.029	0.034	0.040	0.04	0.052	0.057
20	0	4	9	0	2	0	0	62	5		

Módulo de sección mínimo requerido para los atiesadores ( $Z_a$ ) en  $\text{cm}^3$  \*

$$Z_a = Z - Z_p \quad (4.93)$$

Tanques rectangulares con atiesadores horizontales. (Caso C de Figura 4.7)

Como resultado de la experiencia con tanques de diversas dimensiones se recomienda colocar atiesadores horizontales intermedios para evitar incrementar el espesor de la placa de las paredes del tanque, el número recomendado de atiesadores es el número entero que resulte de la siguiente expresión:

$$N_a = (H - 100) / 100 \quad (4.94)$$

**Tabla 4.21 Espaciamientos recomendados entre atiesadores**

Num. atiesadores intermedios	H1	H2	H3	H4	H5
1	0.60H	0.40H			
2	0.45H	0.30H	0.25H		
3	0.37H	0.25H	0.21 H	0.17H	
4	0.31 H	0.21 H	0.18H	0.16H	0.14H

La carga hidrostática actuante  $w_i$  a cada altura  $h_i$  en  $\text{kg/cm}$  por  $\text{cm}$  de ancho, el subíndice (i) representa el número de la sección a cada altura (Ver figura IV. 7):

$$W_i = \gamma h_i / 2000 \quad (4.95)$$

El momento de inercia mínimo requerido para los atiesadores ( $I_i$ ) en  $\text{cm}^3$

$$I_i = 1270 R_i L^3 \quad (4.96)$$

Para esto la reacción es,  $R_i$  es la 0.7  $w_i$

Espesor de placa requerido  $t_i$  en  $\text{mm}$ :

$$t_i = 24.5L \left( \sqrt{a_i P_i / s} \right), +c \quad (4.97)$$

La carga hidrostática actuante  $P_i$  a cada altura  $h_i$  en  $\text{kg/cm}^2$



$$P_i = \gamma(h_i + h_i - 1) / 2000 \quad (4.98)$$

## 2.4 TANQUES CIRCULARES <sup>(13)</sup>

En este inciso, se dan recomendaciones para los tanques circulares construidos de concreto reforzado y acero estructural.

Si el muro de un tanque circular se encuentra empotrado en su base; las tensiones anulares T, por unidad de altura; los momentos M, por, unidad de ancho; y las fuerzas cortantes radiales, V, por unidad de ancho, se calculan con las expresiones siguientes:

$$T = pR \left[ H - x - e^{-Qx} \left( H \cos Qx + \frac{QH-1}{Q} \sin Qx \right) \right] \quad (4.99)$$

$$M = - \frac{pRt}{\sqrt{12(1-n^2)}} e^{-Qx} \left( H \sin Qx - \frac{QH-1}{Q} \cos Qx \right) \quad (4.100)$$

$$V = - \frac{pRtQ}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} e^{-Qx} \left[ H(\sin Qx - \cos Qx) - \frac{QH-1}{Q} (\sin Qx + \cos Qx) \right] \quad (4.101)$$

donde

- e es la base de los logaritmos naturales
- H es el tirante del líquido, en cm
- p es el peso volumétrico del líquido, en kg/cm<sup>3</sup>

$$Q = 4 \sqrt{\frac{3(1-\nu^2)}{R^2 t^2}}, \text{ en } 1/\text{cm}$$

- R es el radio medio del tanque, en cm

- t es el espesor del muro, en cm

- x es la altura sobre el fondo, para la cual se valúan T, M y V, en cm.
- es el módulo de Poisson<sup>1</sup>

Cuando el diseño se efectúa de tal manera que se permita el desplazamiento libre entre el muro y la cimentación, la tensión horizontal por unidad de altura debida a la presión interior del líquido, está dada por la expresión:

$$T = \frac{pD}{2} \quad (4.102)$$

donde

- T es la tensión horizontal por centímetro de altura, en kg.
- D es el diámetro del tanque, en cm.
- p es la presión interior del líquido, en kg/cm<sup>2</sup>

#### 2.4.1 Tanques circulares de concreto

Para el cálculo del espesor del muro de un tanque de concreto reforzado, se tomarán en cuenta, tanto la tensión horizontal anular, como la contracción del concreto; por lo que es útil emplear la expresión siguiente:

$$t = \frac{CE + f_s - nf_{ct}}{100f_{ct}f_s} T_{ct} \quad (4.103)$$

donde

- t es el espesor del muro, en cm
- C es el coeficiente de contracción del concreto (0.0003)
- f<sub>s</sub> es el esfuerzo de trabajo del acero, en kg/cm<sup>2</sup>
- n es la relación modular entre el acero y el concreto
- T<sub>ct</sub> es la tensión anular obtenida mediante la expresión (3-45), en kg
- f<sub>ct</sub> es el esfuerzo en el concreto en condiciones de servicio, en kg/cm<sup>2</sup>
- E es el módulo de elasticidad del acero = 2'000,000 kg/cm<sup>2</sup>

El área de acero necesaria para tomar la tensión anular vale:

$$A_s = \frac{T}{f_s} \quad \text{ó} \quad \frac{T_u}{F_R f_y} \quad (4.104)$$

En el apéndice A de estas Recomendaciones, se presentan las tablas de la Asociación de Cemento Portland (Portland Cement Association [PCA]), que proporcionan los coeficientes para el diseño de tanques cilíndricos, y que pueden utilizarse como una alternativa al criterio mostrado en los párrafos anteriores. Para la aplicación de dichas tablas, deberá tenerse en cuenta la relación entre el diámetro y la altura del muro del tanque, lo mismo que el tipo de unión entre el muro y su cimentación en sus variables de empotramiento o articulación.

## 2.4.2 Tanques circulares de acero

A continuación se describen los métodos de cálculo para este tipo de tanques cilíndricos fabricados de acero estructural y soldados por el método de soldadura de arco de fusión, para el almacenamiento de agua.

### *Placas del cuerpo.*

El espesor mínimo para las placas de las paredes cilíndricas de los tanques atmosféricos serán de acuerdo a la tabla (IV. 22):

El espesor  $t$ , en mm, de los anillos del cuerpo a diferentes alturas, se calcularán con las siguientes fórmulas.

$$t = \frac{\gamma D h_i}{200S_o} + c \quad (4.105)$$

$$t = \frac{D h_i}{200S_h} \quad (4.106)$$

La nomenclatura es la misma que se presentó para los tanques rectangulares con las siguientes excepciones (Ver las figuras IV.9 y IV.10).

donde

$t$  es el espesor de la placa

$h_i$  es la altura de cálculo de cada sección, en cm

$\gamma$  es la gravedad específica del líquido relativa a la del agua adimensional

$D$  es el diámetro interior del tanque, en cm

$S_o$  es el esfuerzo permisible durante la operación, en  $\text{kg/cm}^2$

$S_h$  es el esfuerzo permisible durante la prueba hidrostática, en  $\text{kg/cm}^2$

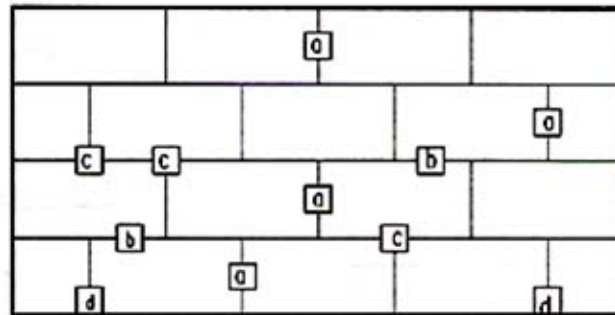
$c$  es el espesor de corrosión permisible, en cm

**Tabla 4.22 Espesor mínimo de placas en paredes cilíndricas de tanques atmosféricos**

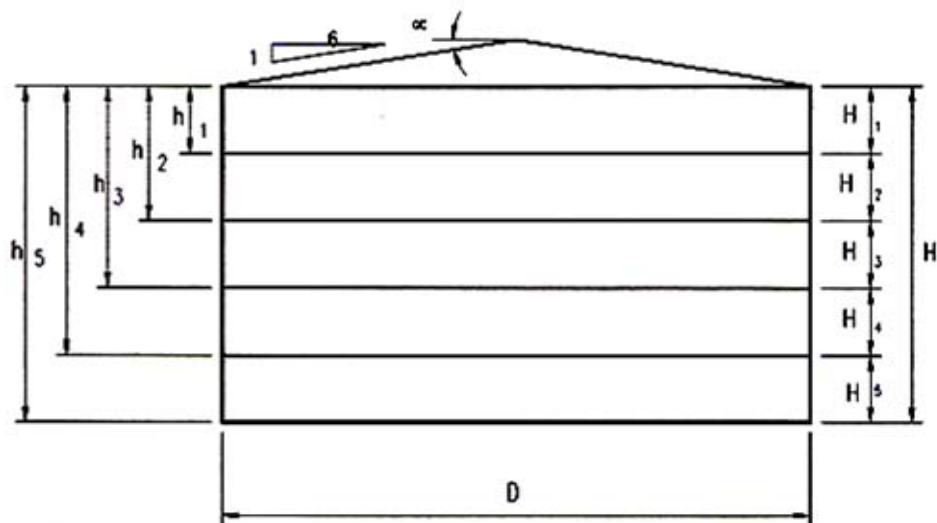
DIÁMETRO (m)	ESPESOR (mm)
Hasta 15.0	4.8
15.0 - 36.0	6.3
36.0 - 61.0	7.9
Mayor de 61.0	9.5

**Tabla 4.23 Esfuerzos permisibles de acero para tanques**

Material	Esfuerzo So kg /cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Sh kg/cm <sup>2</sup>
A 283 GR C	1406	1582
A36	1624	1743
A 285 GR C	1406	1582
A 131 GR B	1596	1751



**Figura 4.8**



**Figura 4.9**

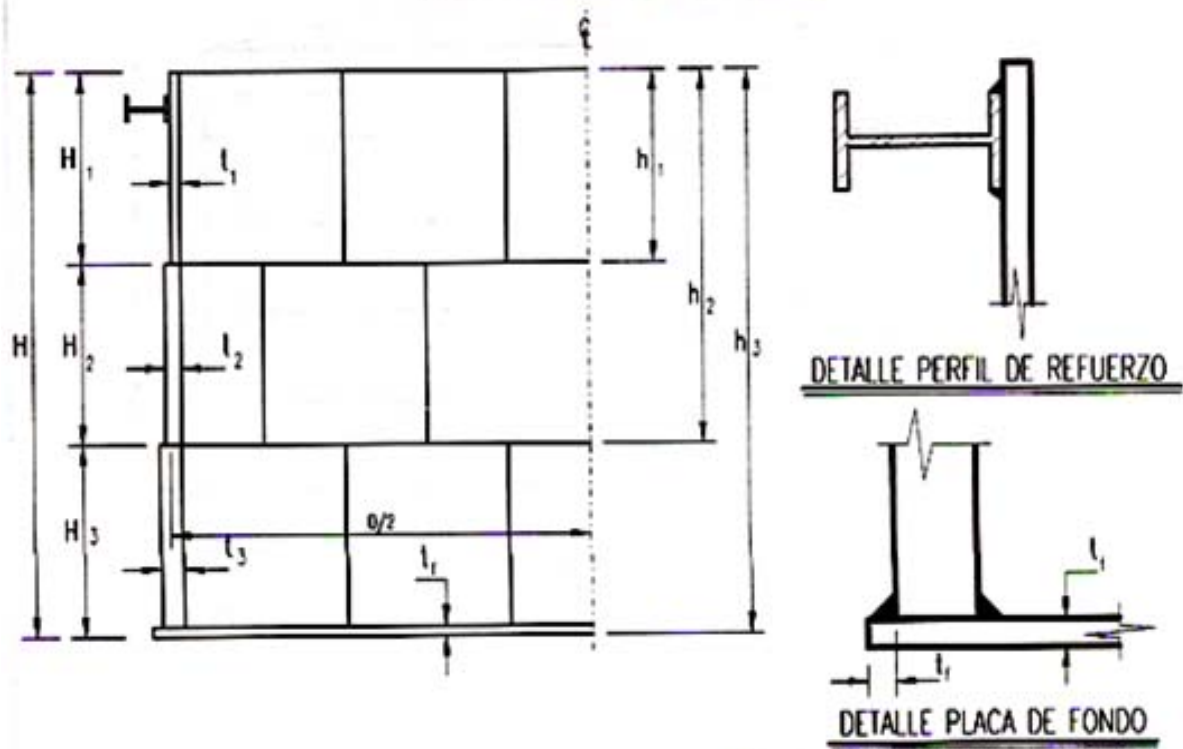
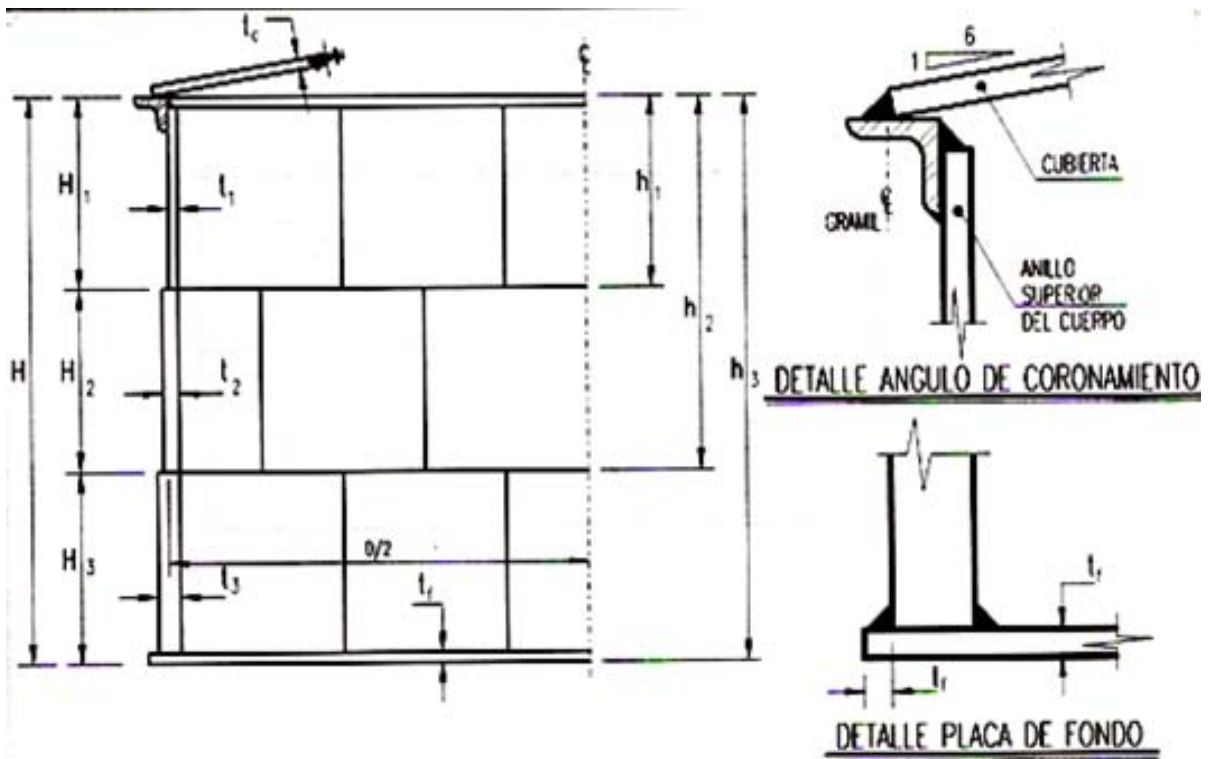


Figura 4.10

Ver Tabla (4.23) para los esfuerzos permisibles de aceros utilizados en la construcción de tanques de acero.

La ecuación IV-105 se aplica para la condición cuando el tanque se encuentra en operación y la IV-106 cuando se encuentre en la prueba hidrostática.

#### Placa de fondo

Cuando el tanque se apoya totalmente sobre terreno firme, el espesor mínimo que se debe usar para la placa de fondo es de 6.4 mm.

#### Cubierta.

Cuando el tanque requiera una cubierta, se recomienda que ésta sea del tipo cónica ya sea autoportada o soportada con una estructura adicional. Se recomienda un espesor de 5 mm, cuando la cubierta esté soportada con una estructura adicional. Esta estructura formada con largueros, vigas y columnas localizados en el interior del tanque, se deberán diseñar por los métodos tradicionales de cálculo.

La pendiente recomendada para estas cubiertas es de 0.1667 (9.46° = 0.165 radianes).

La carga viva que se considerará en estas cubiertas es de 80 kg /m<sup>2</sup>, agregada al peso de equipos adicionales.

Para cubiertas cónicas autoportadas, el espesor mínimo será de acuerdo con la Tabla (4.22), el espesor máximo será de 12.7 mm, el cual deberá ser igual o mayor al calculado con la fórmula (4.107). El ángulo  $\alpha$  de inclinación de la cubierta deberá estar entre los límites, mínimo de 9.46° y máximo de 37°.

El espesor ( $t_c$ ) en mm de las placas del techo autoportado cónico se calcula con la fórmula:

$$t_c = ( D / 40 \text{ sen } \alpha ) + c \quad (4.107)$$

donde:

- $\alpha$  es el ángulo del techo con respecto a la horizontal, en grados
- D es el diámetro del tanque, en mm
- c es el espesor de corrosión permisible, en mm

Para reforzar la unión de la cubierta con el cuerpo cilíndrico se coloca generalmente un anillo de ángulo estructural en la parte superior del cilindro, y las dimensiones del ángulo está en función del diámetro del tanque.

**Tabla 4.24 Ángulo de coronamiento**

DIÁMETRO (m)	Ángulo (Dimensiones mm)
Hasta 10.5	51 x 51 x 5
10.5-18.0	51 x 51 x 6
Mayor de 18.0	76 x 76 x 10

#### Tipo de uniones

La unión soldada entre placas para la construcción de tanques atmosféricos es como sigue:

Para las placas del fondo del tanque, el tipo de la unión será de traslape con soldadura de filete continuo.

Para la unión entre las placas del primer anillo del cuerpo del tanque (anillo inferior), con las placas del fondo se utilizará soldadura de filete continuo por ambos lados del anillo (ver Figura (4.10) detalle placa del fondo).

La unión entre placas de los anillos del cuerpo del tanque será a tope de penetración completa, tanto para las soldaduras verticales como circunferenciales.

Las uniones entre las placas del techo será traslapada con soldadura de filete continuo.

#### Zonas de concentración de esfuerzos

La zona de más alta concentración de esfuerzos para los tanques atmosféricos se encuentra en la unión del anillo inferior del cuerpo del tanque con la placa del fondo.

#### Tanques sin cubierta.

Los tanques sin cubierta son fácilmente deformables por la acción del viento, por lo cual se requiere atiesar los anillos superiores de acuerdo con el siguiente procedimiento:

El módulo de sección mínimo del atiesador superior (Z) en cm

$$Z = D^2 H / 17\,280\,000 \quad (4.108)$$

Este atiesador deberá estar colocado cercano a la orilla superior de la pared del tanque, entre una distancia de 60 cm a 100 cm de dicha orilla. (Ver Figura 4.15)

## Tanques elevados

Los tanques de acero para agua potable elevados y apoyados sobre una estructura de acero puede ser del tipo vertical como se muestra en la Figura (4.44), con tapa superior cónica y fondo plano o como se muestra en la Figura (4.48), tipo vertical con tapas abombadas y cuerpo cilíndrico ver Figura (4.49), o una combinación de ambos.

En la determinación de los espesores del cuerpo y las tapas o cabezas de todos los tanques elevados de agua potable se tomarán como base los espesores mínimos indicados en la Tabla (4.22).

El cálculo del espesor para el cuerpo cilíndrico se determinará con las fórmulas (4.105) y (4.106).

Los espesores de las tapas elipsoidales 2:1 para estos tanques, serán idénticos a los calculados para el cuerpo cilíndrico.

Se deberá dar especial atención a la estructura de soporte del tanque, la cual deberá resistir las cargas de sismo o viento del sitio de instalación, además de su peso propio, incluyendo su contenido y la estructura de soporte.

La prueba hidrostática para estos tanques se hará con agua limpia llenando el tanque hasta la altura máxima del nivel del agua que vaya a contener durante su operación, revisando simultáneamente todas las juntas soldadas con el fin de encontrar fallas, las cuales deberán marcarse para su posterior reparación e inspección.

La prueba radiográfica de las soldaduras verticales y horizontales entre las placas que constituyen los diferentes anillos del tanque cilíndrico se hará tomando radiografías como se indican en las notas que se presentan a continuación, éstas se refieren al tipo y cantidad de radiografías que se requieren según la Figura (4.13)

- a) Para juntas a tope en las cuales la placa mas delgada sea de 9.5 mm o menor deberá tomarse una radiografía por cada 3 m. de longitud, para espesores mayor de 9.5 hasta 23 mm se harán radiografías adicionales hasta completar al menos el 25% de la longitud total soldada, con espesores mayores de 23 mm será radiografiado total de la soldadura.
- b) Para todas las soldaduras horizontales se requiere de un punto de radiografía a los primeros 3 m. del inicio de la prueba y puntos adicionales a cada 6 m de longitud.
- c) Se deberá efectuar un punto de radiografía en todas la intersecciones de soldaduras verticales con horizontales.
- d) En cada soldadura vertical en el fondo del anillo inferior con espesor mayor a 9.5 mm., se tomará un punto de radiografía, lo más cercano posible ala placa de base del tanque.



## 2.5 Cimentación de tanques

### 2.5.1 Tipos de cimentaciones

La cimentación de tanques de fondo plano será de los siguientes tipos:

1. Tanque apoyado en un anillo de concreto. (ver fig. IV. 11)

La cimentación de estos tanques consta de un anillo de concreto, dentro del cual se rellena con material producto de la excavación o de banco cuando este no sea de buena calidad y deberá ir compactado al 90 % proctor. La cama base será de 15 cm de espesor mínimo de arena limpia, y tendrá una pendiente uniforme hacia arriba del extremo de la pared del tanque al centro, sobre esta se colocará una capa de mortero asfáltico, no menor de 5 cm. de espesor. Sobre la superficie de la corona del anillo se pondrá un fieltro asfaltado de 1.5 cm. de espesor

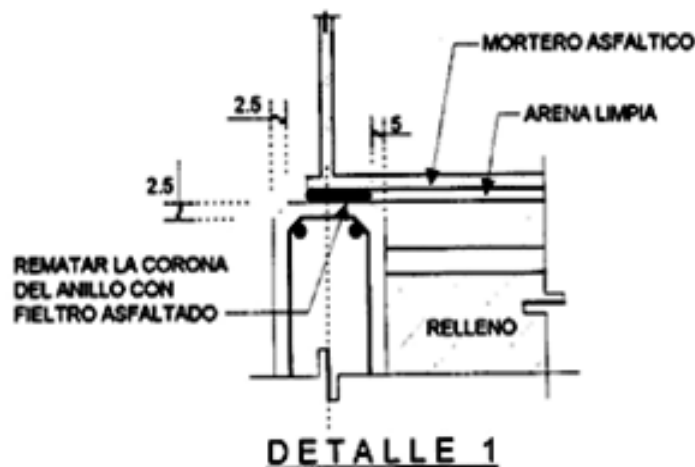
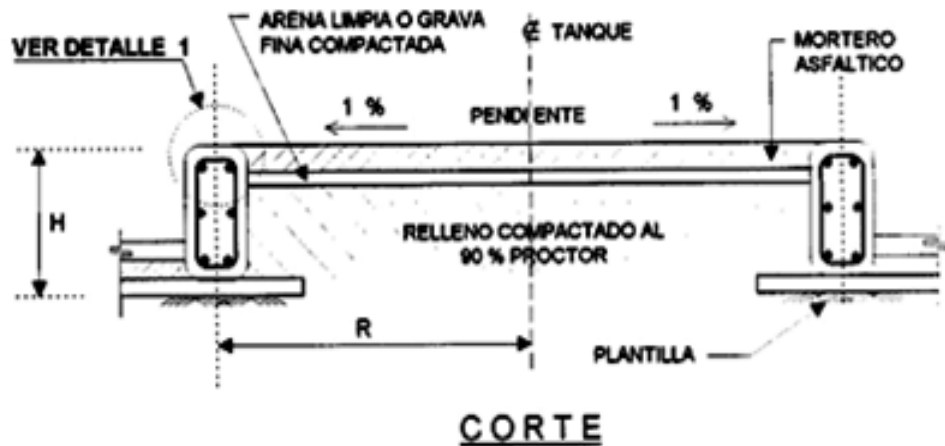


Figura 4.11

2. Tanques apoyados en losas de concreto. (ver fig. IV. 12)

Los tanques podrán ser apoyados en losa de concreto armado, desplantadas sobre rellenos de material compactado al 90 % proctor. Sobre la losa se colocará una capa de mortero asfáltico con una pendiente desde la orilla de la pared del tanque al centro hacia arriba.

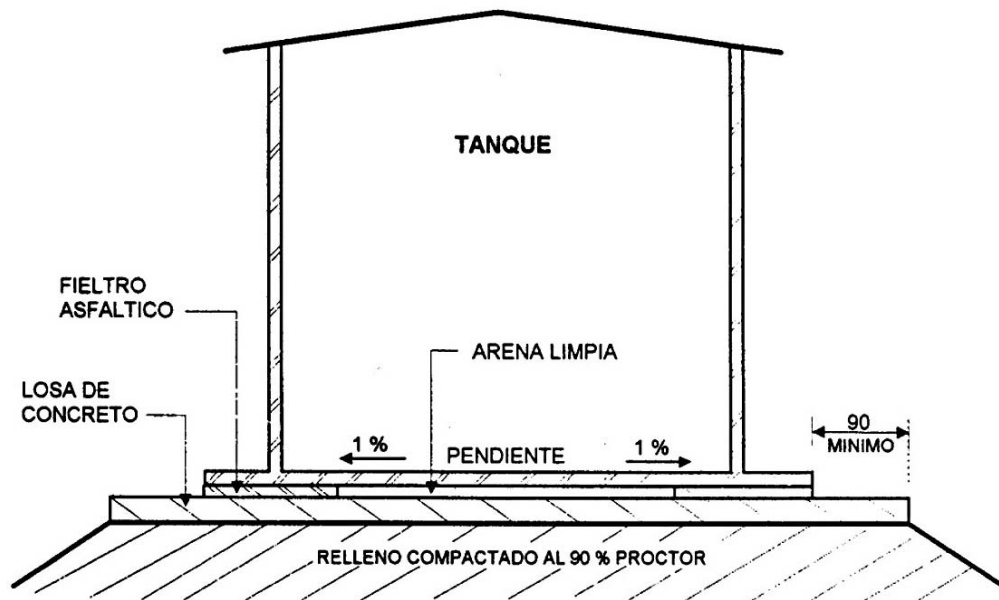


Figura 4.12

### 3. Tanques apoyados en relleno granular. (ver fig. IV. 13)

El tanque irá apoyado sobre un relleno compacto al 90 % proctor, éste será de material granular de banco limpio y de buena calidad y se extenderá a una distancia mínima de 90 cm. de la pared del tanque con una pendiente máxima de 1 vertical a 1.5 horizontal, se deberá proteger adecuadamente contra el deslave. Sobre este se colocará un riego de impregnación y después una capa de mortero asfáltico con una pendiente desde la pared del tanque al centro hacia arriba.

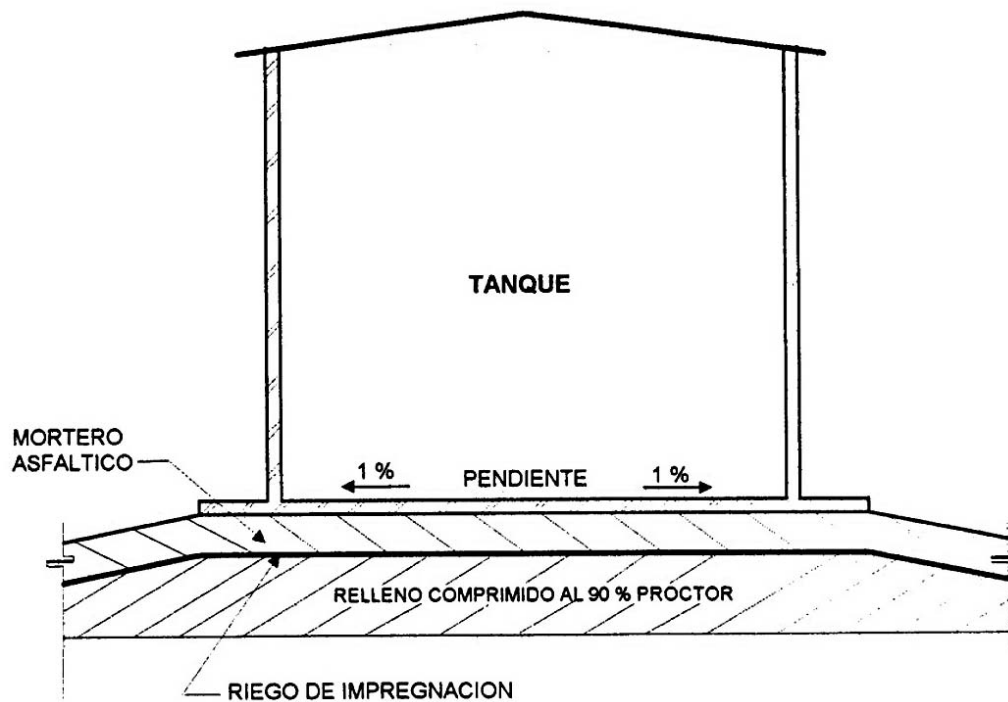


Figura 4.13

## 2.5.2 Analisis y Diseño

El diseño de la cimentación se hará de acuerdo a las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, Libro V 3a Sección, del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, para determinar el tipo de cimentación, profundidad de desplante y capacidad de carga del suelo.

En el caso de subsuelos estratificados, se verificará la estabilidad de la cimentación suponiendo que la falla pueda ocurrir a lo largo de superficies circulares recurriendo a métodos de análisis límite (Sueco, Bishop o similares).

Los parámetros de resistencia de los diversos estratos se determinarán en la forma indicada anteriormente. En este análisis, para el cálculo del momento actuante se considerarán las condiciones de cargas indicadas en el punto 2.2.1.1.

El momento resistente, afectado de un factor de reducción igual a 0.6 deberá ser mayor o igual que el momento actuante calculado.

$$\begin{aligned}\text{Momento resistente} &= \Sigma ( S_i \Delta L_i ) R \\ \text{Momento actuante} &= \Sigma | T_i | R\end{aligned}$$

donde

$T_i$  es el componente tangencial del peso de la dovela  $i$

$S_i$  es la resistencia al corte en la base de la dovela  $i$

En el caso de tanques desplantados sobre un estrato de material blando confinado (ver fig. IV. 14), se verificará que no pueda presentarse flujo plástico radial de dicho material. Para ello, se verificará que la presión  $p$ , aplicada al nivel de desplante, sea menor que el siguiente valor.

$$P = 4c \left( \frac{D'}{D} \right)^2 F_R \quad (4.109)$$

donde

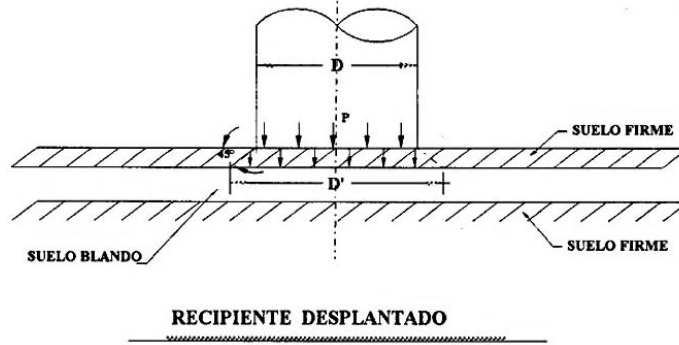
$P$  es la presión resistente del material de desplante.

$c$  es la cohesión del material blando

$F_R$  es el factor de reducción igual a 0.6

$D'$  es el diámetro en el que se descarga la presión en el nivel de desplante.

$D$  es el diámetro exterior del tanque.



**Figura 4.14**

*Características del muro anular de concreto.*

El fondo del tanque descansará sobre un terraplén cuya altura se fijará en función de la magnitud de los asentamientos totales esperados y de la posibilidad de la inundación de la zona; en ningún caso esta altura será inferior a 30 cm sobre el nivel circundante.

Los diez centímetros superiores del terraplén serán constituidos por arena limpia gruesa, grava o piedra molida, con tamaño de partícula de 1 a 2.5 cm.

El muro anular de concreto se construirá con el propósito de repartir la carga concentrada de la pared cilíndrica, facilitar la construcción del tanque, proteger el terraplén durante y después de la construcción, así como aislar, el fondo de la humedad. El muro deberá descansar sobre suelo inalterado o compactado y ser dimensionado de tal forma que la presión de contacto en su parte inferior sea aproximadamente igual a la presión actuante en el relleno confinado a la misma profundidad. Usando este criterio, el ancho se calculará a partir de la siguiente fórmula:

$$b = \frac{100 W}{0.5 \gamma_f H + h (\gamma_m - \gamma_c)} \quad (4.110)$$

donde

- b** es el ancho del muro, en cm
- H** es la altura del tanque, en m
- h** es la altura del muro, en m
- W** es el peso de la pared lateral de acero y de la fracción de techo soportada por metro lineal, en ton/m
- $\gamma_f$  es el peso volumétrico del fluido, en ton/m<sup>3</sup>

$\gamma_m$  es el peso volumétrico del relleno confinado, en ton/m<sup>3</sup>

$\gamma_c$  es el peso volumétrico del concreto reforzado, en ton/m<sup>3</sup>

En ningún caso el ancho del muro podrá ser inferior a 30 cm.

El muro deberá ser reforzado en forma continua a lo largo de toda la circunferencia, para resistir la presión horizontal atribuible al material confinado y a la sobrecarga del fluido.

La tensión en el muro se calculará con la expresión (4.102).

### 3 TANQUES SUPERFICIALES

#### 3.1 GENERALIDADES

En este capítulo, se presentan recomendaciones para la estructuración, el sistema de cubierta, sistema de piso y juntas entre los diferentes elementos, de los tanques de regulación superficiales utilizados en los Sistemas de Agua Potable. Tienen por objeto transmitir en forma sencilla las experiencias que se tienen en el diseño y construcción de estas estructuras y que han observado un buen comportamiento.

El objetivo es ilustrar de manera muy general los métodos y soluciones que se han venido aplicando, por lo tanto, estas recomendaciones no pretenden limitar de manera alguna, la aplicación de nuevas técnicas y procedimientos. Las figuras mostradas son esquemáticas.

Los materiales que se usan en la construcción de los tanques de regulación superficiales son:

- mampostería de piedra braza,
- concreto reforzado,
- concreto presforzado,
- acero,

Los tanques se componen de diversos elementos, como son:

- Muros, pueden ser estructurales o estar rigidizados para soportar las acciones provenientes de los empujes de agua y de tierra.
- Cimentación, de tipo rígida o flexible, dependiendo del terreno donde se va a desplantar la estructura.
- Piso o fondo, puede ser estructural o de membrana.
- Cubierta o tapa, de acuerdo al material del tanque será el tipo de cubierta.

#### 3.2 TANQUES DE MAMPOSTERÍA

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 apartado 3.2).

Estos tanques, se construyen de forma rectangular y sobre suelos no compresibles. Su desplante deberá efectuarse, en su totalidad, en terreno no deformable evitando los rellenos. Lo anterior se debe a que la mampostería tiene una baja capacidad para resistir deformaciones provocadas por asentamientos diferenciales.

En el funcionamiento estructural de los tanques de mampostería predomina la flexión-tensión. Se debe revisar que no se alcancen esfuerzos de tensión en exceso de los asociados al agrietamiento. La principal acción sobre los muros es el empuje

hidrostático del agua que contiene el tanque, y los empujes exteriores debidos al relleno y al agua freática.

El esfuerzo resistente a flexión de mampostería será de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  para piedra braza y de  $2 \text{ kg/cm}^2$  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, preferentemente adicionando un impermeabilizante integral. El objeto de este aplanado es el de obtener una membrana impermeable que impida la filtración del agua a través de la mampostería.

El piso será del tipo de membrana impermeable, debiendo poner especial atención a la unión entre el muro y el piso del tanque, en donde se dotará de una barrera al paso del agua colocando una banda de P.V.C. (ver Figura 4.15). El piso se construirá con una pendiente mínima del uno por ciento hacia la tubería de desagüe.

Los tanques deben llevar una cubierta con objeto de 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 debe descansar 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. Ver Figura 4.16.

Las inserciones de las tuberías en el muro de mampostería deberán tener un sello para evitar el paso del agua en la unión de ambos materiales. Para tuberías soldables, se recomienda colocar un anillo de anclaje, de hierro ductil instalar una brida ahogada en un colado de concreto y en las tuberías no soldables, se recomienda aplicar un sellador elastómero entre el tubo y el aplanado interior del muro (ver Figura 4.17).

### **3.2.1 Tanques de mampostería de piedra braza**

Puesto 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.

En la Figura 4.15, se presenta un corte de un muro de piedra braza comúnmente empleado en tanques.

Para reducir la posibilidad de deslizamiento, la cimentación del muro se puede ligar al piso del tanque. La continuidad muro-losa de fondo se deberá considerar en el análisis y el diseño del muro.

### 3.3 TANQUES DE CONCRETO REFORZADO

En el presente subcapítulo se tratan los tanques de regulación de concreto reforzado superficiales, semienterrados o enterrados; de formas geométricas rectangular, poligonal o cilíndrica.

El material que más se utiliza en la construcción de los tanques para agua, es el concreto reforzado, por las ventajas que ofrece sobre otros materiales, entre ellas, la impermeabilidad que por sí mismos tienen los concretos bien dosificados y compactados; requieren un mantenimiento mínimo y poseen una gran resistencia al ataque de los agentes químicos y al intemperismo, poseen capacidad a la compresión, tensión, flexión y cortante, y debido a su rigidez, pueden en algunos casos absorber deformaciones diferenciales.

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 el agua deben tener un espesor mínimo de 30 cm. En términos generales el espesor mínimo de cualquier elemento estructural en contacto con el agua es de 15cm. Se requerirá un mínimo de 20 cm. en donde se desee un recubrimiento de concreto de 5 cm., ver Tabla (4.25)



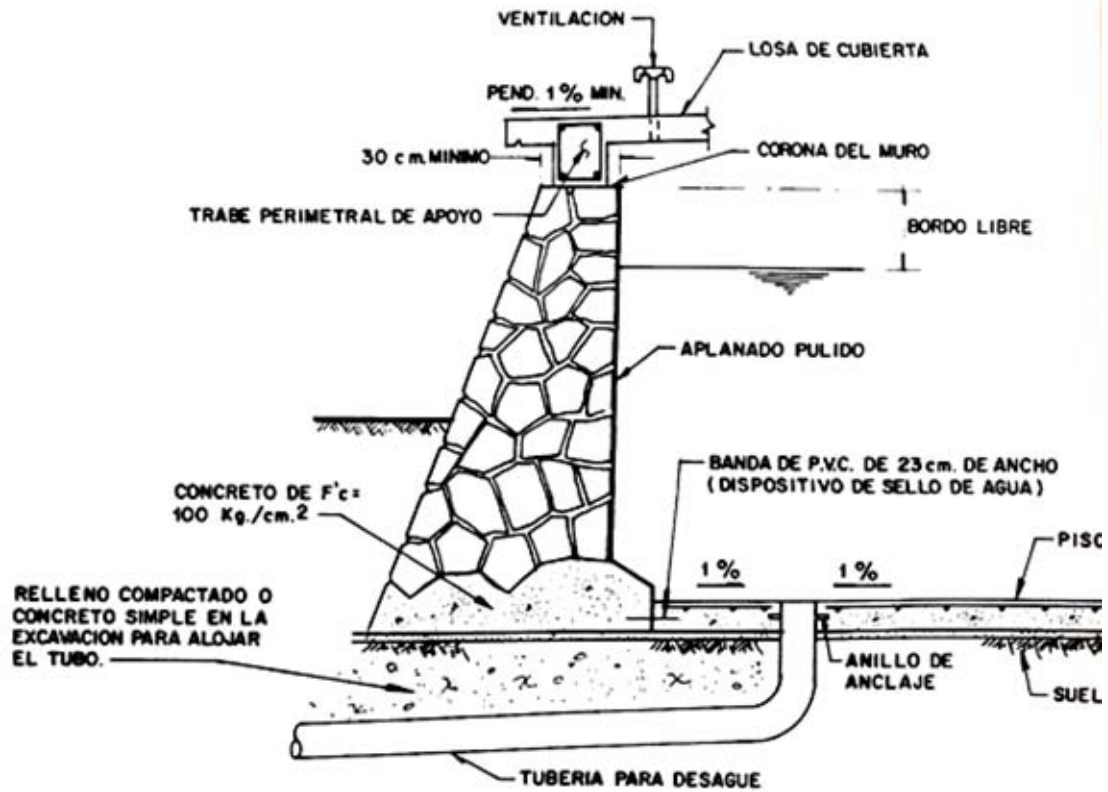


Figura 4.15

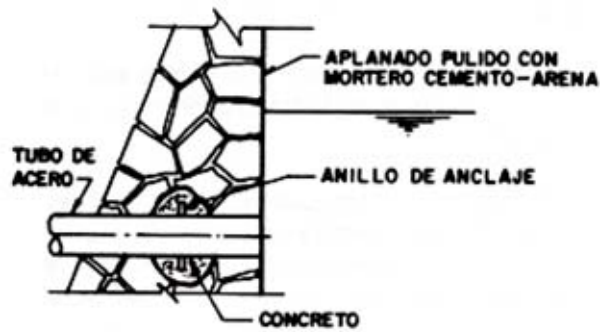


Figura 4.16

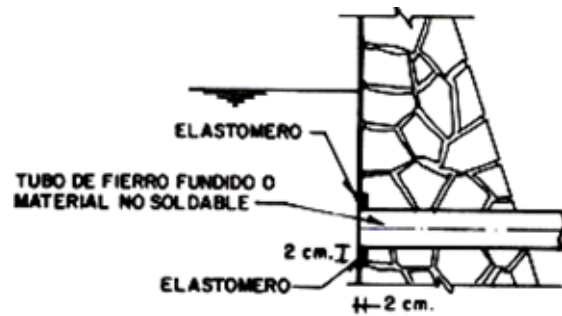


Figura 4.17

### 3.3.1 Tanques rectangulares con cubierta

La estructuración de los tanques de regulación rectangulares responde a las características del terreno donde se va a desplantar. En terrenos no deformables la estructura se puede estar constituida por marcos rígidos ortogonales formados por trabes y columnas, los muros desplantados en zapatas corridas, las columnas desplantadas en zapatas aisladas y el sistema de piso no estructural tipo membrana. En terrenos deformables se recomienda estructurar como anillos formados por contratrabes columnas y trabes, y un sistema de piso estructural.

En estas estructuras, es conveniente que el muro y la losa de cubierta se diseñen para que tengan un comportamiento de conjunto, de tal 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 (Ver Figura 4.18)

Cuando la relación longitud - altura del muro sea menor de tres, 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, se podrá analizar el 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.

La cimentación deberá diseñarse de acuerdo al tipo de suelo en el que se desplante la estructura y de las dimensiones del tanque.

En tanques de dimensiones en planta menores a 20.00m por lado, se recomienda que la losa fondo se construya en un solo colado para evitar juntas de construcción que puedan propiciar fugas del agua contenida, en este caso se recomienda que la zapata se prolongue hacia el exterior del tanque para reducir el posible giro del muro en la base.

En los tanques de grandes dimensiones, las juntas de piso deben reducirse al máximo haciendo que las columnas intermedias se desplanten en zapatas integradas al sistema de piso.

Para suelos rígidos se podrán utilizar zapatas corridas bajo los muros perimetrales y un piso de membrana sin función estructural (ver Figura 4.19). Para suelos deformables el piso debe ser de tipo estructural rigidizado mediante contratrabes en ambos sentidos (ver Figura 4.20).

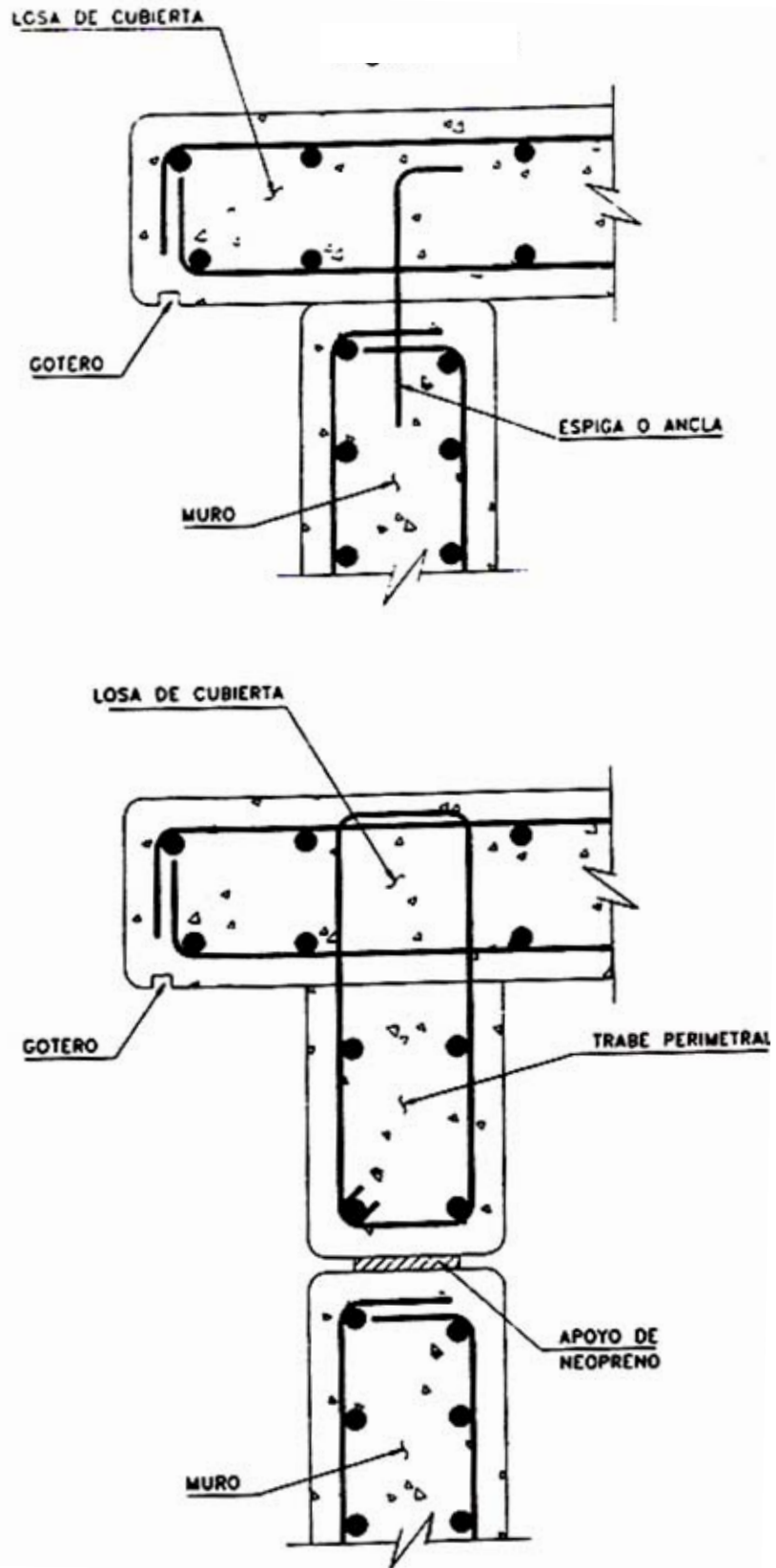


Figura 4.18

Tabla 4.25

<b>Recubrimiento mínimo de concreto para el refuerzo</b>	
<b>Losas y largueros:</b>	
Varillas superiores e inferiores para condiciones secas:	
varillas # 14 y # 18	4 cm.
varillas # 11 y menores	2 cm
Superficies de concreto expuestas a tierra agua o clima y sobre o en contacto con aguas negras y para la parte inferior que se apoya en plataformas o losas que soportan un relleno de tierra.	
varillas # 5 y más pequeñas	4 cm.
varillas # 6 hasta # 18	5 cm
<b>Vigas y columnas</b>	
para 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.
<b>Muros:</b>	
para condiciones secas:	
varillas # 11 y más pequeñas	2 cm.
varillas del #14 hasta # 18	4 cm.
superficies de concreto expuestas a tierra, agua, aguas negras, clima o en contacto con el suelo:	
tanques circulares con tensión anular	5 cm.
todas las demás	5 cm.
<b>Zapatas y losas de base:</b>	
en la superficie y en el fondo de los apoyos de losas de concreto	5 cm.
en superficies sin moldear y bases en contacto con la tierra	7 cm.
parte superior de zapatas igual que en las losas sobre la parte superior de los pilotes	5 cm.

