



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MEXICO**



**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**DISEÑO DE UN TANQUE CILÍNDRICO ATMOSFÉRICO
PARA ALMACENAR TURBOSINA SITUADO EN EL
AEROPUERTO DE LA CD. DE MEXICO
UTILIZANDO LA NORMA API-650**

TESIS

**PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
FRANCISCO COSS CAMACHO**

**ASESOR:
M.I.J. FRANCISCO PEREZ ARELLANO**

AGOSTO 2005

m. 347004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



“Por algo esperado en la vida que vale la pena hacerse un tiempo”

Dedicado a:

Aquellas personas, que me han respaldado en este camino, Mis padres; Maria Camacho Huerta y Ángel Coss Carmen.

Hermanos: Estela, Rosaura, Miguel Ángel, Gerardo, Maria del Carmen, Vicente, Evelia, Juana, José G.

Mis Hijas: Maria Dafne, Jafet.

Mis cuñados e hijos: Miriam, Simeón, José Mario, Mauricio, Marcos, Carlos, Mauricio Jr., Fátima.

Al primo Fernando Camacho M.

Los Compañeros y profesores de la facultad de Estudios Superiores Acatlán generación 81 y 97

A los sinodales de esta tesis P.D. Ingeniería. Rolando Greco, Ingeniero Carlos Arce, Doctor Hugo Hernández B., P.D. Ingeniería Darío Rivera y en especial al Asesor por su paciencia y comprensión P. D. Ingeniería. J. Francisco Pérez Arellano,

Al grupo S. S. I. y Amigos: Federico, Iván, Daniel, Rodolfo, Orlando, Otho, Israel, Carlos, P. Maestría Ingeniería Carlos Rosales, Ingeniero Manuel Gómez, Ingeniero Pablo Pavía, Soporte Técnico del C. Computo Acatlán; Mauricio, Antolin, checo, Oscar Caballero, Coria, Bob Gallagher, etc.,

Y un especial agradecimiento a el sustento de este periodo, las personas de Taine 729; Javier García U, Mercedes Mier, y primos Gustavo Cantu, Begonia Sres. Arias Arturo, Laura, Sres. Mezina e hijas Gussepyna, Gianneta, e Carlos Ramírez

A todos Gracias

“libertad vehemente y lucida vanidad que busca el ser”

INTRODUCCION

I ANTECEDENTES	1
I.1 Historia	1
I.2 Aspectos generales	3
I.3 Criterio para su ubicación dentro del aeropuerto	4
I.4 Materiales recomendados para tanques atmosféricos	7
I.5 Normas utilizadas para el diseño	22
II ANÁLISIS	24
II.1 Gravitacional	27
II.2 Sísmico	22
II.3 Viento	36
III DISEÑO	41
III.1 Datos para el diseño	42
III.2 Cálculo de la placa base	43
III.3 Cálculo de la placa envolvente	51
III.4 Cálculo de la placa tapa	55

IV COMPARATIVO DE MEMORIAS DE CÁLCULO DE TANQUES CILINDRICOS ATMOSFÉRICOS YA CONSTRUIDOS	110
IV.1 Memoria descriptiva de un tanque de 500 000 Lt. construido en el aeropuerto de la ciudad de Zacatecas para almacenar turbosina. (A.S.A.)	110
IV.2 Memoria descriptiva de un tanque de 255 barriles construido en Campeche para Petróleos Mexicanos. (I.M.P.)	121
IV.3 Comparativo de procedimiento de las memorias descriptivas	141
CONCLUSIONES	142
REFERENCIAS	143
ANEXO	145
APENDICE	146

Introducción

Para las épocas venideras, la relación entre los recursos naturales y el ser humano, se harán tan complejas y eficientes que la sociedad estará estrechamente ligada a la tecnología a tal magnitud, que las áreas de la ingeniería serán los pilares de las comunidades por la prontitud de solución en todas la actividades del quehacer humano.

En el ámbito petrolero la urgencia de contar con recipientes de grandes dimensiones para el almacenamiento del crudo y sus derivados, hace necesario el construir y diseñar aplicando las recientes tecnologías disponibles en México. La necesidad en la aeronáutica de almacenar los productos que necesitan los sistemas propulsores de las aeronaves, como es el caso de la turbosina, que demanda recipientes medianos para su almacenaje y manejo para su distribución dentro del aeropuerto.

Esta tesis esta sustentada en el diseño de la norma API-650, para tanques de acero soldados para almacenar petróleo; por lo que las características especiales de los sistemas estructurales que intervienen, se ven en la necesidad de apoyarse en el Manual de Diseño y Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en viento y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción del Reglamento de Construcción para el D. F. en sismo, concreto y cimentaciones; por la ubicación de dichos sistemas, cumpliendo así un buen funcionamiento de estos.

El trabajo es expuesto, como un posible diseño a realizar en un futuro sustentado en bases de seguridad, funcionalidad y economía. En cuatro capítulos que muestran de una forma concisa y fácil cada uno de los procesos del diseño y que a continuación se resumen:

Primer capítulo expone las características de los materiales que se utilizan en este tipo de estructuras y una adecuada ubicación dentro del aeropuerto, además se hace una semblanza de las instituciones que interactúan con la American Petroleum Institute, donde se apoya para cada ramo que interviene en el proceso de el diseño.

Segundo capítulo esta dedicado a realizar el análisis de los sistemas estructurales, mencionando las simplificaciones que se tuvieron que hacer; como en el sistema tanque-líquido-suelo donde se opto por modelar fuerzas de presión para el caso de carga gravitacional, y en lo que respecta a sismo y viento; como fuerzas aplicadas en los nodos de la envolvente, en lo que concierne al suelo se utilizo en el centro del sistema tanque-suelo un apoyo fijo y articulaciones en el contorno de todos los demás elementos apoyados en el suelo; esto para el comparativo primordial entre los programas Ansys y Staad. Se realizo un segundo análisis tratando de considerar los subsistemas de la cimentación donde intervienen elementos pilote (beam) y cajón de cimentación (placa); en el programa Staad, donde se realiza el comparativo con el modelo del sistema tanque sin cimentación y tanque con cimentación; con el objetivo de una aproximación mas realista, para de esta forma obtener los elementos mecánicos con los cuales se diseñara y comparan contra el diseño del API-650.

Tercer capítulo se realiza el diseño aplicando el código API-650 paso por paso siguiendo, las recomendaciones por el método del pie y una semblanza de el método del punto variable, con lo que respecta a la envolvente, en el caso de los perfiles y columna que cumplen la función de soporte del techo en el caso de cartabones y anclas, se aplica la ecuaciones de la resistencia de materiales, para su diseño por esfuerzos

permisibles(ASD). Para la cimentación se toma un estudio de mecánica de suelos similar a las condiciones del aeropuerto, con lo cual se propone una cimentación a base de pilotes y un cajón compensatorio, para su diseño de estos se recurrió a las ecuaciones de la mecánica de materiales, para su diseño por esfuerzos últimos(LRFD).

Cuarto capítulo se exponen unas memorias descriptivas de dos instituciones, que están dedicadas a la revisión e inspección de tanques de almacenamiento de productos petroleros y derivados, siendo estas las autoridades de mayor prestigio en México, que son; Instituto Mexicano del Petróleo y Aeropuertos y Servicios Auxiliares, además se hace el comparativo de estas.

En la parte ultima se agrega un apéndice de la entrada de datos de una de las corridas del programa Ansys 7.0, adicionando una anexo de planos tipos de la ingeniería de detalle del Instituto Mexicano del Petróleo de un tanque de acero.

El Objetivo; de este trabajo radica en la aplicación de la norma API-650. para diseñar los tanques cilíndricos atmosféricos situados en la ciudad de México. Y de alguna forma presentar aspectos del procedimiento practico que se aplica al desarrollar de la memoria de calculo estructural de tanques en México, mostrando los enfoques entre el calculo por los métodos sugeridos por la norma API-650, en conjunto con el Manual de Diseño y Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción del Reglamento de Construcción para el D. F. y los resultados de programas de computadoras que analizan y diseñan con los reglamentos que tienen en sus bibliotecas.

Capítulo 1 Antecedentes

Los aspectos que involucran la realización de cualquier proyecto de la ingeniería, tiene sus fundamentos en normas, que a través de su desarrollo han sido ya justificadas por la experiencia en esa área en particular.

En el caso de los tanques de almacenamiento de combustibles que son utilizados en la industria aeronáutica, las más utilizadas son las que edita el Instituto Americano del Petróleo. (API). [Ref.C1] y se interrelacionan con algunas; como la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos. (ASME). [Ref.C2] Sociedad Americana del Transporte Aéreo.(ATA). [Ref.C3] Sociedad Americana para Pruebas de Materiales.(ASTM). [Ref.C4] etc.

Aquí en este capítulo se tratará de dar un contexto general de los aspectos más relevantes que se pueden considerar, para sustentar un buen diseño estructural de un tanque cilíndrico atmosférico que almacenará un combustible llamado turbosina, apegándose a la norma (API 650). [Ref.B1]

1.1 Historia

El origen del Instituto Americano del Petróleo se remonta hasta antes de la primera guerra mundial, cuando el congreso y la industria doméstica del petróleo y gas natural trabajaron juntos en un esfuerzo de guerra. En ese momento la industria incluyó a las compañías creadas en 1911 después de que la corte impusiera la disolución de las compañías estándares de petróleo y las independientes. (Las estándares que pertenecían a la familia Rokefeler. Y las independientes que eran compañías extranjeras).

Estas compañías no tenían experiencia trabajando juntas, pero ellas acordaron hacerlo con el gobierno para asegurar el vital suministro de petróleo empleado para las fuerzas armadas.

El comité nacional de servicio de petróleo para la guerra, el cual vigilaba este esfuerzo, fue inicialmente formado por la cámara de comercio y subsecuentemente pasó a ser un casi cuerpo gubernamental.

Después de la guerra momento en que comenzó la creación de una asociación nacional que pudiera representar a toda la industria en los años de la posguerra. El esfuerzo de la industria por suministrar el combustible durante la primera guerra mundial no solo resaltó la importancia de la industria para el país si no también la obligación para el público, como lo muestra un documento original que dice:

. El Instituto Americano del Petróleo fue establecido el 20 de Marzo de 1919. [Ref.C1]

. Ofrecer un instrumento de cooperación con el gobierno en toda materia nacional concerniente.

- . Fomentar el comercio extranjero y nacional de productos petroleros.
- . Promover el interés de la industria petrolera en todas ramas.
- . Promover el progreso común de estos asociados y el estudio de las artes ligadas con el petróleo y la industria de gas natural.

Las oficinas A.P.I. fueron establecidas en la ciudad de New York y la organización enfoca su esfuerzo en varias áreas específicas.

Estadísticas

Primero fue el desarrollo de un programa autoritario de recolección estadística industrial. Tempranamente en 1920 A.P.I. editó un ejemplar estadístico semanal, iniciando primero con la producción de petróleo crudo. El reporte fue compartido con el gobierno y la prensa.

Después este fue ampliado e incluyó la producción almacenada, las torres de refinación y otros datos. Las estadísticas A.P.I. unos de los mas creíbles recursos de datos en la industria son usados a lo ancho del mundo.

Estandarización

Segundo fue la estandarización del equipo en la actividad petrolera. Durante la primera guerra mundial el retraso de las perforaciones por una ineficiencia de equipo de perforación en sitio y la industria frustrada por vencer el problema derivado de la asociación de equipo.

Por que supuestamente el programa falló por la desuniformidad del tamaño de las tuberías hiladas y acopladas. De otra forma la nueva asociación tomó los cambios de desempeño en la amplia industria estandarizada y las primeras normas fueron publicadas en 1924.

Hoy en día A.P.I. alberga más de 500 normas y recomendaciones prácticas cubriendo todos los segmentos de la industria petrolera y gas natural, promoviendo el uso de la seguridad, equipo intercambiable y suministrando una acertada ingeniería práctica.

Impuestos

Tercero la principal área de actividad fue impuestos. Inicialmente el esfuerzo incluyó laborar con el departamento de la tesorería y el comité congresional de desarrollo y ordenanza.

Lógica y fácilmente la manera de administrar los impuestos del valor del petróleo. En los años treinta este esfuerzo se extendió al funcionamiento de gobiernos estatales.

Ambos gobiernos estatales y federales crearon impuestos a las autopistas por el uso de estas de esta manera se creó un fondo de construcción de carreteras, y la industria apoya la difícil ley de evasión de impuestos.

Esto condujo a la formación de la red de consejos de A.P.I. estatales de petróleo.

A.P.I. ahora tiene oficinas en 27 capitales de estados y miembros que representan 33 estados. Mas tarde 1969 A.P.I. tomó la decisión de trasladar sus oficinas a Washington D.C donde hoy en día permanecen.