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:

- rotura de las losas de piso al efectuarse un vaciado rápido
- pérdida de estabilidad del muro perimetral debido a que al actuar la subpresión, deja de actuar el peso del agua sobre la zapata y se reduce la fricción entre la zapata y el terreno, provocando la falla por volteo o por deslizamiento.



Figura 4.19

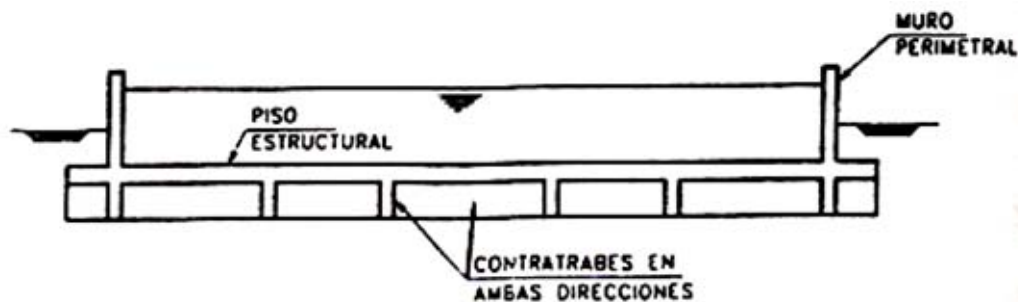


Figura 4.20

La cubierta para los tanques de concreto reforzado, se recomienda que sea a 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 el sistema 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.

Otro tipo de cubierta es el constituido a base de losa de elementos presforzados. En este caso, se ha observado que debido al elevado grado de humedad dentro del tanque, se propicia la corrosión en el acero de presfuerzo, provocando que se reduzca la adherencia con el concreto y falle el elemento. Para utilizar estos sistemas de cubierta, es necesario que el fabricante tenga conocimiento del grado de exposición a que estarán sujetos los elementos para que les proporcione la protección necesaria contra la corrosión del acero de presfuerzo.

### 3.3.2 Tanques cilíndricos con cubierta

Los tanques cilíndricos con cubierta que se utilizan para regulación en los sistemas de agua potable, en general son de gran diámetro y poca altura. Los muros de estos tanques trabajan principalmente a tensión circunferencial. El análisis puede efectuarse mediante el empleo de las tablas que se incluyen en el anexo A de este manual.

En el análisis de los muros de estos tanques es recomendable tomar en cuenta la posibilidad de que se presente un pequeño giro en la unión con la cimentación, lo

que nos llevaría a considerar que el muro no está empotrado en la base. Los estudios que se presentan en la referencia 4, 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 al giro en la base, por lo tanto se recomienda suponer que ésta se encuentra articulada, obteniendo así un diseño mas realista y seguro.

La cimentación deberá diseñarse de acuerdo al tipo de suelo en el que se desplante la estructura y de las dimensiones del tanque. En tanques de dimensiones en planta menores a 20.00 m de diámetro, se recomienda que la losa fondo se construya en un solo colado para evitar juntas de construcción que puedan propiciar fugas del agua contenida. Las juntas de piso deben reducirse al máximo tratando de que las columnas intermedias se desplanten en zapatas integradas al sistema de piso.

Para suelos rígidos se podrán utilizar zapatas corridas bajo los muros perimetrales y un piso de membrana sin función estructural. Para suelos deformables el piso debe ser de tipo estructural rigidizado mediante contratraveses en ambos sentidos.

En el diseño de estos tanques es conveniente que la losa de cubierta quede apoyada sobre el muro perimetral, para no alterar el comportamiento de este último a tensión anular.

Para el análisis de los depósitos cubiertos, con columnas intermedias, se pueden utilizar las tablas contenidas en el Anexo A de este volumen.

Para el diseño de la cubierta en lo referente al sistema de losa, son aplicables las recomendaciones especificadas en el inciso 3.3.1.

Otro tipo de cubiertas que se utilizan es a base de un domo de concreto con un anillo postensado que se apoya en el muro perimetral ver la referencia (16).

### 3.4 TANQUES DE CONCRETO PRESFORZADO <sup>17</sup>

El concreto presforzado tiene una amplia aplicación para los muros de los tanques cilíndricos, especialmente si éstos son de grandes dimensiones. La razón de utilizar el presfuerzo se encuentra en que los grandes tanques se expanden y se contraen considerablemente cuando se llenan o vacían, por lo que al utilizar el concreto presforzado disminuye el agrietamiento en los muros de estos 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 tal manera que sus 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 el capítulo 9 de ACI 318, así como lo recomendado en el ACI 344.

#### Resistencia requerida

- a) Se utilizarán los factores de carga indicados el capítulo 9 del ACI-318, para la carga muerta, carga viva, carga de viento, fuerzas sísmicas, y la presión lateral del terreno
- b) Se utilizará un factor de carga de 1.5 para las presiones del agua.
- c) Se utilizará un factor de carga de 1.4 para las fuerzas finales de presfuerzo.
- d) Cuando debido a las restricciones resulten momentos flexionantes que los componentes de la estructura, deberá aplicarse un factor de carga 1.2 a la máxima fuerza del presfuerzo aplicable inicial o final, en los casos en que la combinación del presfuerzo con otras cargas factorizadas y los efectos ambientales produzcan los máximos requerimientos de resistencia a flexión.
- e) Cuando debido a las restricciones, resulten momentos flexionantes en los componentes de la estructura, deberá aplicarse un factor de carga de 0.9 a la mínima fuerza de presfuerzo aplicable, para los casos en que el presfuerzo reduzca la resistencia a la flexión requerida para resistir otras cargas factorizadas y los efectos ambientales.

#### Resistencia de diseño.

- a) La resistencia de diseño de un elemento o un sección transversal cuando se consideren fuerza axial, momento, cortante y torsión, se tomarán como la resistencia nominal calculada de conformidad con las recomendaciones y suposiciones dadas en el ACI 318, multiplicada por el factor de reducción de resistencia aplicable ( $\phi$ ).
- b) El factor de reducción de la resistencia ( $\phi$ ), será el que se requiere en el capítulo 9 del ACI 318, excepto los siguientes.
  - (1) Tensión en el refuerzo presforzado circunferencia: 0.85.
  - (2) Compresión circunferencial en concreto y mortero lanzado 0.75

#### Recomendaciones de servicio.

#### Control de estanquidad

Las estructuras que contienen agua se diseñarán para impedir todo flujo o filtración visibles.

Protección contra la corrosión del acero de presfuerzo.

- a) Los alambres o torones presforzados circunferenciales colocados en la superficie exterior de un muro de concreto, deberán ser protegidos por lo menos, con una capa de 2.5 cm. de mortero. Todos los alambres o torones quedarán completamente ahogados en el mortero lanzado.
- b) El acero de presfuerzo vertical deberá ser postensado en los ductos y protegido con una lechada de cemento Portland o un epóxico.
- c) Los requisitos para la protección de un concreto de los sistemas verticales de tendones están dados en el capítulo 7 del ACI-318. Los requisitos mínimos para los ductos y la lechada se dan en el capítulo 18 del ACI-318. Protección contra la corrosión para el refuerzo no presforzado.

El refuerzo no presforzado deberá ser protegido con un recubrimiento como se recomienda en el Capítulo 7, del ACI-318.

Los muros de los tanques presforzados se desplantan sobre una base que les permita el deslizamiento.

Para tomar los efectos de viento o sismo se deberán colocar anclas en la unión entre el muro y el cimiento, o bien la base deberá tener un tope o restricción al movimiento que pueda presentar el cuerpo del tanque.

### 3.5 TANQUES DE ACERO

Los tanques de acero que se utilizan en los sistemas de agua potable, son en general de sección circular, los muros de estos tanques trabajan principalmente a tensión circunferenciaj. Estos tanques pueden ser de dos tipos, el primero compuesto de un sistema de piso de concreto reforzado y el cuerpo y cubierta del tanque de acero, el segundo compuesto por el piso, cuerpo y cubierta de acero).

Cuando se tiene un sistema de piso de concreto reforzado, este debe diseñarse para que sea capaz de transmitir al terreno las acciones debidas a la carga de agua y tener la rigidez necesaria para no permitir deformaciones importantes que puedan provocar una falla en la unión de la losa y el cuerpo de acero.

Cuando el piso sea de acero se pueden seguir las recomendaciones especificadas en el apartado 4.2.5 de este manual.

### 3.6 PISOS

En este punto se da una guía para obtener un piso de buena calidad para los tanques de regulación.

La cimentación de los tanques de regulación se podrán desplantar sobre un firme de concreto de baja resistencia para evitan que el concreto se contamine con el suelo al



momento del colado o sobre una subrasante como en el caso de los tanques con piso de acero.

Cuando el tanque se desplante sobre la subrasante, se debe observar lo siguiente:

- La subrasante debe estar bien drenada y ser de naturaleza adecuada 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.
- Cuando se cuele una losa de concreto sobre la subrasante, ésta debe estar húmeda en el momento del colado. Si es necesario, se debe humedecer con agua inmediatamente antes de colar, pero no debe haber agua, lodo o partes suaves sobre la subrasante cuando se esté colando el concreto.

### 3.6.1 Pisos de membrana

El piso de membrana tiene la función de integrar un diafragma impermeable para conservar la estanquidad del tanque y se empleará en aquellos suelos con buena capacidad de carga 'que no sean deformables se preverán los asentamientos y se tomarán las consideraciones necesarias para sus efectos .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 estanquidad 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.

Para controlar el agrietamiento en el piso, el porcentaje de refuerzo para contracción y cambios de temperatura en la sección transversal será como se establece a continuación:

Separación de la junta	Porcentaje mínimo de acero
Hasta 8 m	0.003
Hasta 12 m	0.004
Hasta 18 m	0.005

El porcentaje de refuerzo es la relación entre el área de acero y el área bruta de la sección de concreto.

- c) 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.
- d) 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.

### **3.6.2 Piso estructural**

El piso estructural se empleará en suelos compresibles o donde exista subpresión. La losa de fondo del tanque se deberá estructurar de tal forma, que todo el tanque de conjunto pueda resistir las deformaciones, conservando su integridad y estanquidad 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 los tanques de dimensiones relativamente pequeñas, se podrán colocar losas corridas sin juntas de construcción para evitar las fugas de agua. Para 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.

## **3.7 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, 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.

### **3.7.1 Tipos de juntas**

En los tanques se consideran dos tipos de juntas: las juntas de construcción y las juntas de movimiento.

### 3.7.1.1 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. (Véase Figura 4.21).

Las juntas de construcción se colocarán de manera que afecten lo menos posible la resistencia de la estructura, esto es, donde el cortante y el momento flexionante sean mínimos.

Antes de colar concreto nuevo sobre la superficie de una junta de construcción, es necesario prepararla para asegurarse de que haya buena adherencia.

El acero de refuerzo se debe continuar a través de las juntas de construcción, siendo necesaria la colocación de un dispositivo de retención de agua. En la Figura 4.21 se muestra la disposición común de una junta de construcción sin llave de cortante. En la Figura 4.22 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.

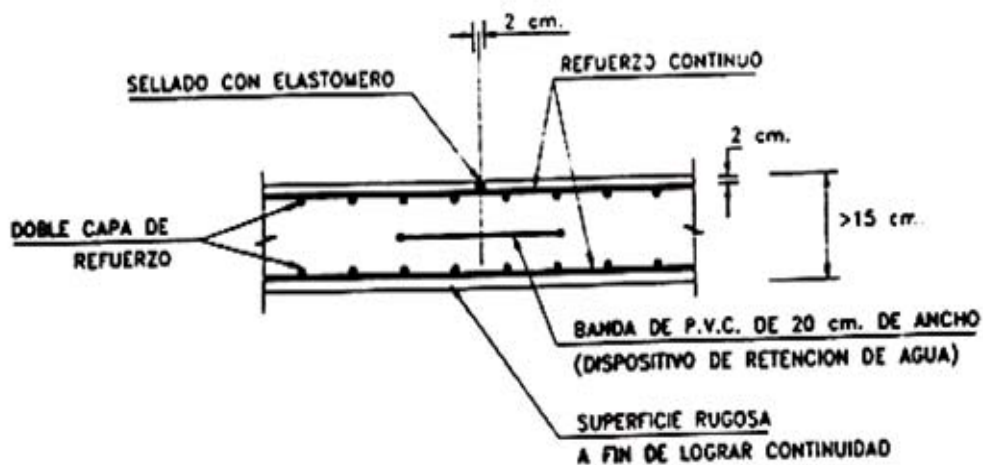
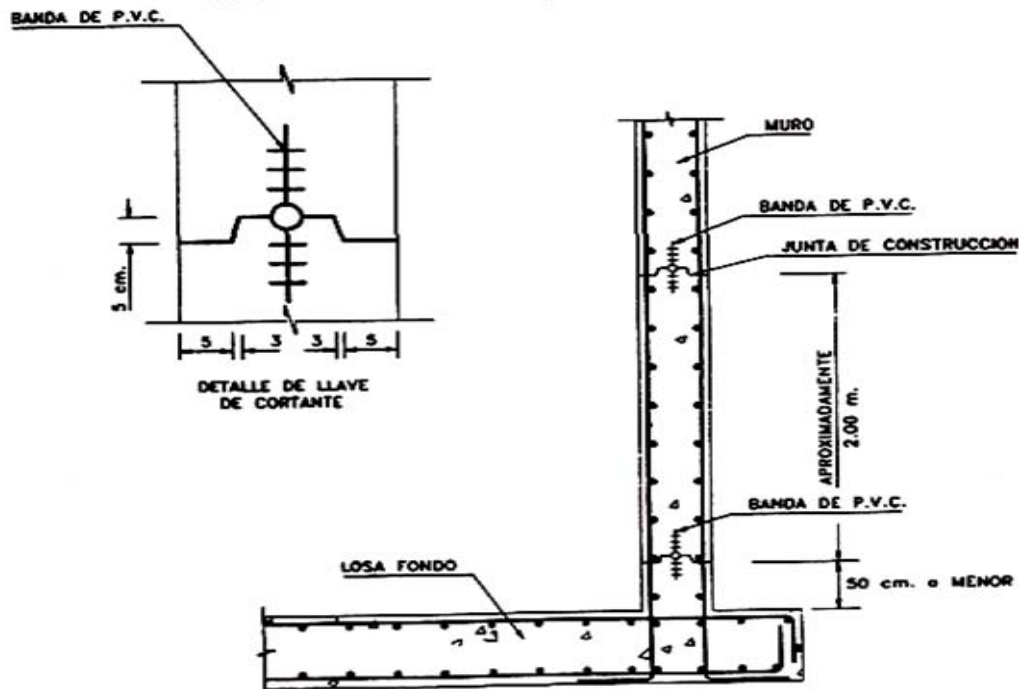


Figura 4.21 Juntas de construcción en piso



**Figura 4.22 Juntas de construcción en muro**

### 3.7.1.2 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.

#### a) Juntas de expansión o dilatación

Estas juntas tienen por objeto permitir tanto la expansión como la contracción del concreto en la estructura, durante la construcción y en condición de servicio, debidos a incremento o decremento en la temperatura. En este tipo de junta existirá una discontinuidad tanto en el concreto como en el refuerzo, dejando una holgura entre las secciones del concreto. Véase la Figura 4.23.

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 a cada lado de la junta, mediante el empleo de pasajuntas 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, a intervalos no mayores de 35m. 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.

b) 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, ver Figura 4.24 y en la unión entre el muro y la cimentación. Ver Figura 4.25.

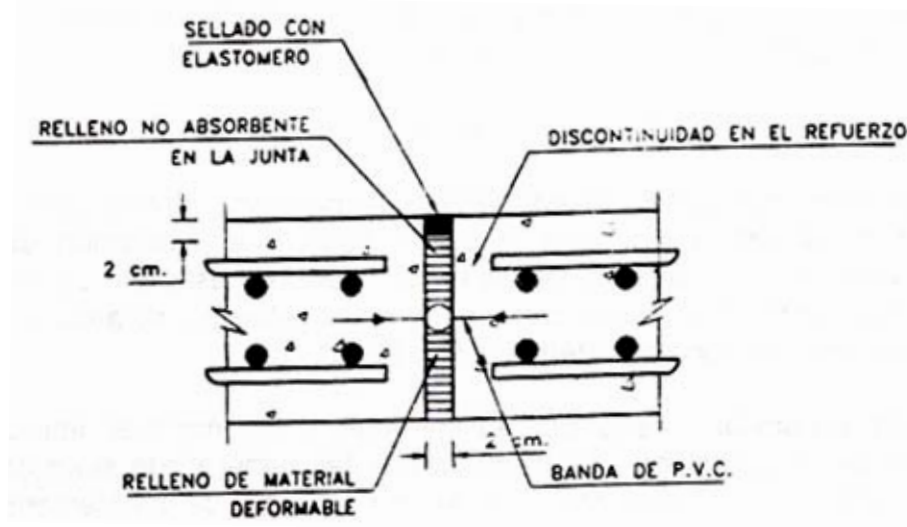


Figura 4.23 Juntas de movimientos en piso

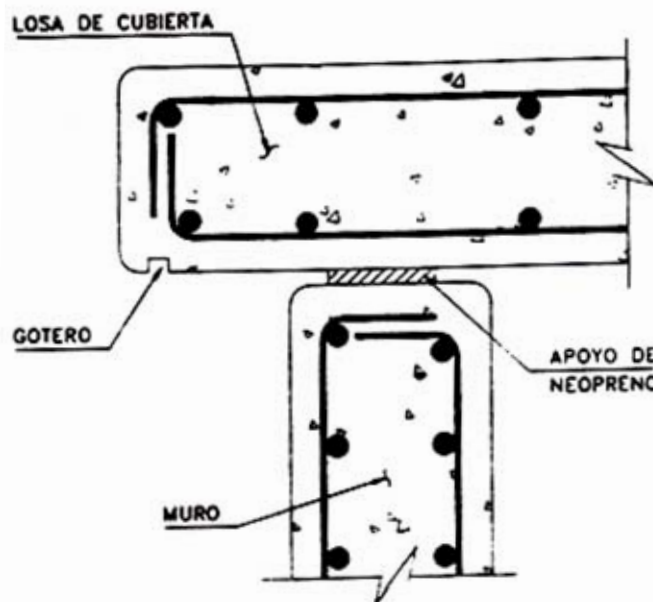


Figura 4.24 Junta estructural

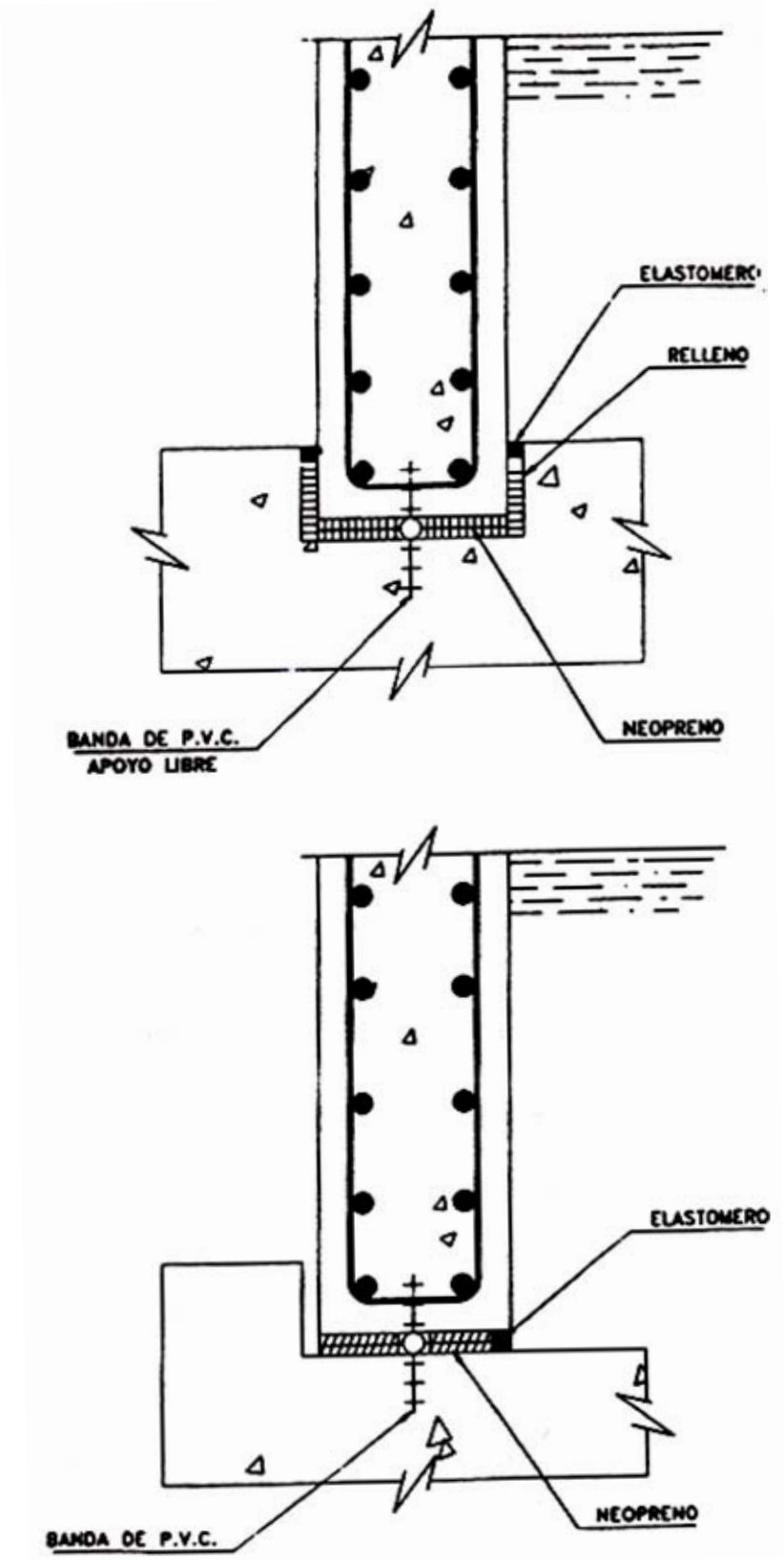


Figura 4.25 Junta estructural

### 3.7.2 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, 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.

### 3.8 REVISION POR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PERMISIBLES Y LIMITACIONES TIPO DE TERRENO DE APOYO

Los desplazamientos respecto a la superficie circundante no afectada por la construcción, no deberán alcanzar una magnitud tal que ocasionen dificultades en la operación del tanque.

El máximo asentamiento total permisible se fijará tomando en cuenta las características del tanque para la flexibilidad del sistema de alimentación del mismo; los asentamientos máximos permisibles serán los indicados a continuación.

Tipo de asentamiento	Máximo asentamiento
Máximo asentamiento total en el perímetro	30 cm.
Máximo asentamiento diferencial en el fondo	5 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 parte sobre terreno firme y parte sobre relleno o sobre estratos compresibles de espesor variable.

Los asentamientos totales y diferenciales se estimarán recurriendo a los métodos definidos en la NTC de cimentaciones.

Para el calculo de asentamientos la cimentación se considera sometida exclusivamente a la suma del peso de la estructura y de la presión vertical aplicada por el fluido sobre el fondo al encontrarse lleno el deposito, afectado por un factor de carga unitaria.

Para prevenir cualquier comportamiento indeseable del deposito, se efectuaron nivelaciones del perímetro y del área circundante en forma periódica y cada vez que el deposito se encuentre sometido a condiciones de carga excepcionales.



## 4 TANQUES ELEVADOS

### 4.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presentan recomendaciones para el análisis, diseño y estructuración de tanques elevados de concreto reforzado y de acero estructural, así como de los accesorios requeridos para su servicio.

Los tanques elevados generalmente son estructuras de regulación, 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, ya que por su altura generalmente es visible desde lugares distantes, por lo que es conveniente que su geometría sea armónica con el ambiente.

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.

Para llevar a cabo el diseño estructural de un tanque elevado, es necesario contar con la siguiente información:

- Proyecto funcional del recipiente, en 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, etc.
- 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 caso de cimentación profunda, el tipo de pilote, longitud y capacidad de carga.

- Estudios de agresividad de suelos para determinar los materiales de cimentación y la protección a las tuberías.

## 4.2 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 en algunos elementos del sistema. En este capítulo se presentan las recomendaciones para el diseño de tanques de concreto reforzado, y si se requiere el presfuerzo en alguno de los componentes estructurales se puede recurrir a la bibliografía general para diseño de estructuras presforzadas.

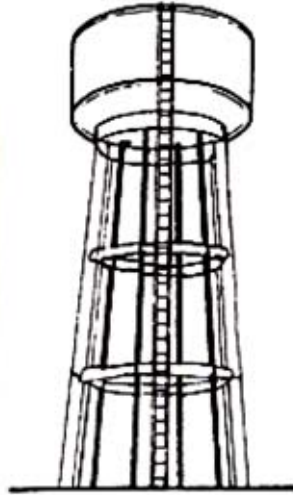
La estructura de soporte de los tanques de concreto puede ser a base de columna con traveses rigidizantes (figura IV. 26) o sin ellas, contraventeadas (figura IV. 27) o sin contraventeo, a base de muros de concreto reforzado (figura IV. 28), con muros de mampostería confinados con dadas y castillos de concreto reforzado (figura IV. 29); con una sola columna (figura IV. 30, IV. 31, y IV. 32), etc.

Cuando se tiene una estructura de apoyo a base de columnas, se deberá dar continuidad entre las columnas y la trabe de fondo o los muros del recipiente, formando marcos rígidos ortogonales con traveses intermedios para disminuir la longitud de pandeo de las columnas (figura IV. 33). El centro de gravedad de las columnas deberá coincidir con el centro de gravedad del recipiente.

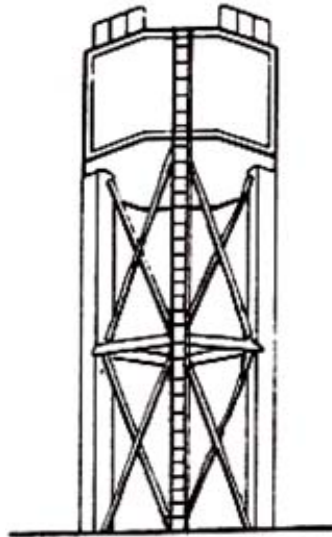
Como generalmente el mantenimiento en los tanques de concreto es mínimo, no se recomienda la colocación de contraventeo de acero, a menos que se tomen las precauciones de protección y mantenimiento que garantice su funcionamiento, ya que con el tiempo pueden corroerse y perder su capacidad para resistir las fuerzas horizontales de sismo o viento.

Para los tanques elevados soportados por un solo elemento mediante una columna hueca de concreto reforzado, el fondo del tanque deberá ser una losa de espesor uniforme (figura IV. 30) o con traveses que se apoyan en la torre cilíndrica y reciben las paredes del tanque (figura IV. 32).

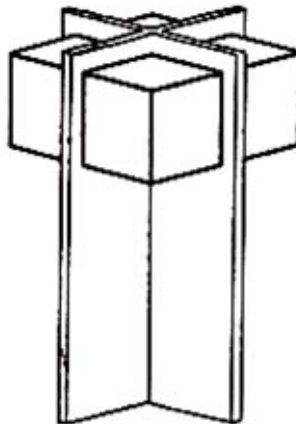
En tanques pequeños, el diámetro de la estructura de soporte puede ser igual al del tanque (figura IV. 32). En tanques de tamaño intermedio, del orden de 200 m<sup>3</sup>, el diámetro de la base se recomienda que no sea menor al ochenta por ciento del diámetro del tanque (figura IV. 30). En tanques de mayor tamaño, el diámetro de la pared cilíndrica debe ser tal que quede bajo el centro de gravedad de un sector de arco.



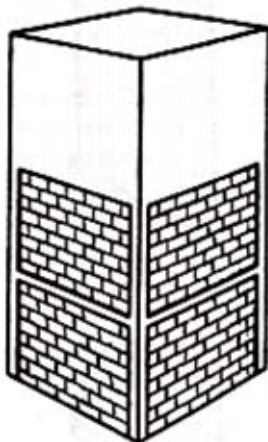
**Figura 4.26 Tanque elevado de concreto contraventeado**



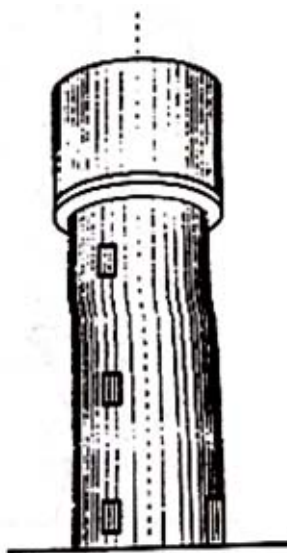
**Figura 4.27 Tanque elevado de concreto con traves rigidizantes**



**Figura 4.28 Tanque elevado de concreto con muros de concreto**



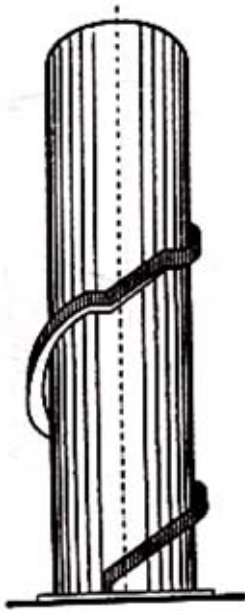
**Figura 4.29 Tanque elevado de concreto con muros de mampostería**



**Figura 4.30 Tanque elevado cilíndrico de concreto con subestructura cilíndrica**



**Figura 4.31 Tanque elevado de concreto con cubierta cónica**



**Figura 4.32 Tanque con la torre del mismo diámetro del recipiente**



**Figura 4.33 Tanque con traves rigidizantes**

exterior de 1.0m. Al determinar la posición de ese centro de gravedad, se deberá incluir sólo el peso de la pared, la cubierta y las cargas asociadas a ellos, sin incluir el peso del agua y de la losa de fondo (figura IV. 34).

En las figuras IV. 35 y IV. 36 se muestran otras estructuraciones de tanques elevados de concreto circulares con columnas y contrafuertes respectivamente.

En la mayoría de los casos, el fondo de los tanques elevados es plano, a base de losas planas o soportadas por trabes; este tipo de estructuración es adecuada tanto para tanques con muros planos como para tanques cilíndricos (figura IV. 37 y figura IV 38(c)); sin embargo, se puede tener el fondo del tanque de tipo colgante, ya sea semiesférico o cónico, figuras IV 38(a) y IV 38(b), o formado por una combinación de superficie cónica y losa plana (figura IV 38(c)), o una superficie cónica y bóveda esférica (figura IV 38(d)).

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. En las figuras IV 40 y IV 41 se indican algunas formas de colocar el refuerzo.

También se deberá tomar en cuenta las tensiones en las intersecciones de los muros producidas por el empuje hidrostático, figuras IV 39(b) y IV 39(a).

Además de las cargas verticales que producen esfuerzos en su plano, se deben considerar, cuando sean apreciables, las tensiones causadas por el empuje del agua en las paredes del tanque que la losa y considerar la flexotensión, figura IV 39(a).

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 la figura IV 42.

En la figura IV 43 se muestra un detalle típico de una junta de construcción. Para techos de bóveda esférica se recomienda un espesor mínimo de 9 cm, reforzados por lo menos con varillas del no. 3 a cada 15 cm, en cada una de dos direcciones normales entre sí; este refuerzo debe colocarse aún en zonas donde, bajo carga vertical, la bóveda esté a compresión.

Para 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.

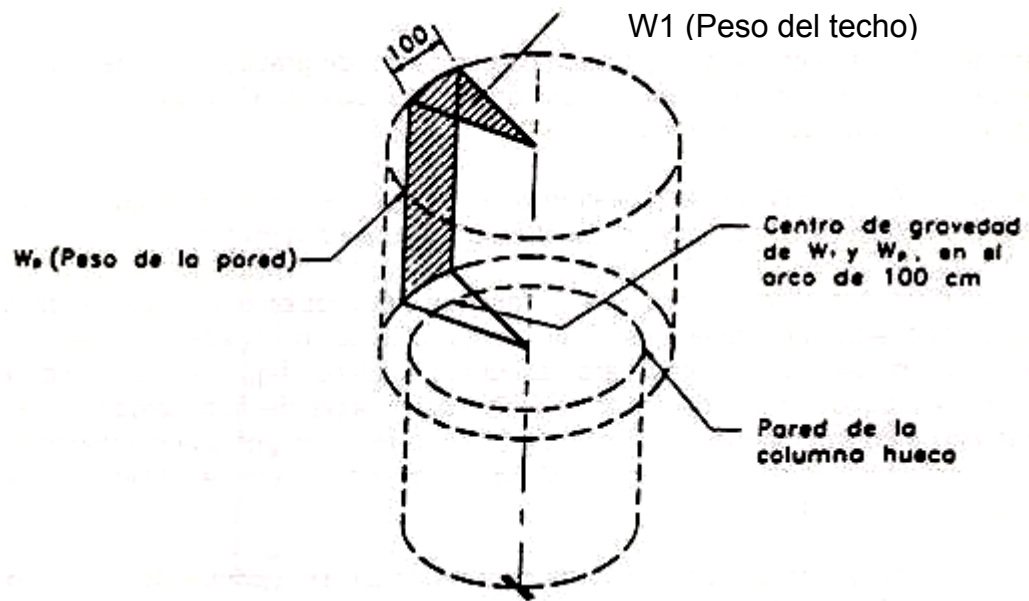


Figura 4.34 Posición de la columna hueca

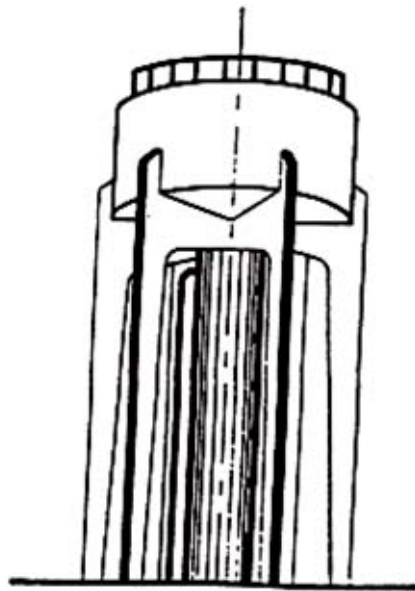


Figura 4.35 Tanque elevado circular con columnas

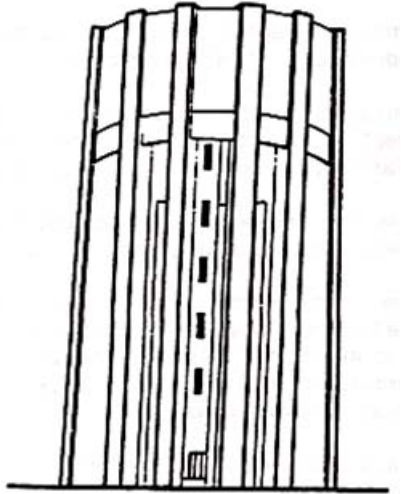


Figura 4.36 Tanque elevado circular con contrafuertes

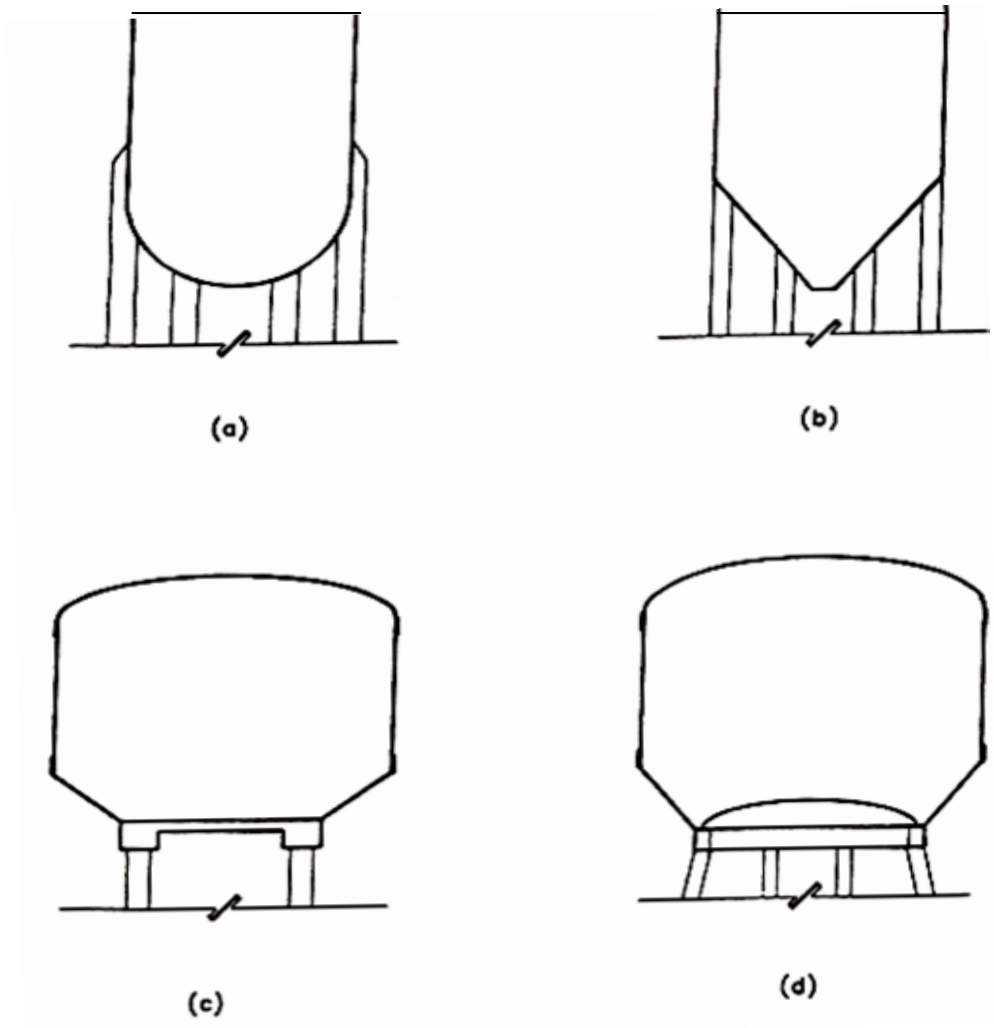
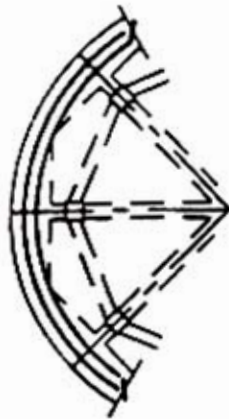
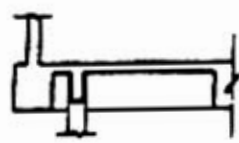
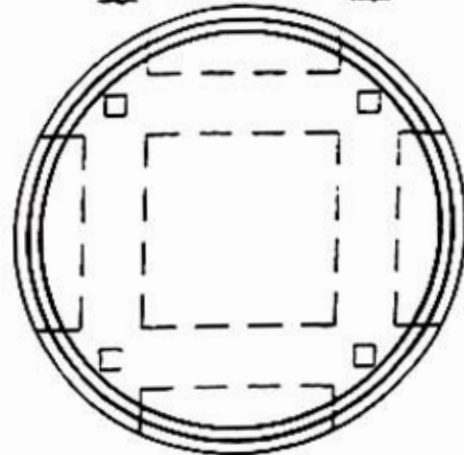


Figura 4.37 Estructuración de tanques elevados

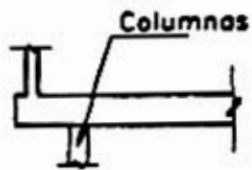




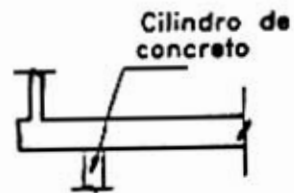
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.38 Estructuración de tanques elevados de concreto

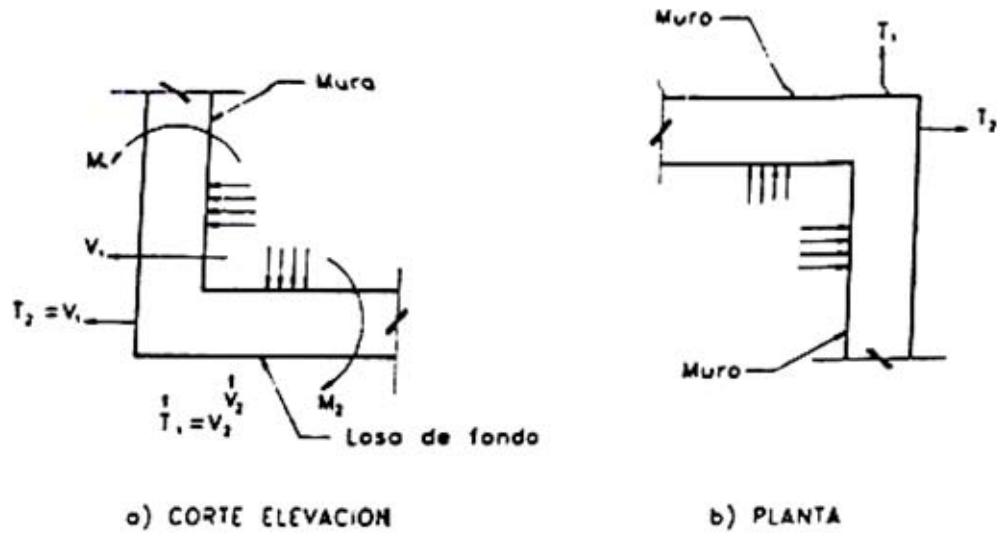


Figura 4.39

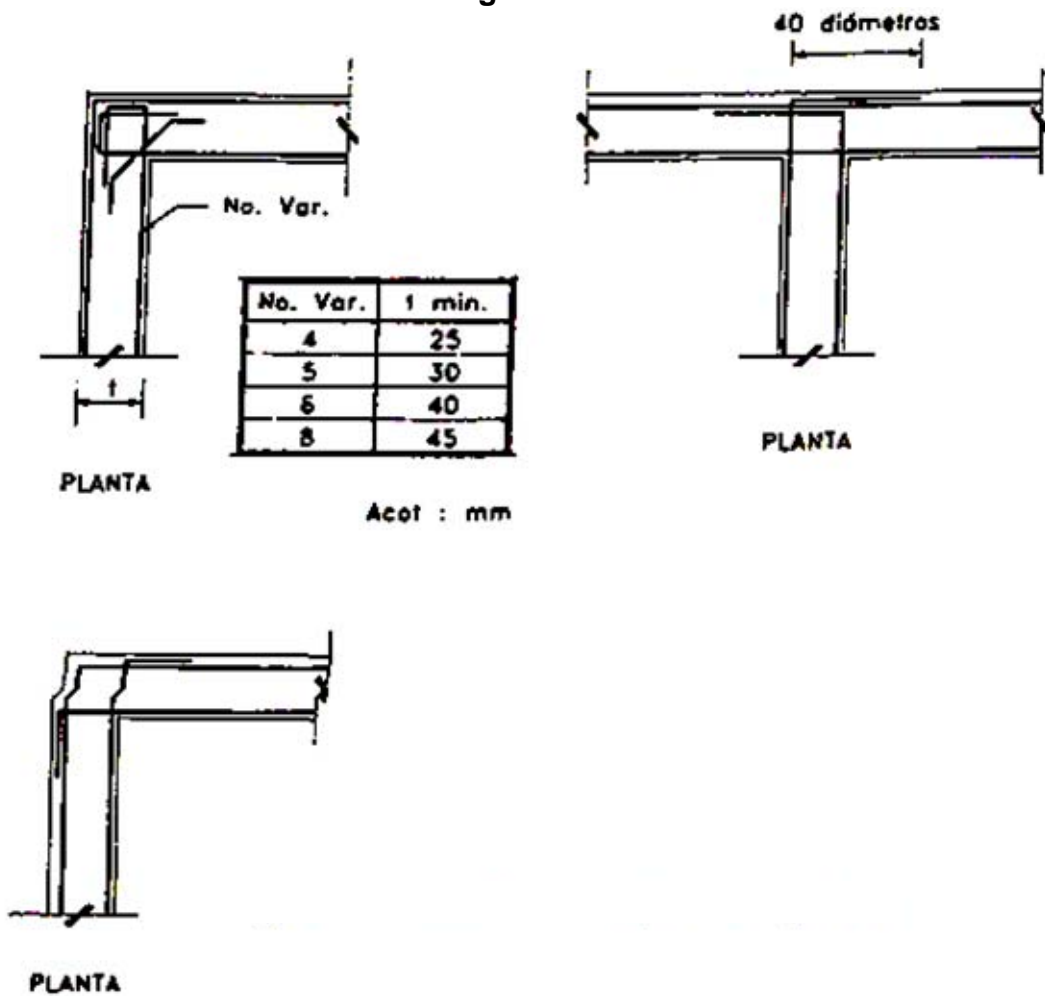


Figura 4.40 Detalles de tanques rectangulares

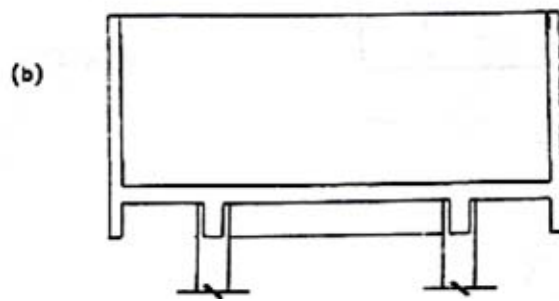
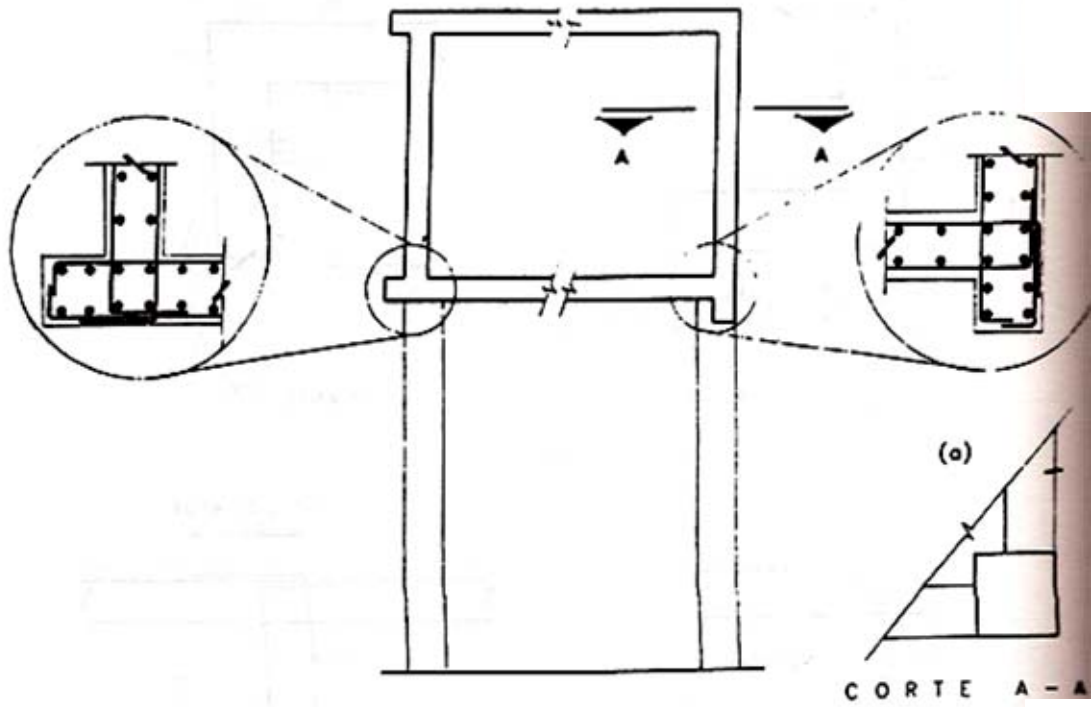


Figura 4.41 Detalles de tanques rectangulares

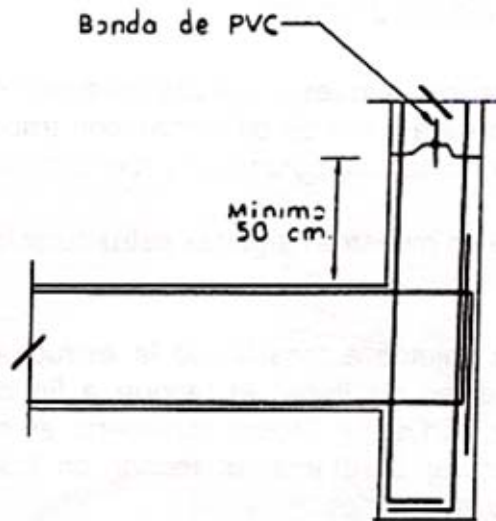


Figura 4.42 Unión de pared con el fondo

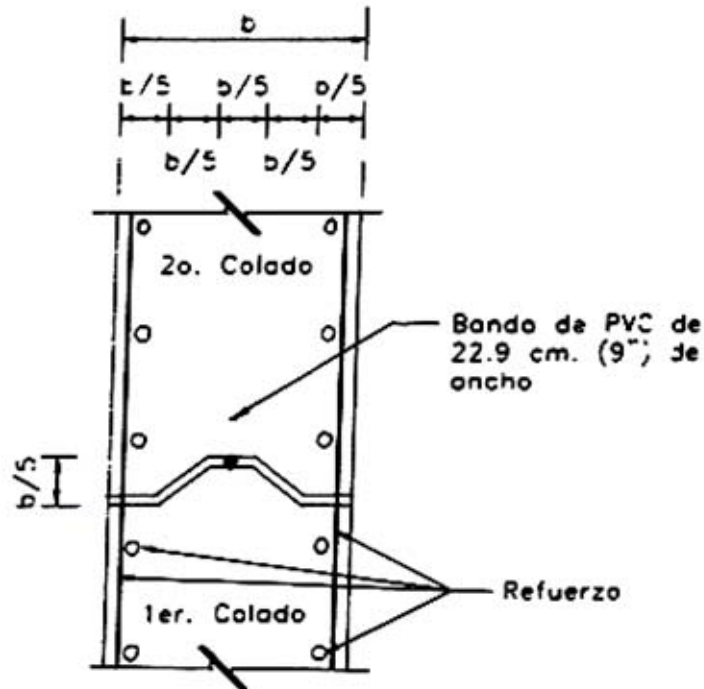


Figura 4.43 Detalle de junta de construcción

#### 4.3 TANQUES ELEVADOS DE ACERO

La estructura de soporte de los tanques elevados de acero más comunes son de tipo torre, la cual generalmente es a base de columnas con traveses rigidizantes y tensores de contraventeo, o bien, con una sola columna de forma cilíndrica.