1.2 Aspectos generales

Definir el término “tanques atmosféricos” se refiere a tanques de almacenamiento cilíndricos verticales de acero soldado, que trabajan a una presión aproximadamente igual a la atmosférica y sujetos a una carga igual a la presión hidrostática del liquido.

Los tanques se clasifican de varias formas dependiendo del propósito para la cual la clasificación este hecha.

Estos se pueden clasificar de acuerdo al método empleado para unir las placas de acero que forman el cuerpo del tanque. Así se mencionarían como, atornillados, ribeteados o soldados.

También se clasifican de acuerdo a la clase de materia que contendrá. En la industria petrolera se utilizan tanques de almacenamiento de diferentes tipos y tamaños, de acuerdo a la función que desempeñan, se agrupan en varias clases que son:

- Tanques cilíndricos verticales de techo fijo
- . Tanques cilíndricos verticales de techo flotante
- . Tanques cilíndricos horizontales atmosféricos
- . Tanques esféricos y semiesféricos
- . Tanques cilíndricos horizontales a presión
- . Tanques refrigeradores

Los tanques cilíndricos verticales de techo fijo almacenan productos prácticamente a presión atmosférica (crudo, lubricantes, diesel, etc.).

Los tanques cilíndricos verticales de techo flotante se utilizan para almacenar productos con presión de vapor ligeramente arriba de la presión atmosférica, pretendiendo al usarlos, reducir las perdidas de evaporación (gasolinas, gas avión, turbosina, etc.). Los tanques esféricos y semiesféricos y cilíndricos horizontales almacena hidrocarburos líquidos, gases licuables que en condiciones atmosféricas se encuentran en forma gaseosa, (propano, butano, gas PEMEX, etc.).

Los tanques refrigeradores almacenan productos a muy baja temperatura, (etileno, amoniaco).

1.3 Criterio para su ubicación dentro del aeropuerto

Los sistemas de abastecimiento (tanques de combustibles). se encuentran localizados en áreas de fácil acceso tanto para hacerse llegar a las plataformas de aviación general y las de operaciones en el exterior del aeropuerto.

El almacenaje de combustible debe de hacerse de tal forma que proteja la calidad del producto y se reduzca al mínimo las perdidas por evaporación, dilución y filtración.

También debe reducirse al mínimo el peligro de incendio, y de producirse este, evitar su propagación por las instalaciones y edificios próximos.

La cantidad de combustible a almacenar en un aeropuerto es variable depende de la importancia del mismo, del tipo de avión crítico a suministrar la frecuencia de vuelos, el tiempo de suministro y de la mayor o menor facilidad de la recepción de combustibles.

Las instalaciones deberán planearse bajo la premisa de contar siempre con un excedente sobre la demanda que prevea demoras o irregularidades desde el centro de producción, cuidando que el tiempo de almacenaje no afecte el control de calidad.

Con estos datos se deberá calcular el volumen de combustible necesario para que el avión crítico realice el vuelo origen-destino, incluyendo las reservas que aplique, las veces que la frecuencia requiera, y el cálculo durante el número de días que tarda en llegar el suministro, a esto hay que afectarlo por un factor de seguridad del 15%.

Tipos de combustible en la aviación

Actualmente se manejan tres tipos de combustible generalmente, siendo estos :

Gas-avión, la kerosén de grado turbosina conocida comúnmente como JET-1

Y los destilados de fracciones de gasolina y kerosén que se conocía como JP-4 que ahora se conoce como JET-B.

Gasolinas en la aviación.

Este combustible es una combinación de las gasolinas bases derivadas del petróleo crudo y agentes hidrocarburos sintéticos a los cuales se agregan pequeñas cantidades de agentes químicos tales como el tetraetilo de plomo, inhibidores y colorantes.

Las gasolinas de la aviación se utilizan en aviones equipados con motores de embolo, ya que su uso permite una alta compresión, para que los motores desarrollen su máxima potencia sin sufrir un preencendido destructivo o los efectos de la detonación.

Este producto es altamente inflamable, sin embargo se puede manejar sin riesgo alguno llevando a cabo los procedimientos de las manuales que se tienen para su manejo en cada aeropuerto. Generalmente se emplean cuatro grados de gasolina de aviación, siendo estos 80/87, 91/98, 100/130, 115/145 octanos.

El sistema de numeración múltiple para los diferentes grados de gasolina de aviación se refiere a las características de funcionamiento de las mezclas pobres y ricas por ejemplo en la gasolina 115/145 la clasificación de la mezcla pobre es de 115 y la de la mezcla rica es de 145, para evitar confusiones y reducir los errores al mínimo, se ha adoptado como practica común que se use únicamente las clasificaciones de la mezcla pobre para designar los diferentes grados, por lo tanto la gasolina de aviación será identificado como AV-GAS 80, 91, 110, 115.

Turbosina.

Este combustible es un destilado de petróleo crudo y se utiliza en aviones equipados con motores a reacción y turbo-hélice por lo general se emplean dos tipos de turbosina la JET-1 que es el tipo de kerosén y el JET-B que es una mezcla de gasolina y kerosén .

El JET-1 tiene un punto de congelación de -58°F y es empleado por la mayoría de las líneas aéreas comerciales y particulares, si bien el JET-1 tiene un punto de flameo mayor que el AV-GAS (el rango es de 100°F hasta 150°F). Cuando la turbosina se llega a derramar sobre superficies calientes tales como ductos de escapes o en plataformas se evapora dando lugar a una mezcla gaseosa altamente peligrosa.

Para tener un conocimiento mas general de las características de la turbosina se muestra en la tabla I.1 según la asociación ASTM los requisitos de refinación.

1

TABLA I.0

ESPECIFICACIONES DE REFINACION DE LA TURBOSINA SEGÚN	
1 MANUAL DE MANEJO DE COMBUSTIBLE	
PRUEBAS	ESPECIFICACIONES
Densidad A.P.I. 16/16°C	39/51
Peso específico 20/4°C	0.772/0.827
Valor calorífico neto	10.22 cal/gr Mín.
Punto de inflamación, A BEL. °C	38/66
Viscosidad cinemática a 34°C	16 centistoke Máx.
Punto de congelación °C	-50 Mín.
Tolerancia al agua	2 Máx.
Acidez, mg/KOH/gr.	no ácido
Goma preformada mg/100ml.	7 Máx.
Goma acelerada 16 hrs. mg/100ml.	14 Máx.
Azufre mercaplánico, %	0.003 Máx.
Azufre total %	0.40 Máx.
Aromáticos %	20 Máx.
Destilación 760mm Hg	
10 % destilado a °C máx.	204 Máx.
50 % destilado a °C máx.	232 Máx.
Punto final de ebullición °C	288 Máx.
Residuo %	1.5 Máx.
Pérdida %	1.5 Máx.
Inhibidor kg/159000 l	3.8 Máx.
Deactivador metálico kg/159000 l	0.9 Máx.
Estabilidad térmica caída de presión cm de Hg. Máx.	30.48 Máx.
Depósitos en el tubo precalentador clasificación máx.	3 Máx.

Datos obtenidos de la D.G.A.C. (Dirección General de Aeronáutica Civil)

1 Control de calidad en el suministro de los combustibles de aviación

1.4 Materiales recomendados para tanques atmosféricos

Al hablar de materiales se pretende establecer que son todos aquellos componentes que son utilizados en la fabricación de tanques de almacenamiento atmosféricos entre estos se pueden mencionar básicamente: placas, láminas, perfiles, electrodos, tornillería, bridas, tubos, cuellos de boquillas, etc.

El material más utilizado en la fabricación de tanques de almacenamiento atmosférico para derivados del petróleo es el acero al carbón, y algunas veces se usan aceros aleados, metales con recubrimiento (clad, overlay), lo cual dependerá del grado de corrosión del liquido almacenado sin embargo como es sabido nunca se debe de hacer menos el factor óptimo entre seguridad y costo económico para que sea factible su realización.

Placas. Todas las placas empleadas en la fabricación de tanques atmosféricos deberán corresponder a la siguientes especificaciones de la ASTM última edición A-7, A-283, grado C, A-36, A-283 grado D las anteriores especificaciones serán para espesores hasta 19 mm (3/4"); arriba de dicho espesor se usará únicamente A-283 grado C y A-36. La denominación "placa" es únicamente para materiales con espesores de 4.8 mm (3/16") o más). De acuerdo con las normas ASTM el proceso de fabricación de las placas que sean empleadas en la construcción de tanques de almacenamiento atmosféricos deberá ser únicamente por horno eléctrico, hogar abierto y oxígeno básico.

A-36. Esta especificación se refiere a aceros al carbón y cubre la fabricación de placas, láminas y barras de calidad estructural para ser usadas en remaches, pernos, estructuras soldadas y el procedimiento de soldadura deberá estar de acuerdo al tipo de servicio.

Las tablas I.1 y I.2 muestran los requisitos químicos y los esfuerzos a tensión respectiva para esta especificación.

REQUISITOS QUÍMICOS										
PRODUCTO	LÁMINAS	PLACAS					BARRAS			
ESPESOR MM	TODOS	HASTA 19	19 A 38	38 A 64	64 A 102	MAS DE 102	HASTA 19	19 A 38	38 A 102	MAS DE 102
CARBONO MÁXIMO %	0.26	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.26	0.27	0.28	0.29
MAGNESO MÁXIMO %			0.25 A	0.80 A	0.85 A	0.85 A		0.60 A	0.60 A	0.60 A
			1.20	1.20	1.20	1.20		0.90	0.90	0.90
FÓSFORO MÁXIMO %	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
AZUFRE MÁXIMO %	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
SILICIO %				0.15 A	0.15 A	0.15 A				
				0.30	0.30	0.30				

TABLA I.1

REQUISITOS DE ESFUERZO A TENSION		
PLACAS	LÁMINAS	BARRAS
RESISTENCIA TENSION (KG/CM ²)		4078 5625
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM ²)		2531

TABLA I.2

A-283. Esta especificación ampara cuatro grados de este material; y para el fin perseguido se utiliza el grado C y D, es un acero al carbón de calidad estructural para aplicaciones múltiples que se requiere usar en temperaturas en un rango de 302.15°K a 616.15 °K (-29°C a 343°C). La tablas I.3 y I.4 muestran los requisitos químicos y de esfuerzos a tensión respectivamente para esta especificación.

REQUERIMIENTOS QUÍMICOS	
FÓSFORO MÁXIMO %	0.04
AZUFRE MÁXIMO %	0.05

TABLA I.3

REQUISITOS DE ESFUERZO A TENSION		
	GRADO "C"	GRADO "D"
RESISTENCIA TENSION (KG/CM²)	3867 - 4570	4218 - 5062
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM²)	2109	2320

TABLA I.4

A-285. Esta especificación se refiere a un acero muy dúctil, fácil de conformar y maquilar es también de los aceros mas económicos y de mayor existencia en el mercado, es comúnmente usado para la fabricación de envolventes, las cuales se encuentran operando en un rango de temperaturas de 18°C a 423°C. Las especificaciones amparan placas de acero al carbón de baja y media resistencia a la tensión, debido a que cubre tres grados A, B y C, para el objetivo se hace referencia al grado C, ya que es el de un valor mayor a la tensión.

Los requisitos son mostrados en la tablas I.5 y I.6.

REQUERIMIENTOS QUIMICOS		
ELEMENTO	COMPOSICION %	GRADO "C"
CARBONO MÁXIMO		0.28
MANGANESO MÁXIMO		0.90
FÓSFORO MÁXIMO		0.035
AZUFRE MÁXIMO		0.045

TABLA I.5

REQUISITOS DE ESFUERZOS A TENSION	
GRADO "C"	
RESISTENCIA TENSION (KG/CM²)	3967 -5273
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM²)	2109

TABLA I.6

Cuando se tenga condiciones de servicio muy severas y se justifique el uso de un mejor material, se puede utilizar cualquier material que se especifica a continuación.

A-516. Esta especificación cubre placas de acero al carbón con grados 55, 60, 65 y 70 pero lo mas importante para fines de el tanque atmosférico es el grado 70, debido a la mejor resistencia y es ideal para temperaturas criogénicas de rango -45 °C a 15 °C los requisitos químicos y de esfuerzo a tensión se muestran en las tablas I.7 y I.8.

REQUISITOS DE ESFUERZO A TENSION GRADO 70	
RESISTENCIA TENSION (KG/CM²)	4921 -6328
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM²)	2672

TABLA I.8

REQUERIMIENTO QUÍMICOS PARA GRADO 70	
ELEMENTOS	COMPOSICION %
CARBONO MÁXIMO	
HASTA 13 MM ESPESOR	0.27
DE 13 MM A 31 MM ESPESOR	0.28
DE 51 MM A 102 MM ESPESOR	0.30
DE 102 MM A 203 MM ESPESOR	0.31
DE 203 MM ESPESOR Y MAS	0.31
MANGANESO MÁXIMO	
HASTA 13 MM ESPESOR	0.80 A 1.25
MAS DE 13 MM ESPESOR	0.80 A 1.25
FOSFORO MÁXIMO	0.035
AZUFRE MÁXIMO	0.04
SILICIO	0.13 A 0.33

TABLA I.7

A-537. Esta especificación ampara dos clases de este material, la clase I y II y son placas con tratamiento térmico.