En las figuras IV 44 a IV 49 se muestran algunas estructuraciones de tanques elevados 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. Tal tensión no se deberá considerar en el diseño de los miembros. El tensado se puede efectuar apretando el tensor en los miembros diagonales o mediante otros dispositivos adecuados.

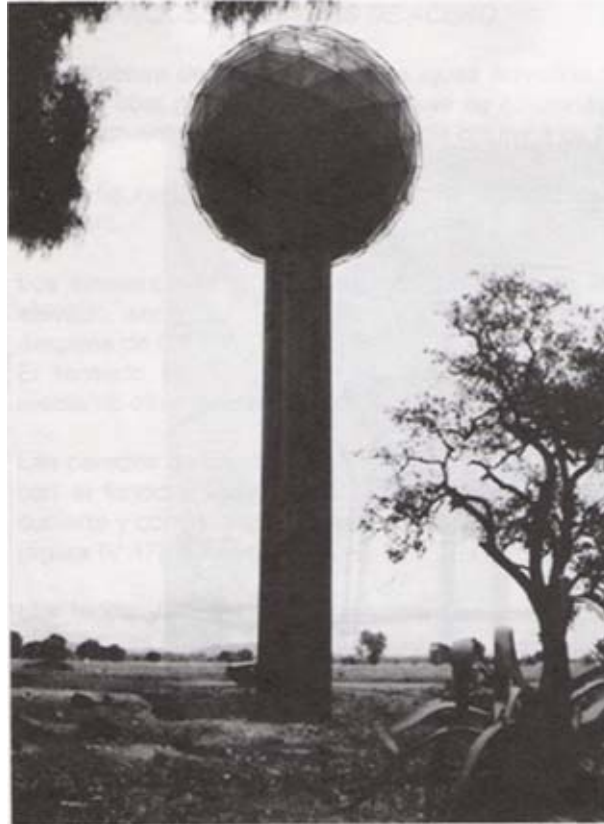
Las paredes de los tanques elevados de acero generalmente son circulares, continuas con el fondo y libres o apoyadas en el extremo superior, dependiendo del tipo de cubierta y continuidad que se proporcione, y en casos especiales puede ser una esfera (figura IV 47).

Las tapas y fondo de los tanques pueden ser esféricos, cónicos (figura IV 49), o elipsoidales (figura IV 44).

En el caso de tanques apoyados sobre varias columnas, el peso del tanque y su contenido son soportados sobre una trabe circular en la parte inferior de la pared, la cual descansa sobre las columnas. Además de su función como refuerzo, la trabe circular se puede utilizar, realizando las adecuaciones necesarias en su ancho, como pasillo perimetral.



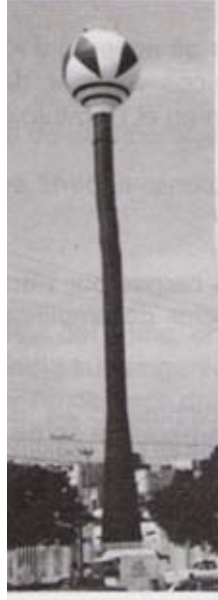
**Figura 4.44 Tanques elevados de acero**



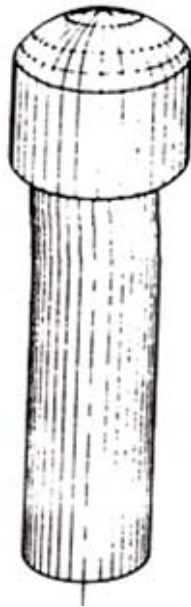
**Figura 4.45 Tanque elevado esférico geodésico**



**Figura 4.46 Tanque elevado tipo copa de champagne**



**Figura 4.47 Tanque elevado esférico**



**Figura 4.48 Tanque elevado de acero**



**Figura 4.49 Tanque elevado de acero con tapa cónica**

#### 4.4 ANALISIS Y DISEÑO

El análisis estructural de los tanques se deberá efectuar de acuerdo a lo indicado en el Capítulo (IV. 2), determinando los elementos mecánicos a partir de las acciones permanentes, variables y accidentales, que se describen en el Capítulo (IV. 1).

Cuando se incluyan los efectos de sismo, se deberá obtener el perfil de las presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo.

En el caso de considerar en el análisis estructural a las cargas por viento, se deberán afectar las presiones y/o succiones estáticas por el factor de amplificación dinámica debido a la turbulencia de ráfagas.

El diseño se deberá efectuar para las cargas o combinaciones de cargas más desfavorables para la estructura, verificando que los esfuerzos máximos no excedan los esfuerzos permisibles especificados para el material, en el caso de emplear el método de Diseño por Cargas de Servicio; y/o que la resistencia reducida del material no sea excedida por la resistencia requerida por cargas factorizadas, en el caso del método de Diseño por Resistencia. Para los tanques de acero, se deberá verificar que los esfuerzos máximos no excedan los esfuerzos reducidos por la eficiencia de la soldadura en la junta ver Capítulo (IV. 2).

##### 4.4.1 Tanque

Para el análisis y diseño del tanque son aplicables las recomendaciones especificadas en los Capítulos (IV. 2) y (IV. 3), con las siguientes adecuaciones:



#### 4.4.1.1 Cubierta y Fondo

En el análisis de la cubierta y fondo, además de las cargas verticales que producen esfuerzos en su plano, se deben considerar, cuando sean apreciables, las tensiones causadas por el empuje del agua en las paredes del tanque y considerar la flexotensión.

En el caso de una losa de cubierta o fondo de tipo esférico, y para tanques con una capacidad mayor de 600 m<sup>3</sup>, se recomienda llevar a cabo un análisis completo considerando las condiciones reales de continuidad entre fondo y/o techo con las paredes, a fin de obtener los esfuerzos de flexión adicionales a los de membrana.

A continuación se presenta el análisis de diversos tipos de cubiertas y fondos de forma curva.

Para el caso de una cubierta o fondo en forma de domo semiesférico como la mostrada en la figura IV 50, el radio del domo (R) es:

$$R = \frac{l^2 + r^2}{2r} \quad (4.111)$$

y el área total de la superficie del domo (A) es:

$$A = 2 \pi r R \quad (4.112)$$

donde

- R es el radio del domo, en m.
- l es la media subtangente del domo, en m.
- r es la flecha del arco del domo, en m.
- A es el área de la superficie del domo, en m<sup>2</sup>.

La carga vertical (V) por unidad de longitud de muro en domos de cubierta, se obtiene dividiendo la carga total del peso del concreto más cualquier otra carga (w) entre el perímetro del domo (2 π l):

$$V = \frac{w A}{2 \pi l} \quad (4.113)$$

Además de la carga vertical en el muro, el domo produce fuerzas horizontales (H) por unidad de longitud del perímetro, siendo éstas:

$$H = \frac{R - r}{l} V \quad (4.114)$$

En el extremo del muro se tiene una tensión circunferencial

$$T = H l \quad (4.115)$$

la cual deberá ser resistida por una viga o nervadura de borde.

En las expresiones anteriores:

- w es la carga vertical total en el domo, en  $\text{kg/m}^2$ .
- V es la carga vertical en el muro, en  $\text{kg/m}$ .
- H es la fuerza horizontal en el muro, en  $\text{kg/m}$ .
- T es la tensión circunferencial en el extremo superior del muro, en  $\text{kg/m}$ .

La fuerza circunferencial a lo largo del meridiano,  $T_1$ , y la fuerza circunferencial de anillo, P, para diferentes valores de  $\theta$  son los siguientes (figura IV. 50):

$$T_1 = \frac{w R}{1 + \cos \theta} \quad (4.116)$$

$$P = w R \left( \cos \theta - \frac{1}{1 - \cos \theta} \right) \quad (4.117)$$

donde

- $T_1$  es la tensión circunferencial a lo largo del meridiano, en  $\text{kg/m}$ .
- P es la tensión circunferencial a lo largo del paralelo, en  $\text{kg/m}$ .

En fondos suspendidos con forma de superficie de revolución, las fuerzas normales p, debido a la presión del líquido, y las fuerzas tangenciales verticales,  $T_1$ ,  $T_2$  circunferenciales o de anillo,  $T_2$ , que tienen doble curvatura de radios  $r_1$  y  $r_2$ , se tienen (ver figura IV 52).

$$p = \frac{T_1}{r_1} + \frac{T_2}{r_2} \quad (4.118)$$

En fondos esféricos se tiene  $r_1 = r_2 = r$ , y en fondos cónicos  $r = \alpha$  (ver Figuras IV. 51 y IV. 53).

donde

- $T_1$  es la fuerza tangencial en dirección del meridiano, en kg/m.
- $T_2$  es la fuerza tangencial en dirección del paralelo, en kg/m.
- $r_1$  es el radio de curvatura en dirección del meridiano, en m.
- $r_2$  es el radio de curvatura en dirección del paralelo, en m.

Las fuerzas de membrana en fondos colgantes, semiesféricos o cónicos, debidas al peso del líquido, se calculan con las siguientes expresiones:

Fondo semiesférico (ver figura IV. 51)

$$p = w [ H - r ( 1 - \text{sen } \theta ) ] \quad (4.119)$$

$$T_1 = w r \left[ \frac{H - r}{2} + \frac{r}{3} \cdot \frac{1 - \text{sen}^3 \theta}{\cos^2 \theta} \right] \quad (4.120)$$

$$T_2 = \pi r - T_1 \quad (4.121)$$

Fondo Cónico (ver figura IV. 53)

$$T_1 = w h \frac{\tan \alpha}{6 \cos \alpha} \cdot (3 H - 2 h) \quad (4.122)$$

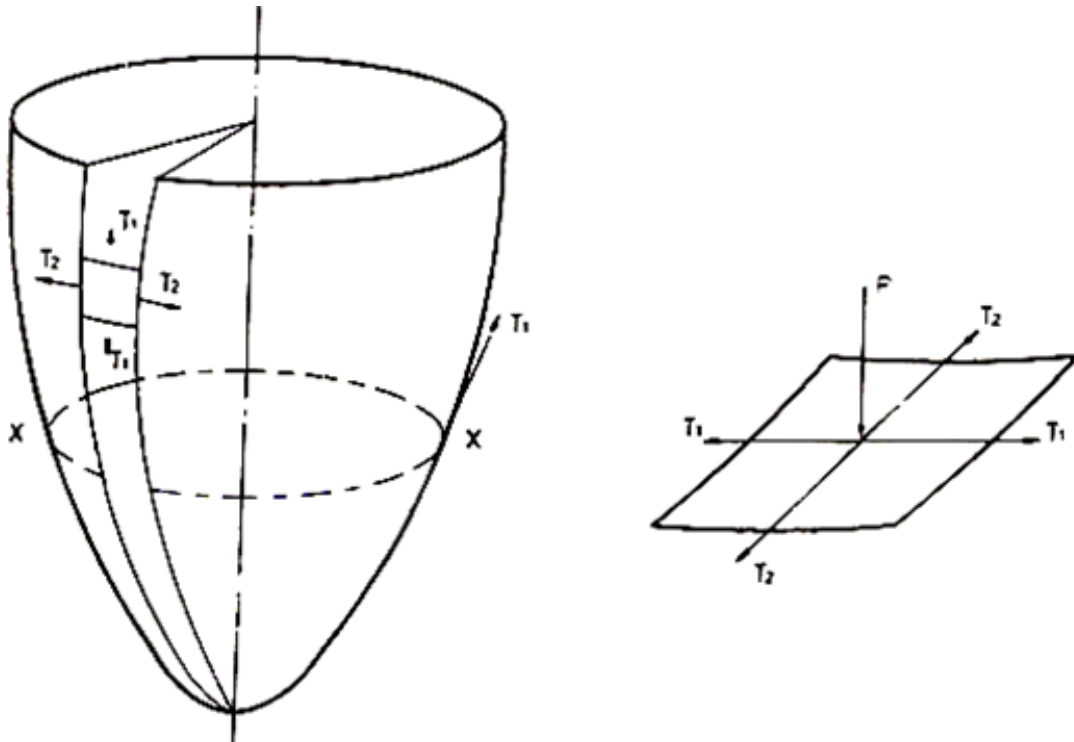
$$T_2 = w h \frac{\tan \alpha}{\cos \alpha} \cdot (H - h) \quad (4.123)$$

donde

- $T_1$  es la fuerza tangencial vertical, en kg/m.
- $T_2$  es la fuerza tangencial horizontal, en kg/m.
- $w$  es el peso volumétrico del líquido, en  $\text{kg/m}^3$
- $H$  es el tirante del líquido, desde el punto inferior del fondo, en m.
- $R$  es el radio del fondo semiesférico, en m.
- $\alpha$  es el ángulo (con respecto al plano horizontal que pasa por el centro de la esfera del fondo semiesférico) que define el punto donde se valúan  $T_1$  y  $T_2$ .
- $p$  es la presión del líquido en el punto donde se valúan  $T_1$  y  $T_2$ .
- $2\alpha$  es el ángulo de abertura del cono.
- $h$  es la distancia vertical desde el plano horizontal que pasa por el vértice del cono, hasta el punto donde se valúan  $T_1$  y  $T_2$ .

En las tapas y fondo de los tanques elevados de acero de forma elipsoidal, se deberá calcular su espesor de acuerdo con el inciso IV. 2 4.2. Para el cálculo del espesor de tapas y fondo de forma diferente a la elipsoidal, ver el Capítulo 6 para tapas de tanques a presión.





Superficie de revolución

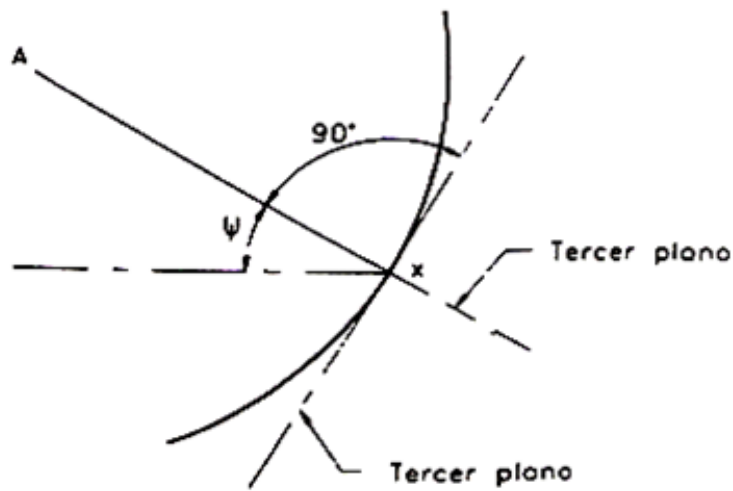


Figura 4.52 Fondo suspendido

El momento flexionante de la trabe en los apoyos se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$M_1 = -\frac{Wr}{n} \left( \frac{1}{a} - \frac{1}{2} \cot \frac{\alpha}{2} \right) \quad (4.124)$$

y el máximo momento flexionante a la mitad de la trabe, entre dos apoyos es:

$$M_2 = -M_1 \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{Wr}{2n} \left( \sin \frac{\alpha}{2} - \frac{2 \operatorname{sen}^2 \frac{\alpha}{4}}{\frac{\alpha}{2}} \right) \quad (4.125)$$

El momento torsionante es nulo en los apoyos y a la mitad entre éstos, y es máximo en los puntos de momento flexionante nulo.

El momento torsionante está dado por la siguiente expresión.

$$T_b = M_1 \operatorname{sen} \alpha' - \frac{Wr}{2n} (1 - \cos \alpha') + \frac{Wr \alpha'}{4} \left( 1 - \frac{\operatorname{sen} \alpha'}{\alpha'} \right) \quad (4.126)$$

$$\alpha = \frac{2\pi}{n} \quad (4.127)$$

donde

- W es la carga total del tanque y su contenido sobre la trabe, en ton
- r es el radio medio de la trabe, en m
- n es el número de columnas
- $\alpha$  es el ángulo formado por los radios de dos columnas consecutivas (figura IV. 54), en radianes.
- $\alpha'$  es el ángulo formado por un radio que pasa por una columna y otro que pasa por un punto cualquiera de la trabe entre dos columnas consecutivas (figura IV. 54); en radianes.
- $M_{1,2}$  es el momento flexionante en cualquier punto de la trabe, en ton-m
- T es el momento torsionante en cualquier punto de la trabe, en ton-m

En la Tabla IV - 26 se dan los valores de M y T para diferentes condiciones de apoyo por efecto de cargas verticales y para cargas horizontales se muestran en la tabla IV- 27.

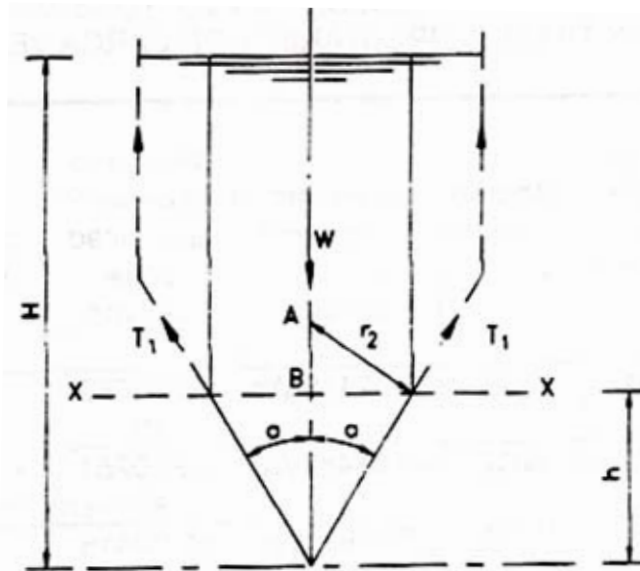
**Tabla 4.26 Momentos flexionantes y torsionantes en trabes circulares por carga vertical**

Número de columnas	Carga sobre cada columna	Máximo Cortante	Momento flexionante en los apoyos	Momento flexionante a la mitad entre apoyos	Distancia angular entre el apoyo y el punto de máxima torsión	Máximo momento torsionante
4	W/4	W/8	-0.03415 Wr	+0.01762 Wr	19°12'	0.0053Wr
6	W/6	W/12	-0.01482Wr	+0.00751 Wr	12°44'	0.00151Wr
8	W/8	W/16	-0.00827Wr	+0.00416 Wr	9°33'	0.00063Wr
12	W/12	W/24	-0.00365Wr	+0.00190 Wr	6°21'	0.000185Wr

**Tabla 4.27 Momentos flexionantes y torsionantes en traves circulars por carga horizontal**

Número de columnas	Momento flexionante		Cortante		Compresión	
	En la carga	Al centro entre cargas	En la carga	Al centro entre cargas	En la carga	Al centro entre cargas
4	+ 0.068 QB	- 0.0352 QB	0.5 Q	0	0.50 Q	0.707 Q
6	+ 0.045 QB	- 0.0225 QB	0.5 Q	0	0.87 Q	1.00 Q
8	+ 0.034 QB	- 0.0165 QB	0.5 Q	0	1.21 Q	1.31 Q
10	+ 0.027 QB	- 0.0138 QB	0.5 Q	0		
12	+ 0.022 QB	- 0.0110 QB	0.5 Q	0	1.87 Q	1.93 Q

En la tabla IV- 25, Q es la carga horizontal en la parte superior de cada columna, en ton, y  $B=2r$  es el diámetro de la trabe, en m.



**Figura 4.53 Fondo cónico**

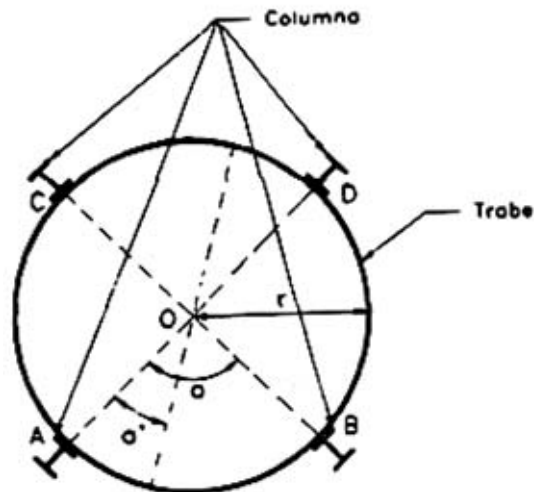


Figura 4.54 Trabe circular sobre cuatro columnas

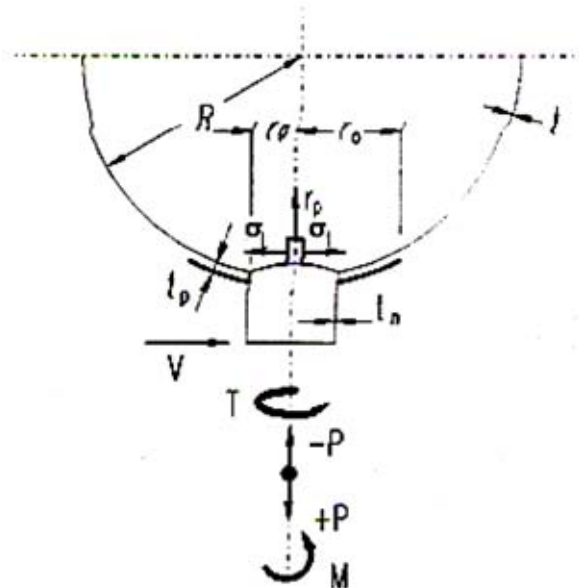


Figura 4.55 Tapa hemisférica con carga central

#### 4.4.2 Esfuerzos locales

En la unión de las columnas con la pared se producen concentraciones de esfuerzos que muchas veces la pared no es capaz de resistir con el espesor calculado por presión hidrostática, en estos casos se deberá hacer la revisión local de la pared. En la figura IV. 55 se muestran las fuerzas externas que un apoyo puede transmitir al cuerpo del recipiente. Los esfuerzos de mayor importancia sobre las paredes del tanque son los que provocan la fuerza axial y el momento de flexión. A continuación se presentan expresiones, derivadas de la teoría de placas delgadas, para el caso de tanques esféricos y/o fondos de forma semiesférica referencia (10).

El esfuerzo longitudinal máximo,  $\sigma_{L/P}$ , en la pared del tanque debido a una carga radial de tensión,  $+P$ , se obtiene con la siguiente expresión:



$$\sigma_{L/P} = C_P \left( \frac{P}{t^2} \right) \quad (4.128)$$

donde  $C_P$  es un coeficiente que se obtiene en la figura IV. 56, en función del parámetro geométrico del tanque o fondo esférico  $U = r_0 / \sqrt{R t}$ .

En las expresiones anteriores:

$P$  es la carga radial, en kg.

$t$  es el espesor corroído de la pared del tanque en zona de unión con la columna en cm.

$r_0$  es el radio exterior del elemento de soporte, en cm.

$R$  es el radio medio del fondo esférico corroído, en cm.

Cuando la fuerza radial es de compresión,  $-P$ , el esfuerzo longitudinal resultante se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma'_{L/P} = C'_P \left( \frac{P}{t^2} \right) \quad (4.129)$$

Los valores de  $C'_P$  también se determinan en la figura IV. 56.

Los valores de  $C'_P$  también se determinan en la figura IV. 56.

El máximo esfuerzo longitudinal,  $\sigma_{L/M}$ , debido al momento de flexión,  $M$ , se obtiene con la expresión:

$$\sigma'_{L/M} = C_M \left( \frac{M}{t^2} \sqrt{R t} \right) \quad (4.130)$$

Los valores de  $C_M$  se encuentran graficados en la figura IV. 56.

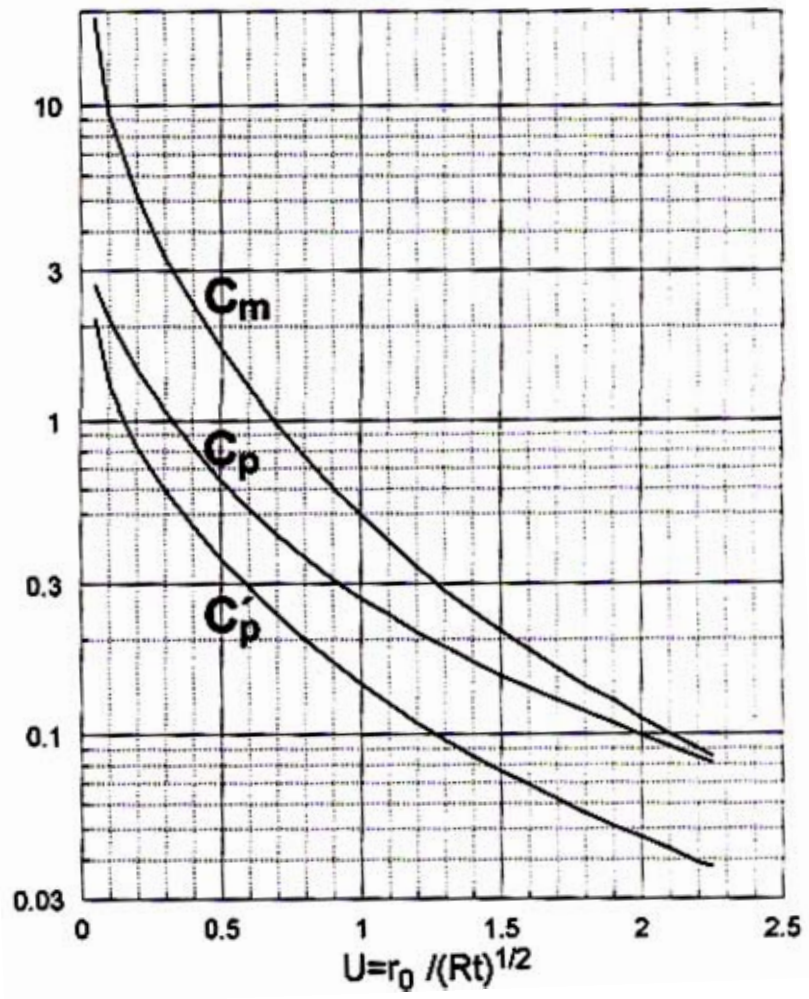


Figura 4.56

El parámetro geométrico del recipiente,  $U$ , es para soportes con sección transversal de forma circular. El parámetro para columnas con forma cuadrada se puede aproximar a  $U = C_1 / 0.875 \sqrt{R t}$ , donde  $C_1$  es la mitad de uno de los lados de la sección. Para forma rectangular con relación de aspecto  $a/b \geq 1.5$ ,  $C_1 = \sqrt{a b} / 2$ .

Los esfuerzos máximos  $\sigma_{L/P}$  o  $\sigma'_{L/P}$ , y  $\sigma_{L/M}$ , pueden ser directamente adicionados a los esfuerzos en las paredes del tanque debidos a la acción del agua para determinar el espesor de la placa de refuerzo requerida.

El procedimiento descrito anteriormente para determinar los esfuerzos locales en tanques y/o fondos esféricos, también se puede utilizar para obtener los esfuerzos máximos en secciones de forma elipsoidal o torisférica. En estos casos el radio del fondo se tomará como un radio medio  $R$ .

Es recomendable que las placas de refuerzo se extiendan en todo el perímetro del recipiente, formando un anillo de refuerzo. Se deberá considerar que la unión del tanque con la estructura de soporte se debe realizar en la zona de menores esfuerzos. Para el caso de tanques esféricos se recomienda colocar el anillo de refuerzo en el ecuador, mientras que para tanques cilíndricos con fondos de cualquier forma curva, el apoyo se deberá realizar arriba del nivel de la unión del cuerpo y el fondo del recipiente.

#### 4.4.3 Estructura de soporte

*Para el análisis de la estructura de soporte bajo las condiciones de carga críticas durante su vida útil, se utilizarán los métodos y/o técnicas estándares en ingeniería. Los elementos estructurales del sistema se diseñarán de acuerdo a los métodos establecidos en el Capítulo IV, 23.*

*Cuando se considere la estructura sometida a excitación sísmica, se deberá incluir el efecto de las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del tanque, esto es, tomando  $\alpha = 1.3$  y  $\beta = 2.0$  en las expresiones (IV, 1-18) a (IV, 1-27).*

La estabilidad del conjunto se deberá verificar para las condiciones de tanque vacío y máxima carga de viento; tanque lleno bajo excitación sísmica. El factor de seguridad contra el volteo no será menor de 2 y contra deslizamiento del sistema no será menor de 1.5 (ref. 13).

En el análisis sísmico de la estructura de soporte de los tanques elevados se podrá emplear los valores de  $Q$  (factor de comportamiento sísmico), para estructuras de edificios que se indican en la referencia (14).

En el caso de los tanques elevados con un solo elemento de apoyo, se deberá estudiar su comportamiento en zonas sísmicas, ya que en este tipo de estructuración se

presenta el efecto de la inercia rotacional del tanque en el movimiento general del sistema.

Este efecto es debido a que, además de la fuerza de inercia horizontal sobre la masa superior, se presentan fuerzas de inercia verticales que originan un giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del movimiento sísmico, produciendo un momento flexionante adicional en la unión de la columna con el recipiente, el cual se transmite en forma constante a lo largo de la estructura de soporte hasta la base, sumándose a los efectos producidos por sismo en forma directa.

El momento que se produce en la unión columna-tanque se puede calcular por métodos estáticos mediante las siguientes expresiones:

$$M = 1.5 F_s r_m^2 \frac{\theta}{\delta} \quad (4.131)$$

$$F_s = F_g \frac{c}{Q} w \quad (4.132)$$

$$\theta = \frac{F_s L^2}{2 E I} \quad (4.133)$$

$$\delta = \frac{F_s L^3}{3 E I} \quad (4.134)$$

$$r_m = \sqrt{\frac{I_m}{m}} \quad (4.135)$$

donde

- M es el momento producido en la unión columna-tanque debido a la inercia rotacional, en ton-m.
- F<sub>s</sub> es la fuerza de inercia sobre el centro de gravedad CG de la masa superior, en ton.
- F<sub>g</sub> es el Factor de grupo, que para el caso de tanques elevados se deben considerar como estructuras del grupo A, por lo que se tomará un valor de 1.5.
- c es el coeficiente sísmico, adimensional.
- Q es el factor de comportamiento sísmico de la estructura de soporte.
- w es el peso de la masa superior, en ton.
- θ es el giro de la masa en la unión columna-recipiente, en rad.
- δ es el desplazamiento de la masa en la unión columna-recipiente, en m.
- L es la altura del CG de la masa a la base de la estructura de soporte, en m.
- E es el módulo de elasticidad del material de la estructura de soporte, en ton/m<sup>2</sup>

- I es el momento de inercia de la estructura de soporte respecto a un eje perpendicular a la incidencia del sismo, en  $m^4$ .
- $r_m$  es el radio de giro de la masa superior respecto al eje perpendicular a la dirección del movimiento sísmico y que pasa por la unión columna-recipiente.
- $I_m$  es el momento de inercia de la masa superior, en  $\text{ton} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}$ .
- m es la masa superior, en  $(\text{ton} \cdot \text{seg}^2)/\text{m}$
- g es la aceleración de la gravedad, igual a  $9.81 \text{ m/seg}^2$

En la tabla 5-3 se muestran las expresiones para determinar los momentos de inercia de masa de cuerpos de forma usual.

El momento debido a la inercia rotacional se presenta a todo lo largo de la columna y deberá considerarse en el diseño de la unión recipiente-estructura de soporte, lo que requerirá de aumentar la cuantía de refuerzo en esta zona en los tanques de concreto para dar mayor ductilidad a la unión o aumentar el espesor de las placas en el caso de tanques elevados de acero.

#### 4.4.4 Anclas de cimentación

La placa base de la columna y las anclas de cimentación deberán diseñarse para la combinación de cargas más desfavorable. Para desarrollar una mayor resistencia a la flexión de la placa base se pueden colocar cartabones unidos a los patines de la columna, figura IV. 57(a), o colocar una placa paralela a la placa base convenientemente rigidizada, sobre la que se fijan las anclas, figura IV. 57.

Las anclas de cimentación para las estructuras de soporte de acero pueden ser varillas lisas o corrugadas. Las anclas sometidas a esfuerzos conjuntos de tensión y cortante, se diseñarán para que el esfuerzo máximo de tensión sobre el área nominal de los sujetadores no excedan los valores permisibles establecidos en la tabla IV. 16 del Capítulo IV. 2.

Las anclas de cimentación deben extenderse a como mínimo la longitud necesaria para desarrollar la máxima tensión y pueden terminar en ángulo recto, gancho, dobléz o con una arandela. La adherencia para anclas lisas será calculada con la siguiente expresión referencia (1):

$$U = 0.4 \sqrt{f_c} \leq 11 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.136)$$

donde

- U es el esfuerzo de adherencia, en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $f_c$  es la resistencia a la compresión del concreto, en  $\text{kg/cm}^2$ .

El extremo de la cuerda del ancla tendrá una proyección de 5 cm arriba del nivel superior de las tuercas del ancla, para prevenir variaciones en las elevaciones de la cimentación. Para evitar la pérdida de las tuercas, se proporcionarán contratuercas o los extremos de las anclas serán martillados.

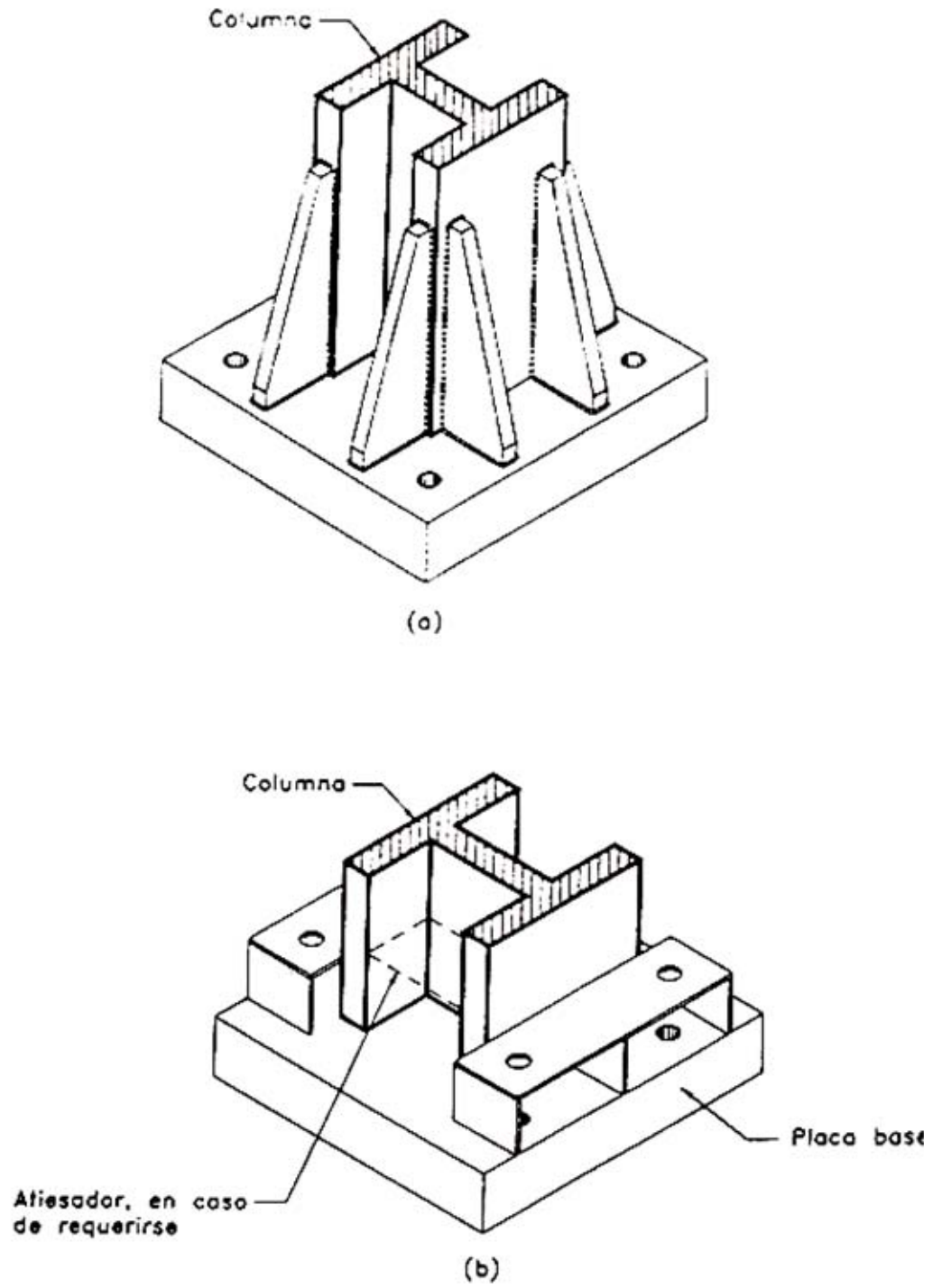
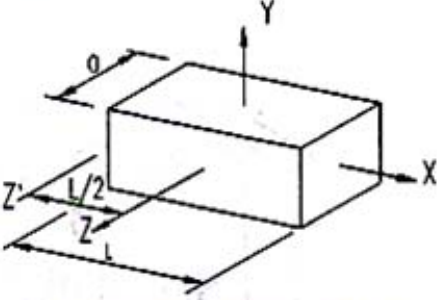
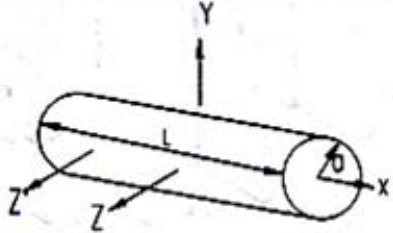
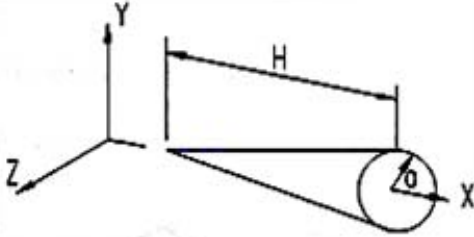
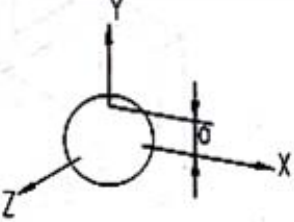


Figura 4.57 Detalle de placas base

Tabla 4.26 Momentos de inercia de masa

<p>PRISMA RECTANGULAR</p>		$I_x = \frac{1}{12} m(a^2 + b^2)$ $I_y = \frac{1}{12} m(a^2 + L^2)$ $I_z = \frac{1}{12} m(b^2 + L^2)$ $I_r = I_z + \frac{1}{4} mL^2$
<p>CILINDRO CIRCULAR</p>		$I_x = \frac{1}{2} ma^2$ $I_y = \frac{1}{12} m(3a^2 + L^2)$ $I_z = I_y + \frac{1}{4} mL^2$
<p>CONO CIRCULAR</p>		$I_x = \frac{3}{80} ma^2$ $I_y = I_z = \frac{3}{80} m(\frac{1}{4} a^2 + H^2)$
<p>ESFERA</p>		$I_x = I_y = I_z = \frac{2}{5} ma^2$

## 4.5 CIMENTACION

En el análisis de la cimentación de tanques elevados se considerarán las acciones y las combinaciones de carga indicadas en el Capítulo IV, 1.

En el análisis de los esfuerzos en la cimentación se debe considerar el incremento del momento de volteo debido a la inercia rotacional. En el caso en que el tanque elevado se localice en una zona de terreno compresible, se deberá considerar la interacción dinámica suelo-estructura, realizando un análisis modal de la estructura. Para realizar el análisis modal se pueden consultar las referencias (16).(2) y (11).

La cimentación de los tanques elevados puede ser a base de losas de cimentación, zapatas aisladas o continuas, pilotes o pilas de cimentación y su dimensionamiento se deberá hacer de acuerdo con las recomendaciones proporcionadas mediante un estudio de mecánica de suelos.

El estudio de mecánica de suelos deberá determinar las siguientes características:

1. Presencia o ausencia de roca, fallas en el terreno o rellenos.
2. Si el sitio es conveniente para la estructura que se pretende construir.
3. Estratigrafía del suelo.
4. Tipo de cimentación de acuerdo al terreno.
5. Profundidad del nivel freático.
6. Capacidad de carga del suelo y nivel de desplante de la cimentación.
7. En caso de cimentación profunda, el tipo de pilote o pila, capacidad de carga, geometría y longitud.
8. La homogeneidad y compresibilidad de los suelos en el sitio del tanque, con el análisis de los asentamientos totales y diferenciales.

Si se requiere mayor información referente a los estudios de mecánica de suelos que deberán llevarse a cabo, se deberá consultar el LIBRO V, 3a. Sección, del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

En las cimentaciones de las estructuras de concreto, el ancho del dado deberá ser de por lo menos 5 cm a cada lado mayor al de la columna, para tener un mayor recubrimiento y proteger el acero de refuerzo.

En estructuras metálicas, el ancho del dado deberá ser de por lo menos 7.5 cm a cada lado mayor al de la placa de apoyo. Las esquinas deberán ser redondeadas o terminadas con un chaflán.

La parte superior del concreto de la cimentación deberá estar por lo menos 15 cm arriba del nivel de piso terminado.



## 4.6 INSPECCION Y PRUEBA

### 4.6.1 Tanques de concreto reforzado

Para dar por terminada la construcción del tanque elevado, se deberán verificar los alineamientos, posiciones, niveles, dimensiones, forma y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

En los tanques elevados de concreto reforzado, se hará una prueba para verificar que no existan filtraciones en muros, losas de fondo y en las conexiones con las tuberías.

La prueba de estanquidad para medir las fugas se deberá llevar a cabo con el tanque lleno, en un periodo de cuando menos 24 horas para medir el descenso en el nivel del agua, tomando en cuenta pérdidas por evaporación. Se podrán hacer pruebas después de tres días, las que tendrán una duración de 5 días para determinar las filtraciones diarias promedios, y que no serán mayores de 0.05 % del volumen del tanque en un periodo de 24 horas.

Si las filtraciones son mayores de 0.025 % del volumen del recipiente, se efectuará una inspección para detectar la fuente de las filtraciones y se procederá a su reparación.

No se consideran filtraciones, la humedad en los muros que se puedan detectar con la mano o con un papel.

No se deberá permitir el paso del agua freática al interior del recipiente, los pisos, muros y las juntas muro-piso.

Para garantizar que el acero de refuerzo de la losa de cubierta se encuentre debidamente protegido contra los efectos de la oxidación por la humedad existente dentro del recipiente, se recomienda que la losa de cubierta sea impermeable, por lo que es necesario revisar las posibles fisuras que puedan existir inundando la losa de cubierta de agua, con el tanque vacío, y observar por la parte inferior si no existen filtraciones.

De preferencia, la prueba de fugas se hará junto con la desinfección a fin de ahorrar agua.

### 4.6.2 Tanques de acero

Para dar por terminada la construcción y el montaje de las estructuras de acero, se verificarán sus dimensiones, forma, acabado, elevaciones y alineamientos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Después de que el tanque está terminado y antes de pintarlo, debe ser probado en campo.

Una vez terminada la soldadura del fondo, el tanque será probado en el sitio de la obra para garantizar su hermeticidad conforme a lo estipulado a continuación:

- a) Las juntas serán probadas por el método, no destructivo, de las partículas magnéticas. Puede aplicarse a la junta aire a presión o vacío, utilizando jabonadura, aceite de linaza u otro material conveniente para la detección de fugas.

La prueba de vacío se efectúa por medio de una caja metálica de prueba de 15 cm de ancho y 75 cm de longitud, con una ventana de vidrio en la parte superior. El fondo abierto es sellado contra la superficie del tanque por un relleno o empaquetadura de esponja ahulada. Se deben proporcionar las conexiones, válvulas y medidores convenientes. Aproximadamente 75 cm del cordón que se está probando se cepilla con una solución jabonosa o aceite de linaza. En tiempos de baja temperatura puede ser necesario una solución anticongelante. La caja de vacío se coloca sobre la sección del cordón cubierto, y entonces se aplica el vacío a la caja. La presencia de porosidad en el cordón es indicado por burbujas o espuma producida por el aire succionado a través del cordón. El vacío en la caja puede producirse por cualquier método conveniente, tal como una conexión a un múltiple de una máquina diesel o gasolina, o por una bomba extractora de aire o una bomba especial de vacío. El medidor deberá registrar un vacío de al menos 5.8 kg/cm<sup>2</sup>.

- b) Para la prueba de las paredes, fondo y cubierta, el tanque será llenado con agua hasta el máximo nivel de trabajo. Cualquier fuga en las paredes, fondo o cubierta (si la cubierta contiene agua) será reparada por picado, ranurado o ranurado con oxígeno, para remover cualquier soldadura deficiente y volver a soldar. No se llevarán a cabo trabajos de reparación en cualquier junta a menos que el agua en el tanque esté 60 cm abajo de la zona a reparar.

Las acotaciones de elementos estructurales de acero se especifican en mm de acuerdo con los estándares internacionales.

#### 4.7 ESCALERAS DE ACERO

En todos los tanques elevados se colocaran escaleras marinas con jaulas de protección o guardas con un radio de 380 mm. Los elementos horizontales de la guarda serán de sección no menor de 63.5 mm x 9.5 mm, separados a no más de 500 mm, y los elementos verticales tendrán una sección no menor a 50.8 mm x 6.3 mm. Los escalones serán elementos redondos o cuadrados con una sección mayor o igual a 19 mm, espaciados a cada 300 mm.

La escalera empezará a 2.3 m arriba del terreno y continuará hasta la cubierta. El pasillo o la escalera adosada a la pared que comunica a la cubierta del recipiente. Estas escaleras pueden ser verticales o inclinadas, pero nunca tener una pendiente hacia atrás.

Si se tiene un pasillo o una escalera lateral en el recipiente, éstos tendrán barandales o pasamanos de por lo menos 1070 mm de alto.

Se deberá tener acceso a las ventilas y registros del recipiente. Tales accesos serán por la cubierta, el pasillo o la escalera lateral del recipiente.

En las escaleras marinas de tanque de más de 10 m de altura se deberán colocar jaulas de protección y plataformas de descanso, con una separación máxima de 5.0 m.

En las Fig. IV. 58 a Fig. IV. 64 se muestran detalles típicos de escaleras marinas, escaleras con escalones, jaulas de protección o guardas, plataformas y barandales.

Para tener acceso al interior del tanque se colocarán escaleras marinas interiores.

Para mayor detalle de escaleras para tanques elevados de acero, se pueden seguir las recomendaciones estipuladas en los capítulos 5 y 7 de la referencia (1).

#### 4.8 REGISTROS Y VENTANILLAS

Se colocarán registros arriba del nivel máximo de agua, de 60 cm x 80 cm mínimo, con una cubierta abisagrada con aldaba para candado que permita el acceso hacia el interior del recipiente. En los tanques de concreto este registro tendrá un pretil de 10 cm mínimo de altura y la cubierta traslapará el pretil por lo menos 5 cm; en los tanques de acero, se colocará un contramarco a base de ángulos alrededor del hueco del registro, el cual será traslapado por la tapa del registro.

Se deberá considerar una ventilación adecuada arriba del nivel máximo del agua, la cual tendrá la capacidad de pasar aire en la cantidad necesaria para que al entrar o salir del tanque el gasto máximo, no se desarrolle una presión excesiva. No se considerarán las tuberías de salida como ventilación del tanque. El número mínimo de ventilas deberá ser de dos.

En los tanques de acero y los de concreto a dos aguas, se recomienda colocar una ventila cerca del centro de la cubierta. La ventilación se debe construir con una protección adecuada con una malla metal red B 10 - 22 o similar, con una brida para su colocación u otro mecanismo que garantice su sujeción adecuada para evitar la entrada de aves o animales.

En las Figuras 4.65 a 4.67 se muestran detalles típicos de registros y ventilas.

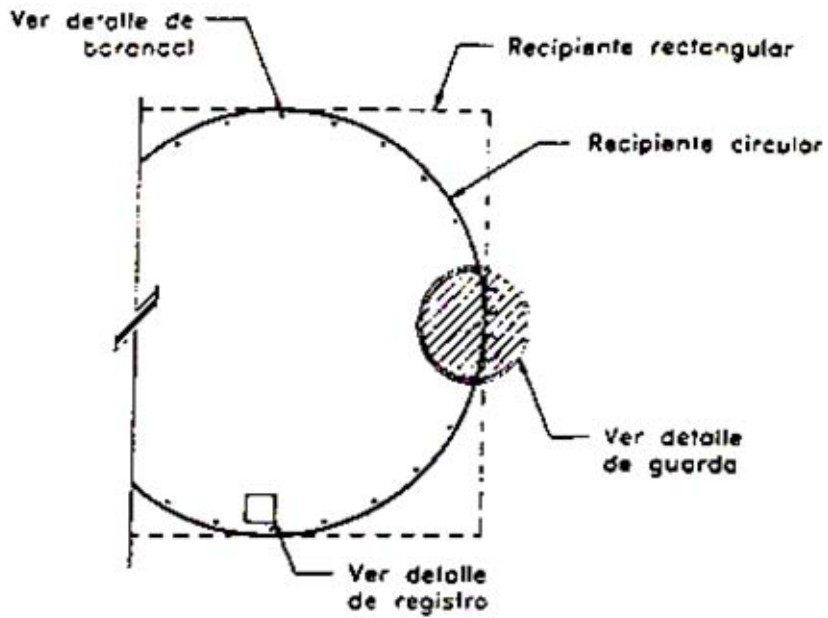


Figura 4.68 Planta general de escalera marina

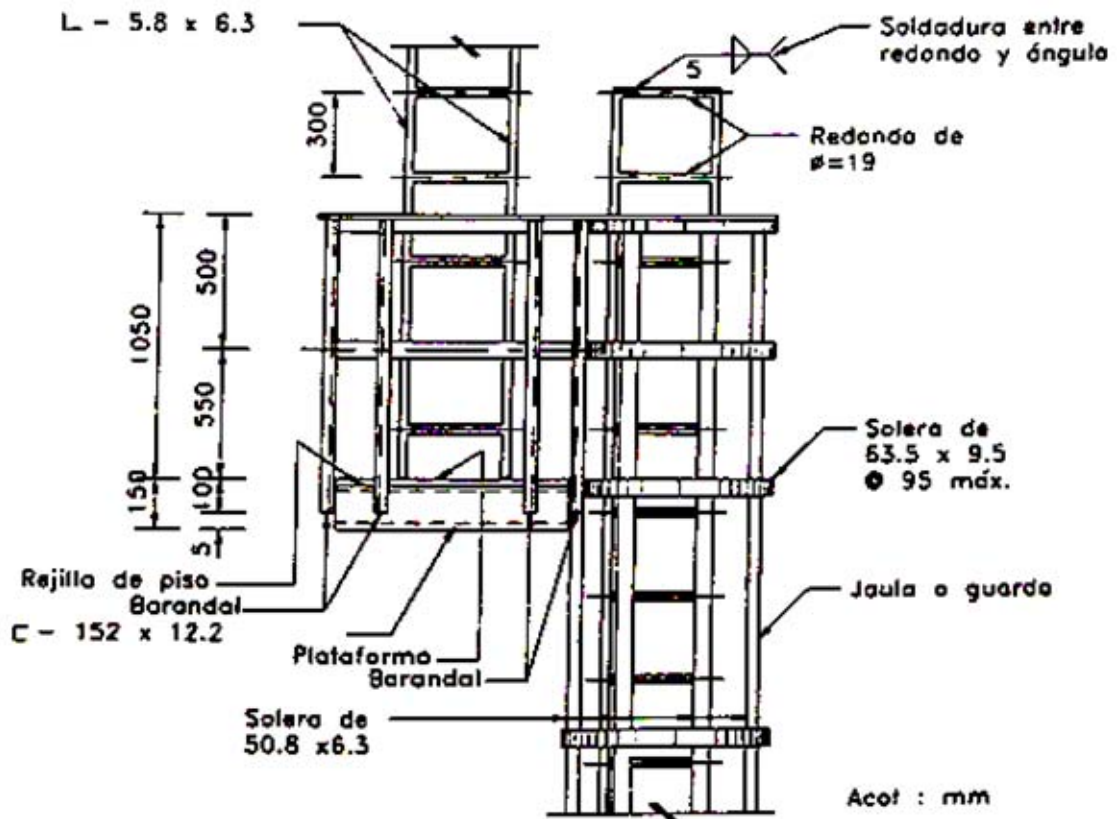


Figura 4.59 Detalle de descanso de escalera marina (ELEVACION)

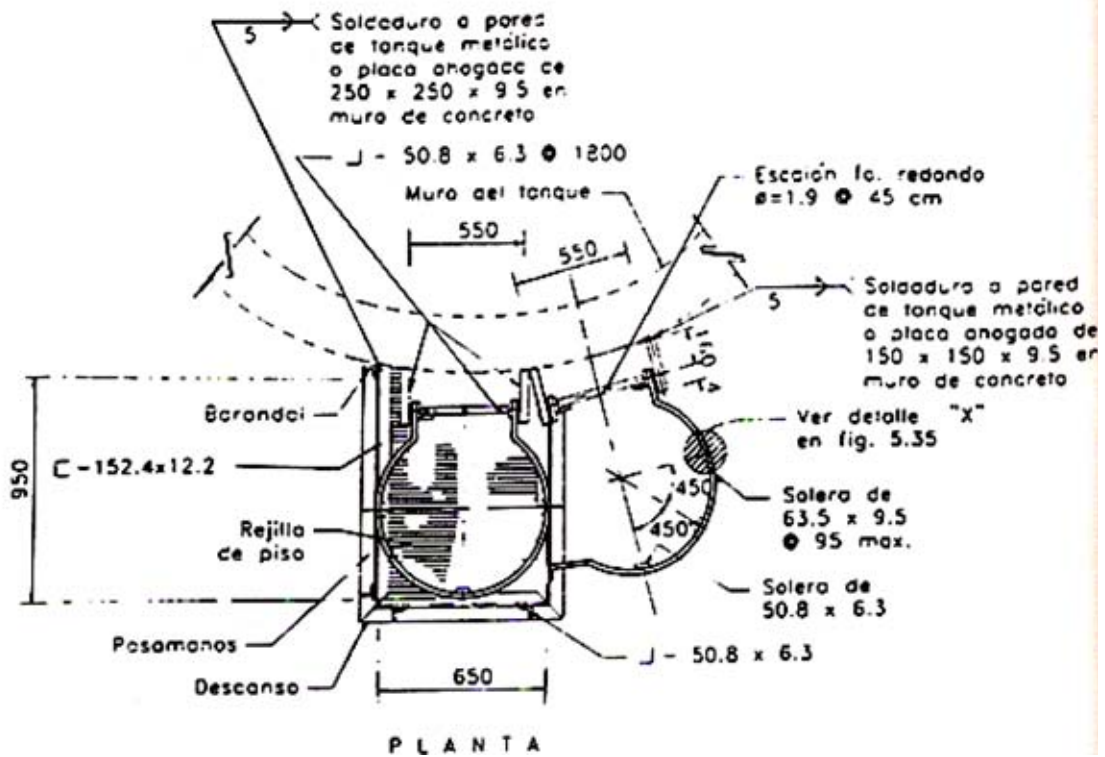


Figura 4.60 Detalle de descanso y guarda de escalera marina

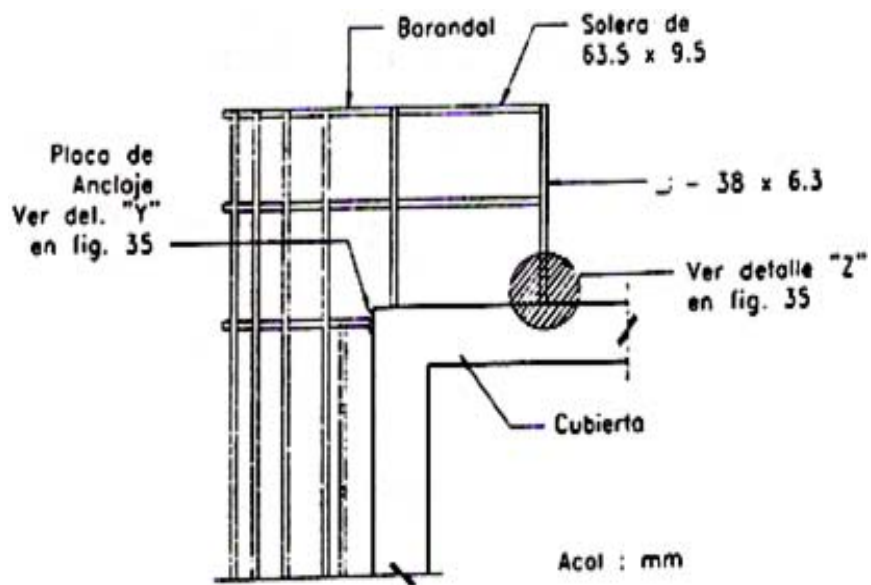
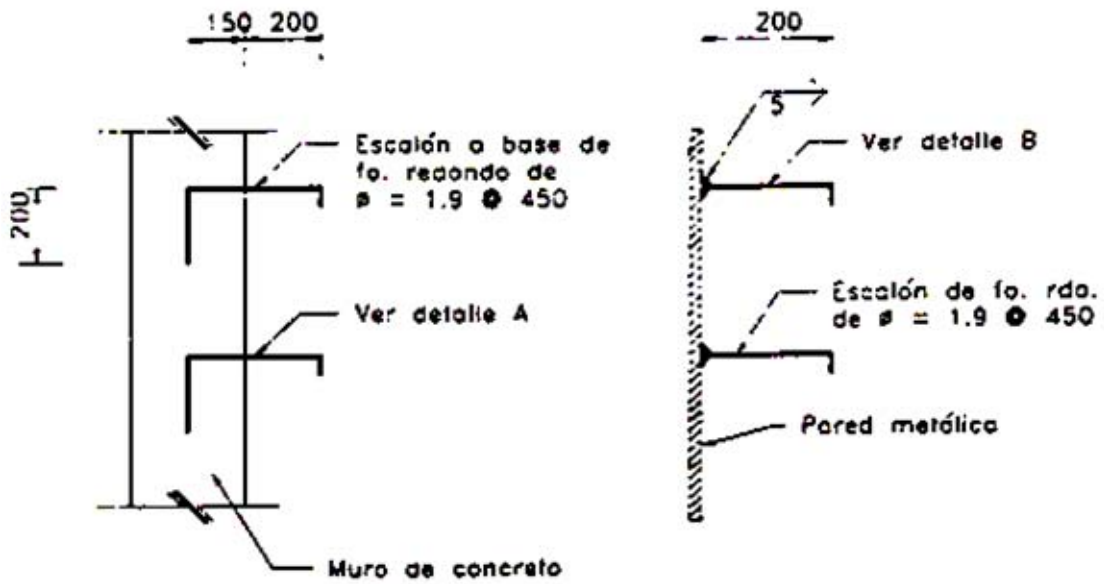
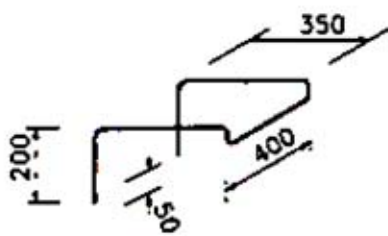


Figura 4.61 Extremo de escalera marina (ELEVACION)

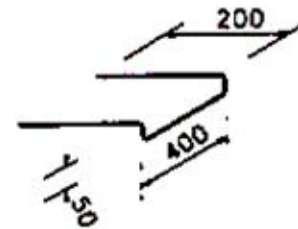


TANQUE DE CONCRETO  
PERFIL

TANQUE DE ACERO



DETALLE A



DETALLE B

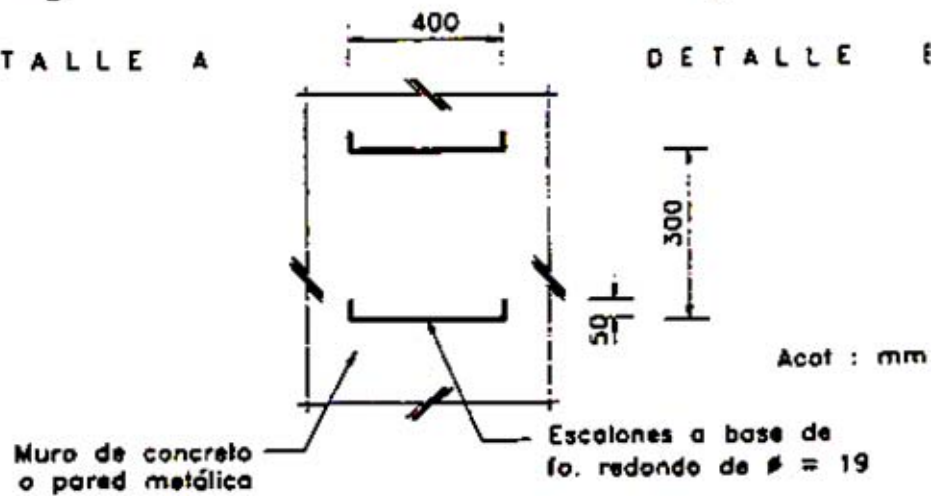
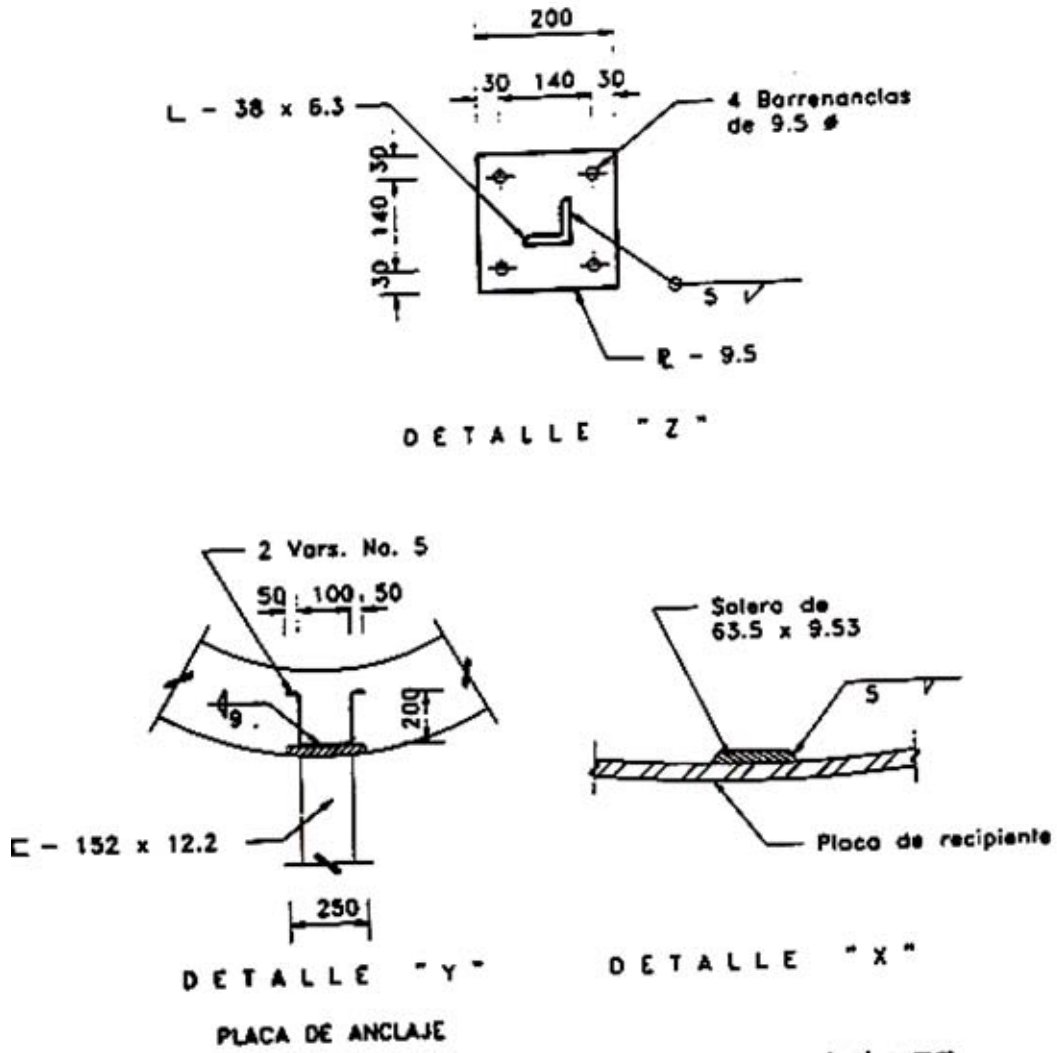


Figura 4.62 Escalera marina (FRENTE)



Acot : mm

Figura 4.63 Detalle de apoyo de escaleras marinas

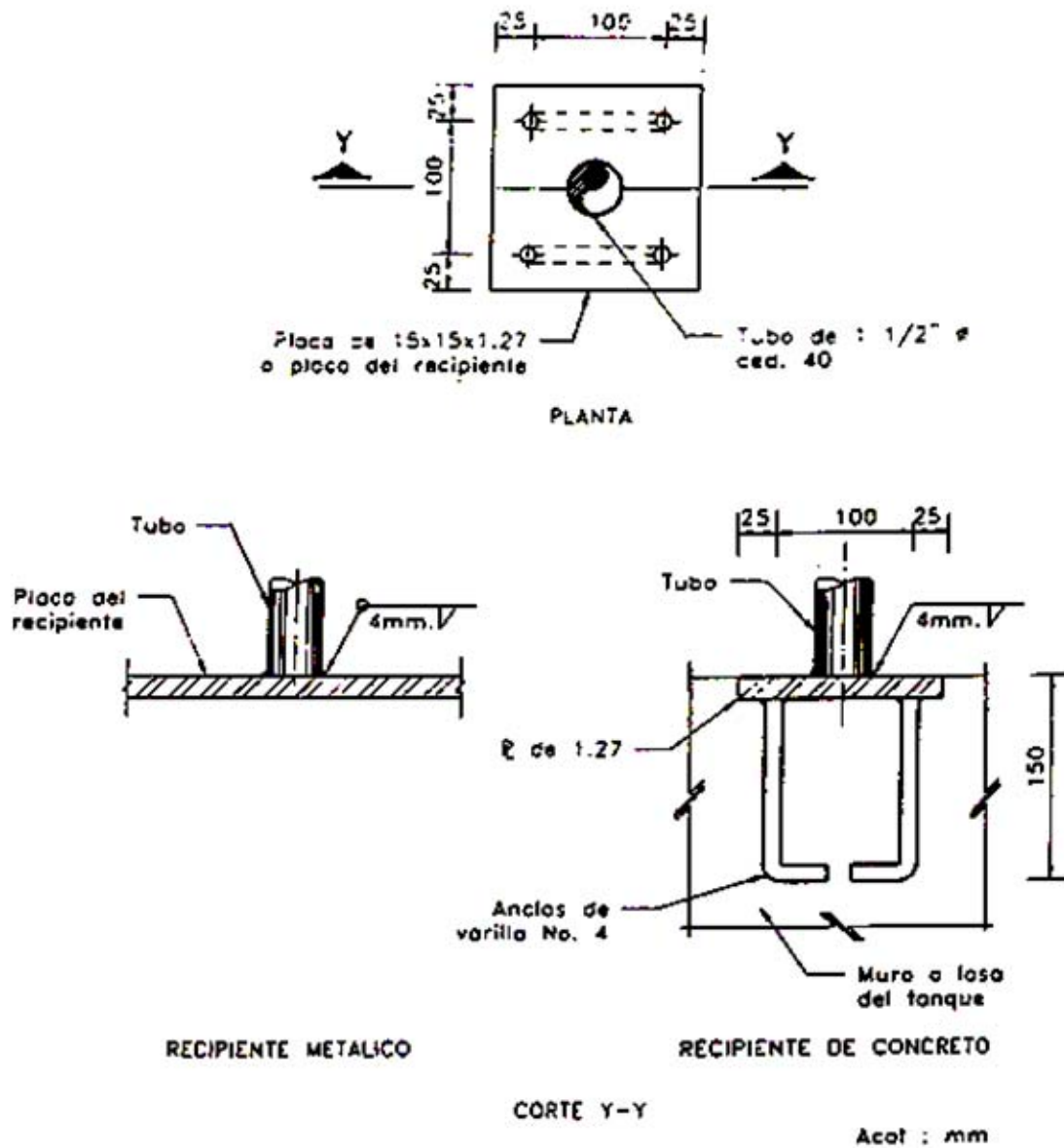


Figura 4.64 Detalles de apoyo de anclaje de barandal



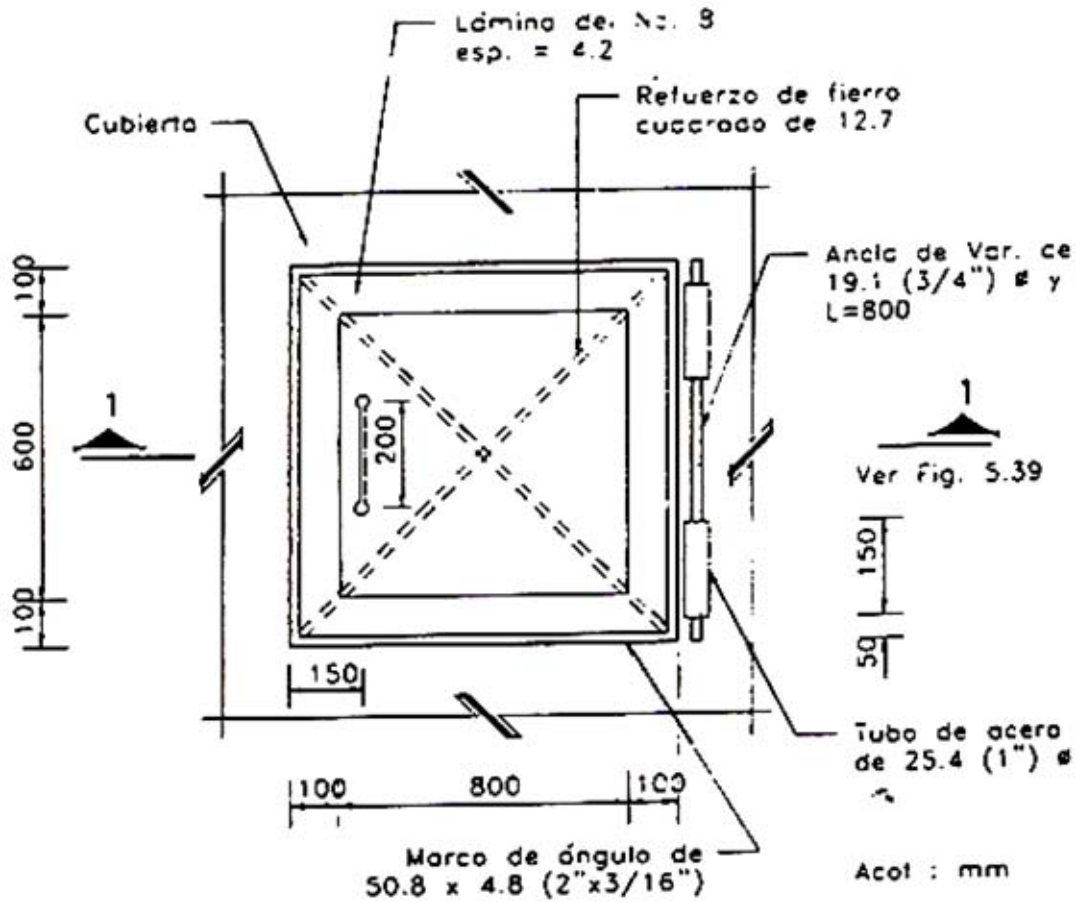


Figura 4.65 Tapa de registro de inspección

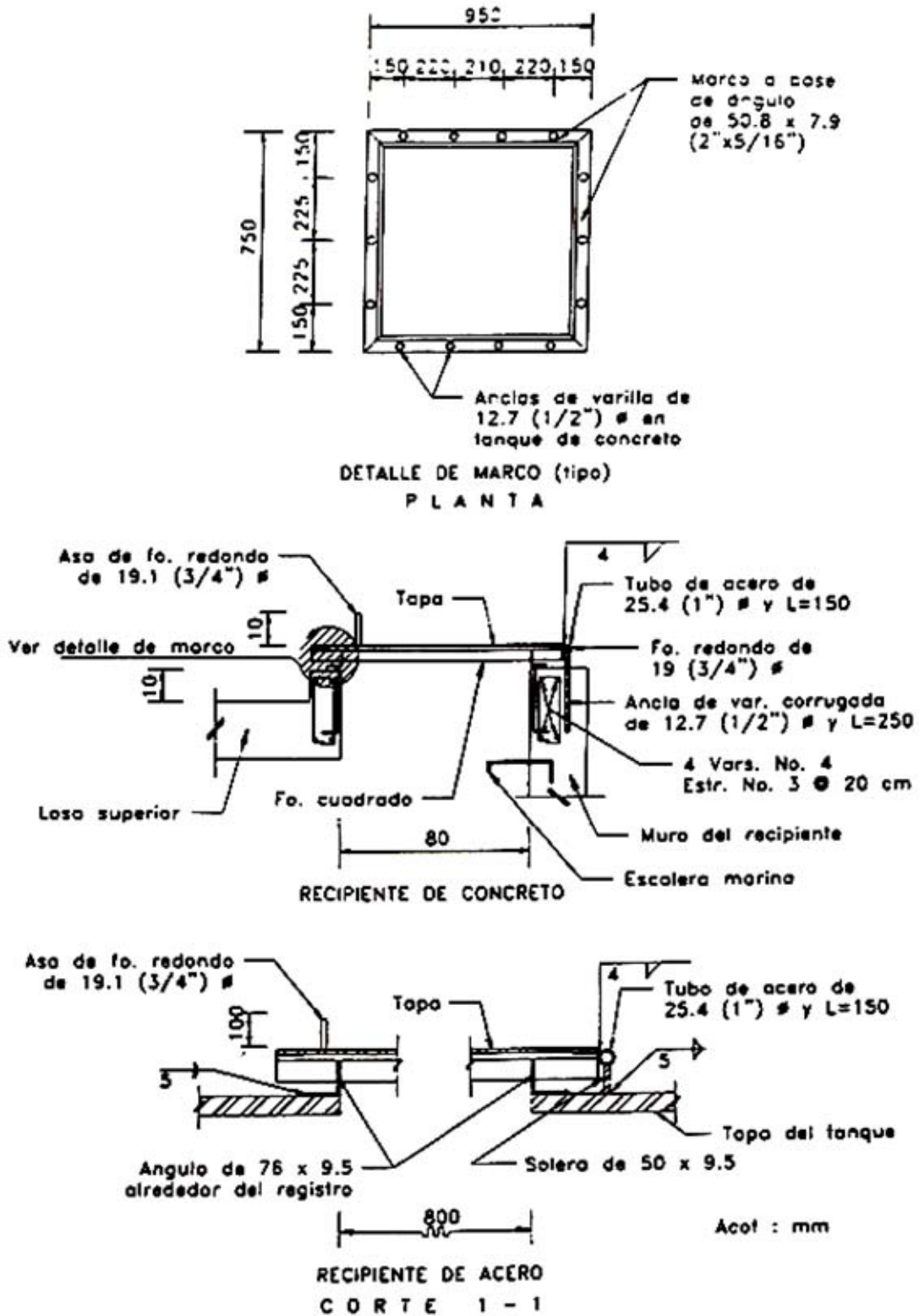
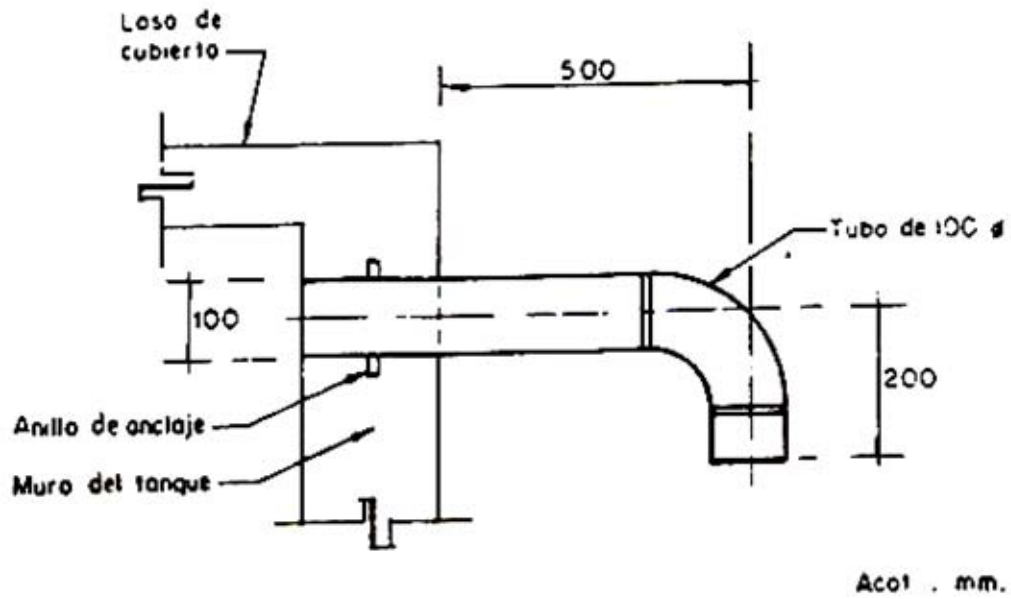
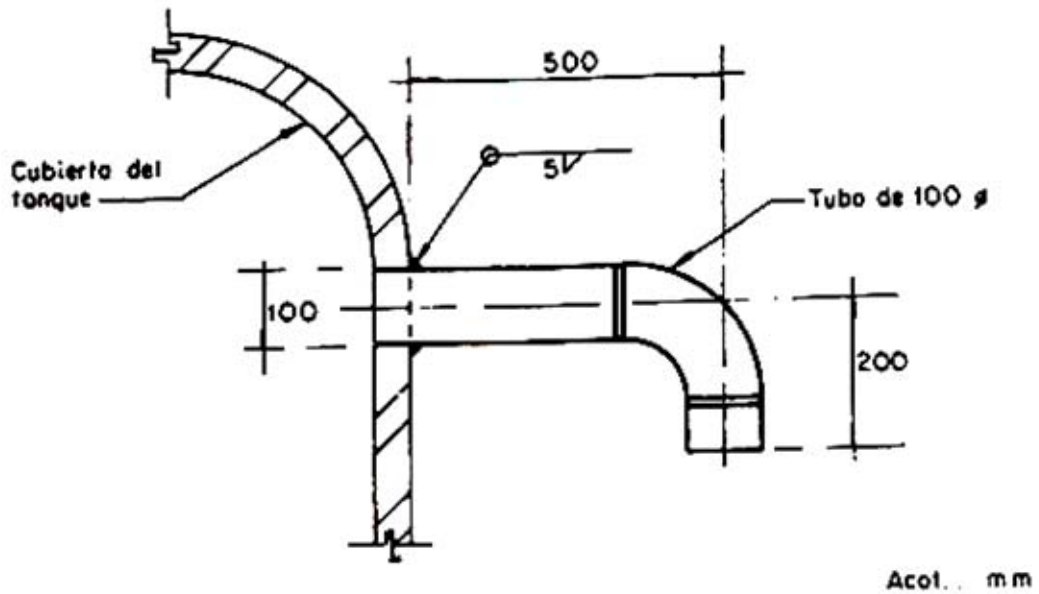


Figura 4.66 Detalles y corte de registro de inspección



a) Recipiente de concreto



b) Recipiente de acero

Figura 4.67 Detalle de ventila

#### 4.9 VERIFICADOR DE EXCEDENCIAS

En todos los tanques se colocará un vertedor de excedencias del tipo y tamaño especificado en el proyecto funcional. Si se especifica un vertedor exterior a base de tubería, ésta se colocará separada al menos 30 cm de la parte extrema de la pared del recipiente. La tubería de excedencias se colocará por la parte exterior del tanque y se soportará adecuadamente con ménsulas y deberá terminar con un codo, conduciendo el agua a una caja o conducción apropiada. La tubería de excedencias y la conducción tendrán una capacidad al menos igual al gasto de bombeo, con un nivel máximo del agua no mayor de 15 cm arriba del borde superior del vertedor. La tubería de excedencias será de acero, con conexiones atornilladas o soldadas si es menor a 10 cm de diámetro, o con bridas soldadas si son de mayor diámetro. El espesor mínimo de las tuberías de excedencias será de 4.8 mm.

## SECCION V CATALOGO DE CONCEPTOS Y ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION DE OBRA CIVIL DE LA CNA

EN LA PRESENTE SECCION SE TRANSCRIBEN LOS CONCEPTOS Y ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION DE TANQUES DE REGULACION.

### 1 DESMONTE

#### 1.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1002-00	Desmorte, desenraice, desyerbe y limpia de terreno para propósitos de construcción en vegetación tipo...	
1002-01	Manglar, selva bosque	ha
1002-02	Montes de regiones áridas o semiáridas	ha
1002-03	monte regiones desérticas, zonas cultivadas o pastizales	ha

#### 1.2 ESPECIFICACIONES

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Este trabajo consiste en efectuar alguna, algunas o todas las operaciones siguientes: cortar desraizar, quemar y retirar de los sitios de construcción, los árboles arbustos, hierbas o cualquier vegetación comprendida dentro dell derecho de vía, las áreas de construcción y los bancos de préstamo indicados en los planos o que ordene desmontar el Residente.

Estas operaciones pueden ser efectuadas indistintamente a mano o mediante el empleo de equipos mecánicos.

Toda la materia vegetal proveniente dell desmorte deberá colocarse fuera de las zonas destinadas a la construcción dentro dell derecho de vía, en la zona de libré colocación.

Se entenderá por zona de libré colocación la faja de terreno comprendida entre la línea límite de la zona de construcción y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros.

El material aprovechable proveniente dell desmorte será propiedad de la Comisión y deberá ser estibado en los sitios que indique el Ingeniero; no pudiendo ser utilizados por el Contratista sin el previo consentimiento de aquél.

Todo el material no aprovechable deberá ser quemado tomándose las precauciones necesarias para evitar incendios.

Los daños y prejuicios a propiedad ajena producidos por trabajos de desmorte efectuados indebidamente dentro o fuera dell derecho de vía o de las zonas de construcción serán de la responsabilidad dell Contratista.

Las operaciones de desmorte deberán efectuarse invariablemente en forma previa a los trabajos de construcción con la anticipación necesaria para no entorpecer el desarrollo de éstos.

**MEDICION Y PAGO.** El desmonte se medirá tomando como unidad la hectárea con aproximación de dos decimales.

No se estimará para fines de pago el desmonte que efectúe el Contratista fuera de las áreas de desmonte que se indique en el proyecto y/u ordenadas por el Ingeniero.

Sí la quema de material "no aprovechable" no pudo ser efectuada en forma inmediata al desmonte por razones no imputables al Contratista, se computará únicamente un avance del 90 % del desmonte efectuado. Cuando se haga la quema y se terminen los trabajos de desmonte, se estimará el 10 % restante.

El desmonte se liquidará al Contratista en función del tipo de monte y de acuerdo con los conceptos 1 002.01, 02 y 03.

## 2 DESPALME

### 2.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1003-00	Despalme de material no apto para cimentación y/o desplante de terraplenes y en bancos de préstamo.	m <sup>3</sup>
1003-01	Desperdiciando el material, con acarreo a 40 m.	m <sup>3</sup>
1003-02	Con carga y acarreo a un kilometro.	m <sup>3</sup>

### 2.2 ESPECIFICACIONES

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por despalme la remoción de las capas superficiales de terreno natural cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentren localizadas sobre los bancos de préstamo. También se entenderá por despalme la remoción de las capas de terreno natural que no sean adecuadas para la cimentación o desplante de un terraplén; y en general la remoción de capas de terreno inadecuadas para construcciones de todo tipo.

Se denominará banco de préstamo el lugar del cual se obtengan materiales naturales que se utilicen en la construcción de las obras.

Previamente a este trabajo, la superficie de despalme deberá haber sido desmontada.

El material producto del despalme deberá ser retirado fuera de la superficie del banco de préstamo que se va a explotar y colocado en la zona de libre colocación o en aquella que señale el Ingeniero.

Se entenderá por zona libre de colocación, la faja de terreno comprendida entre el perímetro del banco de préstamo y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros; aunque en el caso en que el material deba ser retirado fuera de la obra, se valorará con un concepto diferente.

**MEDICIÓN Y PAGO.** La medición de los volúmenes de materiales excavados para efectuar el despalme se hará tomando como unidad el metro cúbico, y empleando el método de promedio de áreas extremas. El resultado se considerará en unidades completas.

El caso de que el material producto del despalme deba ser retirado, por condiciones del proyecto y/o por las instrucciones del Ingeniero, fuera de la zona de libre de colocación se valorará con el concepto 1000.02 en el que se incluye la carga, descarga y acarreo a un kilómetro.

### 3 LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO

#### 3.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1005-01	Limpieza y trazo en el área de trabajo	m <sup>2</sup>

#### 3.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por limpieza y trazo a las actividades involucradas con la limpieza del terreno de maleza, basura, piedras sueltas etc., y su retiro a sitios donde no entorpezca la ejecución de los trabajos; así mismo en el alcance de este concepto está implícito el trazo y la nivelación instalando bancos de nivel y el estacado necesario en el área por construir.

En ningún caso la Comisión hará mas de un pago por limpia, trazo y nivelación ejecutados en la misma superficie.

Cuando se ejecuten conjuntamente con la excavación de la obra y/o el desmonte algunas actividades de desyerbe y limpia, la Comisión no considerará pago alguno.

**MEDICIÓN Y PAGO.** Para fines de pago se medirá el área de trabajo de la superficie objeto de limpia, trazo y nivelación, medida ésta en la proyección horizontal, y tomando como unidad el metro cuadrado con aproximación a la unidad.



## 4 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS

### 4.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1060-00	Excavación a mano para desplante de estructuras en material común, en seco ...	
1060-02	Hasta 2.00 m de profundidad	m <sup>3</sup>
1060-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1070-00	Excavación en material III, para desplante de estructuras, en seco...	
1070-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1070-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1080-00	Excavación a mano para desplante de estructuras, en material común, en agua...	
1080-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1080-04	Hasta 4.00 m, de profundidad.	m <sup>3</sup>
1082-00	Excavación en material III, para desplante de estructuras, en agua...	
1082-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1082-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1090-01	Excavación en material común, en seco, para desplante de estructuras.	m <sup>3</sup>

### 4.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por excavación para estructuras las que se realicen para cimentación, para alojarlas o que formen parte de ellas, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla o taludes de la misma, la remoción del material producto de las excavaciones a la zona libre colocación disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la construcción satisfactoria de las estructuras correspondientes. Incluyen igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material previamente a su excavación.

Las excavaciones deberán efectuarse de acuerdo con los datos del proyecto y/o las ordenes del Ingeniero, afinándose en tal forma que ninguna saliente del terreno penetre mas de 1 (uno) cm dentro de las secciones de construcción de las estructuras.

Se entenderá por zona de colocación libre la comprendida entre alguna o todas las líneas de intersección de los planos de las excavaciones con la superficie del terreno, y las líneas paralelas a ellas distantes 20 (veinte) metros.

Cuando los taludes o plantilla de las excavaciones vayan a recibir mamposterías o vaciado directo de concreto, deberán ser afinadas hasta las líneas o niveles del proyecto y/o ordenadas por el Ingeniero en tal forma que ningún punto de la sección excavada diste mas de 10 (diez) cm del correspondiente de la sección del proyecto; salvo cuando las excavaciones se efectúen en roca fija en cuyo caso dicha tolerancia de determinara

de acuerdo con la naturaleza del material excavado, sin esto implique obligación alguna para la Comisión de pagar al Contratista las excavaciones en exceso, fuera de las líneas o niveles del proyecto.

El afine de las excavaciones para recibir mampostería o el vaciado directo de concreto en ellas, deberá hacerse con la menor anticipación posible al momento de construcción de las mamposterías o al vaciado del concreto, a fin evitar que el terreno se debilite o altere por el intemperismo.

Cuando las excavaciones no vayan a cubrirse con concreto o mamposterías, se harán con las dimensiones mínimas requeridas para alojar o construir las estructuras; con un acabado esmerado hasta las líneas o niveles previstos en el proyecto y/o los ordenados por el Ingeniero, con una tolerancia en exceso de 25 (veinticinco) cm, al pie de los taludes que permita la colocación de formas para concreto, cuando esto sea necesario.

La pendiente que deberán tener los taludes de estas excavaciones será determinada en la obra por el Ingeniero, según la naturaleza o estabilidad del material excavado considerándose la sección resultante como sección de proyecto.

Cuando las excavaciones se realicen en roca fija se permitirá el uso de explosivos, siempre que no altere el terreno adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del Ingeniero.

El material producto de las excavaciones podrá ser utilizado según el proyecto y/o las ordenes del Ingeniero en rellenos u otros conceptos de trabajo de cualquier lugar de las obras, sin compensación adicional al Contratista cuando este trabajo se efectúe dentro de la zona de libre colocación, en forma simultánea al trabajo de excavación y sin ninguna compensación adicional a las corresponden a la colocación del material en banco de desperdicio.

Cuando el material sea utilizado fuera de la zona de libre colocación, o dentro de ella pero en forma que no sea simultáneo a las obras de excavación o de acuerdo con algún procedimiento especial o colocación o compactación según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero, los trabajos serán adicionales y motivo de otros precios unitarios.

Cuando las excavaciones se efectúen en agua o material lodoso, se procederá en los términos de la Especificación 1040.02 (zanjas).

Cuando para efectuar las excavaciones se requiera la construcción de tabla-estacados o cualquiera obra auxiliar, estos trabajos le serán compensados por separado al Contratista.

**MEDICION Y PAGO.** Las excavaciones para estructuras se mediran en metros cubicos con aproximación de un decimal. Al efecto se determinara directamente en las excavaciones el volumen de los diversos materiales excavados de acuerdo con las secciones de proyecto y/o las ordenes del Ingeniero.

No se estimaran para fines de pago la excavaciones hechas por el Contratista fuera de las líneas de proyecto y/o las indicaciones del Ingeniero serán considerados como sobre excavaciones.

En aquellos casos en que por condiciones del proyecto y/u ordenes del Ingeniero el material producto de la excavación se coloque en bancos de desperdicio fuera de la zona de libre colocación, se estimará y pagará por separado al Contratista este movimiento.

Cuando el material de las excavaciones de las estructuras sea utilizado para rellenos u otros conceptos de trabajo, fuera de la zona de libre colocación, o bien dentro de ella en forma no simultánea a la excavación habiendo sido depositado para ello en banco de almacenamiento, o utilizando de acuerdo con algún proceso de colocación o compactación que señale el proyecto y/o el Ingeniero, estas operaciones serán pagadas y estimadas al Contratista por separado.

En resumen, se ratificará que el pago se hará exclusivamente al hecho de considerar las líneas netas de proyecto; y a continuación de manera enunciativa se señalan las principales actividades:

- A).- Afloje del material y extracción.
- B).- Amacice o limpieza de plantilla y taludes, y afines.
- C).- Remoción del material producto de las excavaciones.
- D).- Traspaleos cuando se requiere.
- E).- Conservación de las excavaciones.
- F).- Extracción de derrumbes.

## 5 EXCAVACION EN SANJAS

### 5.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1010-00	Excavación a mano para zanjas en material común, en seco..	
1010-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1010-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1020-00	Excavación en material III, para zanjas, en seco, en zona B ...	
1020-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1020-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1040-00	Excavación a mano para zanjas en material común, en agua...	
1040-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1040-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1042-00	Excavación en material III, para zanjas, en agua, en zona B...	
1042-02	Hasta 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>
1042-04	Hasta 4.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>

Para la clasificación de las excavaciones por cuanto a la dureza del material se entenderá por material común, la tierra, arena, grava, arcilla y limo, o bien todos aquellos materiales que puedan ser aflojados manualmente con el uso del zapapico, así como todas las fracciones de roca, piedras sueltas, peñascos, etc., que cubiquen aisladamente menos de 0.75 de metro cúbico en general todo tipo de material que no pueda ser clasificado como roca fija.

Se entenderá "por roca fija" la que se encuentra en mantos con dureza y con textura que no pueda ser aflojada o resquebrajada económicamente con el sola uso de zapapico y que solo pueda removerse con el uso previo de explosivos, cuñas o dispositivos mecánicos de otra índole. También se consideran dentro de esta Clasificación aquellas fracciones de roca, piedra suelta, o peñascos, que cubiquen aisladamente más de 0.75 de metro cubico.

Cuando el material común se encuentre entremezclado con la roca fija una proporción igual o menor al 25 % del volumen de esta, y en tal forma que no pueda ser excavado por separado, todo el material será considerado como roca fija.

Para clasificar material, se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción. En caso de que el volumen por clasificar este compuesto por volúmenes de material común y roca fija se determinará en forma estimativa el porcentaje en que cada uno de estos materiales interviene en la composición del volumen total.

## 5.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.**- Se entenderá por "excavación de zanjas" la que se realice según el proyecto y/u ordenes del Ingeniero para alojar la tubería de las redes de agua potable y alcantarillado, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o a ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de la zanja, dejando libre en el lado que fije el Ingeniero un pasillo de 60 (sesenta) cm entre el límite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El Contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

Las excavaciones, deberán ser afinadas en tal forma que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso más de 5 (cinco) cm de la sección de proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán las zanjas varían en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas.

La profundidad de la zanja será medida hacia abajo a contar del nivel natural del terreno, hasta el fondo de la excavación.

El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales paralelas que la delimitan.

El afine de los últimos 10 (diez) cm del fondo de la excavación se deberá efectuar con la menor anticipación posible a la colocación de la tubería. Si por exceso en el tiempo transcurrido entre el afine de la zanja y el tendido de la tubería se requiere un nuevo afine antes de tender la tubería, este será por cuenta exclusiva del Contratista.

Cuando la excavación de zanjas se realice en material común, para alojar tuberías de concreto que no tenga la consistencia adecuada a juicio del Ingeniero, la parte central del fondo de la zanja se excavará en forma redondeada de manera que la tubería apoye sobre el terreno en todo el desarrollo de su cuadrante inferior y en toda su longitud. A este mismo efecto, antes de bajar la tubería a la zanja o durante su instalación deberá excavar en los lugares en que quedarán las juntas, cavidades o "conchas" que alojen las campanas o cajas que formarán las juntas. Esta conformación deberá efectuarse inmediatamente antes de tender la tubería.

El Ingeniero deberá vigilar que desde el momento en que se inicie la excavación hasta aquel en que se termine el relleno de la misma, incluyendo el tiempo necesario para la colocación y prueba de la tubería, no transcurra un lapso mayor, de 7 (siete) días calendario.