La clase I cubre las placas normalizadas, y la clase II las templadas; en la fabricación de recipientes a presión y tanques de almacenamiento atmosférico, se utiliza la clase I, cubriendo con los requisitos señalados en las tablas I.9 y I.10.

REQUISITOS QUÍMICOS		
ELEMENTOS	ESPESOR(MM)	COMPOSICION %
CARBONO MÁXIMO		0.24
MAGNEXO MÁXIMO	38 Y MENOR MAYOR DE 38	0.65 A 1.40 0.95 A 1.65
FÓSFORO		0.35
AZUFRE MÁXIMO		0.04
SILICIO		0.13 A 0.55

TABLA I.9

Nota: Pequeñas cantidades de elementos de aleación podrán estar presentes pero no podrán exceder de las siguientes cantidades **cobre 0.35 %**, **níquel 0.25 %** y **molibdeno 0.08 %**.

REQUISITOS DE ESFUERZOS DE TENSION		
ESPESOR (MM)		
RESISTENCIA TENSION (KG/CM²)	62 Y MENOR 64 A 102	4921 – 6328 4570 - 5970
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM²)	62 Y MENOR 64 A 102	3515 3164

TABLA I.10

A-662. Estas especificaciones cubren placas de acero al carbón-manganeso y esta enfocado a la construcción de recipientes a presión y tanques de almacenamiento que operan a bajas temperaturas, existe en tres grados A, B y C, el grado mas usual en el caso de tanques cilindricos atmosféricos es el B. los espesores máximos de placas en la practica están limitados hasta dos pulgadas(2”) para usarse en la fabricación de recipientes. En las tablas I.11 y I.12 muestran sus requisitos.

REQUISITOS QUIMICOS PARA GRADO “B”	
MANGANESO %	0.79 – 1.62
FÓSFORO MÁXIMO %	0.035
AZUFRE MÁXIMO %	0.46
SILICIO %	0.013 – 0.045
CARBONO %	0.22

TABLA I.11

REQUISITOS DE ESFUERZO A TENSIÓN GRADO “B”	
RESISTENCIA TENSIÓN (KG/CM²)	4570 – 5976
PUNTO CEDENCIA MIN. (KG/CM²)	2812

TABLA I.12

Láminas. Las láminas para la construcción de tanques atmosféricos deben corresponder a las especificaciones de la ASTM A-245 grado C. la denominación “lámina” es únicamente para materiales con espesores menores de 4.8 mm. (3/16”). La A-570 que es de uso general es una lámina de acero al carbón rolada en caliente y se encuentra disponible hasta espesores de 6 mm esta lámina solo puede ser fabricada por cualquiera de los procesos de hogar abierto, horno eléctrico u oxígeno básico y con las características que señala la tabla I.13 y I.14.

REQUERIMIENTOS QUÍMICOS		
ELEMENTOS	GRADOS	
	30, 33, 36 Y 40	45 Y 50
CARBONO MÁXIMO	0.25	0.25
MANGANESO MÁXIMO	0.90	0.35
FOSFORO MÁXIMO	0.04	0.04
SULFURO MÁXIMO	0.05	0.05
* COBRE MINIMO	0.20	0.20

*Cuando es especificado

TABLA I.13

REQUISITO DE ESFUERZO A TENSION (KG/CM ²)						
GRADO	30	33	36	40	45	50
RESISTENCIA TENSION	3445	3657	3530	3868	4220	4571
PUNTO CEDENCIA MIN.	2110	2320	2532	2813	3165	3516

TABLA I.14

Definición.

Soldadura se define como la unión localizada de dos piezas de metal conseguida mediante la aplicación de calor, con o sin fusión, con o sin adición de material de relleno y con o sin aplicación de material.

Electrodos. Existe una gran variedad de electrodos para soldadura y se clasifican de la siguiente forma E XX WZ, para el caso de aceros al carbón y aceros aleados.

Donde: XX representa la resistencia a la tensión.

W posición de soldadura, cuando W es 1 se puede soldar en todas las posiciones, cuando es 2 solo se podrá soldar en posiciones horizontales y plana para soldaduras en filete.

Z representa el tipo de recubrimiento del electrodo.

En los casos de acero al carbón la AWS para tanques de almacenamiento recomienda las series E- 60XX y E- 70XX para aceros al bajo carbón y aceros al medio carbón existe la posibilidad de utilizar ambos en un mismo material.

La tabla I.15 muestra el tipo de recubrimiento así como el tipo de corriente eléctrica para los electrodos usualmente usados para la fabricación de recipientes a presión y atmosféricos.

CLAVE	RECUBRIMIENTO	TIPO DE CORRIENTE ELECTRICA
E-6010	ALTA CELULOSA SÓDICA	C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA
E-6011	ALTA CELULOSA PÓTASICA	C.A. O C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA
E-6012	ALTO TITANIO SÓDICO	C.A. O C.D. SIN CAMBIO DE POLARIDA
E-6013	ALTO TITANIO PÓTASICO	C.A. O C.D. CON CUALQUIER POLARIDAD
E-6020	ALTO OXIDO DE HIERRO	C.A. O C.D SIN CAMBIO DE POLARIDAD
E-6027	POLVO Y OXIDO DE HIERRO	C.A O C.D.
E-7014	POLVO DE HIERRO Y TITANIO	C.A. O C.D. CON CUALQUIER POLARIDAD
E-7015	SODIO AL BAJO HIDRÓGENO	C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA
E-7016	POTASIO AL BAJO HIDRÓGENO	C.A. O C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA
E-7018	POLVO DE HIERRO BAJO HIDRÒGENO	C.A. O C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA
E-7024	POLVO DE HIERRO TITANIO	C.A. O C.D. CON CUALQUIER POLARIDAD
E-7028	POLVO DE HIERRO BAJO HIDRÓGENO	C.A. O C.D. CON POLARIDAD INVERTIDA

TABLA I.15

De entre los electrodos mas utilizados por los fabricantes se encuentran los electrodos E-6010 y E7018. Cuando se requiere soldar aceros aleados se puede utilizar los siguientes electrodos:

(1.5 Cr. -0.5 Mo)	E-8015	E-8016	E-8018
(2.5 Cr. – 1 Mo)	E-9015	E-9016	E-9018

Piezas fundidas. Las partes fundidas deberán corresponder a las especificaciones de la ASTM, A-27 grado 60-30 recocido.

Tuberías y bridas. Las tuberías empleadas en recipientes atmosféricos deben de corresponder a las especificaciones del API estándar 5L o de la ASTM A-53 excepto cuando la tubería esta destinada a fines estructurales se utilizará API estándar 5L grado B

o API estándar 5LX, a menos que se indique otra cosa en las especificaciones particulares. Las bridas forjadas deben llenar las especificaciones de el la ASA B-16.5 y ASTM A-181 grado 1. A continuación en las tablas I.16 y I.17 se muestran los requerimientos.

ESPECIFICACIONES ACEPTADAS PARA SELECCIÓN DE FORJAS Y TUBOS

MATERIALES	ESPECIFICACIONES NÚMERO	GRADO ASTM	MÍNIMO(KG/CM ²)		TIPO
			RESISTENCIA A LA TENSIÓN	PUNTO DE CEDENCIA	
ACEROS	A-53	A	3378	2109	TUBULAR
		B	4218	2460	TUBULAR
	A-105		4921	2531	FORJADO
AL CARBONO	A-106	A	3378	2109	TUBULAR
		B	4318	2531	
		C	4921	2109	
	A-134	-	-	-	TUBULAR
	A-139	A	3378	2109	TUBULAR
		B	4218	2460	
	A-155	-	-	-	TUBULAR
	A-515	55	3867	2109	PLACA
		60	4218	2250	
	A-516	65	4570	2460	PLACA
70		4921	2672		
A-333	6	4218	2460	TUBULAR	

TABLA I.16

MATERIALES	ESPECIFICACIONES NÚMERO	GRADO ASTM	MÍNIMO(KG/CM ²)		TIPO
			RESISTENCIA A LA TENSION	PUNTO DE CEDENCIA	
ACEROS	A-53	F1	4921	2812	FORJADO
		F5	4921	2812	FORJADO
		F9	5976	3867	FORJADO
		F12	4921	2812	FORJADO
		F22	4921	3164	FORJADO
ACEROS	A-333	3	4570	2460	TUBULAR
		4	4218	2460	TUBULAR
ALEADOS	A-335	P1	3867	2109	TUBULAR
		P2			TUBULAR
		P5			TUBULAR
		P5B			TUBULAR
		P5C			TUBULAR
		P7	4218	2109	TUBULAR
		P11			TUBULAR
		P12			TUBULAR
		P15			TUBULAR
		P22			TUBULAR
	A-350	LF3	4921	4921	FORJADO

TABLA I.17

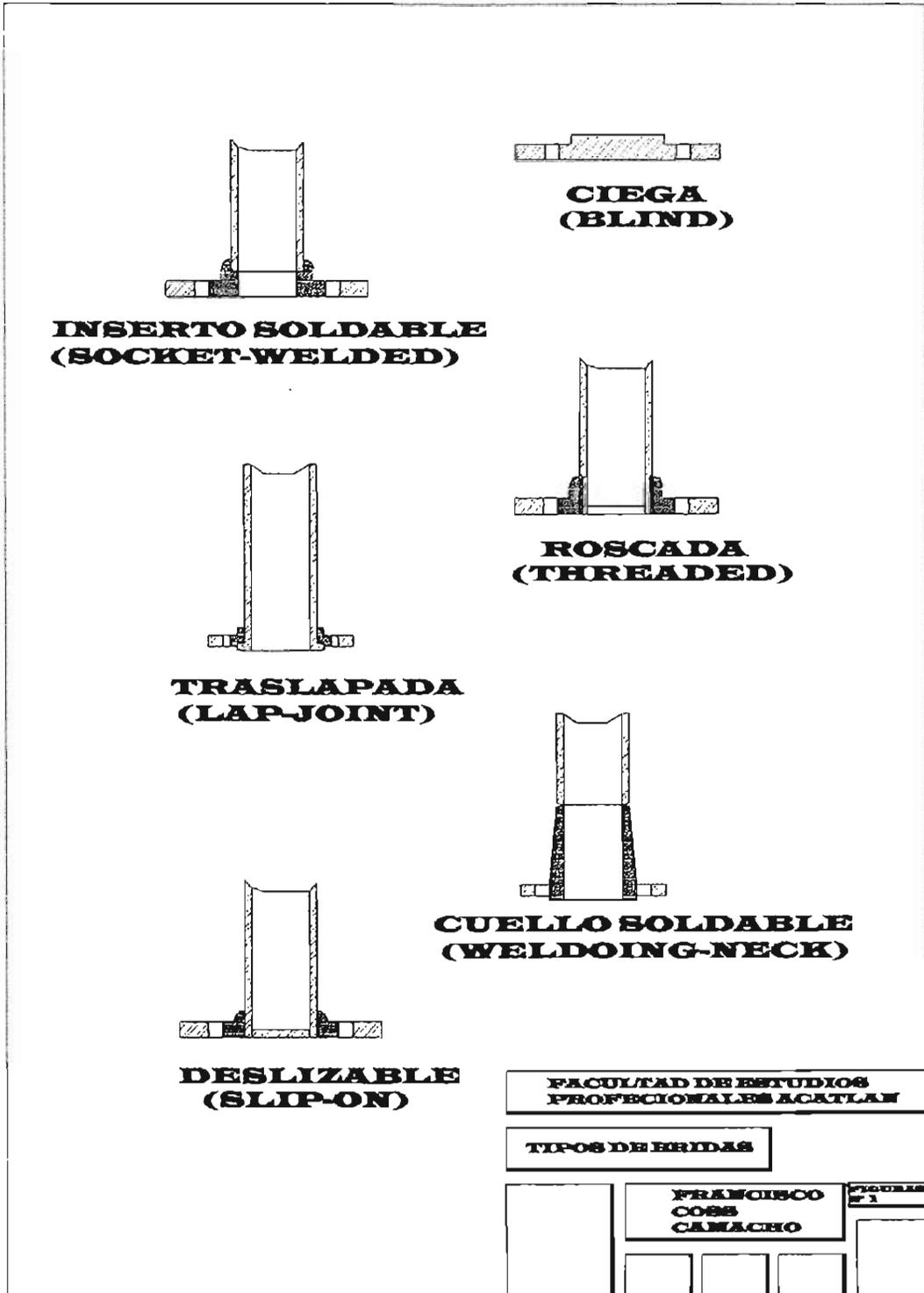
Las cédulas de cuellos de boquillas se determinan tomando en cuenta la presión y esta será normalmente de 10.5 kg/cm², la corrosión permisible y el diámetro del tubo. La tabla I.18 muestra los valores que son utilizados para la presión mencionada.