Cuando la excavación de zanjas se realice en roca fija, se permitirá el uso de explosivos y siempre que no altere el terreno adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del Ingeniero. El uso de explosivos se restringirá en aquellas zonas en que su utilización pueda causar perjuicios a las obras, o bien cuando por usarse explosivos dentro de una población se causen daños o molestias a sus habitantes.

Cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, a juicio del Ingeniero, este ordenará al Contratista la colocación de los ademes y puntales que juzgue necesarios para la seguridad de las obras, la de los trabajadores o que exijan las leyes o reglamentos en vigor.

Las características y forma de los ademes y puntales serán fijados por el Ingeniero sin que esto releve al Contratista de ser el único responsable de los daños y perjuicios que directa o indirectamente se deriven por falla de los mismos.

El ingeniero está facultado para suspender total o parcialmente las obras cuando considere que el estado de las excavaciones no garantiza la seguridad necesaria para las obras y/o los trabajadores, hasta en tanto no se efectúen los trabajos de ademe o apuntalamiento.

El criterio constructivo del Contratista será de su única responsabilidad y cualquier modificación, no será motivo de cambio en el precio unitario, deberá tomar en cuenta que sus rendimientos propuestos sean congruentes con el programa y con las restricciones que pudiesen existir.

En la definición de cada concepto queda implícito el objetivo de la Comisión, el Contratista debe proponer la manera de ejecución y su variación aun a petición de la Comisión (por improductivo) no será motivo de variación en el precio unitario; las excavaciones para estructuras que sean realizadas en las zanjas (por ejemplo para cajas de operación de válvulas, pozos, etc.), serán liquidadas con los mismos conceptos de excavaciones para zanjas.

El contratista deberá tomar en cuenta que la excavación no rebase los 200 m, adelante del frente de instalación del tubo, a menos que la Comisión a través de su Representante lo considere conveniente en función de la estabilidad del terreno y cuente con la autorización por escrito.

Se ratifica que el pago que la Comisión realiza por las excavaciones, es función de la sección teórica del Proyecto. por lo que se deberán hacer las consideraciones y previsiones para tal situación.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** La excavación de zanja se medirá en metros cúbicos con aproximación de una decimal. Al efecto se determinarán los volúmenes de las excavaciones realizadas por el Contratista según el proyecto y/o las ordenes del Ingeniero.

No se considerarán para fines de pago las excavaciones hechas por el Contratista fuera de las líneas de proyecto, ni la remoción de es originados por causas imputables al Contratista que al igual que las excavaciones que efectúe fuera del proyecto serán consideradas como sobre-excavaciones.

Los trabajos de bombeo que deba realizar el Contratista para efectuar las excavaciones y conservarlas en seco durante el tiempo de colocación de la tubería le serán pagadas por separado. igualmente le será pagado por separado el acarreo a los bancos de desperdicio que señale el Ingeniero, del material producto de excavaciones que no haya sido utilizado en el relleno de las zanjas por exceso de volumen, por su mala calidad o por cualquiera otra circunstancia.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en agua, solamente en el caso en que el material por excavar se encuentre bajo agua, con un tirante mínimo de 50 (cincuenta) cm que no pueda ser desviada o agotada por bombeo en forma económicamente conveniente para la Comisión, quien ordenará y pagará en todo caso al Contratista las obras de desviación o el bombeo que deba efectuarse.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en material lodoso cuando por la consistencia del material se dificulte especialmente su extracción incluso en el caso en que haya usado bombeo para abatir el nivel del agua que lo cubría; así mismo en terrenos pantanosos que se haga necesario el uso de dispositivos de sustentación (balsas) para el equipo de excavación. Y cuando las excavaciones se efectúen en agua o material lodoso se le pagará al Contratista con el concepto que para tal efecto exista.

A manera de resumen se señalan las actividades fundamentales con carácter enunciativo

- A).- Afloje del material y su atracción.
- B).- Amacice o limpieza de plantilla , taludes de la zanjas y afines
- C).- Remoción del material producto de las excavaciones.
- D).- Traspaleos verticales cuando estos sean procedentes; y horizontales cuando se requieran.
- E).- Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
- F).- Extracción de derrumbes.

El pago de los conceptos se hará en función de las características del material y de sus condiciones; es decir, seco o en agua.

## 6 EXCAVACION PARA CUNETAS Y CONTRACUNETAS

### 6.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1122-00	Excavación para cunetas y contracunetas.	
1122-01	En cualquier material, excepto roca.	m <sup>3</sup>
1122-02	En roca.	m <sup>3</sup>

### 6.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por cunetas las excavaciones que se realicen de acuerdo con la sección del proyecto y las profundidades señaladas, mismas que se construirán a ambos lados del camino como protección contra la acción de aguas pluviales.

Por contracunetas se entenderá a la excavación en canal construido en la parte alta de la ladera, arriba de los cerros para impedir que el agua escurra por el talud del corte; entendiéndose por cerros a la traza de la superficie de los taludes de los cortes y terraplenes en el terreno natural.

Las excavaciones podrán ser en material común y roca. Su clasificación se hará como esta estipulado en los conceptos 1010.02 y 04, rigiendo así mismo en sus generalidades.

**MEDICIÓN Y PAGO.** La construcción de cunetas y contracunetas, se medirá en metros cúbicos y en función de las líneas de proyecto. Incluyen: extracción del material, afine, retiro del material producto de excavación a 20 metros. Siendo responsable el Contratista de la utilización de medios, materiales, equipos y herramientas, así como procedimientos para ejecutarlos.



## 7 PLANTILLAS APISONADAS

### 7.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1130-00	Plantilla apisonada al 85% "PROCTOR" en zanjas...	
1130-01	Con material producto de excavación.	m <sup>3</sup>
1130-02	Con material producto de banco.	m <sup>3</sup>

### 7.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Cuando a juicio del Ingeniero el fondo de las excavaciones donde se instalaran tuberías no ofrezca la consistencia necesaria para sustentarias y mantenerlas en su posición en forma estable o cuando la excavación haya sido hecha en roca que por su naturaleza no haya podido afinarse en grado tal que la tubería tenga el asiento correcto, se construirá una plantilla apisonada de 10 cm de espesor mínimo, hecha con material adecuado para dejar una superficie nivelada para una correcta colocación de la tubería.

La plantilla se apisonará hasta que el rebote del pisón señale que se ha logrado la mayor compactación posible, para lo cual al tiempo del apisonado se humedecerán los materiales que forman la plantilla para facilitar su compactación.

Así mismo la plantilla se podrá apisonar con pisón metálico o equipo, hasta lograr el grado de compactación estipulada.

La parte central de las plantillas que se construyan para apoyo de tuberías de concreto será construida en forma de canal semicircular para permitir que el cuadrante inferior de la tubería descansa en todo su desarrollo y longitud sobre la plantilla.

Las plantillas se construirían inmediatamente antes de tender la tubería y previamente a dicho tendido el Contratista deberá recabar el visto bueno del Ingeniero para la plantilla construida, ya que en caso contrario este le podrá ordenar, si lo considera conveniente, que se levante la tubería colocada y los tramos de plantilla que considere defectuosos y que se construyan nuevamente en forma correcta, sin que el Contratista tenga derecho a ninguna compensación adicional por este concepto.

**MEDICIÓN Y PAGO.** La construcción de plantilla será medida para fines de pago en metros cúbicos con aproximación a un décimo. Al efecto se determinará directamente en la obra la plantilla construida.

No se estimarán para fines de pago las superficies o volúmenes de plantilla construidas por el Contratista para relleno de sobre excavaciones.

La construcción de plantillas se pagará al Contratista a los Precios Unitarios que correspondan en función del trabajo ejecutado; es decir, si es con material de banco o con material producto de excavación.

## 8 RELLENO DE EXCAVACIONES DE ZANJAS

### 8.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1131-00	Relleno en zanjas.....	
1131-01	A volteo con material producto de excavación.	m <sup>3</sup>
1131-02	A volteo con material de banco.	m <sup>3</sup>
1131-03	Compactado al 85% "PROCTOR", con material producto de excavación	m <sup>3</sup>
1131-04	Compactado al 85% "PROCTOR", con material de banco.	m <sup>3</sup>
1131-05	Compactado al 90% "PROCTOR", con material producto de excavación	m <sup>3</sup>
1131-06	Compactado al 90% "PROCTOR", con material de banco.	m <sup>3</sup>

### 8.2 ESPECIFICACION

#### DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN:

Se entenderá por "relleno sin compactar" el que se haga por el simple depósito del material para relleno, con su humedad natural, sin compactación alguna, salvo la natural que produce su propio peso.

Se entenderá por "relleno compactado" aquel que se forme colocando el material en capas sensiblemente horizontales, del espesor que señale el Ingeniero, pero en ningún caso mayor de 15 (quince) cm con la humedad que requiera el material de acuerdo con la prueba "PROCTOR", para su máxima compactación. Cada capa será compactada uniformemente en toda su superficie mediante el empleo de pistones de mano o neumáticos hasta obtener la compactación requerida.

Por relleno de excavaciones de zanjas se entenderá el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el Contratista para rellenar hasta el nivel original del terreno natural o hasta los niveles señalados por el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que hayan realizado para alojar las tuberías de redes de agua potable, así como las correspondientes a estructuras auxiliares y a trabajos de jardinería.

No se deberá proceder a efectuar ningún relleno de excavación sin antes obtener la aprobación por escrito del Ingeniero, pues en caso contrario, éste podrá ordenar la total extracción del material utilizado en rellenos no aprobados por el, sin que el Contratista tenga derecho a ninguna retribución por ello.

La primera parte del relleno se hará invariablemente empleando en ella tierra libre de piedras y deberá ser cuidadosamente colocada y compactada a los lados de los cimientos de estructuras y abajo y ambos lados de las tuberías. En el caso de cimientos y de estructuras, este relleno tendrá un espesor mínimo de 60 (sesenta) cm, en el caso de rellenos para trabajos de jardinería el relleno se hará en su totalidad con tierra libre de piedras y cuando se trate de tuberías, este primer relleno se continuará hasta un nivel de 30 (treinta) cm arriba del lomo superior del tubo o según el proyecto. Después se

continuará el relleno empleado el producto de la propia excavación, colocándolo en capas de 20 (veinte) cm, de espesor como máximo, que serán humedecidas y apisonadas.

Cuando por naturaleza de los trabajos no se requiera un grado de compactación especial, el material se colocará en las excavaciones apisonándolo ligeramente, hasta por capas sucesivas de 20 (veinte) cm hasta colmar la excavación dejando sobre de ella un montículo de material con altura de 15 (quince)cm sobre el nivel natural del terreno, o de la altura que ordene el Ingeniero.

Cuando el proyecto y/o las órdenes del ingeniero así lo señalen, el relleno de excavaciones deberá ser efectuado en forma tal que cumpla con las especificaciones de la técnica "PROCTOR" de compactación, para lo cual el Ingeniero ordenará el espesor de las capas, el contenido de humedad del material, el grado de compactación, procedimiento, etc., para lograr la compactación óptima.

La consolidación empleando agua no se permitirá en relleno en que se empleen materiales arcillosos o arcillo-arenosos, y a juicio del Ingeniero podrá emplearse cuando se trate de material rico en terrones o muy arenoso. En estos casos se procederá a llenar la zanja hasta un nivel de 20 (veinte) cm abajo del nivel natural del relleno ya colocado hasta lograr en el mismo un encharcamiento superficial; al día siguiente, con una pala se pulverizará y analizará toda la costra superficial del relleno anterior y se rellenará totalmente la zanja, consolidando el segundo relleno en capas de 15 (quince) cm de espesor, quedando este proceso sujeto a la aprobación del Ingeniero, quien dictará modificaciones o modalidades.

La tierra, rocas y cualquier material sobrante después de rellenar las excavaciones de zanjas, serán acarreados por el Contratista hasta el lugar de desperdicios que señale el Ingeniero.

Los rellenos que se hagan en zanjas ubicadas en terrenos de fuerte pendiente, se terminarán en la capa superficial empleando material que contenga piedras suficientemente grandes para evitar el deslave del relleno motivado por el escurrimiento de las aguas pluviales, durante el período comprendido entre la terminación del relleno de la zanja y la reposición del pavimento correspondiente. En cada caso particular el Ingeniero dictará las disposiciones pertinentes.

**MEDICIÓN Y PAGO.** El relleno de excavaciones de zanja que efectúe el Contratista, le será medido en metros cúbicos de material colocado con aproximación de un décimo. El material empleado en el relleno de sobre-excavaciones o derrumbes al Contratista no será valuado para fines de estimación y pago.

De acuerdo con cada concepto y en la medida que proceda con base en su propia definición, Los Precios Unitarios deben incluir con carácter enunciativo las siguientes actividades:

- a).- Obtención, extracción, carga, acarreo primer kilómetro y descarga en el sitio de utilización del material.
- b).- Proporcionar la humedad necesaria para compactación grado que este estipulado (quitar o adicionar).
- c).- Seleccionar el material y/o papear.
- d).- Compactar al porcentaje especificado.
- e).- Acarreo, movimientos y traspaleos locales.

## 9 EXTENDIDO Y BANDEADO DE MATERIAL SOBRENTE DE EXCAVACION

### 9.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1135-01	Extendido y bandeo de material producto de excavación	m <sup>3</sup>

### 9.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por extendido y bandeo de material sobrante de excavación, al conjunto de actividades necesarias para formar un terraplén de la altura que resulte a partir del terreno natural, con una pendiente del 2% hacia uno o ambos lados, con el material sobrante de la excavación de zanja y sin ninguna compactación especial.

**MEDICIÓN Y PAGO.** Para efectos de estimación y pago se tomará como unidad el metro cúbico de material extendido y bandeo efectivamente, a entera aprobación del Ingeniero al efecto se determinará directamente en la obra los volúmenes ejecutados con aproximación de una decimal.

## 10 BOMBEO DE ACHIQUE CON BOMBA AUTOCEBANTE, PROPIEDAD DEL CONTRATISTA

### 10.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
1140-00	Bombeo de achique con bomba autocebante, propiedad del contratista, de...	
1140-01	de 2" de diámetro y 4 HP	h
1140-02	de 3" de diámetro y 8 HP	h
1140-03	De 4" de diámetro y 12 HP	h
1140-04	De 6" de diámetro y 18 HP	h
1140-05	De 8" de diámetro.	h
1140-06	De 10" de diámetro.	h

### 10.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Por bombeo de achique se entenderá al conjunto de operaciones que se hagan necesarias para extraer el agua que se localice en las zanjas para tendido de tubería, así como en excavaciones para obras complementarias que se requieran en el sistema.

Al ordenar la utilización del equipo, el Ingeniero deberá prestar especial atención a que dicho equipo sea el adecuado para la ejecución del trabajo y dentro de su vida económica, tanto por lo que se refiere al tipo empleado; como a su capacidad y rendimiento; y ya durante su operación, cuidar que ésta se haga eficientemente y se obtenga de ella el rendimiento correcto; en caso contrario, se harán ajustes al precio unitario en función del modelo del equipo.

El Contratista será en todo momento el único responsable tanto de la conservación de su equipo como de su eficiencia.

**MEDICION Y PAGO.** La operación del equipo de bombeo de achique propiedad del Contratista se medirá con horas de aproximación de 0.25 h.

Al efecto, se determinara mediante un estricto control de la Comisión, el tiempo que trabaje el equipo en forma efectiva, ejecutando el trabajo que le ha sido ordenado.

No se computará para fines de pago el tiempo de operación del equipo de bombeo de achique que no esta ejecutando trabajo efectivo, que trabaje deficientemente o ejecute trabajos que no correspondan al proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero.

El pago específico al Contratista por la ejecución de los trabajos se hará a base de Precios Unitarios, o de acuerdo a lo estipulado en el Contrato en los conceptos de trabajo y capacidad de los equipos.

No se pagará al Contratista la operación del equipo de bombeo de achique que por falta de capacidad o por ser del tipo adecuado, no produzca los resultados que de el se esperaban.

No se considerará para fines de pago los bombeos ejecutados fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del Ingeniero.

Como un indicador de los rendimientos de las bombas a continuación se señalan rendimientos normativos. :

Bomba de 2" Diámetro de 30 a 45 m<sup>3</sup>/h

Bomba de 3" Diámetro de 70 a 90 m<sup>3</sup>/h

Bomba de 4" Diámetro de 110 a 150 m<sup>3</sup>/h

Bomba de 6" Diámetro de 260 m<sup>3</sup>/h

## 11 MAMPOSTERIA Y ZAMPEADO PARA ESTRUCTURAS

### 11.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4000-00	Mampostería de piedra, con paramentos rostreados,	
4000-01	Mortero cemento-arena 1:5.	m <sup>3</sup>
4000-02	Mortero cemento-arena 1:3.	m <sup>3</sup>
4001-00	Zampeado de piedra	
4001-01	Colocado en seco.	m <sup>3</sup>
4001-02	Mortero cemento arena 1:5.	m <sup>3</sup>
4001-03	Mortero cemento arena 1:3.	m <sup>3</sup>

### 11.2 ESPECIFICACIONES

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Se entenderá por "mampostería de piedra" la obra formada por fragmentos de roca, unidas por mortero de cemento cuando la mampostería se construya sin el uso de mortero para el junteado de las piedras únicamente por acomodo de las mismas, se denominará "Mampostería seca o zampeado". Cuando el zampeado ya construido en seco según la especificación anterior se recubra y se llene sus juntas con una capa de mortero de cemento, se conocerá como "zampeado con mortero de cemento".

Comprende el suministro de todos los materiales que intervienen en la construcción; la piedra deberá ser de buena calidad, homogéneo, fuerte, durable y resistente a la acción de los agentes atmosféricos, sin grietas ni partes alteradas; sus dimensiones serán fijadas por el Ingeniero, tomando en cuenta las dimensiones de la estructura correspondiente, y solo excepcionalmente se admitirán piedras en forma redondeada. Cada piedra se limpiará cuidadosamente y se mojará antes de colocarla, debiendo quedar sólidamente asentada de mortero. El mortero de cemento que se emplee para juntar la mampostería, deberá tener la proporción que señale el proyecto. El mortero podrá hacerse a mano o máquina, según convenga de acuerdo con el volumen que se necesite.

**MEDICIÓN Y PAGO.** La mampostería y el zampeado serán medidos para fines de pago en metros cúbicos con aproximación de un décimo. Al efecto se determinará directamente en la obra los volúmenes realizados por el Contratista según lo especificado en el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero.

El pago de estos conceptos se realizará en función de lo realmente ejecutado y de acuerdo con las definiciones de cada concepto; correspondiendo el suministro de todos los materiales en obra, incluyendo abundamiento y desperdicios, así como el equipo y la mano de obra necesaria.

No se estimará para fines de pago, los volúmenes de mampostería o zampeados construidos fuera de las secciones del proyecto y/o las ordenes del Ingeniero.



## 12 FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO

### 12.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4030-00	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado.	
4030-01	De $f_c=100 \text{ kgf/cm}^2$	$\text{m}^3$
4030-02	De $f_c=150 \text{ kgf/cm}^2$	$\text{m}^3$
4030-03	De $f_c=175 \text{ kgf/cm}^2$	$\text{m}^3$
4030-04	De $f_c=200 \text{ kgf/cm}^2$	$\text{m}^3$
4030-05	De $f_c=250 \text{ kgf/cm}^2$	$\text{m}^3$

### 12.2 ESPECIFICACIONES

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Se entenderá por concreto el producto endurecido resultante de la combinación y mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos en proporciones adecuadas, pudiendo o no tener aditivos para su mejoramiento.

La construcción de estructuras y el revestimiento de canales con concreto, deberá hacerse de acuerdo con las líneas, elevaciones y dimensiones que señale el proyecto y/u ordene el Ingeniero. Las dimensiones de las estructuras que señale el proyecto quedarán sujetas a las modificaciones que ordene el Ingeniero cuando así lo crea conveniente. El concreto empleado en la construcción, en general, deberá tener una resistencia a la compresión por lo menos igual al valor indicado para cada una de las partes de la obra, conforme a los planos y estipulaciones del proyecto. El Contratista deberá proporcionar las facilidades necesarias para la obtención y manejo de muestra representativas para pruebas de concreto en las plantas mezcladoras.

La localización de las juntas de construcción deberá ser aprobada por el Ingeniero.

Se entenderá por cemento Portland el material proveniente de la pulverización del producto obtenido (clinker) por fusión incipiente de materiales arcillosos y calizas que contengan los óxidos de calcio, silicio, aluminio y fierro, en cantidades convenientemente calculadas y sin más adición posterior que yeso sin calcinar y agua, así como otros materiales que no excedan del 1 % del peso total y que no sean nocivos para el comportamiento posterior del cemento. Dentro de los materiales que de acuerdo con la definición deben considerarse como nocivos, quedan incluidas todas aquellas sustancias inorgánicas de las que se conoce un efecto retardante en el endurecimiento. Los diferentes tipos de mortero Portland se usarán como sigue:

Tipo I.- Será de uso general cuando no se requiera que el cemento tenga las propiedades especiales señaladas para los tipos II, III, IV y V.

Tipo II.- Se usará en construcciones de concreto expuestas a la acción moderada de sulfato o cuando se requiera un calor de hidratación moderado.

Tipo III.- Se usará cuando se requiera una alta resistencia rápida.

Tipo IV.- Se usará cuando se requiera un calor de hidratación bajo.

Tipo V.- Se usará cuando se requiera una alta resistencia a la acción de sulfatos.

El cemento Portland de cada uno de los 5 (cinco) puntos antes señalados deberá cumplir con las especificaciones físicas químicas de acuerdo a Normas Oficiales.

Se entenderá por cemento Portland Puzolánico el material que se obtiene por la molienda simultánea de Clinker Portland, puzolanas naturales o artificiales y yeso. En dicha molienda es permitida la adición de otros materiales que no excedan del 1 % y que no sean nocivos para el comportamiento posterior del cemento.

Dentro de los materiales que de acuerdo con las definición deben considerarse como nocivos, quedan incluidas todas aquellas sustancias inorgánicas de las que se conoce un efecto retardante en el endurecimiento.

Se entiende por puzolanas aquellos materiales compuestos principalmente por óxidos de silicio o por sales cálcicas de los ácidos silíceos que en presencia del agua y a la temperatura ambiente sean capaces de reaccionar con el hidróxido de calcio para formar compuestos cementantes.

La arena que se emplee para la fabricación de mortero y concreto, y que en su caso deba proporcionar el Contratista, deberá consistir en fragmentos de roca duros de un diámetro no mayor de 5 (cinco) mm densos y durables y libres de cantidades objetables de polvo, tierra, partículas de tamaño mayor, pizarras, álcalis, materia orgánica, tierra vegetal, mica y otras sustancias perjudiciales y deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a).- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas sino aproximadamente esféricas o cúbicas.

b).- El contenido del material orgánico deberá ser tal, que en la prueba de color (A.S.T.M., designación C-4), se obtenga un color mas claro que el estándar, para que sea satisfactorio.

c).- El contenido de polvo (partículas menores de 74 (setenta y cuatro) micras: cedazo número 200 (A.S.T.M., designación C-117) no deberá exceder del 3 (tres) por ciento en peso.

d).- El contenido de partículas suaves, tepetates, pizarras, etc. sumando con el contenido de arcillas y limo no deberá exceder del 6 (seis) por ciento en peso.

e).- Cuando la arena se obtenga de bancos naturales de este material, se procura que su granulometría esté comprendida entre los límites máximos y mínimos, especificación A.S.T.M.E.11.3a.

Cuando se presenten serias dificultades para conservar la graduación de la arena dentro de los límites citados, el Ingeniero podrá autorizar algunas ligeras variaciones al respecto.

Salvo en los casos en el Ingeniero otorgué autorización expresa por escrito, la arena se deberá lavar siempre.

La arena entregada a la planta mezcladora deberá tener un contenido de humedad uniforme y estable, no mayor de 6 (seis) por ciento.

El agregado grueso que se utilice para la fabricación de concreto y que en su caso deba proporcionar el Contratista, consistirá en fragmentos de roca duros, de diámetro mayor de 5.0 mm densos y durables, libres de cantidades objetables de polvo, tierra, otras sustancias perjudiciales y deberá satisfacer las siguientes requisitos:

a).- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas sino aproximadamente esféricas o cúbicas.

b).- La densidad absoluta no deberá ser menor de 2.4.

c).- El contenido de polvo (partículas menores de 74 (setenta y cuatro) micras: cedazo número 200 (doscientos) (A.S.T.M., designación C-117), no deberá exceder del 5 (cinco) por ciento, en peso.

d).- El contenido de partículas suaves determinado por la prueba respectiva "Método Standard de U.S. Bureau of Reclamation" (designación 18), no deberá exceder del 5 (cinco) por ciento, en peso.

e).- No deberá contener materia orgánica, sales o cualquier otra sustancia extraña en proporción perjudicial para el concreto.

Cuando se empleen tolvas para el almacenamiento y el proporcionamiento de los agregados para el concreto, éstas deberán ser construidas de manera que se limpien por si mismas y se descarguen hasta estar prácticamente vacías por lo menos cada 48 (cuarenta y ocho) horas.

La carga de las tolvas deberá hacerse en tal forma que el material se coloque directamente sobre las descargas, centrando con respecto a las tolvas. El equipo para el transporte de los materiales ya dosificados hasta la mezcladora, deberá estar construido y ser mantenido y operado de manera que no haya pérdidas de materiales durante el transporte ni se entremezclen distintas cargas.

Los ingredientes del concreto se mezclarán perfectamente en mezcladoras de tamaño y tipo aprobado, y diseñadas para asegurar positivamente la distribución uniforme de los materiales componentes al final del período de mezclado.

El tiempo se medirá después de que estén en la mezcladora todos los materiales, con excepción de la cantidad total de agua. Los tiempos mínimos de mezclado ha sido especificados basándose en un control apropiado de la velocidad de rotación de la mezcladora y de la introducción de los materiales, quedando a juicio del Ingeniero el aumentar el tiempo de mezclado cuando lo juzgúe conveniente. El concreto deberá ser uniforme en composición y consistencia de carga en carga, excepto cuando se requieran cambios en composición o consistencia. El agua se introducirá en la mezcladora, antes, durante y después de la carga de la mezcladora. No se permitirá el sobremezclado excesivo que requiera la adición de agua para preservar la consistencia requerida del concreto. Cualquier mezcladora que en cualquier tiempo no de resultados satisfactorios se deberá reparar rápida y efectivamente o deberá ser sustituida.

La cantidad de agua que entre en la mezcladora para formar el concreto, será justamente la suficiente para que con el tiempo, normal de mezclado produzca un concreto que a juicio del Ingeniero pueda trabajarse convenientemente en su lugar sin que haya segregación y que con los métodos de acomodamiento estipulado por el Ingeniero produzcan la densidad, impermeabilidad y superficies lisas deseadas. No se permitirá el mezclado por mayor tiempo del normal para conservar la consistencia requerida del concreto. La cantidad de agua deberá cambiarse de acuerdo con las variaciones de humedad contenida en los agregados, a manera de producir un concreto de la consistencia uniforme requerida.

No se vaciará concreto para revestimientos, cimentación de estructuras, dentellones, etc., hasta que toda el agua se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta con concreto haya sido desalojada. No se vaciará concreto en agua sino con la aprobación escrita del Ingeniero y el método de depósito del concreto estará sujeto a su aprobación. No se permitirá vaciar concreto en una agua corriente y ningún colado deberá estar expuesto a una corriente de agua sin que haya alcanzado su fraguado inicial.

El concreto que se haya endurecido al grado de no poder colocarse, será desechado. El concreto se vaciará siempre en su posición final y no se dejará que se escurra, permitiendo o causando segregación. No se permitirá la separación excesiva del agregado grueso a causa de dejarlo caer desde grande altura o muy desviado de la vertical o porque choque contra formas o contra las varillas de refuerzo; donde tal separación pudiera ocurrir se colocarán canaletas y deflectores adecuados para confirmar y controlar la caída del concreto en formas se colocará en capas continuas aproximadamente horizontales cuyo espesor generalmente no excederá de 50 (cincuenta) centímetros. La cantidad del concreto depositado en cada sitio estará sujeta a la aprobación del Ingeniero. Las juntas de construcción serán aproximadamente horizontales a no ser que se muestren de otro modo en los planos o que lo ordene el Ingeniero y les dará la forma prescrita usando moldes donde sea necesario o se asegurará una unión adecuada con la colada subsecuente, retirando la "nata superficial" a base de una operación de "picado" satisfactoria.

Todas las intersecciones de las juntas de construcción con superficies de concreto quedarán a la vista, se harán rectas y a nivel o a plomo según el caso.

Cada capa de concreto se consolidará mediante vibrado hasta la densidad máxima practicable, de manera que quede libre de bolsas de agregado grueso y se acomode perfectamente contra todas las superficies de los moldes y materiales ahogados. Al compactar cada capa de concreto, el vibrador se pondrá en posición vertical y se dejara que la cabeza vibradora penetre en la parte superior de la capa subyacente para vibrarla de nuevo.

La temperatura del concreto al colar no deberá ser mayor de 27 (veintisiete) grados centígrados y no deberá ser menor de 4 (cuatro) grados centígrados. En los colados de concreto durante los meses de verano, se emplearán medios efectivos tales como regado del agregado, enfriado del agua de mezclado, colados de noche y otros medios aprobados para mantener la temperatura máxima especificada. En caso de tener temperaturas menores de 4 (cuatro) grados centígrados no se harán colados de concreto.

El concreto se compactará por medio de vibradores eléctricos o neumáticos del tipo de inmersión. Los vibradores de concreto que tengan cabezas vibratoras de 10 (diez) centímetros o mas de diámetro, se operarán a frecuencias por lo menos de 6000 (seis mil) vibraciones por minuto cuando sean metidos en el concreto.

Los vibradores de concreto que tengan cabezas vibratoras de menos de 10 (diez) centímetros de diámetro se operarán cuando menos a 7000 (siete mil) vibraciones por minuto cuando estén metidos en el concreto. Las nuevas capas de concreto no se colocarán sino hasta que las capas coladas previamente hayan sido debidamente vibradas. Se tendrá cuidado en evitar que la cabeza vibradora haga contacto con las superficies de las formas de madera.

Todo el concreto se "curará" con membrana o con agua. Las superficies de muros serán humedecidas con yute mojado u otros medios efectivos tan pronto como el concreto se haya endurecido lo suficiente para evitar que sea dañado por el agua y las superficies se mantendrán húmedas hasta que se aplique la composición para sellar. Las superficies moldeadas se mantendrán húmedas antes de remover las formas y durante la remoción.

El concreto curado con agua se mantendrá mojado por lo menos por 21 (veintiún) días inmediatamente después del colado del concreto o hasta que sea cubierto con concreto fresco, por medio de material saturado de agua o por un sistema de tuberías perforadas, regaderas mecánicas o mangueras porosas, o por cualquier otro método aprobado por el Ingeniero, que conserven las superficies que se van a curar continuamente (no periódicamente) mojadas. El agua usada por el curado llenará los requisitos del agua usada en la mezcla del concreto.

El curado con membrana se hará con la aplicación de una composición para sellar con pigmento blanco que forme una membrana que retenga el agua en las superficies del concreto.

Para usar la composición para sellar, se agitará previamente a fin de que el pigmento se distribuya uniformemente en el vehiculo. Se revolverá por medio de un agitador mecánico efectivo operado por motor, por agitación por aire comprimido introducido en el fondo del tambor, por medio de un tramo de tubo o por otros medios efectivos. Las líneas de aire comprimido estarán provistas de trampas efectivas para evitar que el aceite o la humedad entren en la composición.

**MEDICIÓN Y PAGO.**- El concreto se medirá en metros cúbicos con aproximación de una decimal; y de acuerdo con la resistencia de proyecto; para lo cual se determinará directamente en la estructura el número de metros cúbicos colocados según el proyecto y/u ordenes del Ingeniero.

No se medirán para fines de pago los volúmenes de concreto colados fuera de las secciones de proyecto y/u ordenes del Ingeniero, ni el concreto colocado para ocupar sobre-excavaciones imputables al Contratista.

De manera enunciativa se señalan a continuación las principales actividades que se contemplan en estos conceptos:

A).- El suministro del cemento en la cantidad que se requiera incluyendo mermas y desperdicios para dar la resistencia requerida.

B).- La adquisición y/u obtención en la cantidad y la grava en las cantidades necesarias con mermas y desperdicios, incluyendo carga, acarreos de 10 (diez) kilómetros y descarga.

C).- El suministro de agua con mermas y desperdicios.

D).- El curado con membrana y/o agua y/o curacreto.

E).- La mano de obra y el equipo necesarios.

Se ratifica que la Comisión al utilizar estos conceptos está pagando unidades de obra terminada y con la resistencia especificada; por lo que el Contratista tomará las consideraciones y procedimientos constructivos de su estricta responsabilidad para proporcionar las resistencias de proyecto.

## 13 PLANTILLAS COMPACTADAS

### 13.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4070-01	Plantilla compactada con padecería de tabique y 1:5	m <sup>3</sup>
4071-01	Relleno apisonado y compactado de pisos con tezontle o tepetate	m <sup>3</sup>

### 13.2 ESPESIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** - Cuando a juicio del Ingeniero el fondo de las excavaciones donde se desplantarán las cimentaciones no ofrezca la consistencia necesaria para sustentirlas y mantenerlas en posición estable; cuando las excavaciones hayan sido hechas en roca que por su naturaleza no hayan podido afinarse en grado tal que las estructuras de la cimentación tenga el asiento correcto y/o cuando el proyecto y/o el Ingeniero así lo ordenen, se construirá una plantilla apisonada de 10 cm de espesor mínimo, hecha con padecería de tabique, tezontle, piedra triturada o cualquier otro material adecuado para dejar una superficie nivelada para un correcto desplante de las estructuras de la cimentación.

La plantilla se construirá en toda o en parte de la superficie que cubrirá la estructura de la cimentación según lo indicado en el proyecto y/o por las ordenes del Ingeniero.

La compactación de la plantilla se efectuará en forma manual o con equipo mecánico, buscándose la uniformidad en toda la superficie de la excavación, hasta obtener el espesor estipulado en el proyecto y/o por las ordenes del Ingeniero. En la compactación manual de la plantilla se utilizara un pisón con placa de fierro y previamente se aplicara al material la humedad necesaria para facilitar la compactación.

La plantilla se apisonará hasta que el rebote del pisón señale que se ha logrado la mayor compactación posible, para lo cual al tiempo del apisonado se humedecerá el material en forma adecuada.

Las plantillas deberán de construirse antes de iniciar el desplante de las estructuras de la cimentación que soportarán, y previamente a la iniciación de la construcción de las estructuras el Contratista deberá recabar el visto bueno del Ingeniero para la plantilla construida, ya que en caso contrario éste podrá ordenar, si así lo considera conveniente, que se levanten las partes de cimentación ya construidas y las superficies de plantilla que considere defectuosas y que se construyan nuevamente en forma correcta, sin que el Contratista tenga derecho a ninguna compensación adicional por este concepto.

Cuando de acuerdo en lo estipulado en el proyecto y/o por las ordenes del ingeniero se requiera la construcción de una plantilla cementada, esta se formará agregando a los materiales base un mortero lo suficientemente fluido para que con el apisonado se logre la máxima homogeneidad y reducción de vacíos. La graduación de los materiales empleados para la fabricación del mortero será 1:5.

**MEDICIÓN Y PAGO,-** La construcción de plantillas se medirá en metros cúbicos con aproximación de una decimal, y al efecto se medirá directamente el volumen de la plantilla en función de las características de los materiales; quedando incluidos los suministros en obra de los materiales con desperdicios y fletes, la mano de obra y el equipo.



## 14 CIMBRAS DE MADERA

### 14.1 CONCRETO

CLAVE		UNI
4080-00	Cimbra de madera para acabados no aparentes en ...	
4080-01	En cimentaciones.	m <sup>2</sup>
4080-02	En dalas, castillos y cerramientos.	m <sup>2</sup>
4080-03	Trabes y columnas con altura de obra falsa, hasta 3 m.	m <sup>2</sup>
4080-04	Losas con altura de obra falsa hasta 3.60 m.	m <sup>2</sup>
4080-05	Muros hasta 3.00 m de altura	m <sup>2</sup>
4080-06	Cimbra en tanques elevados	m <sup>2</sup>
4080-07	Bonificación en cimbra por acabado aparente.	m <sup>2</sup>

### 14.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Se entenderá por cimbra de madera "forma para concreto", las que se empleen para confinarlo y amoldarlo a las líneas requeridas, o para evitar la contaminación del concreto por material que se derrumbe o se deslice de las superficies adyacentes de la excavación.

Las formas deberán ser suficientemente fuertes para resistir la presión resultante del vaciado y vibrado del concreto, estar sujetas rígidamente a su posición correcta y lo suficientemente impermeables para evitar la pérdida de la lechada.

Las formas deberán tener traslape no menor de 2.5 centímetros con el concreto endurecido previamente colocado y se sujetaran ajustadamente contra el de manera que al hacerse el siguiente colado las formas no se abran y no se permitan desalojamientos de las superficies del concreto o pérdida de lechada en juntas. Se usarán pernos o tirantes adicionales cuando sea necesario para ajustar las formas colocadas contra el concreto endurecido.

Los moldes de madera serán en número y diseño previamente aprobados por el Ingeniero, y su construcción deberá satisfacer las necesidades del trabajo para el que se destino.

El enablado o el revestimiento de las formas deberá ser de tal clase y calidad, o deberá ser tratado o bañado de tal manera que no haya deterioro o descolorido químico de las superficies del concreto amoldado. El tipo y la condición del enablado o revestimiento de las formas, localidad de las formas para resistir esfuerzos de distorsión causados por el colado y vibrado del concreto, y la calidad de la mano de obra empleada en la construcción de las formas, deberán ser tales que las superficies amoldadas del concreto, después de acabadas, queden de acuerdo con los requisitos aplicables de estas Especificaciones en cuanto a acabados de superficie amoldadas. Donde se especifiquen el acabado aparente, el enablado o el revestimiento se deberá instalar de manera que todas las líneas horizontales de las formas sean continuas sobre la superficie por construir, y de manera que, para las formas construida de madera laminada o de

tableros de entablado machihembrado, las líneas verticales de las formas sean continuas a través de toda la superficie. Si se usan formas de madera machihembrada en tableros, el entablado deberá cortarse a escuadra y cada tablero deberá consistir de piezas continuas a través del ancho del tablero. Si se usan formas de madera machihembrada y no se forman tableros, el entablado deberá cortarse a escuadra y las juntas verticales en el entablado deberá quedar salteadas y deberán quedar en los travesaños.

Los acabados que deben darse a las superficies serán como se muestra en los planos o como se especifica en seguida. En caso de que los acabados no estén especificados para una parte determinada de la obra, estos se harán semejantes a las superficies similares adyacentes, conforme lo indique el Ingeniero. El acabado de superficie de concreto debe hacerse por obreros expertos, y en presencia de un inspector de la Comisión. Las superficies serán aprobadas cuando sea necesario para determinar si las irregularidades están dentro de los límites especificados. Las irregularidades en las superficies se clasifican "abruptas" o "graduales". Las irregularidades ocasionadas por desalojamiento o mala colocación del revestimiento de la forma o de las secciones de forma, o por nudos flojos en las formas u otros defectos de la madera de las formas se consideran como irregularidades "abruptas" y se probarán por medida directa. Todas las demás irregularidades "graduales" y se probarán por medio de un patrón de arista recta o equivalente para superficie curvas. La longitud del patrón será 1.50 metros para probar las superficies moldeadas y de 3.00 metros para probar las superficies no moldeadas. Antes de la aceptación final del trabajo, el Contratista limpiará todas las superficies y manchas desagradables.

Al colar concreto contra formas, estas deberán estar libres de incrustaciones de mortero, lechada u otros materiales extraños que pudieran contaminar el concreto. Antes de depositar el concreto, las superficies de las formas deberán aceitarse con el aceite comercial para formas, que efectivamente evite la adherencia y no manche las superficies del concreto. Para las formas de madera, el aceite deberá ser mineral puro a base de parafinas, refinado y claro. Para formas de acero, el aceite deberá consistir en aceite mineral refinado adecuadamente mezclado con uno o más ingredientes apropiados para este fin. No se permitirá que contaminen al acero de refuerzo.

Las formas se dejarán en su lugar hasta que el Ingeniero autorice su remoción y se removerán con cuidado para no dañar el concreto. La remoción se autorizará y se efectuará tan pronto como sea factible, para evitar demoras en la aplicación del compuesto para sellar y también para permitir, lo más pronto posible, la preparación de los desperdicios del concreto.

Se deberán colocar tiras de relleno en los rincones de las formas para producir aristas achaflanadas en las esquinas del concreto permanentemente expuesto. Los rincones del concreto y las juntas moldeadas no necesitarán llevar chaflanes, salvo que en los planos del proyecto así se indique o que lo ordene el Ingeniero.

Los límites de tolerancia especificados en estas especificaciones son para el concreto terminado y no para moldes. El uso de vibradores exige el empleo de formas más estancadas y más resistentes que cuando se usan métodos de compactación a mano.

**MEDICIÓN Y PAGO.**- Las formas de concreto se medirán en metros cuadrados, con aproximación de un decimal. Al efecto, se medirán directamente en su estructura las superficies de concreto que fueron cubiertas por las formas al tiempo que estuvieron en contacto con las formas empleadas, es decir por área de contacto.

El Precio Unitario incluye; que el Contratista proporcione la madera (NO ES SUMINISTRO) y considere su reposición en función de los usos y las reparaciones así como el tiempo que necesariamente debe permanecer hasta que el concreto tenga resistencia necesaria para soportar su peso propio y las cargas vivas a que pueda estar sujeto; en esta madera se debe contemplar la obra falsa y andamios necesarios. Incluye también el suministro de los materiales complementarios, la mano de obra y el equipo necesario.

No se deberán para fines de pago las superficies de formas empleadas para confinar concreto que debido haber sido vaciado directamente contra la excavación y que requirió el uso de formas por sobre-excavaciones u otras causas imputables al Contratista, ni tampoco del proyecto y/o que ordene el Ingeniero.

## 15 SUMINISTRO Y COLOCACION DE JUNTAS DE EXPANSION, PREMOLDEADA CON UN ESPESOR DE 2.54 cm.

### 15.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4085-00	Suministro y colocación de junta de expansión premoldeada con espesor de 2.54 cm.	
4085-01	De 5 cm de peralte.	m
4085-02	De 7.5 cm de peralte.	m
4085-03	De 10 cm de peralte.	m
4085-04	De 12.5 cm de peralte.	m
4085-05	De 15 cm de peralte.	m
4085-06	De 17.5 cm de peralte.	m
4085-07	De 20 cm de peralte.	m
4085-08	De 60 cm de peralte.	m
4085-09	De 100 cm de peralte.	m

### 15.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Se entenderá por este concepto al trabajo realizado por el contratista para suministrar y colocar en el sitio de la obra los materiales necesarios, conforme a las medidas y lineamientos indicadas en el proyecto y/o las ordenes del Ing. .

Las juntas consistirán en la colocación de material compresible entre losas o muros, así como la colocación de un sello elástico (sika-flex 1a o similar) de 2 (dos) cm. de espesor en la zona de contacto con el liquido o como lo indique el proyecto, los sellos deberán ser de calidad satisfactoria y u colocación se realizara con las operaciones necesarias y suficientes para su correcto funcionamiento.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** Se deberá y pagara al Contratista en metros lineales con aproximación de un décimo, la cantidad colocada directamente en obra.

No se considerara para fines de pago, la cantidad de obra ejecutada por el contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o por el Ing. o que no cumplan con la calidad de los materiales que fuero especificados.

## 16 SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO

### 16.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4090-01	Suministros y colocación de acero de refuerzo.	kg.
4090-02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de diámetro (alambrón)	kg

### 16.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Se entenderá por suministro y colocación de fierro de refuerzo al conjunto de operaciones necesarias para cortar, doblar formar ganchos y colocar las varillas de fierro de refuerzo utilizadas para la formación de concreto reforzado.

El fierro de refuerzo que proporcione la Comisión Nacional del Agua para la construcción de estructuras de concreto reforzado o el que en su caso deba proporcionar el Contratista, deberá llenar los requisitos señalados para ese material en la Norma B-6-1955 de la Dirección General de Normas.

La varilla de alta resistencia deberá satisfacer los requisitos señalados para ella en las Normas A-431 y A-432 de la A.S.T.M.

El fierro de refuerzo deberá ser enderezado en la forma adecuada, previamente a su empleo en las estructuras.

Las distancias a que deban colocarse las varillas de refuerzo que se indiquen en los planos, serán consideradas centro a centro, salvo que específicamente se indique otra cosa; la posición exacta, el traslape, el tamaño y la forma de las varillas, deberán ser las que se consignan en los planos o las que ordene el Ingeniero.

Antes de proceder a su colocación, las superficies de las varillas y de soportes metálicos de estas, deberán limpiarse de óxido, polvo, grasa u otras sustancias y deberán mantenerse en estas condiciones hasta que queden ahogadas en el concreto.

Las varillas deberán ser colocadas y aseguradas exactamente en su lugar, por medio de soportes metálicos, etc., de manera que no sufran movimientos durante el vaciado del concreto y hasta el fraguado inicial de este. Se deberá tener cuidado necesario para aprovechar de la mejor manera la longitud de las varillas de refuerzo.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** La cuantificación se hará por kilogramo colocado con aproximación a la unidad; quedando incluido en el precio: mermas, desperdicios, descalibres, sobrantes; así como alambre y siletas necesarias para su instalación. Considerando como máximo el peso teórico tabulado según el diámetro de la varilla.

En el caso de que el acero lo proporcione la Comisión Nacional del Agua; la carga, acarreo y descarga al sitio de la obra se hará por separado.

Cuando el suministro lo realice el Contratista, deberá incluir los fletes totales; las maniobras y manejos locales hasta dejarlo en el sitio de la obra.

En ambos casos el Contratista proporcionara la mano de obra, el equipo y la herramienta necesaria.

De manera especial debe contemplar cuando la varilla sea de 1" de diámetro o mayor ya que no irá traslapada sino soldada a tope, complementando los requisitos de soldadura.

## 17 APLANADOS Y EMBOQUILLADOS

### 17.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4100-00	Aplanados y emboquillados, con todos los materiales.	
4100-01	Aplanado con mortero cemento arena 1:5 de 1.5 cm.	m <sup>2</sup>
4100-02	Aplanado con mortero cemento arena 1:3 de 1.5 cm.	m <sup>2</sup>

### 17.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Aplanado es la obra de albañilería consistente en la aplicación de un mortero sobre la superficie de repellado para afinarlas y protegerlas de la acción del intemperismo y con fines decorativos.

El proporcionamiento del mortero será el especificado en el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero.

Previamente a la aplicación del aplanado las superficies de los muros se humedecerán a fin de evitar pérdidas de agua en la masa de mortero para el aplanado.

La ejecución de los aplanados será realizada empleando una llana metálica, ó cualquier otra herramienta, a plomo y regla y a los espesores del proyecto, teniendo especial cuidado de que los repellados aplicados previamente a los lienzos de los muros ó en la superficies de concreto se encuentren todavía húmedos .

**MEDICIÓN Y PAGO.-** La medición de superficies aplanadas se hará en metros cuadrados, con aproximación de un décimo y de acuerdo con los materiales y proporcionamientos; al efecto se medirán directamente en la obra las superficies aplanadas según el proyecto y/o las ordenes del Ingeniero.

Los emboquillados se ejecutarán bajo las mismas normas y se pagarán en metro lineal. Se incluye el suministro de todos los materiales en obra, las mermas, desperdicios, fletes, andamios, mano de obra y equipo.