CLASE 150 LB/IN ² (10.5 KG/CM ²)						
0		3.2		6.4		CORROSION PERMISIBLE
CEDULA	D.I.	CEDULA	D.I.	CEDULA	D.I.	D. NOMINAL
80	24					1"
80	38	160	34	XX-H	28	1-1/2"
80	49	160	43	XX-H	38	2"
80	59	160	54	XX-H	45	2-1/2"
80	74	160	67	XX-H	58	3"
80	97	120	92	160	87	4"
80	146	-	-	120	140	6"
80	194	-	-	100	189	8"
80	248	-	-	100	237	10"
X-H	208	-	-	80	289	12"
X-H	330	-	-	60	325	14"
X-H	381	-	-	60	373	16"
X-H	432	-	-	40	429	18"
X-H	483	-	-	40	478	20"
X-H	584	-	-	40	575	24"

TABLA I.18

Las bridas son de la clase del tipo deslizable (SLIP-ON). y tapa ciega (BLIND) cuando se requiere tapar una boquilla, para una presión de 10.5 kg/cm²

Existen otros tipos de bridas que se seleccionan de acuerdo al servicio, y estas son bridas roscadas, de cara realzada, cuello soldable, a traslape y están en existencia para presiones muy altas, ver figura I.1.



Detalles de bridas figura I.1.

Tornillos. Existe una variedad de especificaciones para tornillos, de alta resistencia de aceros inoxidable y de aceros al carbón, y la más usualmente trabajada para este tipo de proyectos es la especificación A-307 para tornillería de acero al carbón.

Esta especificación cubre dos grados, el grado A que corresponde a tornillos de uso general y el grado B se refiere a tornillos que se utilizan en juntas de tubería y sus diámetros de 6mm y 102mm. El acero para la fabricación de estos tornillos deberá ser obtenidos por el proceso de hogar abierto, oxígeno básico y horno eléctrico para ver las características ver tabla I.19, I.20, I.21

DEL ACERO REQUERIMIENTOS QUIMICOS PARA FABRICACION DE TORNILLOS

TORNILLOS	GRADO "A"	GRADO "B"
FOSFORO MAXIMO, %	0.06	0.04
AZUFRE MAXIMO, %	0.15	0.05

TABLA I.19

REQUERIMIENTO DE DUREZA PARA TORNILLO					
DUREZA		BRINELL		ROCKWELL B	
TAMAÑO	GRADO	MÍNIMO	MÁXIMO	MINIMO	MAXIMO
TODOS	A	121	241	69	100
	B	121	212	69	95

TABLA I.20

TABLA I.21

DIÁMETRO		HILOS IN	ÁREA EN ESFUERZO (CM ²)	GRADOS "A"Y"B" MÍNIMO	GRADO "B" MÁXIMO
MM	IN				
6	1/4	20	0.20	862	1442
8	5	18	0.33	1406	2377
10	3/8	16	0.50	2109	3515
11	7/16	14	0.69	2880	4822
13	1/2	13	0.92	3852	6436
15	9/16	12	1.17	4990	8255
16	5/8	11	1.46	6146	10251
19	3/4	10	2.15	9095	15150
22	7/8	9	2.98	12565	20956
25	1	8	3.21	16488	27488
28	1 1/8	7	4.92	20775	34609
32	1 ¼	7	6.25	26376	43953
35	1 3/8	6	7.45	57810	52390
38	1 1/2	6	9.06	38238	63730
44	1 ¾	5	12.26	51710	86182
51	2	4.5	16.13	68039	113398
57	2 1/4	4.5	20.97	88450	147418
64	2 ½	4	25.81	108862	181437
69	2 ¾	4	31.81	134173	223621
76	3	4	38.52	162477	270795
82	3 ¼	4	45.81	193230	322050
89	3 1/2	4	53.74	226705	377842
95	3 3/4	4	62.26	261541	438170
102	4	4	71.48	301548	502280

Perfiles estructurales. Los perfiles de acero estructural como son vigas, canales, ángulos, etc. Deben de cumplir con los requerimientos de las especificaciones A-36, y A-131.

Las especificaciones A-131, se refieren a acero estructural para placas y laminas y perfiles. Los grados de estas especificaciones son once de los cuales solo tres son para perfiles estructurales y de los cuales se anexan sus características en las tablas I.22 y I.23.

GRADO A. Acero estructural al carbón resistencia media.

GRADO AH32, AH36. Acero estructural aleado por alta resistencia.

REQUERIMIENTOS QUÍMICOS (%)

		GRADO	
ELEMENTO		A	AH32 , AH36
CARBONO	MAX.	0.23	0.18
MANGANESO	MAX.	2.5 Ca	0.90-1.60
FOSFORO	MAX.	0.05	0.04
AZUFRE	MAX.	0.05	0.04
SILICIO		—	0.10-0.50
NIQUEL	MAX.	—	0.40
CROMO	MAX	—	0.25
MOLIBDENO	MAX.	—	0.08
COBRE	MAX.	—	0.35
COLUMBIO	MAX.	—	0.05
VANADIO	MAX.	—	0.10

TABLA I.22

REQUERIMIENTOS DE TENSIÓN (kg/cm²)

GRADO			
	A	AH32	AH36
RESISTENCIA TENSIÓN	4078-4992	4780-5976	4992-6328
PUNTO DE CEDENCIA MIN.	2390	3199	3586

TABLA I.23

1.5 Normas utilizadas en el diseño.

Historia del código A.S.M.E. [REF.C2]

Existe un extracto publicado por V.K. Stokes, G.E. corporativo de investigación y desarrollo, publicado en 1995 por ASME (ISBN N° 0-7918-1760-1).

Donde se describe la historia de la división de materiales, en los inicios de 1880, haciendo referencia a la gran oportunidad que tenía la ingeniería mecánica a nivel de tecnología de desarrollar e impulsar la industria del acero y el hierro que necesitaba solucionar problemas tan variados y complejos que eran un campo enorme para la ingeniería de mecánica de materiales. Siendo esta industria del acero y el hierro uno de los grandes pilares de la economía de Estados Unidos de Norteamérica, era de relevancia nacional estandarizar todo lo que estuviera involucrado con ella.

La primera publicación del ASME tiene fecha de 1880 en su primer volumen.

Con lo que respecta a tanques hay un extracto que ubica como el inicio de publicaciones ASME. El 20 de marzo de 1905.