## 18 POSTES Y ALAMBRADOS CON TODOS LOS MATERIALES; SUMINISTRO Y COLOCACION

### 18.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4120-00	Postes y alambrados, con todos los materiales y mano de obra	
4120-01	Poste galvanizado 2.0 m altura libre, 2 1/2" diámetro cédula standard incluye: accesorios, así como excavación, relleno y concreto.	Pza.
4120-02	Poste galvanizado 2.20 m altura libre, 2 1/2" diámetro cédula standard incluye: accesorios, así como excavación, relleno y concreto.	Pza.
4120-03	Poste galvanizado 2.50 m altura libre, 2 2/2" diámetro cédula standard incluye: accesorios, así como excavación, relleno y concreto.	Pza.
4120-04	Poste galvanizado 2.0 m altura libre, 3" diámetro cédula standard incluye: accesorios, así como excavación, relleno y concreto.	Pza.
4120-05	Poste galvanizado 2.50 m altura libre, 3" diámetro cédula standard incluye: accesorios, así como excavación, relleno y concreto.	Pza.
4120-06	tubo galvanizado de 1 5/8" de diámetro, para barra superior, inferior o refuerzo horizontal.	m
4120-07	malla galvanizada con abertura de 55 x 55 mm calibre 10, incluye: soportería.	m <sup>2</sup>
4120-08	malla galvanizada con abertura de 55 x 55 mm calibre 8, incluye: soportería..	m <sup>2</sup>
4120-09	malla forrada de PVC, con abertura de 55 x 55 mm calibre 10, incluye: soportería.	m <sup>2</sup>
4120-10	malla forrada de PVC, con abertura de 55 x 55 mm calibre 8, incluye: soportería.	m <sup>2</sup>

### 18.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN** .-Por estos conceptos de trabajo el Contratista se obliga a suministrar todo el material, equipo y mano de obra necesarios, para construir e instalar la cerca de malla ciclónica de acuerdo con los datos de proyecto y/o las órdenes del Ingeniero. Siendo por unidad de obra terminada; aunque para efecto de pago se hayan dividido en varios conceptos.

Dentro de los precios unitarios se incluyen todos los cargos por el suministro en lugar preciso de los trabajos de todos los materiales, los poste, barras, retenidas, alambre y demás accesorios de sujeción; asimismo se incluye la excavación necesaria para la colocación de los postes la fabricación y colocación del concreto para la base de los postes; incluyéndose el suministro de los agregados pétreos, agua y cemento.



Los postes de esquina y terminales podrán tener un diámetro exterior de 3" Cd. ST.

los postes de línea podrán tener un diámetro exterior de 2" Cd.ST.

El espaciamiento de los postes no deberá exceder de 3.0 (tres) metros de centro a centro.

Las barras de la parte superior y las retenidas horizontales deberán ser de un diámetro exterior de 42 mm Cd.ST. y galvanizados. las barras superiores deberán pasar a través de la base de las capuchas de púas para formar un refuerzo continuo de extremo a extremo de cada tramo de cerca.

Los postes de puertas deberán tener capucha simple en la parte superior. Los bastidores de puertas serán de un diámetro exterior de 51 mm, con un refuerzo vertical de un diámetro de 40 mm.

La malla deberá de ser de alambre de acero calibre 10 y 8 ; con la abertura de 55X55 mm y la altura según proyecto galvanizado o forrado con PVC.

La malla deberá sujetarse a los postes de línea a intervalos no mayores de 35 cm., con alambres de unión del calibre número 10 ó bandas de malla a la barra superior con intervalos de no mas de 60 cm.

Los brazos de extensión para alambres de púas deberán ser de acero prensado en todos los postes intermedio y se usarán extensiones del mismo material en postes de esquina o postes puntal. Deberán sujetarse de manera segura tres alambres de púas en cada brazo. El alambre de púas deberá estar a 30 cm sobre la malla. Los brazos de extensión en las puertas y en la cerca dentro de la distancia de movimientos de las puertas, estarán en posición vertical, todos los demás brazos de extensión deberán estar inclinados hacia adentro.

La malla de alambre de púas y tubos para postes, etc., deben cumplir el requisito de galvanizado por inmersión del calibre de acuerdo a las especificaciones de la A.S.T.M. designaciones A-116, A-121.

Los postes de esquina, puntal y de línea deberán ahogarse en un muerto de concreto, de diámetro de 30 cm.

**MEDICIÓN Y PAGO.**- La valuación de los conceptos 4120.01 al 4120.10 se harán en función de cada uno de los enunciados, utilizándose las unidades señaladas pudiendo ser pieza, metro lineal o metro cuadrado. En todos los casos incluyen los suministros con desperdicios, acarreo, flete y colocación; conforme a las líneas y niveles que el proyecto señale.

En caso de los postes, se incluye la excavación, el concreto, el relleno, la nivelación y colocación del poste.

## 19 ALAMBRE DE PUAS PARA CERCA

### 19.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4122-00	Repisones, postes, precolados y alambrados, con todos los materiales y mano de obra.	
4122-06	alambre de púas calibre 12 1/2" con 4 púas cada 76 mm incluye: colocación	m

### 19.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** En las obras de agua potable u alcantarillado, es necesario proteger con cercas de alambre algunas partes del sistema, como zona de captación, estaciones de bombeo, plantas potabilizadoras, etc., con el propósito de no permitir el acceso de personas ajenas a la operación; como de animales que podrían destruir alguna parte que constituyen las obras.

Comprende el suministro de alambre de púas que será del calibre número 12 1/2 con 4 (cuatro) púas cada 76 milímetros.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** Se deberá y pagará al contratista en metros con aproximación al décimo, la cantidad de metros colocados directamente en la obra.

No se considerará para fines de pago, la cantidad de obra ejecutada por el contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o por el Ingeniero, o que no cumplan con la calidad de los materiales que fueron especificados.

## 20 ACABADOS EN AZOTEAS

### 20.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4130-00	Acabado de azoteas, con todos los materiales y mano de obra ...	
4130-01	Enladrillado, junteado con mortero cemento arena 1:5	m <sup>2</sup>
4130-02	Escobillado con mortero cemento arena 1:3	m <sup>2</sup>
4130-03	Chaflán con padecería de tabique asentado y pulido de 10 x 10 cm.	m
4130-04	Chaflán de concreto acabado y pulido de 10 x 10 cm.	m
4130-05	Pretil de tabique de 14 cm de espesor, junteado con mortero cemento arena 1:5.	m <sup>2</sup>

### 20.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.-** Acabado de azoteas es el conjunto de obras de albañilería que ejecutara el contratista, con la finalidad de impermeabilizar los techos y dar libre salida a las aguas de lluvia, para lo cual sobre los mismos se colocaran terrados, enladrillados y/o chaflanes, según lo señalado en el proyecto y/o por las ordenes del Ingeniero.

El terrado es un relleno que se coloca sobre los techos de concreto; podrá ser de tepetate, ripio de tezontle o cualquier otro material ligero según lo indique el proyecto y/o las ordenes del Ingeniero ; se construirá en tal forma que la pendiente mínima sea de 1.5 % (uno y medio por ciento), y el espesor máximo de 22 cm (veintidós centímetros), y que la distancia máxima de las bajadas al punto mas distante de la azotea sea de 15 m (quince metros).

Independientemente del material que se utilice en la construcción de un terrado, este deberá ser regado con agua, conformado y apisonado para lograr el mejor acomodamiento intergranular del material.

Para el enladrillado se emplearan ladrillos nuevos, con bordes rectos y paralelos , con sus esquinas rectangulares afectando la forma de un prisma rectangular. Su estructura será compacta, homogénea y grano fino y en su composición no intervendrán sales solubles.

Los ladrillos no deberá presentar imperfecciones que demeriten su resistencia, duración o el aspecto. A la percusión producirán un sonido metálico. Todos los ladrillos deberán ser aproximadamente del mismo color, sin chipotes, reventaduras o grietas.

EL enladrillado se tendera sobre el terrado previo en forma de petatillo, asentado y junteado cada ladrillo por medio de mortero de cemento y arena en proporción de 1:5.El lecho superior del enladrillado deberá de quedar con la pendiente estipulada.

En las intersecciones de los planos formados por el enladrillado y los pretiles se construirán chaflanes de sección triangular de 10cm de base por diez cm de altura. Los chaflanes serán construidos con padecería de tabique colorado común reconocido o ladrillo rojo unidos con mortero de cemento y arena en proporción de 1:3, dándose el acabado final con el mismo mortero para dejar superficie pulimentada. Cuando se requiera se construirán pretiles de tabique que deben complementar con lo asentado en la especificación 4020.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** Los terrados para techos de azotea serán medidos en metros cúbicos, con aproximación de un décimo, y al efecto se medirá directamente en la obra la superficie de terrado construido según el proyecto y/o las ordenes del ingeniero.

El enladrillado para techos de azotea será medido en metros cuadrados con aproximación de un décimo, y se determinara la superficie efectivamente enladrillada de acuerdo con el proyecto y/o las ordenes del ingeniero.

Los chaflanes construidos en el acabado de techos de azotea serán medidos en metros lineales con aproximación de un centésimo , y al efecto se medirá directamente en la obra la longitud de los chaflanes efectivamente construidos según el proyecto y/o las ordenes del ingeniero.

Los pretiles serán medidos y pagados en metros cuadrados con base en el proyecto.

En los precios unitarios señalados en el contrato para los conceptos de acabado de azoteas quedaran incluidas todas las operaciones que deberá de realizar el contratista para ejecutar los trabajos ordenados, así como el suministro de todos los materiales necesarios para ello, y la mano de obra y equipo.

## 21 SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL

### 21.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4140-01	Suministro y colocación de impermeabilizante integral	kg

### 21.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.** Comprende el suministro de un impermeabilizante integral aprobado por la Comisión, cuyo fabricante sea de reconocida capacidad técnica, mismo que se adicionara al concepto durante su fabricación en la forma y proporción estipulada por el fabricante o aprobado por la comisión.

**MEDICIÓN Y PAGO.** En función del proporcionamiento aprobado, se pagara por kilo de impermeabilizante colocado; para tal efecto y de acuerdo con la cantidad utilizada se determinara el numero de kilos, debiendo incluir fletes, maniobras de colocación y la mano de obra.

## 22 IMPERMEABILIZACION DE AZOTEAS O SUPERFICIES

### 22.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4140-02	Impermeabilización azoteas a base de sellador e imprimador, 2 capas revestimiento impermeable con membrana de ref. intermedio y acabado aparente.	m <sup>2</sup>

### 22.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN** Impermeabilización es el trabajo que se ejecuta con la finalidad de proteger toda clase de construcción de la acción de la intemperie, así como del agua. Este trabajo consiste fundamentalmente en aplicar una primera capa de un sellador e imprimador; posteriormente un revestimiento impermeable en dos capas con membrana de refuerzo intermedio y finalmente un acabado protector.

Todos estos materiales deben presentar cualidades impermeables adherentes y de penetración, garantizado totalmente la protección .

**MEDICIÓN Y PAGO.**- Para efectos de pago este concepto se medirá en metros cuadrados, y se realizara directamente en la obra.

El precio unitario comprende todos los materiales suministrados en obra, con mermas y desperdicios, colocación así como la mano de obra y la limpieza final.

## 23 SUMINISTRO Y COLOCACION DE BANDAS DE P.V.C

### 23.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
4140-05	Suministro y colocación banda de PVC, sin ojillos de 6".	m
4140-06	Suministro y colocación de banda de PVC, sin ojillos de 9".	m

### 23.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN** .- Se entenderá por suministro y colocación de banda de P.V.C., ala suma de actividades que debe realizar el contratista para proporcionar e instalar un sello de cloruro de polivinilo corrugado de 6" o 9" de ancho, que se colocaran según proyecto en las juntas de construcción.

Los sellos serán de calidad totalmente satisfactoria y el contratista deberá ejecutar todas las preparaciones para colocarlos adecuadamente; suministrando los materiales para su sujeción y contemplando mermas y desperdicios.

**MEDICIÓN Y PAGO** .- Para fines de pago de suministros y colocación de banda de P.V.C. se estimara con aproximación al décimo directamente el total de las longitudes instaladas según el proyecto.

## 24 SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO ESTRUCTURAL

### 24.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
7020-01	Suministro y colocación de acero estructural	kg

### 24.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN .-** Es válido todo lo asentado en la especificación 7001.01; en todo lo que procede; adicionalmente se enuncian algunas de las actividades que van implícitas en este concepto independientemente del suministro de los materiales será necesario fabricar, manejar, cortar y probar todos los elementos estructurales que de acuerdo al proyecto se requieran; llevando implícito en esto cortar perfiles y placas, limpiar de escorias, barrenar, enderezar perfiles; así como puntear y soldar a tope, donde sea necesario todo previo alineamiento.

**MEDICIÓN Y PAGO.-** Se valorará por kilos en función de los pesos teóricos de los perfiles como base máxima; debiendo involucrar los desperdicios, mermas y fletes de todos los materiales; asimismo se deberá utilizar el equipo adecuado, soldadora de una capacidad mínima de 300 Amperes en Sistema Manual, los porta-electrodos, cables, etc., deberán ser del tipo y tamaño adecuado.

El Precio Unitario incluye también una limpieza y una protección a base de pintura anticorrosiva aplicada con pistola de aire y con un espesor de 0.002" y finalmente una aplicación a dos manos de esmalte alquidálico del mismo espesor.



## 25 PIEZAS ESPECIALES DE ACERO

### 25.1 CONCRETO

CLAVE		UNI
7025-01	Piezas especiales de acero, sum., fabricación e instalación.	kg
7025-02	Piezas especiales de acero, fabricación	kg
7025-03	Piezas especiales de acero, colocación.	kg

### 25.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN** .- Es valido todo lo asentado en la especificación correspondiente a instalación de tubería de acero. Para estos trabajos se podrán utilizar los tres conceptos sig.

a).- Suministros , fabricación y colocación.- en este caso el contratista proporcionara todos los materiales, fletes y acarreos.

b) .- La fabricación .- en este concepto la Comisión proporcionara el acero y el contratista proporcionara los materiales adicionales ( soldadura , acetileno, etc. ) ; así como la mano de obra y el equipo, deberá contemplar así mismo el manejo del material proporcionado por la Comisión.

a).- Colocación .- En este caso únicamente se deberá contemplar la instalación con las adecuaciones que se requieran; será proporcionada la pieza por instalar, debiendo contemplar su manejo, adecuación colocación.

**MEDICIÓN Y PAGO**.- En función del tipo de trabajo que se realice y de acuerdo con los conceptos valuados en esta especificación ,la medición y el pago se hará por kilo de material realmente colocado de acuerdo con el proyecto.

## 26 ACARREOS DE MATERIALES

### 26.1 CONCEPTO

CLAVE		UNI
9000-00	Acarreo 1er. km. de materiales pétreos, arena, grava, material producto de la excavación en camión de volteo, descarga a volteo en camino.	m <sup>3</sup> .
9000-01	Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	m <sup>3</sup>
9000-02	Plano tercerías, lomerio suave revestido, lomerio pronunciado pavimentado	m <sup>3</sup>
9000-03	Plano brecha, lomerio suave tercerías, lomerio pronunciado revestido montañoso pavimentado	m <sup>3</sup>
9000-04	Lomerio pronunciado y montañoso brecha, zona urbana tránsito muy intenso, áreas metropolitanas.	m <sup>3</sup>
9000-05	Zona urbana tránsito normal.	m <sup>3</sup>
9001-00	Acarreo, carga, 1er. km. y descarga de: cemento, acero, tabique, tubería, etc. en camino.	
9001-01	Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	t
9001-02	Plano tercerías, lomerio suave revestido, lomerio pronunciado pavimentado.	t
9001-03	Plano brecha, lomerio suave tercerías, lomerio pronunciado revestido, montañoso pavimentado.	t
9001-04	Lomerio pronunciado y montañoso brecha, zona urbana tránsito muy intenso, áreas metropolitanas.	t
9001-05	Zona urbana tránsito normal	t
9002-00	Acarreo km. subsecuentes al primero, de materiales pétreos arena, grava, material producto de excavación en camión de volteo, en camino.....	m <sup>3</sup> -km
9002-01	Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	m <sup>3</sup> -km
9002-02	Plano tercerías, lomerio suave revestido, lomerio pronunciado pavimentado	m <sup>3</sup> -km
9002-03	Plano brecha, lomerio suave tercerías, lomerio pronunciado revestido, montañoso pavimentado.	m <sup>3</sup> -km
9002-04	Lomerio pronunciado y montañoso brecha, zona urbana tránsito muy intenso, áreas metropolitanas.	m <sup>3</sup> -km
9002-05	Zona urbana tránsito normal	m <sup>3</sup> -km
9003-00	Acarreo km. subsecuentes al primero de cemento, acero. Tabique, tubería, etc., en camión, en camino....	
9003-01	Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	t-km
9003-02	Plano tercerías, lomerio suave revestido, lomerio pronunciado pavimentado.	t-km

9003-03	Plano brecha, lomerio suave tercerías, lomerio pronunciado revestido, montañoso pavimentado.	t-km
9003-04	Lomerio pronunciado y montañoso brecha zona urbana tránsito muy intenso, áreas metropolitanas.	t-km
9003-05	Zona urbana tránsito normal.	t-km

## 26.2 ESPECIFICACION

**DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN** .- Se entenderá por acarreos de materiales la transportación de los mismos desde el sitio en el que la Comisión se los entregue al contratista; o lugar de compra , cuándo sea suministrado por este ultimo, hasta el sitio de su utilización en las obras objeto del contrato.

**MEDICIÓN Y PAGO** .- El acarreo de materiales pétreos : arena, grava, material de banco o producto de excavación, cascajo, etc., en camión de volteo a 1.0 kilómetros para fines de pago, se medirá en metros cúbicos con aproximación a un décimo.

Incluye: Camión inactivo durante la carga , acarreo primer kilometró y descarga a volteo, y será medido y colocado o en la excavación original; es decir llevara involucrado su coeficiente de abundamiento.

El acarreo del cemento, fierro de refuerzo, madera, tabique, piezas especiales y tuberías en camión de redilas o plataforma a una distancia de 1.0 kilometro se medirá para su pago, en toneladas con aproximación a un decimal. Incluye carga y descarga a mano y para valuar los pesos se consideran los teóricos volumétricos.

El acarreo de materiales pétreos: arena, grava , piedra , cascajo, etc. en camión de volteo en kilómetros subsecuentes al primero se medirá para fines de pago en metros cúbicos-kilómetros con aproximación a la unidad, medidos colocados.

Para kilómetros subsecuentes al primero, el acarreo de cemento, fierro de refuerzo madera, tabique piezas especiales y tubería en camión de redilas o plataforma se medirá para su pago en tonelada-kilometro el numero t-km. que se pagara al material empleado en la obra con sus pesos volumétricos teóricos por el numero de kilómetros de acarreo.

La distancia de acarreo se medirá según la ruta transitable mas corta o bien las que autorice el ingeniero.

Todos los daños que sufran los materiales durante su transportación serán reparados por cuenta y cargo del contratista.

## **ANEXO A**

En este anexo se transcriben las tablas elaboradas por la PCA (Portland Cement Association) que se utilizan con mas frecuencia en el calculo de los elementos mecánicos en los muros de los recipientes rectangulares y circulares sujetos al empuje hidrostático o el provocado por rellenos exteriores.

Para otras condiciones de carga en los recipientes rectangulares y circulares podrá consultarse a las referencias 4 y 5.

### **TABLA PARA RECIPIENTES RECTANGULARES**

Las Talas A-1, A-2 y A-3 contienen los coeficientes para determinar los momentos en muros individuales considerando su borde vertical empotrado y 3 condiciones para la base y el borde superior. Articulado en su borde superior y articulado en su base, libre en su borde superior y articulado en su base y libre en su borde superior y empotrado en su base, bajo la acción de una carga con distribución triangular.

La Tabla A-4 contiene los coeficientes para determinar los momentos en un muro considerando sus cuatro bordes articulados, bajo la acción de una carga con distribución rectangular.

Las Tablas A-5 y A-6 contienen los coeficientes para determinar los momentos en recipientes rectangulares de una celda con muros articulados en su base y el borde superior libre o articulado, bajo la acción de una carga con distribución triangular.

Las Tablas A-7 y A-8 contienen los coeficientes para determinar los esfuerzos cortantes de un muro articulado en su base, libre o articulado en su borde superior y empotrado en sus bordes laterales, bajo la acción de una carga con distribución triangular.

### **TABLA PARA RECIPIENTES CIRCULARES**

Las Tablas I a XI contienen los coeficientes para determinar los momentos y la tensión anular en el muro de recipientes circulares, empotrado o articulado en su base, para diferentes condiciones de carga.

La Tabla XII contiene los coeficientes para determinar el momento en losas circulares sin apoyo central, extremo empotrado para una condición de carga uniforme.

Las Tablas XIII a XV contienen los coeficientes para determinar el momento en losas circulares con apoyo central, extremo empotrado o articulado, para una condición de carga uniforme.

La Tabla XVI contiene los coeficientes para determinar el esfuerzo cortante en la base de la pared de un depósito circular.

La Tabla XVII contiene los coeficientes para determinar la carga en el apoyo central por la losa circular

La Tabla XVIII contiene los coeficientes para determinar la rigidez de la pared del depósito circular cerca del borde articulado y lejos del borde libre.

La Tabla XIX contiene los coeficientes para determinar la rigidez de la placa del depósito circular con soporte central.

La Tabla XX contiene los coeficientes complementarios para valores de  $H^2/Dt$  más grandes que 16 (Extensión de las Tablas I a la XI, XVI y XVIII).

Tabla A-1

Coeficientes de momento para recipientes con muros articulados en ambos extremos.

$M = \text{Coef.} \times wa^3$

b/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3.00	1/4	+0.035	+0.010	+0.028	+0.011	-0.008	-0.039
	1/2	+0.057	+0.016	+0.044	+0.017	-0.013	-0.063
	3/4	+0.051	+0.013	+0.041	+0.014	-0.011	-0.055
2.50	1/4	+0.031	+0.011	+0.021	+0.010	-0.008	-0.038
	1/2	+0.052	+0.017	+0.036	+0.017	-0.012	-0.062
	3/4	+0.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.011	-0.055
2.00	1/4	+0.025	+0.013	+0.015	+0.009	-0.007	-0.037
	1/2	+0.042	+0.020	+0.028	+0.015	-0.012	-0.059
	3/4	+0.041	+0.016	+0.029	+0.013	-0.011	-0.053
1.75	1/4	+0.020	+0.013	+0.012	+0.008	-0.007	-0.035
	1/2	+0.036	+0.020	+0.023	+0.013	-0.011	-0.057
	3/4	+0.036	+0.017	+0.025	+0.012	-0.010	-0.051
1.50	1/4	+0.015	+0.013	+0.008	+0.007	-0.006	-0.032
	1/2	+0.028	+0.021	+0.016	+0.011	-0.010	-0.052
	3/4	+0.030	+0.017	+0.020	+0.011	-0.010	-0.048
1.25	1/4	+0.009	+0.012	+0.005	+0.005	-0.006	-0.028
	1/2	+0.019	+0.019	+0.011	+0.009	-0.009	-0.045
	3/4	+0.023	+0.017	+0.014	+0.009	-0.009	-0.043
1.00	1/4	+0.005	+0.009	+0.002	+0.003	-0.004	-0.020
	1/2	+0.011	+0.016	+0.006	+0.006	-0.007	-0.035
	3/4	+0.016	+0.014	+0.009	+0.007	-0.007	-0.035
0.75	1/4	+0.001	+0.006	0	+0.002	-0.002	-0.012
	1/2	+0.005	+0.011	+0.002	+0.003	-0.004	-0.022
	3/4	+0.009	+0.011	+0.005	+0.005	-0.005	-0.025
0.50	1/4	0	+0.003	0	+0.001	-0.001	-0.005
	1/2	+0.001	+0.005	+0.001	+0.001	-0.002	-0.010
	3/4	+0.004	+0.007	+0.002	+0.002	-0.003	-0.014

El signo menos, indica tensión en el lado cargado

Tabla A-2

Coeficientes de momentos para recipientes con muros, articulados en el fondo y libre en el extremo superior.

$M = \text{Coef} \times w a^3$

b/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	0	0	+0.070	0	+0.027	0	-0.196
	¼	+0.028	+0.061	+0.015	+0.028	-0.034	-0.170
	½	+0.049	+0.049	+0.032	+0.026	-0.027	-0.137
	¾	+0.046	+0.030	+0.034	+0.018	-0.017	-0.087
2.50	0	0	+0.061	0	+0.019	0	-0.138
	¼	+0.024	+0.053	+0.010	+0.022	-0.026	-0.132
	½	+0.042	+0.044	+0.025	+0.022	-0.023	-0.115
	¾	+0.041	+0.027	+0.030	+0.016	-0.016	-0.078
2.00	0	0	+0.045	0	+0.011	0	-0.091
	¼	+0.016	+0.042	+0.006	+0.014	-0.019	-0.094
	½	+0.033	+0.036	+0.020	+0.016	-0.018	-0.089
	¾	+0.035	+0.024	+0.025	+0.014	-0.013	-0.065
1.75	0	0	+0.036	0	+0.008	0	-0.071
	¼	+0.013	+0.035	+0.005	+0.011	-0.015	-0.076
	½	+0.028	+0.032	+0.017	+0.014	-0.015	-0.076
	¾	+0.031	+0.022	+0.021	+0.012	-0.012	-0.059
1.50	0	0	+0.027	0	+0.005	0	-0.052
	¼	+0.009	+0.028	+0.003	+0.008	-0.012	-0.059
	½	+0.022	+0.027	+0.012	+0.011	-0.013	-0.063
	¾	+0.027	+0.020	+0.017	+0.011	-0.010	-0.052
1.25	0	0	+0.017	0	+0.003	0	-0.034
	¼	+0.005	+0.020	+0.002	+0.005	-0.008	-0.042
	½	+0.017	+0.023	+0.009	+0.009	-0.010	-0.049
	¾	+0.021	+0.017	+0.013	+0.009	-0.009	-0.044
1.00	0	0	+0.010	0	+0.002	0	-0.019
	¼	+0.002	+0.013	+0.000	+0.003	-0.005	-0.025
	½	+0.010	+0.017	+0.005	+0.006	-0.007	-0.036
	¾	+0.015	+0.015	+0.009	+0.007	-0.007	-0.036
0.75	0	0	+0.005	0	+0.001	0	-0.008
	¼	+0.001	+0.008	+0.000	+0.002	-0.003	-0.013
	½	+0.005	+0.011	+0.002	+0.004	-0.004	-0.022
	¾	+0.010	+0.012	+0.006	+0.004	-0.005	-0.026
0.50	0	0	+0.002	0	0	0	-0.003
	¼	+0.000	+0.004	+0.000	+0.001	-0.001	-0.005
	½	+0.002	+0.006	+0.001	+0.002	-0.002	-0.010
	¾	+0.007	+0.008	+0.002	+0.002	-0.003	-0.014

El signo menos, indica tensión en el lado cargado.

Tabla A-3

Coeficientes de momentos para recipientes con muros, libre en extremo superior y en el fondo empotrado.

$M = \text{coef. } x \cdot w \cdot a^3$

b/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3.00	0	0	+0.025	0	+0.014	0	-0.082
	1/4	+0.010	+0.019	+0.007	+0.013	-0.014	-0.071
	1/2	+0.005	+0.010	+0.008	+0.010	-0.011	-0.055
	3/4	-0.033	-0.004	-0.018	-0.000	-0.006	-0.028
1	-0.128	-0.025	-0.092	-0.018	0	0	
2.50	0	0	+0.027	0	+0.013	0	-0.074
	1/4	+0.012	+0.022	+0.007	+0.013	-0.013	-0.068
	1/2	+0.011	+0.014	+0.008	+0.010	-0.011	-0.053
	3/4	-0.021	-0.001	-0.010	+0.001	-0.005	-0.027
1	-0.108	-0.022	-0.077	-0.015	0	0	
2.00	0	0	+0.027	0	+0.009	0	-0.060
	1/4	+0.013	+0.023	+0.006	+0.010	-0.012	-0.059
	1/2	+0.015	+0.016	+0.010	+0.010	-0.010	-0.049
	3/4	-0.008	+0.003	-0.002	+0.003	-0.005	-0.027
1	-0.086	-0.017	-0.059	-0.012	0	0	
1.75	0	0	+0.025	0	+0.007	0	-0.050
	1/4	+0.012	+0.022	+0.005	+0.008	-0.010	-0.052
	1/2	+0.016	+0.016	+0.010	+0.009	-0.009	-0.046
	3/4	-0.002	+0.005	+0.001	+0.004	-0.005	-0.027
1	-0.074	-0.015	-0.050	-0.010	0	0	
1.50	0	0	+0.021	0	+0.005	0	-0.040
	1/4	+0.008	+0.020	+0.004	+0.007	-0.009	-0.044
	1/2	+0.016	+0.016	+0.010	+0.008	-0.008	-0.042
	3/4	+0.003	+0.006	+0.003	+0.004	-0.005	-0.026
1	-0.060	-0.012	-0.041	-0.008	0	0	
1.25	0	0	+0.015	0	+0.003	0	-0.029
	1/4	+0.005	+0.015	+0.002	+0.005	-0.007	-0.034
	1/2	+0.014	+0.015	+0.008	+0.007	-0.007	-0.037
	3/4	+0.006	+0.007	+0.005	+0.005	-0.005	-0.024
1	-0.047	-0.008	-0.031	-0.006	0	0	
1.00	0	0	+0.009	0	+0.002	0	-0.018
	1/4	+0.002	+0.011	0	+0.003	-0.005	-0.023
	1/2	+0.009	+0.013	+0.005	+0.005	-0.005	-0.029
	3/4	+0.006	+0.008	+0.005	+0.004	-0.004	-0.020
1	-0.035	-0.007	-0.022	-0.005	0	0	
0.75	0	0	+0.004	0	+0.001	0	-0.007
	1/4	+0.001	+0.008	0	+0.002	-0.002	-0.011
	1/2	+0.005	+0.010	+0.002	+0.003	-0.003	-0.017
	3/4	+0.007	+0.007	+0.003	+0.003	-0.003	-0.013
1	-0.024	-0.005	-0.015	-0.003	0	0	
0.50	0	0	+0.001	0	0	0	-0.002
	1/4	0	+0.005	0	+0.001	-0.001	-0.004
	1/2	+0.002	+0.006	+0.001	+0.001	-0.002	-0.009
	3/4	+0.004	+0.006	+0.001	+0.001	-0.001	-0.007
1	-0.015	-0.003	-0.008	-0.002	0	0	

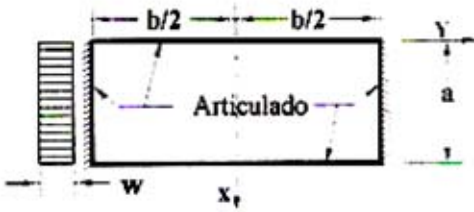
El signo menos, indica tensión en el lado cargado.



Tabla A-4

Coeficientes de momentos para recipientes con muros, articulados en ambos extremos.

$M = \text{coef.} \cdot w a^3$



b/a	x/a	y=0		y=b/4	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	¼	+0.089	+0.022	+0.077	+0.025
	½	+0.118	+0.029	+0.101	+0.034
2.50	¼	+0.085	+0.024	+0.070	+0.027
	½	+0.112	+0.032	+0.092	+0.037
2.00	¼	+0.076	+0.027	+0.061	+0.028
	½	+0.100	+0.037	+0.078	+0.038
1.75	¼	+0.070	+0.029	+0.054	+0.029
	½	+0.091	+0.040	+0.070	+0.039
1.50	¼	+0.061	+0.031	+0.047	+0.029
	½	+0.078	+0.043	+0.059	+0.040
1.25	¼	+0.049	+0.033	+0.038	+0.029
	½	+0.063	+0.044	+0.047	+0.039
1.00	¼	+0.036	+0.033	+0.027	+0.027
	½	+0.044	+0.044	+0.033	+0.036
0.75	¼	+0.022	+0.029	+0.016	+0.023
	½	+0.025	+0.038	+0.018	+0.030
0.50	¼	+0.010	+0.020	+0.007	+0.015
	½	+0.009	+0.025	+0.007	+0.019

El signo menos, indica tensión en el lado cargado.

Tabla A-5

Coefficientes de momentos para recipientes cuyos muros presentan extremo superior libre y fondo articulado.

$M = \text{coef.} \cdot wa^3$   
 $b \geq c$

$b/a = 1.0$

c/a	z/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3.00	0	0	+0.070	0	+0.027	0	-0.196	0	+0.027	0	+0.070
	1/4	+0.028	+0.061	+0.015	+0.028	-0.034	-0.170	+0.015	+0.028	+0.028	+0.061
	1/2	+0.049	+0.049	+0.032	+0.026	-0.027	-0.137	+0.032	+0.026	+0.049	+0.049
	3/4	+0.046	+0.030	+0.034	+0.018	-0.017	-0.087	+0.034	+0.018	+0.046	+0.030
2.50	0	0	+0.073	0	+0.033	0	-0.189	0	+0.013	0	+0.057
	1/4	+0.028	+0.063	+0.018	+0.033	-0.030	-0.151	+0.009	+0.014	+0.022	+0.050
	1/2	+0.049	+0.050	+0.033	+0.029	-0.025	-0.126	+0.023	+0.017	+0.041	+0.043
	3/4	+0.046	+0.030	+0.037	+0.020	-0.017	-0.084	+0.029	+0.014	+0.040	+0.027
2.00	0	0	+0.075	0	+0.039	0	-0.146	0	-0.006	0	+0.031
	1/4	+0.029	+0.065	+0.017	+0.036	-0.027	-0.133	+0.002	-0.002	+0.013	+0.032
	1/2	+0.050	+0.051	+0.035	+0.032	-0.023	-0.113	+0.016	-0.005	+0.030	+0.029
	3/4	+0.046	+0.031	+0.037	+0.021	-0.016	-0.078	+0.022	-0.006	+0.034	+0.020
1.75	0	0	+0.076	0	+0.041	0	-0.137	0	-0.016	0	+0.014
	1/4	+0.029	+0.066	+0.018	+0.038	-0.025	-0.125	+0.003	-0.012	+0.007	+0.018
	1/2	+0.050	+0.052	+0.036	+0.033	-0.021	-0.106	+0.011	-0.003	+0.023	+0.020
	3/4	+0.046	+0.031	+0.037	+0.021	-0.015	-0.074	+0.018	-0.004	+0.027	+0.015
1.50	0	0	+0.077	0	+0.043	0	-0.129	0	-0.033	0	+0.006
	1/4	+0.030	+0.066	+0.018	+0.039	-0.024	-0.118	+0.007	-0.024	+0.002	+0.004
	1/2	+0.050	+0.053	+0.037	+0.034	-0.020	-0.100	+0.006	-0.012	+0.015	+0.010
	3/4	+0.046	+0.031	+0.038	+0.022	-0.014	-0.070	+0.013	0	+0.021	+0.010
1.25	0	0	+0.078	0	+0.045	0	-0.122	0	-0.052	0	+0.031
	1/4	+0.030	+0.067	+0.018	+0.041	-0.022	-0.111	+0.011	-0.039	-0.004	+0.016
	1/2	+0.050	+0.054	+0.038	+0.035	-0.019	-0.095	0	-0.022	+0.008	+0.005
	3/4	+0.047	+0.032	+0.038	+0.023	-0.014	-0.068	+0.008	-0.006	+0.016	+0.001
1.00	0	0	+0.070	0	+0.047	0	-0.118	0	-0.074	0	+0.050
	1/4	+0.030	+0.067	+0.020	+0.043	-0.021	-0.105	+0.015	-0.056	-0.010	+0.042
	1/2	+0.051	+0.054	+0.038	+0.036	-0.018	-0.090	+0.005	-0.034	+0.001	+0.022
	3/4	+0.047	+0.032	+0.038	+0.023	-0.013	-0.065	+0.003	-0.014	+0.009	+0.009
0.75	0	0	+0.070	0	+0.047	0	-0.120	0	-0.066	0	+0.082
	1/4	+0.029	+0.066	+0.020	+0.042	-0.021	-0.107	+0.020	-0.079	-0.018	+0.070
	1/2	+0.051	+0.053	+0.037	+0.038	-0.018	-0.090	+0.011	-0.051	+0.006	+0.045
	3/4	+0.047	+0.031	+0.037	+0.022	-0.013	-0.066	+0.002	-0.025	+0.003	+0.024
0.50	0	0	+0.078	0	+0.047	0	-0.130	0	-0.126	0	+0.123
	1/4	+0.029	+0.065	+0.019	+0.042	-0.023	-0.115	+0.024	-0.105	-0.022	+0.101
	1/2	+0.050	+0.053	+0.035	+0.035	-0.019	-0.095	+0.015	-0.073	-0.013	+0.071
	3/4	+0.046	+0.031	+0.035	+0.021	-0.014	-0.068	+0.007	-0.040	-0.004	+0.042

Tabla A-5 (continuación)

b/a = 2.5											
c/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>
2.50	0	0	+0.061	0	+0.019	0	-0.138	0	+0.019	0	+0.061
	¼	+0.024	+0.053	+0.010	+0.022	-0.026	-0.132	+0.010	+0.022	+0.024	+0.053
	½	+0.042	+0.044	+0.025	+0.022	-0.023	-0.115	+0.025	+0.022	+0.042	+0.044
2.00	0	0	+0.065	0	+0.026	0	-0.118	0	+0.003	0	+0.038
	¼	+0.025	+0.055	+0.012	+0.027	-0.030	-0.113	+0.005	+0.006	+0.015	+0.037
	½	+0.043	+0.048	+0.028	+0.025	-0.020	-0.102	+0.018	+0.011	+0.032	+0.033
1.75	0	0	+0.067	0	+0.030	0	-0.108	0	-0.006	0	+0.025
	¼	+0.025	+0.057	+0.013	+0.030	-0.021	-0.104	+0.001	-0.002	+0.010	+0.026
	½	+0.044	+0.047	+0.029	+0.027	-0.019	-0.096	+0.013	+0.004	+0.025	+0.025
1.50	0	0	+0.068	0	+0.033	0	-0.100	0	-0.018	0	+0.008
	¼	+0.026	+0.058	+0.014	+0.032	-0.019	-0.097	-0.003	-0.012	+0.004	+0.013
	½	+0.045	+0.047	+0.030	+0.029	-0.018	-0.089	+0.008	-0.002	+0.017	+0.017
1.25	0	0	+0.069	0	+0.035	0	-0.092	0	-0.030	0	-0.010
	¼	+0.026	+0.059	+0.015	+0.034	-0.018	-0.089	-0.006	-0.024	-0.002	-0.003
	½	+0.045	+0.048	+0.031	+0.031	-0.016	-0.082	+0.003	-0.012	+0.008	+0.007
1.00	0	0	+0.070	0	+0.037	0	-0.087	0	-0.045	0	-0.032
	¼	+0.028	+0.060	+0.015	+0.036	-0.017	-0.083	-0.010	-0.036	-0.008	-0.021
	½	+0.046	+0.048	+0.031	+0.032	-0.015	-0.077	-0.003	-0.021	-0.001	-0.008
0.75	0	0	+0.070	0	+0.038	0	-0.082	0	-0.062	0	-0.055
	¼	+0.025	+0.060	+0.015	+0.037	-0.016	-0.078	-0.014	-0.053	-0.014	-0.042
	½	+0.045	+0.047	+0.030	+0.032	-0.014	-0.071	-0.008	-0.035	-0.009	-0.025
0.50	0	0	+0.069	0	+0.039	0	-0.080	0	-0.081	0	-0.080
	¼	+0.025	+0.059	+0.014	+0.038	-0.015	-0.075	-0.019	-0.072	-0.019	-0.068
	½	+0.044	+0.046	+0.028	+0.032	-0.014	-0.068	-0.014	-0.056	-0.017	-0.048
	¾	+0.042	+0.028	+0.032	+0.019	-0.010	-0.052	-0.003	+0.030	-0.002	-0.028

Tabla A-5 (continuación)

b/a = 2.0											
c/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2		y=3b/4		y=b	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
2.00	0	0	+0.045	0	+0.011	0	-0.091	0	+0.011	0	+0.045
	1/4	+0.016	+0.042	+0.005	+0.014	-0.019	-0.094	+0.005	+0.014	+0.016	+0.042
	1/2	+0.033	+0.036	+0.020	+0.015	-0.015	-0.089	+0.020	+0.015	+0.033	+0.036
	3/4	+0.036	+0.024	+0.025	+0.014	-0.013	-0.086	+0.025	+0.014	+0.036	+0.024
1.75	0	0	+0.048	0	+0.015	0	-0.081	0	-0.001	0	+0.032
	1/4	+0.017	+0.044	+0.007	+0.017	-0.017	-0.085	+0.003	+0.006	+0.012	+0.032
	1/2	+0.034	+0.038	+0.021	+0.019	-0.017	-0.080	+0.015	+0.011	+0.027	+0.029
	3/4	+0.036	+0.024	+0.025	+0.015	-0.012	-0.081	+0.020	+0.012	+0.031	+0.021
1.50	0	0	+0.060	0	+0.019	0	-0.072	0	-0.010	0	+0.018
	1/4	+0.016	+0.046	+0.008	+0.021	-0.015	-0.077	0	-0.002	+0.007	+0.020
	1/2	+0.036	+0.036	+0.022	+0.021	-0.015	-0.078	+0.009	+0.004	+0.020	+0.022
	3/4	+0.035	+0.025	+0.026	+0.016	-0.012	-0.068	+0.016	+0.008	+0.026	+0.017
1.25	0	0	+0.052	0	+0.023	0	-0.064	0	-0.021	0	0
	1/4	+0.019	+0.048	+0.009	+0.024	-0.014	-0.065	-0.002	-0.013	+0.001	+0.005
	1/2	+0.036	+0.041	+0.023	+0.023	-0.014	-0.069	+0.005	-0.004	+0.011	+0.012
	3/4	+0.037	+0.025	+0.025	+0.017	-0.011	-0.054	+0.011	+0.002	+0.016	+0.011
1.00	0	0	+0.064	0	+0.027	0	-0.056	0	-0.037	0	-0.023
	1/4	+0.019	+0.060	+0.010	+0.027	-0.012	-0.062	-0.005	-0.026	-0.006	+0.013
	1/2	+0.037	+0.042	+0.024	+0.025	-0.013	-0.064	0	-0.016	+0.001	0
	3/4	+0.037	+0.026	+0.027	+0.018	-0.010	-0.051	-0.006	-0.006	+0.006	+0.004
0.75	0	0	+0.056	0	+0.030	0	-0.058	0	-0.046	0	-0.044
	1/4	+0.016	+0.051	+0.011	+0.029	-0.012	-0.062	-0.009	-0.040	-0.010	-0.031
	1/2	+0.036	+0.043	+0.025	+0.026	-0.012	-0.062	-0.006	-0.029	-0.007	-0.015
	3/4	+0.037	+0.026	+0.027	+0.018	-0.010	-0.049	+0.002	-0.015	+0.001	-0.004
0.50	0	0	+0.054	0	+0.030	0	-0.066	0	-0.064	0	-0.061
	1/4	+0.015	+0.052	+0.011	+0.029	-0.014	-0.066	-0.012	-0.056	-0.014	-0.061
	1/2	+0.036	+0.044	+0.025	+0.026	-0.013	-0.064	-0.010	-0.046	-0.012	-0.034
	3/4	+0.037	+0.026	+0.026	+0.017	-0.010	-0.050	-0.003	-0.026	-0.004	-0.015

Tabla A-5 (continuación)

b/a = 1.5											
c/a	z/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1.50	0	0	+0.027	0	+0.005	0	-0.052	0	+0.005	0	+0.027
	¼	+0.009	+0.028	+0.003	+0.008	-0.012	-0.059	+0.003	+0.008	+0.009	+0.028
	½	+0.022	+0.027	+0.012	+0.011	-0.013	-0.063	+0.012	+0.011	+0.022	+0.027
	¾	+0.027	+0.020	+0.017	+0.011	-0.010	-0.052	+0.017	+0.011	+0.027	+0.020
1.25	0	0	+0.031	0	+0.008	0	-0.045	0	-0.005	0	+0.011
	¼	+0.010	+0.031	+0.005	+0.012	-0.010	-0.050	+0.001	-0.001	+0.004	+0.015
	½	+0.024	+0.030	+0.014	+0.014	-0.011	-0.056	+0.007	+0.006	+0.014	+0.020
	¾	+0.027	+0.021	+0.018	+0.012	-0.010	-0.048	+0.013	+0.006	+0.018	+0.016
1.00	0	0	+0.035	0	+0.013	0	-0.038	0	-0.016	0	-0.006
	¼	+0.011	+0.034	+0.006	+0.016	-0.008	-0.042	+0.002	-0.010	+0.001	+0.001
	½	+0.025	+0.032	+0.015	+0.017	-0.010	-0.049	+0.002	-0.003	+0.006	+0.010
	¾	+0.028	+0.022	+0.019	+0.014	-0.009	-0.045	+0.008	+0.002	+0.009	+0.010
0.75	0	0	+0.038	0	+0.016	0	-0.034	0	-0.024	0	-0.019
	¼	+0.011	+0.036	+0.007	+0.018	-0.008	-0.038	+0.005	-0.020	+0.004	-0.013
	½	+0.025	+0.033	+0.016	+0.019	-0.008	-0.042	+0.002	-0.014	+0.001	-0.004
	¾	+0.028	+0.022	+0.019	+0.015	-0.008	-0.041	+0.003	-0.007	+0.002	+0.001
0.50	0	0	+0.040	0	+0.017	0	-0.036	0	-0.030	0	-0.028
	¼	+0.010	+0.037	+0.007	+0.019	-0.008	-0.040	+0.008	-0.031	+0.007	-0.027
	½	+0.024	+0.034	+0.017	+0.020	-0.009	-0.044	+0.006	-0.027	+0.006	-0.020
	¾	+0.028	+0.022	+0.018	+0.016	-0.008	-0.040	+0.002	-0.018	+0.004	-0.010

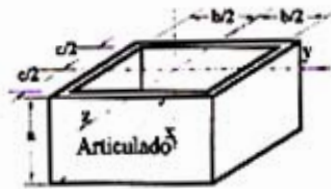
b/a = 1.0											
c/a	z/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1.00	0	0	+0.010	0	+0.002	0	-0.019	0	+0.002	0	+0.010
	¼	+0.002	+0.013	0	+0.003	-0.005	-0.025	0	+0.003	+0.002	+0.013
	½	+0.010	+0.017	+0.005	+0.006	-0.007	-0.036	+0.005	+0.006	+0.010	+0.017
	¾	+0.015	+0.015	+0.009	+0.007	-0.007	-0.036	+0.009	+0.007	+0.015	+0.015
0.75	0	0	+0.016	0	+0.007	0	-0.013	0	-0.004	0	+0.003
	¼	+0.003	+0.017	+0.001	+0.008	-0.004	-0.020	+0.001	-0.005	+0.001	+0.003
	½	+0.011	+0.020	+0.006	+0.009	-0.007	-0.033	+0.002	-0.001	+0.005	+0.007
	¾	+0.016	+0.014	+0.009	+0.009	-0.006	-0.032	+0.004	+0.002	+0.009	+0.008
0.50	0	0	+0.020	0	+0.011	0	-0.011	0	-0.007	0	-0.005
	¼	+0.003	+0.018	+0.001	+0.010	-0.004	-0.018	+0.002	-0.012	+0.003	-0.007
	½	+0.012	+0.021	+0.006	+0.010	-0.006	-0.032	+0.001	-0.009	+0.002	-0.006
	¾	+0.017	+0.013	+0.010	+0.009	-0.006	-0.031	+0.002	-0.005	+0.006	+0.001

Tabla A-6

Coefficientes de momentos para recipientes cuyos muros presentan articulación en ambos extremos.

$$M = \text{coef. } w a^3$$

$$b \geq c$$



b/a = 3.0											
c/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=c	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	¼	+0.035	+0.010	+0.028	+0.011	-0.008	-0.039	+0.026	+0.011	+0.035	+0.010
	½	+0.057	+0.016	+0.044	+0.017	-0.013	-0.083	+0.044	+0.017	+0.057	+0.016
	¾	+0.051	+0.013	+0.041	+0.014	-0.011	-0.055	+0.041	+0.014	+0.051	+0.013
2.50	¼	+0.035	+0.010	+0.028	+0.011	-0.008	-0.039	+0.021	+0.010	+0.031	+0.011
	½	+0.057	+0.016	+0.044	+0.017	-0.012	-0.082	+0.036	+0.017	+0.052	+0.017
	¾	+0.051	+0.013	+0.041	+0.014	-0.011	-0.055	+0.038	+0.014	+0.047	+0.014
2.00	¼	+0.035	+0.010	+0.028	+0.011	-0.008	-0.038	+0.015	+0.010	+0.025	+0.013
	½	+0.057	+0.016	+0.045	+0.017	-0.012	-0.082	+0.028	+0.015	+0.043	+0.020
	¾	+0.051	+0.013	+0.042	+0.014	-0.011	-0.054	+0.029	+0.013	+0.041	+0.018
1.75	¼	+0.035	+0.010	+0.027	+0.011	-0.007	-0.037	+0.011	+0.008	+0.020	+0.013
	½	+0.057	+0.015	+0.045	+0.017	-0.012	-0.080	+0.021	+0.013	+0.036	+0.020
	¾	+0.051	+0.013	+0.042	+0.014	-0.011	-0.053	+0.024	+0.012	+0.038	+0.016
1.50	¼	+0.035	+0.010	+0.027	+0.011	-0.007	-0.035	+0.007	+0.008	+0.014	+0.013
	½	+0.057	+0.015	+0.045	+0.017	-0.011	-0.057	+0.015	+0.010	+0.027	+0.020
	¾	+0.051	+0.013	+0.042	+0.014	-0.010	-0.051	+0.019	+0.011	+0.029	+0.017
1.25	¼	+0.035	+0.010	+0.027	+0.011	-0.008	-0.032	+0.003	+0.003	+0.008	+0.011
	½	+0.057	+0.015	+0.046	+0.017	-0.011	-0.053	+0.008	+0.006	+0.017	+0.017
	¾	+0.051	+0.013	+0.042	+0.014	-0.010	-0.048	+0.013	+0.008	+0.021	+0.016
1.00	¼	+0.035	+0.010	+0.027	+0.011	-0.008	-0.029	-0.001	0	+0.002	+0.008
	½	+0.057	+0.015	+0.046	+0.017	-0.010	-0.048	+0.002	+0.002	+0.007	+0.014
	¾	+0.051	+0.013	+0.043	+0.014	-0.009	-0.044	+0.007	+0.004	+0.013	+0.013
0.75	¼	+0.035	+0.010	+0.028	+0.011	-0.005	-0.025	-0.003	-0.005	-0.002	+0.001
	½	+0.057	+0.015	+0.046	+0.017	-0.008	-0.042	-0.003	-0.005	-0.001	+0.007
	¾	+0.052	+0.013	+0.043	+0.014	-0.008	-0.039	+0.002	-0.002	+0.006	+0.007
0.50	¼	+0.038	+0.010	+0.028	+0.011	-0.004	-0.021	-0.004	-0.011	-0.005	-0.008
	½	+0.057	+0.015	+0.047	+0.017	-0.007	-0.035	-0.007	-0.016	-0.008	-0.010
	¾	+0.052	+0.013	+0.043	+0.014	-0.007	-0.033	-0.004	-0.010	-0.001	-0.004

Tabla A-6 (continuación)

b/a = 2.6											
c/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>
2.50	1/4	+0.031	+0.011	+0.021	+0.010	-0.008	-0.038	+0.021	+0.010	+0.031	+0.011
	1/2	+0.052	+0.017	+0.036	+0.017	-0.012	-0.062	+0.036	+0.017	+0.052	+0.017
	3/4	+0.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.011	-0.055	+0.036	+0.014	+0.047	+0.015
2.00	1/4	+0.031	+0.011	+0.021	+0.010	-0.008	-0.038	+0.015	+0.009	+0.025	+0.012
	1/2	+0.052	+0.017	+0.036	+0.017	-0.012	-0.061	+0.028	+0.015	+0.042	+0.020
	3/4	+0.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.011	-0.054	+0.029	+0.013	+0.041	+0.016
1.75	1/4	+0.032	+0.011	+0.021	+0.010	-0.007	-0.037	+0.011	+0.008	+0.020	+0.012
	1/2	+0.052	+0.018	+0.036	+0.017	-0.012	-0.059	+0.022	+0.013	+0.035	+0.021
	3/4	+0.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.011	-0.053	+0.024	+0.012	+0.035	+0.017
1.50	1/4	+0.032	+0.011	+0.022	+0.010	-0.007	-0.035	+0.007	+0.006	+0.014	+0.013
	1/2	+0.052	+0.018	+0.037	+0.017	-0.011	-0.057	+0.015	+0.010	+0.027	+0.021
	3/4	+0.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.010	-0.051	+0.019	+0.010	+0.029	+0.017
1.25	1/4	+0.032	+0.011	+0.022	+0.010	-0.006	-0.032	+0.003	+0.004	+0.007	+0.012
	1/2	+0.052	+0.018	+0.038	+0.017	-0.011	-0.053	+0.008	+0.007	+0.018	+0.019
	3/4	+0.048	+0.015	+0.037	+0.014	-0.010	-0.048	+0.014	+0.008	+0.022	+0.016
1.00	1/4	+0.032	+0.011	+0.023	+0.011	-0.006	-0.028	-0.001	0	+0.002	+0.008
	1/2	+0.053	+0.018	+0.038	+0.017	-0.010	-0.048	+0.002	+0.002	+0.007	+0.014
	3/4	+0.048	+0.015	+0.038	+0.015	-0.009	-0.044	+0.007	+0.004	+0.013	+0.013
0.75	1/4	+0.033	+0.011	+0.024	+0.011	-0.005	-0.024	-0.003	-0.005	-0.002	+0.002
	1/2	+0.054	+0.018	+0.039	+0.017	-0.008	-0.041	-0.003	-0.005	0	+0.005
	3/4	+0.049	+0.015	+0.038	+0.015	-0.008	-0.039	0	-0.002	+0.006	+0.006
0.50	1/4	+0.033	+0.012	+0.024	+0.011	-0.004	-0.021	-0.004	-0.011	-0.005	-0.008
	1/2	+0.054	+0.018	+0.040	+0.017	-0.007	-0.035	-0.007	-0.018	-0.006	-0.010
	3/4	+0.049	+0.015	+0.039	+0.015	-0.007	-0.034	-0.004	-0.010	-0.001	-0.004

Tabla A-6 (continuación)

b/a = 2.0											
c/a	x/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>
2.00	¼	+0.025	+0.013	+0.015	+0.009	-0.007	-0.037	+0.015	+0.009	+0.025	+0.013
	½	+0.042	+0.020	+0.028	+0.015	-0.012	-0.059	+0.028	+0.015	+0.042	+0.020
	¾	+0.040	+0.016	+0.029	+0.013	-0.011	-0.053	+0.029	+0.013	+0.040	+0.016
1.75	¼	+0.025	+0.013	+0.015	+0.009	-0.007	-0.036	+0.011	+0.008	+0.020	+0.013
	½	+0.042	+0.020	+0.028	+0.015	-0.012	-0.058	+0.022	+0.013	+0.035	+0.021
	¾	+0.040	+0.016	+0.029	+0.013	-0.010	-0.052	+0.024	+0.012	+0.035	+0.017
1.50	¼	+0.025	+0.013	+0.016	+0.009	-0.007	-0.034	+0.007	+0.006	+0.014	+0.013
	½	+0.043	+0.020	+0.028	+0.015	-0.011	-0.056	+0.015	+0.011	+0.027	+0.021
	¾	+0.041	+0.016	+0.029	+0.013	-0.010	-0.050	+0.019	+0.010	+0.029	+0.017
1.25	¼	+0.026	+0.013	+0.016	+0.010	-0.006	-0.032	+0.003	+0.003	+0.007	+0.011
	½	+0.044	+0.020	+0.029	+0.015	-0.010	-0.052	+0.008	+0.007	+0.018	+0.019
	¾	+0.041	+0.016	+0.030	+0.013	-0.010	-0.048	+0.013	+0.008	+0.021	+0.016
1.00	¼	+0.026	+0.013	+0.017	+0.010	-0.006	-0.028	-0.001	0	+0.002	+0.008
	½	+0.044	+0.020	+0.030	+0.016	-0.009	-0.045	-0.002	+0.002	+0.007	+0.014
	¾	+0.041	+0.016	+0.031	+0.014	-0.009	-0.044	+0.007	+0.004	+0.013	+0.013
0.75	¼	+0.027	+0.013	+0.018	+0.010	-0.005	-0.024	-0.003	-0.004	-0.001	+0.002
	½	+0.045	+0.020	+0.031	+0.016	-0.008	-0.040	-0.002	-0.004	0	+0.005
	¾	+0.042	+0.016	+0.032	+0.014	-0.008	-0.041	+0.002	-0.002	+0.005	+0.008
0.50	¼	+0.027	+0.013	+0.019	+0.010	-0.004	-0.021	-0.004	-0.010	-0.004	-0.007
	½	+0.046	+0.020	+0.033	+0.017	-0.007	-0.034	-0.006	-0.015	-0.006	-0.009
	¾	+0.042	+0.016	+0.032	+0.015	-0.007	-0.037	-0.003	-0.010	-0.002	-0.003



Tabla A-6 (continuación)


		b/a = 1.5									
c/a	z/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>
1.50	¼	+0.015	+0.013	+0.008	+0.007	-0.006	-0.032	+0.008	+0.007	+0.015	+0.013
	½	+0.028	+0.021	+0.016	+0.011	-0.010	-0.052	+0.016	+0.011	+0.028	+0.021
	¾	+0.030	+0.017	+0.020	+0.011	-0.010	-0.048	+0.020	+0.011	+0.030	+0.017
1.25	¼	+0.016	+0.013	+0.009	+0.008	-0.006	-0.029	+0.004	+0.004	+0.009	+0.012
	½	+0.029	+0.021	+0.017	+0.012	-0.010	-0.049	+0.009	+0.008	+0.018	+0.019
	¾	+0.030	+0.017	+0.020	+0.012	-0.009	-0.045	+0.014	+0.009	+0.023	+0.018
1.00	¼	+0.016	+0.013	+0.010	+0.009	-0.005	-0.025	0	+0.001	+0.003	+0.008
	½	+0.030	+0.021	+0.019	+0.012	-0.009	-0.043	+0.003	+0.003	+0.008	+0.014
	¾	+0.031	+0.017	+0.021	+0.013	-0.008	-0.041	+0.008	+0.005	+0.014	+0.014
0.75	¼	+0.018	+0.014	+0.011	+0.010	-0.004	-0.021	-0.002	-0.003	-0.001	+0.002
	½	+0.032	+0.022	+0.021	+0.014	-0.007	-0.036	-0.002	-0.004	+0.001	+0.005
	¾	+0.032	+0.018	+0.022	+0.014	-0.007	-0.036	+0.002	0	+0.006	+0.008
0.50	¼	+0.020	+0.016	+0.013	+0.012	-0.003	-0.017	-0.003	-0.009	-0.004	-0.006
	½	+0.035	+0.024	+0.023	+0.018	-0.006	-0.031	-0.006	-0.014	-0.005	-0.007
	¾	+0.034	+0.020	+0.024	+0.018	-0.007	-0.033	-0.003	-0.008	-0.001	-0.001

		b/a = 1.0									
c/a	z/a	y=0		y=b/4		y=b/2		z=c/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>
1.00	¼	+0.005	+0.009	+0.002	+0.003	-0.004	-0.020	+0.002	+0.003	+0.005	+0.009
	½	+0.011	+0.018	+0.006	+0.006	-0.007	-0.035	+0.006	+0.006	+0.011	+0.016
	¾	+0.016	+0.015	+0.009	+0.007	-0.007	-0.035	+0.009	+0.007	+0.016	+0.015
0.75	¼	+0.006	+0.010	+0.003	+0.004	-0.003	-0.016	0	0	+0.001	+0.005
	½	+0.013	+0.017	+0.006	+0.006	-0.006	-0.029	+0.001	+0.001	+0.005	+0.009
	¾	+0.017	+0.016	+0.010	+0.008	-0.006	-0.031	+0.004	+0.003	+0.008	+0.010
0.50	¼	+0.007	+0.011	+0.005	+0.006	-0.002	-0.010	-0.002	-0.005	-0.003	-0.002
	½	+0.015	+0.018	+0.010	+0.010	-0.004	-0.021	-0.003	-0.007	-0.003	-0.002
	¾	+0.018	+0.016	+0.012	+0.010	-0.005	-0.026	-0.001	-0.004	0	+0.001

Tabla A-7

Cortante en los extremos de los muros, articulado tanto en el fondo como superior.

El signo negativo indica que la reacción actúa en la dirección de la carga.



b/a	1/2	1	2	5	10	Infinito
Mitad del extremo inferior	-0.1407 wa <sup>2</sup>	+0.2419 wa <sup>2</sup>	+0.3290 wa <sup>2</sup>			+0.3333 wa <sup>2</sup>
Esquina del extremo inferior	-0.2575 wa <sup>2</sup>	-0.4397 wa <sup>2</sup>	-0.5633 wa <sup>2</sup>			-0.6000 wa <sup>2</sup>
Mitad del extremo del lado empotrado	+0.1260 wa <sup>2</sup>	+0.2582 wa <sup>2</sup>	+0.3604 wa <sup>2</sup>			+0.3912 wa <sup>2</sup>
Tercio del extremo del lado	+0.1736 wa <sup>2</sup>	+0.3113 wa <sup>2</sup>	+0.4023 wa <sup>2</sup>			+0.4116 wa <sup>2</sup>
Cuarto del extremo del lado	+0.1919 wa <sup>2</sup>	+0.3153 wa <sup>2</sup>	+0.3904 wa <sup>2</sup>			+0.3900 wa <sup>2</sup>
Total en el extremo superior	0.0000 wa <sup>2</sup> b	0.0052 wa <sup>2</sup> b	0.0538 wa <sup>2</sup> b	0.1203 wa <sup>2</sup> b	0.1435 wa <sup>2</sup> b	0.1667 wa <sup>2</sup> b
Total en el extremo inferior	0.0480 wa <sup>2</sup> b	0.0960 wa <sup>2</sup> b	0.1818 wa <sup>2</sup> b	0.2715 wa <sup>2</sup> b	0.3023 wa <sup>2</sup> b	0.3333 wa <sup>2</sup> b
Total del lado del extremo empotra	0.2260 wa <sup>2</sup> b	0.1994 wa <sup>2</sup> b	0.1322 wa <sup>2</sup> b	0.0541 wa <sup>2</sup> b	0.0271 wa <sup>2</sup> b	0.275 wa <sup>3</sup>
Total de los cuatro extremos	0.5000 wa <sup>2</sup> b	0.5000 wa <sup>2</sup> b	0.5000 wa <sup>2</sup> b	0.5000 wa <sup>2</sup> b	0.5000 wa <sup>2</sup> b	0.5000 wa <sup>2</sup> b

Tabla A-8

Cortante en los extremos de los muros, articulado en el fondo y con el extremo superior libre.

El signo negativo indica que la reacción actúa en la dirección de la carga.

b/a	1/2	1	2	3
Mitad del extremo inferior	+0.141 wa <sup>2</sup>	+0.242 wa <sup>2</sup>	+0.380 wa <sup>2</sup>	+0.450 wa <sup>2</sup>
Esquina del extremo inferior	-0.258 wa <sup>2</sup>	-0.440 wa <sup>2</sup>	-0.583 wa <sup>2</sup>	-0.590 wa <sup>2</sup>
Extremo superior del lado empotra	0.000 wa <sup>2</sup>	+0.010 wa <sup>2</sup>	+0.100 wa <sup>2</sup>	+0.165 wa <sup>2</sup>
Mitad del extremo del lado empotra	+0.128 wa <sup>2</sup>	+0.258 wa <sup>2</sup>	+0.375 wa <sup>2</sup>	+0.406 wa <sup>2</sup>
Tercio del lado del extremo.	+0.174 wa <sup>2</sup>	+0.311 wa <sup>2</sup>	+0.406 wa <sup>2</sup>	+0.416 wa <sup>2</sup>
Cuarto del lado del extremo.	+0.192 wa <sup>2</sup>	+0.315 wa <sup>2</sup>	+0.390 wa <sup>2</sup>	+0.398 wa <sup>2</sup>
Total hasta el extremo bajo	0.048 wa <sup>2</sup> b	0.096 wa <sup>2</sup> b	0.204 wa <sup>2</sup> b	0.286 wa <sup>2</sup> b
Total hasta un lado del extremo empotrado	0.226 wa <sup>2</sup> b	0.202 wa <sup>2</sup> b	0.148 wa <sup>2</sup> b	0.107 wa <sup>2</sup> b
Total de los cuatro extremos	0.500 wa <sup>2</sup> b	0.500 wa <sup>2</sup> b	0.500 wa <sup>2</sup> b	0.500 wa <sup>2</sup> b

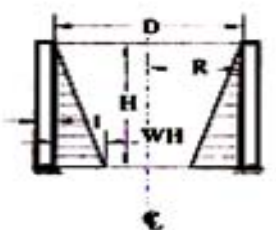
Tabla I

Tensión Anular  $F_r$  en depósitos circulares sujetos a carga triangular

Basa empotrada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} \cdot (WH^2)$

El signo positivo indica tensión



$\frac{H^2}{D}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.268	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.396	+0.259	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.206	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.626	+0.633	+0.484	+0.211
14.0	-0.002	+0.096	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

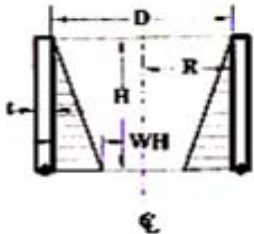
Tabla II

Tensión anular  $F_r$  en depósitos circulares sujetos a carga triangular

Base articulada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} (wHr)$

El signo positivo indica tensión



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.474	+0.440	+0.395	+0.352	+0.308	+0.264	+0.215	+0.185	+0.111	+0.057
0.8	+0.423	+0.402	+0.381	+0.358	+0.330	+0.297	+0.249	+0.202	+0.145	+0.078
1.2	+0.350	+0.355	+0.361	+0.362	+0.358	+0.343	+0.309	+0.256	+0.186	+0.098
1.6	+0.271	+0.303	+0.341	+0.369	+0.385	+0.385	+0.362	+0.314	+0.233	+0.124
2.0	+0.205	+0.260	+0.321	+0.373	+0.411	+0.434	+0.419	+0.369	+0.280	+0.151
3.0	+0.074	+0.179	+0.281	+0.375	+0.449	+0.506	+0.519	+0.479	+0.375	+0.210
4.0	+0.017	+0.137	+0.253	+0.367	+0.469	+0.545	+0.579	+0.553	+0.447	+0.256
5.0	-0.008	+0.114	+0.235	+0.358	+0.469	+0.562	+0.617	+0.606	+0.503	+0.294
6.0	-0.011	+0.103	+0.223	+0.343	+0.463	+0.566	+0.639	+0.643	+0.547	+0.327
8.0	-0.015	+0.096	+0.208	+0.324	+0.443	+0.564	+0.661	+0.697	+0.621	+0.386
10.0	-0.008	+0.095	+0.200	+0.311	+0.428	+0.552	+0.666	+0.730	+0.678	+0.433
12.0	-0.002	+0.097	+0.197	+0.302	+0.417	+0.541	+0.664	+0.750	+0.720	+0.477
14.0	0.000	+0.098	+0.197	+0.299	+0.408	+0.531	+0.659	+0.761	+0.752	+0.513
16.0	+0.002	+0.100	+0.198	+0.299	+0.403	+0.521	+0.650	+0.764	+0.776	+0.536

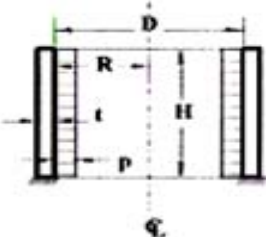
Tabla III

Tensión anular  $F_r$  en depósitos circulares sujetos a carga uniforme

Base empotrada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} (pr)$

El signo positivo indica tensión.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.582	+0.505	+0.431	+0.353	+0.277	+0.206	+0.145	+0.092	+0.046	+0.013
0.8	+1.052	+0.921	+0.796	+0.669	+0.542	+0.415	+0.289	+0.179	+0.089	+0.024
1.2	+1.218	+1.078	+0.946	+0.808	+0.665	+0.519	+0.378	+0.246	+0.127	+0.034
1.6	+1.257	+1.141	+1.009	+0.881	+0.742	+0.600	+0.449	+0.294	+0.153	+0.045
2.0	+1.253	+1.144	+1.041	+0.929	+0.806	+0.667	+0.514	+0.345	+0.186	+0.055
3.0	+1.160	+1.112	+1.061	+0.998	+0.912	+0.796	+0.646	+0.459	+0.258	+0.081
4.0	+1.085	+1.073	+1.057	+1.029	+0.977	+0.887	+0.746	+0.553	+0.322	+0.105
5.0	+1.037	+1.044	+1.047	+1.042	+1.015	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128
6.0	+1.010	+1.024	+1.038	+1.045	+1.034	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149
8.0	+0.989	+1.005	+1.022	+1.036	+1.044	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189
10.0	+0.989	+0.998	+1.010	+1.023	+1.039	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226
12.0	+0.994	+0.997	+1.003	+1.014	+1.031	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262
14.0	+0.997	+0.998	+1.000	+1.007	+1.022	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294
16.0	+1.000	+0.999	+0.999	+1.003	+1.015	+1.032	+1.040	+0.975	+0.750	+0.321

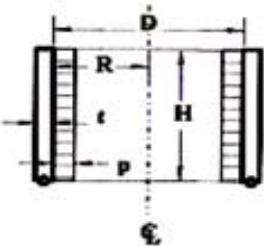
Tabla VI

Tensión anular  $F_r$  en depósitos circulares sujetos a carga uniforme

Base articulada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} (pr)$

El signo positivo indica tensión.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+1.474	+1.340	+1.195	+1.052	+0.906	+0.764	+0.615	+0.465	+0.311	+0.154
0.8	+1.423	+1.302	+1.181	+1.058	+0.930	+0.797	+0.649	+0.502	+0.345	+0.188
1.2	+1.350	+1.255	+1.161	+1.062	+0.958	+0.843	+0.709	+0.556	+0.398	+0.198
1.6	+1.271	+1.203	+1.141	+1.069	+0.985	+0.885	+0.756	+0.614	+0.433	+0.224
2.0	+1.205	+1.160	+1.121	+1.073	+1.011	+0.934	+0.819	+0.689	+0.480	+0.251
3.0	+1.074	+1.079	+1.081	+1.075	+1.049	+1.006	+0.919	+0.779	+0.575	+0.310
4.0	+1.017	+1.037	+1.053	+1.067	+1.069	+1.045	+0.979	+0.853	+0.647	+0.356
5.0	+0.992	+1.014	+1.035	+1.056	+1.069	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.394
6.0	+0.989	+1.003	+1.023	+1.043	+1.063	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
8.0	+0.985	+0.996	+1.008	+1.024	+1.043	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
10.0	+0.992	+0.995	+1.000	+1.011	+1.028	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
12.0	+0.998	+0.997	+0.997	+1.002	+1.017	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
14.0	+1.000	+0.998	+0.997	+0.999	+1.008	+1.031	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
16.0	+1.002	+1.000	+0.998	+0.999	+1.003	+1.021	+1.050	+1.064	+0.976	+0.636

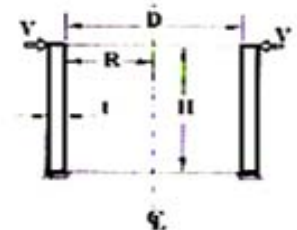
Tabla V

Tensión anular  $F_r$  en depósitos circulares  
 Sujetos a un cortante  $V$  por unidad de longitud,  
 aplicado en el borde superior.

Base empotrada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} (vr / H)$

El signo positivo indica tensión.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	-1.57	-1.32	-1.08	-0.86	-0.65	-0.47	-0.31	-0.18	-0.08	-0.02
0.8	-3.09	-2.55	-2.04	-1.57	-1.15	-0.80	-0.51	-0.28	-0.13	-0.03
1.2	-3.95	-3.17	-2.44	-1.79	-1.25	-0.81	-0.48	-0.25	-0.10	-0.02
1.6	-4.57	-3.54	-2.60	-1.80	-1.17	-0.69	-0.36	-0.16	-0.05	-0.01
2.0	-5.12	-3.83	-2.68	-1.74	-1.02	-0.52	-0.21	-0.05	+0.01	+0.01
3.0	-6.32	-4.37	-2.70	-1.43	-0.56	-0.02	+0.15	+0.19	+0.13	+0.04
4.0	-7.34	-4.73	-2.60	-1.10	-0.19	+0.26	+0.38	+0.33	+0.19	+0.06
5.0	-8.22	-4.99	-2.45	-0.79	+0.11	+0.47	+0.50	+0.37	+0.20	+0.06
6.0	-9.02	-5.17	-2.27	-0.50	+0.34	+0.59	+0.53	+0.35	+0.17	+0.01
8.0	-10.42	-5.36	-1.85	-0.02	+0.63	+0.66	+0.46	+0.24	+0.09	+0.01
10.0	-11.67	-5.43	-1.43	+0.36	+0.78	+0.62	+0.33	+0.12	+0.02	0.00
12.0	-12.76	-5.41	-1.03	+0.63	+0.83	+0.52	+0.21	+0.04	-0.02	0.00
14.0	-13.77	-5.34	-0.68	+0.80	+0.81	+0.42	+0.13	0.00	-0.03	-0.01
16.0	-14.74	-5.22	-0.33	+0.96	+0.78	+0.32	+0.05	-0.04	-0.05	-0.02

Cuando se utiliza esta tabla para un cortante aplicado en la base, cuando el borde superior esté empotrado, 0.0H es el fondo de la pared, y 1.0 H es el borde superior.  
 El cortante que actúa hacia adentro será positivo, y hacia afuera negativo.



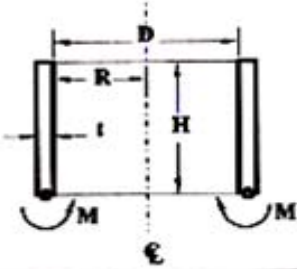
Tabla VI

Tensión anular  $F_r$  en depósitos circulares sujetos a un momento  $m$  por unidad de longitud aplicado a la base

Base articulada, borde superior libre

$F_r = \text{coef.} (m r / H^2)$

El signo positivo indica tensión.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+2.70	+2.50	+2.30	+2.12	+1.91	+1.69	+1.41	+1.13	+0.80	+0.44
0.8	+2.02	+2.06	+2.10	+2.14	+2.10	+2.02	+1.95	+1.75	+1.39	+0.80
1.2	+1.06	+1.42	+1.79	+2.03	+2.46	+2.85	+2.80	+2.60	+2.22	+1.37
1.6	+0.12	+0.79	+1.43	+2.04	+2.72	+3.25	+3.56	+3.59	+3.13	+2.01
2.0	-0.68	+0.22	+1.10	+2.02	+2.90	+3.69	+4.30	+4.54	+4.06	+2.75
3.0	-1.78	-0.71	+0.43	+1.60	+2.95	+4.29	+5.66	+6.58	+6.55	+4.73
4.0	-1.87	-1.00	-0.08	+1.04	+2.47	+4.31	+6.34	+8.19	+8.82	+6.81
5.0	-1.54	-1.03	-0.42	+0.45	+1.86	+3.93	+6.60	+9.41	+11.03	+9.02
6.0	-1.04	-0.86	-0.59	-0.05	+1.21	+3.34	+6.54	+10.26	+13.08	+11.41
8.0	-0.24	-0.53	-0.73	-0.67	-0.02	+2.05	+5.87	+11.32	+16.52	+16.06
10.0	+0.21	-0.23	-0.64	-0.94	-0.73	+0.82	+4.79	+11.63	+19.48	+20.87
12.0	+0.32	-0.05	-0.46	-0.96	-1.15	-0.18	+3.52	+11.27	+21.80	+25.73
14.0	+0.26	+0.04	-0.28	-0.76	-1.29	-0.87	+2.29	+10.55	+23.50	+30.34
16.0	+0.22	+0.07	-0.06	-0.64	-1.26	-1.30	+1.12	+9.67	+24.53	+34.65

Cuando se utilice esta tabla para un momento aplicado en el borde superior, cuando este se encuentre articulado, 0.0H es el fondo de la pared, y 1.0H es el borde superior.

El momento aplicado en el borde será positivo cuando provoque una rotación hacia afuera en ese borde.

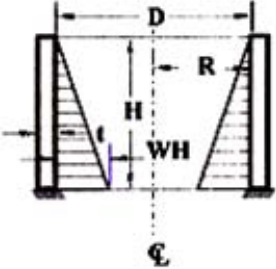
Tabla VII

Momentos flexionantes M en depósitos circulares sujetos a carga triangular

Base empotrada, borde superior libre

$M = \text{coef.} (wH^3)$

El signo positivo indica tensión en el exterior



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.0005	+0.0014	+0.0021	+0.0007	-0.0042	-0.0150	-0.0302	-0.0529	-0.0816	-0.1205
0.8	+0.0011	+0.0037	+0.0063	+0.0080	+0.0070	+0.0023	-0.0088	-0.0224	-0.0465	-0.0795
1.2	+0.0012	+0.0042	+0.0077	+0.0103	+0.0112	+0.0090	+0.0022	-0.0108	-0.0311	-0.0602
1.6	+0.0011	+0.0041	+0.0075	+0.0107	+0.0121	+0.0111	+0.0058	-0.0051	-0.0232	-0.0505
2.0	+0.0010	+0.0035	+0.0068	+0.0099	+0.0120	+0.0115	+0.0075	-0.0021	-0.0185	-0.0438
3.0	+0.0006	+0.0024	+0.0047	+0.0071	+0.0090	+0.0097	+0.0077	+0.0012	-0.0119	-0.0333
4.0	+0.0003	+0.0015	+0.0028	+0.0047	+0.0066	+0.0077	+0.0069	+0.0023	-0.0080	-0.0268
5.0	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0029	+0.0046	+0.0059	+0.0059	+0.0028	-0.0058	-0.0222
6.0	+0.0001	+0.0003	+0.0008	+0.0019	+0.0032	+0.0046	+0.0051	+0.0029	-0.0041	-0.0187
8.0	.0000	+0.0001	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0028	+0.0038	+0.0029	-0.0022	-0.0146
10.0	.0000	.0000	+0.0001	+0.0004	+0.0007	+0.0019	+0.0029	+0.0028	-0.0012	-0.0122
12.0	.0000	-0.0001	+0.0001	+0.0002	+0.0003	+0.0013	+0.0023	+0.0026	-0.0005	-0.0104
14.0	.0000	.0000	.0000	.0000	+0.0001	+0.0008	+0.0019	+0.0023	-0.0001	-0.0090
16.0	.0000	.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0001	+0.0004	+0.0013	+0.0019	+0.0001	-0.0079

Tabla VIII

Momentos flexionantes M en depósitos circulares sujetos a la combinación de carga trapezoidal.

Base articulada, borde superior libre

$M = \text{coef.} (WH^3 + pH^2)$

El signo positivo indica tensión en el exterior

$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.020	+0.072	+0.151	+0.230	+0.301	+0.348	+0.357	+0.312	+0.197	0
0.8	+0.019	+0.064	+0.133	+0.207	+0.271	+0.319	+0.329	+0.292	+0.187	0
1.2	+0.016	+0.058	+0.111	+0.177	+0.237	+0.280	+0.296	+0.263	+0.171	0
1.6	+0.012	+0.044	+0.091	+0.145	+0.195	+0.236	+0.255	+0.232	+0.155	0
2.0	+0.009	+0.033	+0.073	+0.114	+0.158	+0.199	+0.219	+0.205	+0.145	0
3.0	+0.004	+0.018	+0.040	+0.063	+0.092	+0.127	+0.152	+0.153	+0.111	0
4.0	+0.001	+0.007	+0.016	+0.033	+0.057	+0.083	+0.109	+0.118	+0.092	0
5.0	.0000	+0.001	+0.006	+0.016	+0.034	+0.057	+0.080	+0.094	+0.078	0
6.0	.0000	.0000	+0.002	+0.008	+0.019	+0.039	+0.062	+0.078	+0.068	0
8.0	.0000	.0000	-0.002	.0000	+0.007	+0.020	+0.038	+0.057	+0.054	0
10.0	.0000	.0000	-0.002	-0.001	+0.002	+0.011	+0.025	+0.043	+0.045	0
12.0	.0000	.0000	-0.001	-0.002	.0000	+0.005	+0.017	+0.032	+0.039	0
14.0	.0000	.0000	-0.001	-0.001	-0.001	.0000	+0.012	+0.026	+0.033	0
16.0	.0000	.0000	.0000	-0.001	-0.002	-0.004	+0.008	+0.022	+0.029	0

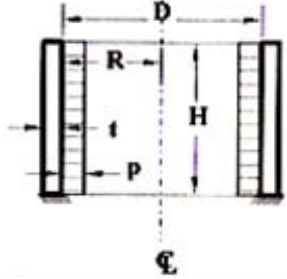
Tabla IX

Momentos flexionantes  $M$  en depósitos circulares sujetos a carga uniforme

Base empotrada, borde superior libre

$M = \text{Coef.} (pH^2)$

El signo positivo indica tensión en el exterior.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	-0.0023	-0.0093	-0.0227	-0.0439	-0.0710	-0.1018	-0.1455	-0.2000	-0.2593	-0.3310
0.8	.0000	-0.0006	-0.0025	-0.0063	-0.0185	-0.0362	-0.0594	-0.0917	-0.1325	-0.1835
1.2	+0.0008	+0.0026	+0.0037	+0.0029	-0.0009	-0.0089	-0.0227	-0.0468	-0.0815	-0.1178
1.6	+0.0011	+0.0036	+0.0062	+0.0077	+0.0068	+0.0011	-0.0093	-0.0267	-0.0529	-0.0876
2.0	+0.0010	+0.0036	+0.0066	+0.0088	+0.0089	+0.0059	-0.0019	-0.0167	-0.0389	-0.0719
3.0	+0.0007	+0.0026	+0.0051	+0.0074	+0.0091	+0.0083	+0.0042	-0.0053	-0.0233	-0.0483
4.0	+0.0004	+0.0015	+0.0033	+0.0052	+0.0068	+0.0075	+0.0053	-0.0013	-0.0145	-0.0365
5.0	+0.0002	+0.0008	+0.0019	+0.0035	+0.0051	+0.0061	+0.0052	+0.0007	-0.0101	-0.0293
6.0	+0.0001	+0.0004	+0.0011	+0.0022	+0.0036	+0.0049	+0.0048	+0.0017	-0.0073	-0.0242
8.0	.0000	+0.0001	+0.0003	+0.0008	+0.0018	+0.0031	+0.0038	+0.0024	-0.0040	-0.0184
10.0	.0000	-0.0001	.0000	+0.0002	+0.0009	+0.0021	+0.0030	+0.0026	-0.0022	-0.0147
12.0	.0000	.0000	-0.0001	.0000	+0.0004	+0.0014	+0.0024	+0.0022	-0.0012	-0.0123
14.0	.0000	.0000	.0000	.0000	+0.0002	+0.0010	+0.0018	+0.0021	-0.0007	-0.0105
16.0	.0000	.0000	.0000	-0.0001	+0.0001	+0.0006	+0.0012	+0.0020	-0.0005	-0.0091

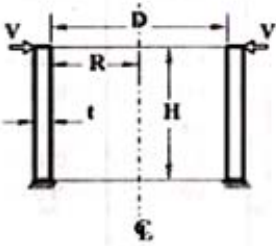
Tabla X

Momentos flexionantes  $M$  en depósitos circulares sujetos a un cortante  $v$  por unidad de longitud, aplicado en el extremo superior

Base empotrada, borde superior libre

$M = \text{coef.} (vH)$

El signo positivo indica tensión en el exterior



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.093	+0.172	+0.240	+0.300	+0.354	+0.402	+0.448	+0.492	+0.535	+0.578
0.8	+0.085	+0.145	+0.185	+0.208	+0.220	+0.224	+0.223	+0.219	+0.214	+0.208
1.2	+0.082	+0.132	+0.157	+0.164	+0.159	+0.145	+0.127	+0.106	+0.084	+0.062
1.6	+0.079	+0.122	+0.139	+0.138	+0.125	+0.105	+0.081	+0.056	+0.030	+0.004
2.0	+0.077	+0.115	+0.126	+0.119	+0.103	+0.080	+0.056	+0.031	+0.006	-0.019
3.0	+0.072	+0.100	+0.100	+0.088	+0.066	+0.044	+0.025	+0.006	-0.010	-0.024
4.0	+0.068	+0.088	+0.081	+0.063	+0.043	+0.025	+0.010	-0.001	-0.010	-0.019
5.0	+0.064	+0.078	+0.067	+0.047	+0.028	+0.013	+0.003	-0.003	-0.007	-0.011
6.0	+0.062	+0.070	+0.056	+0.036	+0.018	+0.006	0.000	-0.003	-0.005	-0.006
8.0	+0.057	+0.058	+0.041	+0.021	+0.007	0.000	-0.002	-0.003	-0.002	-0.001
10.0	+0.053	+0.049	+0.029	+0.012	+0.002	-0.002	-0.002	-0.002	-0.001	0.000
12.0	+0.049	+0.042	+0.022	+0.007	0.000	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000
14.0	+0.046	+0.036	+0.017	+0.004	-0.001	-0.002	-0.001	-0.001	0.000	0.000
16.0	+0.044	+0.031	+0.012	+0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000

Cuando se utilice esta tabla para un cortante aplicado en la base, cuando el borde superior esté empotrado, 0.0H es el fondo de la pared, y 1.0H es el borde superior.

El cortante que actúa hacia adentro será positivo, y hacia afuera, negativo.

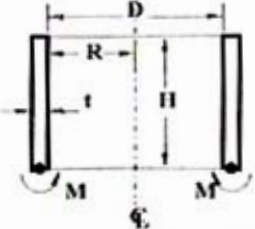
Tabla XI

Momentos flexionantes  $M$  en depósitos circulares sujetos a un momento  $m$  por unidad de longitud aplicado en la base

Base articulada, borde superior libre

$M = \text{coef.} \cdot (m)$

El signo positivo indica tensión en lado exterior.



$\frac{H^2}{Dt}$	Coeficientes para el punto a partir del borde superior									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.013	+0.051	+0.109	+0.196	+0.296	+0.414	+0.547	+0.692	+0.843	+1.000
0.8	+0.009	+0.040	+0.090	+0.164	+0.253	+0.375	+0.503	+0.659	+0.824	+1.000
1.2	+0.006	+0.027	+0.063	+0.125	+0.206	+0.316	+0.454	+0.616	+0.802	+1.000
1.6	+0.003	+0.011	+0.035	+0.078	+0.152	+0.253	+0.393	+0.570	+0.775	+1.000
2.0	-0.002	-0.002	+0.012	+0.034	+0.096	+0.193	+0.340	+0.519	+0.748	+1.000
3.0	-0.007	-0.022	-0.030	-0.029	+0.010	+0.087	+0.227	+0.426	+0.692	+1.000
4.0	-0.008	-0.026	-0.044	-0.051	-0.034	+0.023	+0.150	+0.354	+0.645	+1.000
5.0	-0.007	-0.024	-0.045	-0.061	-0.057	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000
6.0	-0.005	-0.018	-0.040	-0.058	-0.065	-0.037	+0.057	+0.252	+0.572	+1.000
8.0	-0.001	-0.009	-0.022	-0.044	-0.068	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000
10.0	0.000	-0.002	-0.009	-0.028	-0.053	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000
12.0	0.000	0.000	-0.003	-0.016	-0.040	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000
14.0	0.000	0.000	0.000	-0.006	-0.029	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000
16.0	0.000	0.000	+0.002	-0.003	-0.021	-0.051	-0.066	+0.025	+0.354	+1.000

Cuando se utilice esta tabla para un momento aplicado en el borde superior, cuando éste se encuentre articulado, 0.0H es el fondo de la pared, y 1.0H es el borde superior.

El momento aplicado en el borde será positivo cuando provoque una rotación hacia afuera de ese borde.

Tabla XII

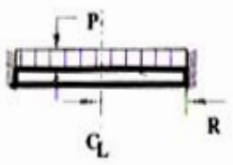
<p>Momentos en losa circular sin apoyo central</p> <p>Carga uniforme</p> <p>Empotrada en los extremos</p> <p><math>M = \text{coef.} \times p R^2</math></p> <p>El signo positivo indica compresión en la superficie cargada</p>										
										
Coeficientes en el Punto										
0.00R	0.10R	0.20R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Momentos Radiales, Mr										
+ .075	+ .073	+ .067	+ .057	+ .043	+ .025	+ .003	-.023	-.053	-.087	-.125
Momentos Tangenciales, Mt										
+ .075	+ .074	+ .071	+ .066	+ .059	+ .050	+ .039	+ .026	+ .011	-.006	-.025

Tabla XIII

<p>Momentos en losa circular con apoyo en el centro carga uniforme.</p> <p>Extremo empotrado</p> <p><math>M = \text{Coef. } p R^2</math></p> <p>El signo positivo indica compresión en la superficie cargada.</p>													
c/D	Coeficientes en el punto												
	0.05R	0.01R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.0R
Momentos Radiales, $M_r$													
0.05	-0.2100	-0.0729	-0.0275	-0.0026	+0.0133	+0.0238	+0.0342	+0.0347	+0.0277	+0.0142	-0.0049	-0.0294	-0.0589
0.10		-0.1433	-0.0624	-0.0239	-0.0011	+0.0136	+0.0290	+0.0326	+0.0276	+0.0158	-0.0021	-0.0255	-0.0541
0.15			-0.1089	-0.0521	-0.0200	+0.0002	+0.0220	+0.0293	+0.0269	+0.0169	+0.0006	-0.0216	-0.0490
0.20				-0.0862	-0.0429	-0.0161	+0.0133	+0.0249	+0.0254	+0.0176	+0.0029	-0.0178	-0.0441
0.25					-0.0698	-0.0351	+0.0029	+0.0194	+0.0231	+0.0177	+0.0049	-0.0143	-0.0393
Momentos Tangenciales, $M_t$													
0.05	-0.0417	-0.0700	-0.0541	-0.0381	-0.0251	-0.0145	+0.0002	+0.0085	+0.0118	+0.0109	+0.0065	-0.0003	-0.0118
0.10		-0.0287	-0.0421	-0.0354	-0.0258	-0.0168	-0.0027	+0.0059	+0.0099	+0.0098	+0.0061	-0.0009	-0.0108
0.15			-0.0218	-0.0284	-0.0243	-0.0177	-0.0051	+0.0031	+0.0080	+0.0086	+0.0057	-0.0006	-0.0098
0.20				-0.0172	-0.0203	-0.0171	-0.0070	+0.0013	+0.0063	+0.0075	+0.0052	-0.0003	-0.0088
0.25					-0.0140	-0.0150	-0.0083	-0.0005	+0.0046	+0.0064	+0.0048	-0.0000	-0.0078



Tabla XIV

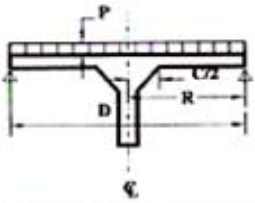
Momentos en losa circular con apoyo en el centro Carga uniforme													
Extremo articulado													
$M = \text{coef. } p R^2$													
El signo positivo indica compresión en la superficie cargada.													
													
c/D	Coeficientes en el punto												
	0.05R	0.01R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.0R
Momentos Radiales, $M_r$													
0.05	-0.3658	-0.1388	-0.0640	-0.0221	+0.0058	+0.0255	+0.0501	+0.0614	+0.0629	+0.0566	+0.0437	+0.0247	0
0.10		-0.2487	-0.1180	-0.0557	-0.00176	+0.0081	+0.0391	+0.0539	+0.0578	+0.0532	+0.0416	+0.0237	0
0.15			-0.1869	-0.0977	-0.0467	-0.0135	+0.0258	+0.0451	+0.0518	+0.0494	+0.0393	+0.0226	0
0.20				-0.1465	-0.0800	-0.0381	+0.0109	+0.0352	+0.0452	+0.0451	+0.0368	+0.0215	0
0.25					-0.1172	-0.0645	-0.0055	+0.0245	+0.0381	+0.0404	+0.0340	+0.0200	0
Momentos Tangenciales, $M_t$													
0.05	-0.0731	-0.1277	-0.1040	-0.0786	-0.0569	-0.0391	-0.0121	+0.0061	+0.0175	+0.0234	+0.0251	+0.0228	+0.0168
0.10		-0.0498	-0.0768	-0.0684	-0.0539	-0.0394	-0.0153	+0.0020	+0.0134	+0.0197	+0.0218	+0.0199	+0.0145
0.15			-0.0374	-0.0516	-0.0470	-0.0375	-0.0175	-0.0014	+0.0097	+0.0163	+0.0186	+0.0172	+0.0123
0.20				-0.0293	-0.0367	-0.0333	-0.0184	-0.0042	+0.0065	+0.0132	+0.0158	+0.0148	+0.0103
0.25					-0.0234	-0.0263	-0.0184	-0.0062	+0.0038	+0.0103	+0.0132	+0.0122	+0.0085

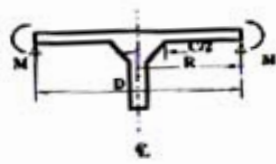
Tabla XV

Momentos en losa circular con apoyo en el centro  
sujeta a un momento  $M$  por unidad de longitud  
aplicado en los extremos

Extremo articulado

$M = \text{coef. } M$

El signo positivo indica compresión en la superficie exterior.



c/D	Coeficientes en el punto												
	0.05R	0.01R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.0R
Momentos Radiales, $M_r$													
0.05	-2.650	-1.121	-0.622	-0.333	-0.129	+0.029	+0.268	+0.450	+0.596	+0.718	+0.824	+0.917	+1.000
0.10		-1.950	-1.026	-0.584	-0.305	-0.103	+0.187	+0.394	+0.558	+0.692	+0.806	+0.909	+1.000
0.15			-1.594	-0.930	-0.545	-0.280	+0.078	+0.323	+0.510	+0.683	+0.790	+0.900	+1.000
0.20				-1.366	-0.842	-0.499	-0.057	+0.236	+0.451	+0.624	+0.768	+0.891	+1.000
0.25					-1.204	-0.765	-0.216	+0.130	+0.392	+0.577	+0.740	+0.880	+1.000
Momentos Tangenciales, $M_t$													
0.05	-0.530	-0.980	-0.847	-0.688	-0.544	-0.418	-0.211	-0.042	+0.095	+0.212	+0.314	+0.405	+0.486
0.10		-0.366	-0.641	-0.606	-0.518	-0.419	-0.233	-0.072	+0.066	+0.185	+0.290	+0.384	+0.469
0.15			-0.319	-0.472	-0.463	-0.404	-0.251	-0.100	+0.035	+0.157	+0.263	+0.363	+0.451
0.20				-0.272	-0.372	-0.368	-0.261	-0.123	+0.007	+0.129	+0.240	+0.340	+0.433
0.25					-0.239	-0.305	-0.259	-0.145	-0.020	+0.099	+0.214	+0.320	+0.414

Tabla XVI

Cortante en la base de la pared de un depósito circular				
<p>V = coef. ( <math>wH^2</math> )      para carga triangular  V = coef. ( <math>wH</math> )      para carga uniforme  V = coef. ( <math>m/H</math> )      para un momento en la base</p> <p>El signo positivo indica un cortante que actúa hacia el interior.</p>				
$\frac{H^2}{Dt}$	Carga triangular, Base empotrada.	Carga uniforme, base empotrada.	Carga triangular o uniforme, base articulada.	Momento en la base
0.4	+0.436	+0.755	+0.245	-1.58
0.8	+0.374	+0.552	+0.234	-1.75
1.2	+0.339	+0.460	+0.220	-2.00
1.6	+0.317	+0.407	+0.204	-2.28
2.0	+0.299	+0.370	+0.189	-2.57
3.0	+0.262	+0.310	+0.158	-3.18
4.0	+0.236	+0.271	+0.137	-3.68
5.0	+0.213	+0.243	+0.121	-4.10
6.0	+0.197	+0.222	+0.110	-4.49
8.0	+0.174	+0.193	+0.096	-5.18
10.0	+0.158	+0.172	+0.087	-5.81
12.0	+0.145	+0.158	+0.079	-6.38
14.0	+0.135	+0.147	+0.073	-6.88
16.0	+0.127	+0.137	+0.068	-7.38

Tabla XVII

Carga en apoyo central para losa circular					
Carga = coef. $p R^2$ (empotrado y articulado)					
Carga = coef. $M$ (momento en el extremo)					
C/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Articulado	1.320	1.387	1.463	1.542	1.625
Empotrado	0.839	0.919	1.007	1.101	1.200
M en el extremo	8.26	8.66	9.29	9.99	10.81

Tabla XVIII

Resistencia a la flexión de la pared de un depósito circular Cerca del extremo articulado Lejos del extremo libre  $K = \text{coef. } Et^3 / H$			
$H^2$ Dt	Coefficientes	$H^2$ Dt	Coefficientes
0.4	0.139	5	0.713
0.8	0.270	6	0.783
1.2	0.345	8	0.903
1.6	0.399	10	1.010
2.0	0.445	12	1.108
3.0	0.548	14	1.198
4.0	0.635	16	1.281

Tabla XIX

<p><b>Resistencia a la flexión de placas circulares</b></p> <p><b>Con apoyo en el centro</b></p> <p><b><math>K = \text{coef. } Et^3 / H</math></b></p>					
<b>C/D</b>	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
<b>Coef</b>	0.290	0.309	0.332	0.358	0.387
<p>Sin apoyo central Coef. = 0.104</p>					

Tabla XX Coeficientes complementarios para valores de H<sup>2</sup>/D<sub>t</sub> más grandes que 16 (Extensión de las tablas I a la XI, XVI y XVIII).

H <sup>2</sup> D <sub>t</sub>	TABLA I					TABLA II					TABLA III					TABLA IV				
	Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior				
	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+0.716	+0.654	+0.520	+0.325	+0.115	+0.812	+0.817	+0.756	+0.603	+0.344	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.384
24	+0.748	+0.702	+0.577	+0.372	+0.137	+0.816	+0.839	+0.793	+0.647	+0.377	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
32	+0.782	+0.768	+0.663	+0.459	+0.182	+0.814	+0.861	+0.847	+0.721	+0.436	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
40	+0.800	+0.805	+0.731	+0.530	+0.217	+0.802	+0.866	+0.880	+0.776	+0.483	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
48	+0.791	+0.828	+0.785	+0.593	+0.254	+0.791	+0.864	+0.900	+0.820	+0.527	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262	+1.041	+1.064	+1.060	+0.920	+0.577
56	+0.763	+0.838	+0.824	+0.636	+0.285	+0.781	+0.859	+0.911	+0.852	+0.563	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294	+1.021	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
H <sup>2</sup> D <sub>t</sub>	TABLA V					TABLA VI					TABLA VII					TABLA VIII				
	Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior				
	.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	-16.44	-9.96	-4.90	-1.59	+0.22	+15.30	+25.9	+36.9	+43.3	+35.3	+0.015	+0.014	+0.005	-0.016	-0.003	+0.006	+0.014	+0.020	+0.024	+0.020
24	-18.04	-10.34	-4.54	-1.00	+0.68	+13.20	+25.9	+40.7	+51.8	+45.3	+0.012	+0.012	+0.007	-0.013	-0.005	+0.006	+0.010	+0.015	+0.020	+0.017
32	-20.84	-10.72	-3.70	-0.04	+1.26	+8.10	+23.2	+45.9	+65.4	+63.6	+0.007	+0.009	+0.007	-0.008	-0.040	.0000	+0.005	+0.009	+0.014	+0.013
40	-23.34	-10.86	-2.86	+0.72	+1.56	+3.28	+19.2	+46.5	+77.9	+83.5	+0.002	+0.005	+0.006	-0.005	-0.032	.0000	+0.003	+0.006	+0.011	+0.011
48	-25.52	-10.82	-2.06	+1.26	+1.66	-0.70	+14.1	+45.1	+87.2	+103.0	.0000	+0.001	+0.006	-0.003	-0.026	.0000	+0.001	+0.004	+0.008	+0.010
56	-27.54	-10.58	-1.36	+1.60	+1.62	-3.40	+9.2	+42.2	+94.0	+121.0	.0000	.0000	+0.004	-0.001	-0.023	.0000	+0.000	+0.003	+0.007	+0.008
H <sup>2</sup> D <sub>t</sub>	TABLA IX					TABLA X					TABLA XI					TABLA XVI				TABLA XVIII
	Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Coeficientes para el punto a partir del borde superior					Irregular	Rec. ía	Rec. tra	Momento	
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.5H	.10H	.15H	.20H	.25H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	empotrada	empotrada	articulado	en muro	
20	+0.015	+0.013	+0.002	-0.024	-0.073	+0.032	+0.039	+0.033	+0.023	+0.014	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000	+0.114	+0.122	+0.062	-8.20	1.430
24	+0.012	+0.012	+0.004	-0.018	-0.061	+0.031	+0.035	+0.028	+0.018	+0.009	-0.037	+0.057	+0.250	+0.572	+1.000	+0.102	+0.111	+0.055	-8.94	1.566
32	+0.008	+0.009	+0.006	-0.010	-0.046	+0.026	+0.029	+0.020	+0.011	+0.004	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000	+0.089	+0.096	+0.048	-10.36	1.810
40	+0.005	+0.007	+0.007	-0.005	-0.037	+0.026	+0.025	+0.015	+0.006	+0.001	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000	+0.080	+0.086	+0.043	-11.62	2.025
48	+0.004	+0.006	+0.006	-0.003	-0.031	+0.024	+0.021	+0.011	+0.003	0.000	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000	+0.072	+0.079	+0.039	-12.76	2.220
56	+0.002	+0.004	+0.005	-0.001	-0.026	+0.023	+0.018	+0.008	+0.002	0.000	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000	+0.067	+0.074	+0.036	-13.76	2.400

Para los puntos no mostrados en las tablas complementarias, tensión axial y momento pueden ser determinados por interpolación.

## **ANEXO B**

### **1 GENERALIDADES**

En este anexo se reproduce la NOM-007-CNA-1997 y los lineamientos para la elaboración del análisis de riesgo estipulado en esta norma.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-007-CNA-1997, “REQUISITOS DE SEGURIDAD PARA LA CONSTRUCCION Y OPERACIÓN DE TANQUES PARA AGUA”.

#### **CONTENIDO**

- 0 INTRODUCCION
  - 1 OBJETIVO
  - 2 CAMPO DE APLICACIÓN
  - 3 DEFINICIONES
  - 4 DISPOSICIONES
  - 5 REQUISITOS
  - 6 OBSERVACIA DE ESTA NORMA
  - 7 RECOMENDACIONES
  - 8 BIBLIOGRAFIA
  - 9 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES
  - 10 VIGENCIA
- APENDICE NORMATIVO “A”

#### **PREFACIO**

En la elaboración de esta Norma Oficial Mexicana participaron las siguientes asociaciones cámaras, dependencias, instituciones de educación superior e institutos de investigación:

- Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero
- Centro Nacional de Prevención de Desastres
- Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de México
- Comisión Estatal de Agua de Estado de Querétaro
- Comisión Nacional del Agua
- Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento Distrito Federal
- Empresas de Agua y Saneamiento de México, A. C
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C
- Instituto Mexicano del Petróleo
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores
- Instituto de Ingeniería de la UNAM



- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (ONNCCE)
- Sistema Operador de Agua Potable y Alcantarillado de Puebla

## 0 INTRODUCCION

De acuerdo con los estudios realizados por La Comisión Nacional del Agua, autoridad responsable en materia de aguas nacionales así como de sus bienes públicos inherentes y de la modernización, planeación, programación de la administración y el uso eficiente y racional de dicho recurso, se hace necesario establecer los requisitos mínimos que deben contener los ataques para agua, mediante la presente Norma Oficial Mexicana.

### 1. OBJETIVO

Esta Norma Oficial Mexicana establece los requisitos de seguridad que deben cumplirse en la construcción y operación de tanques de 3 000 m<sup>3</sup> de capacidad o mayores, que contengan agua y que se utilicen en los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

### 2 CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana es aplicable a los tanques para agua, nuevos o existentes, dentro del territorio nacional. Corresponde a los concesionarios y asignatarios el cumplimiento de la presente norma.

### 3 DEFINICIONES

Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana, se establecen las definiciones siguientes:

- 3.1 Asignatario: Dependencia u organismo descentralizado de la administración pública federal estatal o municipal que explota, uso o aprovecha aguas nacionales mediante asignación otorgada por la Comisión Nacional del Agua.
- 3.2 Concesionario: Persona física o moral que explota, usa o aprovecha aguas nacionales mediante concesión otorgada por la Comisión Nacional del Agua.
- 3.3 Suceso Extraordinario: Cualquier condición, suceso o acción inesperada (como sismo, ciclones, inundaciones u otras), que comprometa la seguridad, estabilidad o integridad de los tanques o sus obras complementarias o su capacidad de funcionamiento seguro.
- 3.4 La Comisión: La Comisión Nacional del Agua, órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.
- 3.5 La Ley: La Ley de Aguas Nacionales.
- 3.6 Tanques: Estructura cerrada o abierta, que se utiliza en los diferentes procesos de los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, destinada a contener agua a la presión atmosférica.

- 3.7 Estanquidad: Característica del tanque que no permite el paso de agua a través del cuerpo del mismo.
- 3.8 Proyecto tipo: Planos estructurales que contienen elementos y detalles tipificados, que no toman en cuenta las condiciones del terreno y de sismicidad específicos del tanque por construir.

#### 4 DISPOSICIONES

- 4.1 Para los efectos de la presente Norma Oficial Mexicana, las disposiciones y requisitos que debe cumplir el concesionario son aplicables al asignatario.
- 4.2 La responsabilidad de operar, mantener y conservar los tanques es única y exclusiva del concesionario, tal y como lo establece La Ley.
- 4.3 Es responsabilidad del concesionario, efectuar los estudios de diseño o de campo que se requieren para elaborar el proyecto ejecutivo del tanque, con las medidas de seguridad necesarias para no afectar a terceros. No es aceptable la utilización de proyectos tipo o adecuaciones de estos.
- 4.4 El concesionario es el responsable de efectuar los estudios geotécnicos requeridos para garantizar la seguridad y confiabilidad del tanque. Los estudios de campo se deben efectuar mediante exploración directa (pozos a cielo abierto y sondeos) cuyo requisitos mínimos en número, espaciamiento y profundidad, dependen de la geometría en planta y condiciones de carga del tanque, así como del suelo de cimentación (clasificado en forma preliminar). Se debe ejecutar un programa de muestreo alterado e inalterado y de ensayos en el laboratorio, que proporcionen los parámetros que definan sus propiedades índice y sus características hidráulicas, de resistencia y deformabilidad.

Los estudios deberán contener:

- Tipo de suelo (según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)
- Tipo de cimentación
- Nivel de desplante
- Capacidad de carga admisible
- Profundidad del nivel freático
- Sistema de subdrenaje
- Evaluación confiable del comportamiento de la estructura ante solicitaciones estáticas, dinámicas o combinaciones de ambas en los que se refiere a esfuerzos y deformaciones (totales y diferenciales) elásticas y diferidas
- Análisis del empuje de tierras y
- Estabilidad de las excavaciones

- 4.5 El concesionario es el responsable de la elaboración del proyecto ejecutivo, la construcción y operación del tanque, así como de efectuar las revisiones necesarias, para garantizar la seguridad de los mismos.

## 5 REQUISITOS

- 5.1 E concesionario debe efectuar el análisis de riesgo de falla del tanque, determinando la zona de afectación por el súbito vertido de agua, debido a la falla en forma parcial o total.
- 5.2 Con base en la determinación de la zona de afectación, el concesionario debe evaluar los posibles daños, a fin de establecer las medidas necesarias para evitarlos o mitigarlos.
- 5.3 El concesionario debe elaborar el proyecto ejecutivo de los tanques por ser construidos y tomar en cuenta una o la combinación de las siguientes medidas tendientes a reducir el riesgo.
  - 5.3.1 El tanque debe estar construido por varias celdas independientes, con el objeto de que al ocurrir una falla, solo se pueda vaciar la celda fallada.
  - 5.3.2 Proveer al tanque de un dren perimetral capaz de captar y conducir el agua vertida a través de una falla, hacia un dren natural u otro construido ex profeso para evitar posibles daños.
  - 5.3.3 Proveer al tanque de un muro perimetral adicional para contener el agua vertida en caso de una falla del tanque.
  - 5.3.4 Cuando el estudio geotécnico del apartado 4.4 indique, se debe proporcionar drenaje subterráneo que evite la generación de supresión que afecte la estabilidad del tanque.
- 5.4 El concesionario debe elaborar y llevar a cabo el plan de inspección para el tanque, considerando el control durante la construcción y la inspección para verificar la seguridad del tanque.
- 5.5 Para el control durante la construcción o durante los trabajos de rehabilitación se requiere llevar a cabo, por parte del concesionario, las siguientes acciones:
  - Mantener actualizada la bitácora de los trabajos, así como la documentación de respaldo.
  - Elaborar los planos con las adecuaciones realizadas al proyecto ejecutivo durante la construcción o rehabilitación del tanque, además de la documentación fotográfica según los avances de la construcción.
  - Suspender los trabajos cuando las condiciones del sitio difieran de las consideradas en el proyecto ejecutivo, hasta que se implementen los cambios necesarios en el diseño y construcción.
  - Mantener un cuerpo de personal técnico de supervisión y diseño, que lleven a cabo la inspección y aceptación de las diferentes etapas de trabajo y
  - Realizar la inspección durante el primer llenado del tanque para verificar la estanquidad y seguridad estructural conforme a lo estipulado en el apéndice normativo A.

5.6 La inspección de seguridad debe llevarse a cabo cuando ocurra cualquiera de las siguientes condiciones:

- Que nunca se haya inspeccionado
- Que hayan transcurrido dos años desde la última inspección o desde el término de los trabajos de rehabilitación
- Que se haya presentado un suceso extraordinario
- Que haya cambiado el uso del suelo en la zona de afectación del tanque, o
- Que existan cambios en los asentamientos humanos.

5.6.1 Para la inspección de seguridad se requieren ejecutar las siguientes acciones:

- Verificar que el tanque sea operado conforme al procedimiento autorizado
- Verificar que se lleve un registro de la operación del equipo mecánico y actividades de mantenimiento
- Revisar que se cuente con las protecciones necesarias, tales como seguridad contra vandalismo al tanque y al equipo principal de operación
- Detectar las deficiencias existentes o potenciales en la seguridad del tanque, que puedan poner en riesgo su integridad estructural y operativa y
- Evaluar los asentamientos humanos o cambios en el uso del suelo en la zona de afectación del tanque que puedan modificar el riesgo asociado.

5.6.2 De acuerdo con las observaciones y revisión del apartado 5.6.1, se debe elaborar el informe de evaluación de seguridad que contenga detecciones, conclusiones, recomendaciones y medidas correctivas propuestas.

5.6.3 Cuando la evaluación especificada en el apartado 5.6.1 pueda modificar el riesgo asociado, se debe actualizar el análisis de riesgo de falla del tanque.

5.7 Si con base en los apartados 5.1, 5.2, 5.6.1 y 5.6.2 de esta norma es necesario incrementar la seguridad y estabilidad del tanque, el concesionario debe elaborar el proyecto ejecutivo de rehabilitación del tanque y enviarlo, conjuntamente con el análisis de riesgo, a La Comisión, en un plazo no mayor de 45 días hábiles. En el proyecto se deben considerar las medidas necesarias tendientes a evitar o mitigar posibles daños. Como mínimo se deben evaluar las medidas indicadas en los apartados 5.3.2 y 5.3.3. Para el control de los trabajos de rehabilitación se deben seguir lo indicado en el apartado 5.5.

5.8 El concesionario debe permitir a La Comisión efectuar inspecciones a los tanques para agua en cualquier momento, con objeto de evaluar su seguridad, independientemente del plan de inspección.

5.9 En los tanques construidos antes de la publicación de la presente Norma, La Comisión puede requerir al concesionario que efectúe la

inspección de seguridad, la cual debe ser elaborada y remitida, en el plazo que fije La Comisión.

## 6 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

La Comisión Nacional del Agua será la encargada de vigilar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana, quien promoverá la coordinación de acciones con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios, sin afectar sus facultades en la materia y en ámbito de sus correspondientes atribuciones.

El incumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana será sancionado conforme a lo dispuesto por la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, la Ley de Aguas Nacionales y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

## 7 Recomendaciones

Para la elaboración de los estudios y del proyecto ejecutivo y construcción, se recomienda consultar los “Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario”, el “Manual de diseño de Agua Potable. Alcantarillado y Saneamiento” en el volumen de Diseño Estructural de Recipientes y las “Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado”, que para el efecto ha publicado La Comisión y que podrán consultarse en el domicilio del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, sito en la calle de J. Sánchez Azcona número 1723, piso 7, colonia del Valle Delegación Benito Juárez, Código Postal 0310, México, D.F.

## 8 BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute (ACI): Desing and Construction of Circular Wire and Stran Wrapped Prestressed Concrete Structures (344R-W).

American Water Works Associaton (AWWA): Standard. D100-84 (AWS D5.2-84) Welded Steel Tanks for Water Storage.

Comisión Nacional del Agua (CNA): Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Volumen de Recipientes, 1996

## 9 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES

Esta Norma Oficial Mexicana no concuerda con normas internacionales similares, por no existir referencia de ellas durante el proceso de la elaboración de la presente Norma.

## 10 VIGENCIA

La presente Norma Oficial Mexicana entrara en vigor a los 120 días naturales posteriores a su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

## **APÉNDICE NORMATIVO “A”**

### **A.1 INSPECCIÓN DURANTE EL PRIMER LLENADO DE TANQUES DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO.**

La inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la seguridad estructural del tanque.

Cuando el tanque sea enterrado o semienterrado la inspección se debe efectuar antes de proceder al relleno exterior de los muros.

#### **A.1.1 Actividades previas al primer llenado:**

- Limpiar el interior, retirando el escombros, basura y material sedimentable;
- Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del concreto, elementos de sello y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto, y
- Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfogues, compuertas, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

#### **A.1.2 Llenado del tanque.**

Si el tanque está constituido por varias celdas, el primer llenado se debe efectuar en cada una de ellas de manera independiente.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual de la siguiente manera:

- A una tercera parte de su capacidad;
- A dos terceras partes de su capacidad,
- A la capacidad del tanque.

En cada etapa de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presentan fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos y deformaciones mayores que las permisibles.

Si el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar a la siguiente, en caso contrario se debe proceder al vaciado y reparación.

#### **A.1.3 Prueba de estanquidad**

El tanque se debe mantener lleno durante tres días (72 horas ) antes de iniciar la prueba. El descenso en el nivel del líquido se medirá durante los siguientes cinco días para determinar la filtración diaria promedio tomando en cuenta las pérdidas por evaporación.

Las filtraciones en un periodo de 24 horas no deben ser mayores de 0,05% del volumen del tanque.

En los suelos sujetos a una acción de tubificación o de expansión, o cuando las filtraciones del líquido pudieran tener un impacto ambiental adverso, las filtraciones no deben ser mayores de 0,025% del volumen del tanque en un periodo de 24 horas.

Son inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible.

Si al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanquidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias.

Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumple con los criterios de estanquidad.

Cuando el tanque que se someta a la prueba de estanquidad esté destinado para agua potable, el agua utilizada para la prueba de estanquidad debe ser potable.

## *A.2 INSPECCIÓN DURANTE EL PRIMER LLENADO DE TANQUES DE ACERO.*

La inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la seguridad estructural del tanque.

Después de que el tanque esté terminado y antes de pintarlo, debe ser probado en campo conforme a lo estipulado a continuación:

- Las uniones soldadas deben ser probadas por el método de radiografía;
- La inspección de las uniones soldadas en el fondo de tanques superficiales se debe efectuar mediante una prueba usando cámara de vacío.

### *A.2.1 Actividades previas al primer llenado:*

- Limpiar el interior, retirando el escombros, basura y material sedimentable;

- Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del acero, uniones, elementos de sello y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto, y
- Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfuegos, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

#### A.2.2 Llenado del tanque.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual de la siguiente manera:

- A una tercera parte de su capacidad;
- A dos terceras partes de su capacidad, y
- A la capacidad del tanque.

En cada etapa de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presentan fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos y deformaciones mayores que las permisibles.

Si el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar a la siguiente, en caso contrario se debe proceder al vaciado y reparación.

#### A.2.3 Prueba de estanquidad

Para la prueba de las paredes, fondo y cubierta, el tanque se debe mantener lleno durante 24 horas.

Son inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible.

Si al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanquidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias.

Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumple con los criterios de estanquidad.

Cuando el tanque que se someta a la prueba de estanquidad esté destinado para agua potable, el agua utilizada para la prueba de estanquidad debe ser potable.



## **LINEAMIENTOS PARA LA ELABORACIÓN DEL ANÁLISIS DE RIESGO DE TANQUES PARA AGUA.**

### **GENERALIDADES**

Los presentes lineamientos se elaboraron con la finalidad de establecer la metodología para la elaboración del análisis de riesgo, estipulado en la NOM-007-CNA-1997 "REQUISITOS DE SEGURIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE TANQUES PARA AGUA.

### **ASIGNACIÓN DE CLASIFICACIÓN DE POTENCIAL DE RIESGO**

El potencial de riesgo de un tanque, se basa en considerar los efectos que produce una falla en condiciones normales o con el tanque lleno a su máxima capacidad. El riesgo potencial del tanque se puede clasificar como bajo y como alto. La clasificación de riesgo asignada a un tanque, deberá basarse en las consecuencias de una falla derivadas del mayor potencial de riesgo.

#### **Clasificación de potencial de riesgo bajo.**

Los tanques clasificados dentro de la categoría de potencial de riesgo bajo, se localizan generalmente ya sea en zonas rurales o agrícolas donde la descarga producida debido a la falla de un tanque, no implica riesgo alguno para las vidas humanas o al ambiente.

#### **Clasificación de potencial de riesgo alto.**

Los tanques clasificados dentro de la categoría de potencial de riesgo alto, son aquéllos ubicados en lugares donde las descargas producidas por una falla del tanque puedan potencialmente poner en riesgo vidas humanas, ocasionar daños a viviendas y a instalaciones industriales y comerciales, y/o dañar importantes servicios públicos, carreteras principales, vías férreas o al medio ambiente.

Cualquier tanque que pueda provocar posibles pérdidas de vidas humanas o dañar al medio ambiente, debe vigilarse su comportamiento a través de un programa de seguridad de tanques. Los cambios en los asentamientos humanos en la zona de afectación del tanque, pueden colocarlo dentro de esta última clasificación.

## METODOLOGÍA

A continuación se presenta la metodología propuesta para la elaboración del análisis de potencial de riesgo de los tanques:

- Determinación de posibles modos de falla del tanque.
- Determinación del área afectada.
- Evaluación de riesgo a vidas humanas.
- Evaluación de daños económicos.
- Evaluación de daños al ambiente.

### Determinación de posibles modos de falla del tanque

La falla de un tanque se puede definir en términos generales, como la *incapacidad de un tanque para cumplir con su función de proyecto*, aunque para fines de este trabajo, a la falla del tanque se le considera como la descarga no controlada del agua contenida.

La falla de un tanque puede ser provocada por algunas de las siguientes causas:

- **Sucesos naturales.** Los sucesos naturales tales como los sismos pueden llevar a la falla del tanque, sobre todo en el caso de estructuras antiguas. Los tanques construidos recientemente, por lo general se diseñan para alojar la capacidad máxima de operación, así como para soportar la actividad sísmica prevista conforme a la normativa actual. Esto sin embargo no elimina la posibilidad de falla del tanque por sucesos de magnitud extraordinaria.
- **Diseño o construcción inadecuados.** Muchos de los tanques antiguos se diseñaron para cumplir con las normas que estaban vigentes en ese momento. De igual forma los materiales que se usaban anteriormente eran diferentes en cuanto a calidad y resistencia. Las deficiencias en los materiales de construcción pueden crear zonas de debilidad que a la larga pueden causar la falla del tanque. Se ha observado que en la actualidad, se siguen construyendo tanques con proyectos tipo o adecuaciones de estos. Los proyectos tipo a los que se hace referencia, se elaboraron hace muchos años y no han sido actualizados conforme a la normativa vigente.
- **Filtraciones y fugas.** Las filtraciones en la losa de fondo pueden inducir erosión interna o tubificación en los suelos, disolución de la roca soluble y/o saturación, todo ello puede llevar a la falla del tanque. Las fugas del agua a través de estructuras de concreto también pueden ser las causas de deterioro de los materiales constitutivos del tanque y provocar su falla.

Aunque todos estos factores pueden contribuir a la falla del tanque, la determinación de las causas generalmente se atribuye a varias circunstancias; una de ellas puede

haber sido la causa directa o última de la falla, aunque pueden existir varias causas o circunstancias indirectas o de carácter secundario.

En los tanques que han fallado recientemente, se encontró que las causas más frecuentes han sido provocadas por:

- filtraciones, en muros o en losa de fondo,
- deficiencias en la cimentación y
- deficiencias en la estructuración y en ocasiones debido a la utilización de proyectos estructurales tipo o adecuaciones de estos

Las consecuencias de la falla de tanques pueden ser de importancia, además de la posible afectación a vidas humanas, daños económicos o afectaciones al medio ambiente, la falla de un tanque representa la pérdida de los beneficios derivados del mismo entre los cuales pueden ser el abastecimiento de agua municipal e industrial o el tratamiento de aguas residuales.

La experiencia obtenida en el comportamiento de los tanques, nos conduce a enumerar los siguientes modos de falla:

- Volteo del muro perimetral,
- deslizamiento del muro perimetral,
- falla en el sistema de piso y
- falla por asentamientos diferenciales.

Los modos de falla que se presentan, tienen la finalidad de ilustrar la experiencia obtenida, sin embargo no se excluye la posibilidad de otros modos de falla.

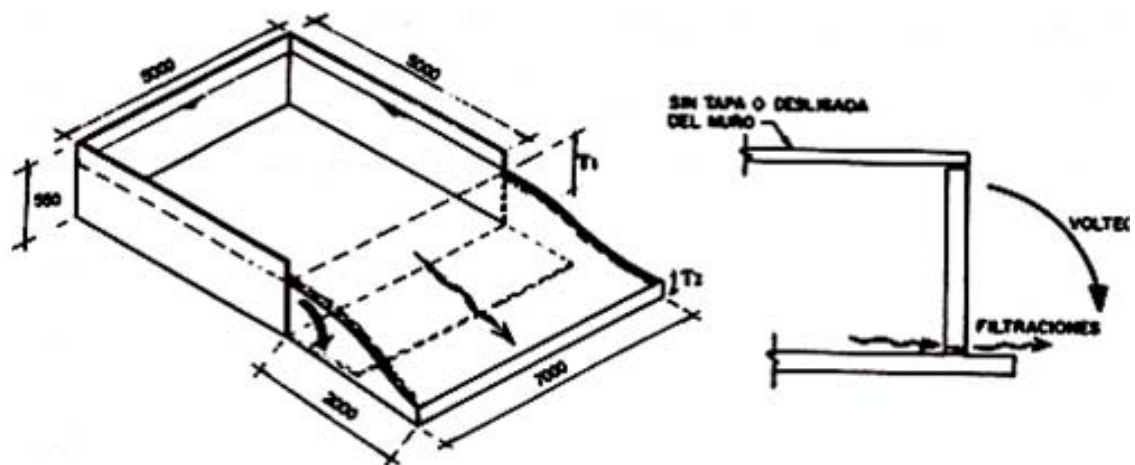


Figura 1. Falla por volteo.

**Falla por volteo del muro perimetral (Fig. 1).** En los tanques que se ha presentado este tipo de falla, se tiene el antecedente de la existencia de filtraciones en la junta de construcción entre la losa de piso y el muro perimetral, estas filtraciones, con el

tiempo, propician el ataque al acero de refuerzo y por consiguiente el colapso del muro. Esta forma de falla se presenta en tanques que han estado en operación durante algún tiempo. Otra de las condiciones que se han observado cuando se presenta este tipo de falla es la de que estos tanques, o no tienen una cubierta o está desligada estructuralmente del muro perimetral. Esta falla normalmente se presenta en el muro perimetral de mayor dimensión, en donde es menor la colaboración de los muros perpendiculares que pudieran reducir la posibilidad de volteo. Esta falla se presenta en forma súbita y el vaciado del agua contenida se produce en pocos segundos como se puede observar en la gráfica 1.

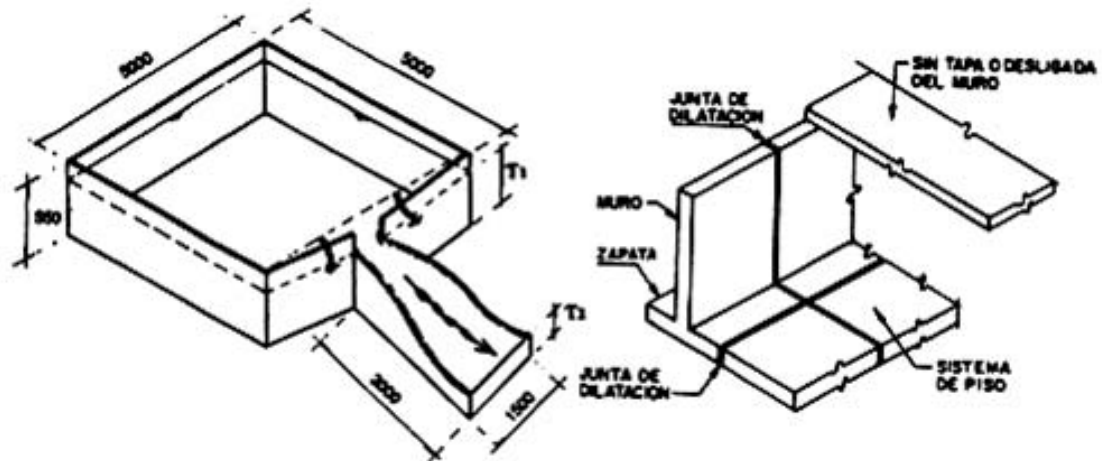


Figura 2. Falla por deslizamiento.

**Falla por deslizamiento del muro perimetral (Fig. 2).** Esta falla se ha presentado en tanques que tienen junta de dilatación vertical a la mitad del muro perimetral que incluye la zapata de cimentación. Otras de las características de este tipo de falla, es que la zapata carece de dentellón, los muros perimetrales están desligados del sistema de piso mediante juntas de dilatación y la cubierta del tanque no está ligada estructuralmente al muro perimetral.

Esta falla se presenta en forma súbita y puede presentarse en el primer llenado del tanque o bien cuando existan filtraciones en el sistema de piso que colaboren a reducir la fricción entre el suelo y la zapata perimetral o bien puedan provocar subpresiones en la cimentación.

Dependiendo de las dimensiones del tanque, la falla puede provocar el deslizamiento de los muros dejando una abertura de varios metros por donde se vierte el agua contenida.

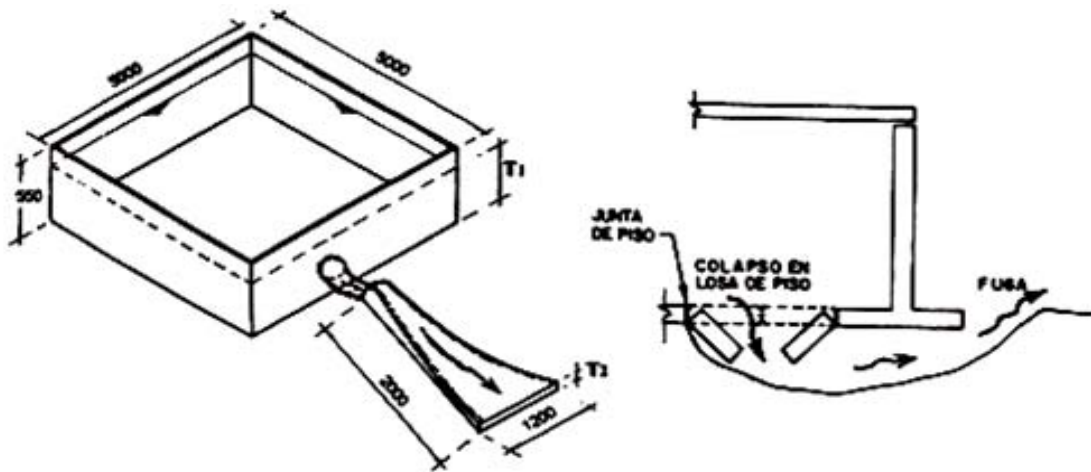


Figura 3. Falla en el sistema de piso.

**Falla en el sistema de piso** (Fig. 3). Esta falla se puede presentar en las losas del fondo del tanque, cuando está constituido por losas con juntas de dilatación que tengan filtraciones. Estas se pueden presentar cuando no se hayan colocado barreras al paso del agua, tales como bandas de P.V.C., o existan deficiencias en el sellado de las juntas, de tal forma que se pueden generar subpresiones en el sistema de piso y en un vaciado rápido se pueden fracturar las losas, o bien las filtraciones alteren el suelo en el que está desplantado el tanque y provoque el arrastre del material propiciando la salida del agua bajo la zapata.

Esta falla se presenta en forma paulatina y el tiempo de vaciado depende de las características del suelo donde está desplantado el tanque.

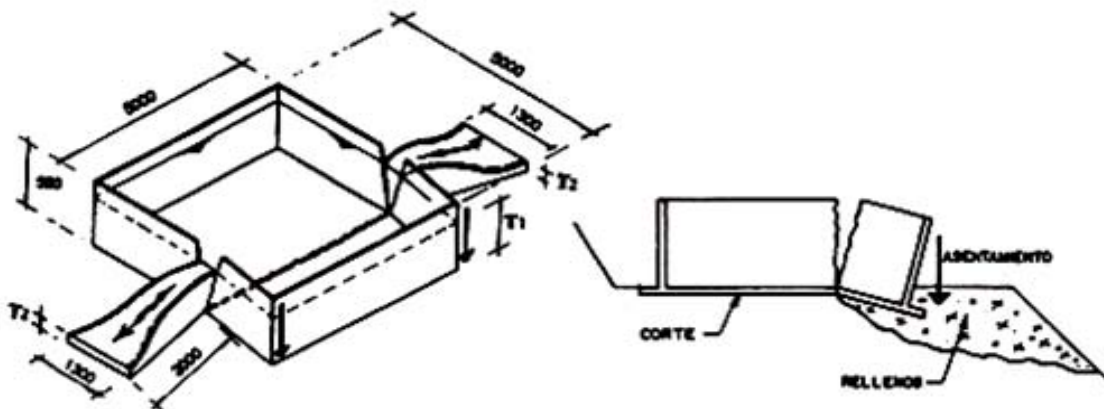


Figura 4.- Falla por asentamiento.

**Falla por asentamiento** (Fig. 4). Esta falla se ha observado que se presenta en tanques de regulación de mampostería de piedra brasa que se desplantan en suelos que tenga diferentes características mecánicas.

Por lo general los tanques de regulación se sitúan en una zona elevada para dar carga de posición a la red de distribución, la construcción implica efectuar una excavación en una ladera de un promontorio, y en ocasiones, cuando no existe la supervisión adecuada en la obra, el tanque se desplanta parte en zona de corte y parte en zona de relleno sin previa compactación. Al recibir la carga del agua, el tanque presenta un asentamiento en la zona de relleno y los muros del tanque se abren permitiendo la salida del agua contenida.

Esta falla se presenta generalmente en forma súbita y depende de la magnitud del asentamiento diferencial la abertura que se manifieste en el muro.

### **Determinación de áreas afectadas**

Una vez determinados los posibles modos de falla que se pueden presentar en el tanque, tomando en cuenta su estructuración, cimentación y sistema de piso, se procederá a determinar el área afectada para cada uno de los posibles modos de falla, para lo cual se estimarán los siguientes parámetros:

- Ubicación de la falla,
- configuración de la ruptura inicial y final,
- evaluar el gasto vertido en función del tiempo y
- evaluar tirante y velocidades en puntos clave.

Para poder determinar el área inundada se debe contar con lo siguiente:

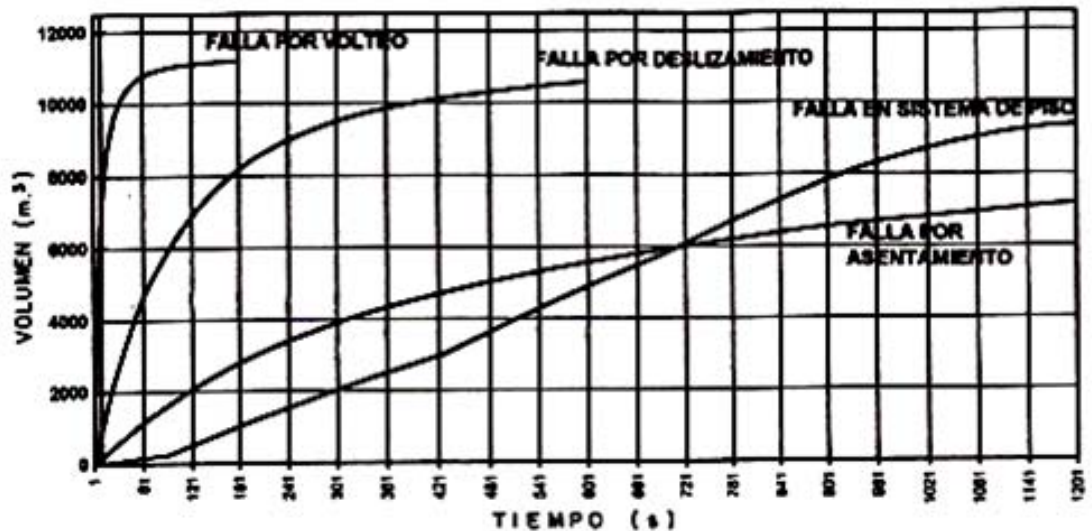
- Planos con las dimensiones del tanque
- Topografía de la zona de afectación del tanque

Los resultados necesitan presentarse de tal manera que se puedan desarrollar evaluaciones de riesgo a vidas humanas, de daños materiales o afectación al medio ambiente. Se usarán planos, descripciones escritas, tablas o una combinación de los mismos para identificar las inundaciones a partir de los tipos de falla estudiados. En lo que se refiere a las técnicas de presentación, se deberá proporcionar la siguiente información para cada una de tipos de falla evaluado:

- Área afectada,
- tirantes de inundación en puntos clave
- velocidad del agua en puntos clave

Los planos constituyen generalmente la mejor forma de visualizar el área inundada. Es importante que los planos estén lo más actualizado posible. Los planos deberán contener información relacionada con velocidad de descarga y tirantes máximos de descarga en varios puntos clave.

Para ejemplificar los posibles escenarios que se pueden presentar, se procedió al análisis de un tanque rectangular de 50,00m por lado en planta y un tirante de agua de 4,50m, se estudiaron los cuatro modos de falla descritos y se obtienen los resultados que se presentan en la gráfica No. 1.



Gráfica 1. Volumen vertido con respecto al tiempo, de los cuatro modos de falla.

De la gráfica se observa que en el caso de la falla por volteo del muro perimetral el vaciado de  $11\ 000\text{m}^3$ , se presenta en 60 segundos y el escenario a 20,00m de la zona de falla en el inicio del evento es un tirante de 3,00m con una velocidad del agua de 6,80m/s en un ancho de 70,00m (Tabla 1), estos resultados nos muestran el posible escenario de riesgo que puede representar este tipo de falla, por lo que se desprende que este modo de falla se debe evitar tomando las medidas necesarias para mitigar el riesgo, conforme a las recomendaciones que se presentan más adelante. En la falla por deslizamiento el vaciado del mismo volumen se presenta en 600 segundos y el escenario a 20,00m de la zona de falla en el inicio es un tirante de 1,50m con una velocidad del agua de 5,10m/s en un ancho de 15,00m (Tabla 1), de aquí se desprende que este tipo de falla también presenta un escenario importante de riesgo. Las fallas en el sistema de piso y por asentamiento son de menor importancia en cuanto al riesgo que pueden representar conforme a los resultados obtenidos que aparecen en la gráfica 1 y la tabla 1.

Para los diferentes modos de falla se evaluaron las condiciones de tirante - velocidad a una distancia de 20,00m de la zona de falla considerando que el terreno es plano y que no presenta socavación; los resultados se muestran en la tabla No. 1.

Tabla 1. Tirante- velocidad a 20,00m de distancia de la zona de falla.

TIPO DE FALLA	INICIO		60 SEGUNDOS		300 SEGUNDOS		600 SEGUNDOS	
	TIRANTE (m)	VEL. (m/s)	TIRANTE (m)	VEL. (m/s)	TIRANTE (m)	VEL. (m/s)	TIRANTE (m)	VEL. (m/s)
VOLTEO	3.00	6.80	0.10	1.35				
DESIZAMIENTO	1.50	5.00	0.90	3.80	0.40	1.10	0.20	0.55
PISO	0.40	0.65	0.40	0.60	0.70	1.65	0.75	1.60
ASENTAMIENTO	1.40	0.60	1.30	0.50	1.10	0.25		

En el análisis de riesgo esta evaluación se deberá efectuar en los puntos clave en donde se desee conocer la situación que se pueda presentar tomando en cuenta la topografía y las condiciones del suelo.

#### **Evaluación de riesgo a vidas humanas**

El proceso se inicia identificando las inundaciones que se presentan debido a los modos de falla que se puedan presentar en el tanque evaluando el riesgo a vidas humanas para cada modo de falla. Para evaluar el riesgo a vidas humanas se requieren los siguientes datos:

- Planos de inundación para todos los escenarios estudiados.
- Nivel y velocidad de agua para todas las inundaciones en los puntos críticos.
- Planos de los niveles de agua con respecto al tiempo, en los puntos claves y para cada inundación.
- Planos o datos actualizados de los asentamientos humanos, en la zona de afectación del tanque, correlacionados con planos de inundación.

En el caso en que la inundación producida por la falla del tanque ponga en riesgo a vidas humanas, se deberá clasificar de riesgo alto y no será necesario continuar con la evaluación de pérdidas económicas o daños al ambiente. En este caso se procederá a estudiar las medidas que se deben tomar para mitigar el riesgo.

#### **Evaluación de daños económicos**

La evaluación de daños económicos solo se deberá efectuar en caso de que no exista el riesgo a vidas humanas. La estimación preliminar de los daños materiales se hace en estos casos para obtener información y una ilustración adecuada de los efectos económicos inducidos por la posible falla del tanque.



La estimación de los daños por las descargas debidas a la posible falla del tanque, debe incluir los siguientes puntos:

- Pérdidas residenciales, comerciales e industriales
- Vías de comunicación (carreteras, puentes, ferrocarriles).
- Servicios públicos (abastecimiento de agua, alcantarillado, abastecimiento de electricidad y de gas, servicio telefónico).

Además de los daños materiales, se deben evaluar las pérdida por el agua vertida y los costos para reemplazar el servicio de suministro de agua o el tratamiento de las aguas residuales.

#### **Evaluación de daños al ambiente.**

Esta evaluación solo se debe llevar a cabo en los tanques que se utilizan para los procesos del tratamiento de las aguas residuales y que al fallar el tanque, el líquido contenido pueda contaminar un cuerpo de agua o infiltrarse en un acuífero y contaminarlo.

Para lo anterior es necesario conocer las características físico -químicas y biológicas del agua contenida así como la de los cuerpos receptores y del acuíferos.

En caso de que la falla pueda provocar contaminación o daños al ambiente, se catalogará de tipo de riesgo alto.

Una vez terminada la evaluación de riesgo a vidas humanas, daños económicos, y la evaluación de daños al ambiente, se procederá a dictaminar el tipo de riesgo.

#### **MEDIDAS TENDIENTES A MITIGAR EL RIESGO**

En el caso en que el tanque se clasifique como de riesgo alto, se deberán tomar las medidas necesarias para mitigar el riesgo. En el caso de tanques en proyecto se deberán tomar las siguientes medidas:

- En el diseño del tanque se debe tomar en cuenta la posibilidad de estar constituido por 2 o más celdas independientes, esto tiene la finalidad de mejorar la operación y garantizar la continuidad del servicio cuando una celda se vacie para su reparación , limpieza, mantenimiento o debido a fugas o falla.
- La seguridad del tanque depende esencialmente de una estructuración adecuada. La selección del tipo de estructura depende básicamente del tipo de terreno donde se va a desplantar. Una vez establecida la estructuración ésta debe contemplar los siguientes aspectos:

- El sistema de piso debe construirse con el mínimo de juntas de construcción, dichas juntas deberán tener barreras al paso del agua tales como bandas de P.V.C.
  - El colado de la zapata de cimentación bajo los muros perimetrales debe abarcar por lo menos 50cm del muro perimetral, con objeto de que la junta se ubique en una sección en donde el momento flexionante y el cortante no sean máximos y se tenga un mejor control de limpieza y preparación para el colado subsecuente. Esta junta se debe realizar con llave de cortante y utilizando una banda de P.V.C., como barrera al paso del agua.
  - La cimentación de los muros perimetrales e intermedios debe ligarse con los sistemas de piso de tal forma que integren un conjunto para evitar el posible deslizamiento de los muros.
  - Evitar las juntas de dilatación para obtener estructuras rígidas evitando las discontinuidades. En la actualidad se han construido tanques de 100,00m por lado sin juntas de dilatación observando un buen comportamiento de la estructura.
  - En los tanques que tengan cubierta, se recomienda que se ligen estructuralmente a los muros logrando con esto disminuir el riesgo de volteo del muro, ya que se ha observado que este tipo de falla produce el escenario de mayor riesgo.
- En la elaboración del proyecto se debe contemplar que el terreno donde se va a construir el tanque tenga el espacio suficiente y delimitarlo y protegerlo mediante cercas o bardas.
  - Establecer las medidas necesarias en coordinación con las autoridades locales para evitar los asentamientos humanos en la zona de posible afectación del tanque.

En el caso de tanques construidos que se clasifiquen como de riesgo alto, se deberán tomar las siguientes medidas:

En el caso de que un tanque se clasifique como de riesgo alto debido a la existencia de asentamientos humanos en la zona de afectación o debido a que su falla pueda afectar al medio ambiente por el líquido contenido, se llevará a cabo una inspección del tanque y una revisión estructural. En el caso en que el tanque muestre un buen comportamiento estructural y la revisión dé por resultado que cumple con las condiciones de seguridad y servicio requeridas para este tipo de estructuras, se podrá concluir que no se requieren llevar a cabo acciones para mitigar el riesgo pues la estructura cumple con las condiciones requeridas. En caso de que la revisión muestre deficiencias estructurales o de cimentación, se procederá a elaborar el **proyecto de rehabilitación del tanque para restablecer sus condiciones de seguridad requeridos**; en algunos casos se podrán llevar a cabo acciones similares a las que se proponen para tanques en proyecto.

***Las medidas para mitigar el riesgo deben ser encaminadas a evitar la posible falla, proporcionándole al tanque una mayor seguridad estructural.***

Cuando por condiciones específicas no se pueda suspender el servicio o la operación del tanque y la posible falla que se pueda presentar no sea de tipo drástico, se podrán instrumentar medidas tendientes a mitigar los daños por la posible falla del tanque tales como:

- Proveer al tanque de un canal perimetral para encauzar el agua hacia un dren natural o construido exprofeso
- Construir un muro perimetral que sirva para contener el agua vertida
- Colocar rellenos en el exterior, confinando el tanque.

La falla de los tanques, se ha originado fundamentalmente por una deficiente estructuración, a la utilización excesiva de juntas de dilatación en los sistemas de piso y muros, y al desconocimiento de las características del suelo de desplante.

La manera de evitar las situaciones antes descritas, es evaluando la seguridad de los tanques en proyecto o existentes, para poder establecer las medidas preventivas y correctivas conducentes para reducir el posible riesgo que pueden representar.

**Tabla de conversión de unidades de medida al Sistema Internacional de Unidades (SI)**

OTROS SISTEMAS DE UNIDADES		MULTIPLICADO POR	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)	
UNIDAD	SÍMBOLO		SE CONVIERTE A	
			UNIDAD	SÍMBOLO
<b>LONGITUD</b>				
Pie	pie, ft.,'	0.3048	metro	m
Pulgada	plg., in, "	25.4	milímetro	mm
<b>PRESIÓN/ ESFUERZO</b>				
Kilogramo fuerza/cm <sup>2</sup>	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	98,066.5	Pascal	Pa
Libra/pulgada <sup>2</sup>	lb/ plg <sup>2</sup> ,PSI	6,894.76	Pascal	Pa
Atmósfera	atm	98,066.5	Pascal	Pa
metro de agua	m H <sub>2</sub> O (mca)	9,806.65	Pascal	Pa
Mm de mercurio	mm Hg	133.322	Pascal	Pa
Bar	bar	100,000	Pascal	Pa
<b>FUERZA/ PESO</b>				
Kilogramo fuerza	kg <sub>f</sub>	9.8066	Newton	N
<b>MASA</b>				
Libra	lb	0.453592	kilogramo	kg
Onza	oz	28.30	gramo	g
<b>PESO VOLUMÉTRICO</b>				
Kilogramo fuerza/m <sup>3</sup>	kg <sub>f</sub> /m <sup>3</sup>	9.8066	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
Libra /ft <sup>3</sup>	lb/ft <sup>3</sup>	157.18085	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
<b>POTENCIA</b>				
Caballo de potencia, Horse Power	CP, HP	745.699	Watt	W
Caballo de vapor	CV	735	Watt	W
<b>VISCOSIDAD DINÁMICA</b>				
Poise	μ	0.01	Mili Pascal segundo	mPa.s
<b>VISCOSIDAD CINEMÁTICA</b>				
Viscosidad cinemática	v	1	Stoke	m <sup>2</sup> /s (St)
<b>ENERGÍA/ CANTIDAD DE CALOR</b>				
Caloría	cal	4.1868	Joule	J
Unidad térmica británica	BTU	1,055.06	Joule	J
<b>TEMPERATURA</b>				
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<sup>2</sup>