Donde dice: la explosión de una caldera en una fábrica de zapatos en Brockton, Massachussets mata 55 personas y deja lesionadas a otras 117, causando daños materiales por alrededor de un cuarto de millón de dólares, antes de 1905 la explosión de calderas eran considerado como un inevitable mal o acto de dios.

Este catastrófico accidente propició que la gente de Massachussets se reuniera para realizar normas que legislaran sobre la construcción de las calderas a vapor considerando una máxima seguridad.

Después de muchos debates y discusiones el consejo del estado promulgó el primer código para la construcción de calderas a vapor en 1907.

En 1908 el estado de Ohio realizó este mismo acto adoptando los estándares de Massachussets con pocos cambios, de esta forma otros estados donde hubiera calderas seguirían formulando sus códigos tomando como ejemplo los códigos de Massachussets, para prevenir accidentes.

El propósito de diseñar y construir, así como inspeccionar las calderas y recipientes a presión, propició que se formularan códigos en cada estado y esto generaba problemas a los fabricantes por el hecho que cambiaban de estado a estado ya que no eran uniformes

Los fabricantes apelaron ante el consejo en 1911.

El consejo respondió a la apelación formulando un comité que normalizara los estándares para la construcción de recipientes a presión y calderas a vapor.

El primer comité era integrado de siete miembros, todos expertos en sus respectivos campos de trabajo, un ingeniero en recipientes a vapor, un fabricante de materiales.

Dos fabricantes de recipientes a vapor, dos profesionales de ingeniería y un ingeniero consultor. El comité fue asistido por un comité de consultores de 18 ingenieros representando cada fase de el diseño, construcción, instalación y operación de los recipientes

La Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos, hoy en día, ASME [REF.C2] Internacional es una organización educacional y técnica sin fines de lucro con unos 125.000 miembros en todo el mundo.

Conduce una de las más grandes operaciones de publicación técnica Brinda cada año unas 30 conferencias técnicas y unos 200 cursos de desarrollo profesional Establece una importante cantidad de estándares industriales y de manufactura. El trabajo de la Sociedad es realizado por la Junta Directiva elegida por sus miembros, y por sus cinco consejeros, 44 direcciones y cientos de comités en 13 regiones a lo largo del mundo. Existen 400 secciones y secciones de estudiantes combinadas, sirviendo la membresía mundial de ASME. Con la visión de ser la principal organización para promover el arte, ciencia y práctica de ingeniería mecánica a través del mundo. Con la misión de promover y mejorar la competencia técnica y el bienestar profesional de nuestros miembros, y a través de programas de calidad y actividades de ingeniería mecánica, para habilitar a sus practicantes a contribuir al bienestar de la humanidad

Historia del código A.T.A. [REF.C3]

Fue fundada por un grupo de catorce aerolíneas reunidas en Chicago en 1936, esa fue la primera vez y permanece hoy en estos días, se trata de una organización solo de comercio de las principales líneas aéreas estadounidenses, su capacidad de desempeñar un mejor rol en las mejoras que gobiernan las decisiones relativas a la aviación.

Desde que fue fundada ha incluido la formación de asociaciones civiles aéreas, la creación de sistemas de tráfico aéreo y desregularisa compañías aéreas.

El propósito de ATA es de dar soporte y asistir a los miembros promoviendo el transporte aéreo seguro, costos eficientes y tecnología avanzada dentro de sus operaciones apoyando a la industria en común, y representante ante el gobierno local o estatal.

Conduciendo comisiones de programas completos para la industria, asumiendo el control y atendiendo al público en todos los aspectos del transporte aéreo.

Durante su historia ha atendido a toda la industria involucrada y miembros, evolucionando y marcando el rumbo de esas pequeñas compañías de los años treinta, siendo un jugador principal en el desarrollo del mercado global.

ATA tiene una estructura similar a muchas aerolíneas y es la interfaz entre el transporte aéreo los gobiernos y sectores privados, conciliador entre la seguridad, la ingeniería de mantenimiento, materiales buscando un eficiente operación del transporte aéreo, dirige el tráfico aéreo, carga, y facilita las negociaciones que tratan los asuntos del servicio al público.

Sus oficinas se encuentran en el onceavo y doceavo piso del 1301 Pennsylvania Ave., NW, en la ciudad de Washington, D.C.

Historia del código A.S.T.M. [REF.C4]

La revolución industrial propició un nuevo capítulo en la historia de las especificaciones de materiales con la llegada del ferrocarril y los materiales requeridos para su funcionamiento, la demanda de la producción del acero para satisfacer las exigencias de este, en un principio tuvo que enfrentarse a muchos problemas ya que los materiales fabricados no cumplían con los requisitos necesarios para seguridad de el transporte ferroviario, tan grave era esta deficiencia que los constructores de ferrocarriles preferían importarlos de Inglaterra, que presentaban costos mas elevados, que comprárselos a los productores de acero en los Estados Unidos que adolecían de calidad suficiente.

De esta forma evitaban los problemas que conllevaban la mala calidad del acero en los Estados Unidos, en un intento de superar estos inconvenientes algunas compañías dedicadas al rubro ferroviario intentaron editar algunas especificaciones detalladas de los requerimientos químicos y físicos así como pruebas de materiales a sus proveedores.

Una gran corporación del ferrocarril “La Pennsylvania” del siglo diecinueve jugo un papel clave en la búsqueda de especificación de normas.

Un gran iniciador de estos esfuerzos fue Charles Dudley que en 1874 recibió su PHD por la Universidad de Yale en este campo. El seria la fuerza impulsiva detrás para la normas ASTM, Dudley organizo un departamento de materiales para la nueva industria ferroviaria, donde el investigó las propiedades técnicas para el petróleo, la pintura, acero, y otros materiales que estaban involucradas en el ferrocarril,

El Pennsylvania que era el comprador de estos estudios ayudo fomentar estas investigaciones.

Dudley, en 1878 publicó su primer reporte mejorado de la composición química y física del acero para el ferrocarril, se vio envuelto con los fabricantes y constructores que se enfrascaron en una desavenencia para aceptar sus investigaciones, cuyos aportes eficientaban tanto en poder de carga y durabilidad de la vida de los materiales usados en sus estudios, ya que la desuniformidad de el acero en todos los aspectos con llevaba a pérdidas económicas en esta área.

Dudley, en esfuerzo de la búsqueda de soluciones aparentemente infranqueables, intuyó la facilidad de fomentar la formación de ASTM, la cual se comprometía a elaborar un convenio de normas para la industria de los materiales y así de esta forma la organización fue fundada 1898. que fue precedida por un grupo clave para dirigir grupos de trabajo que reformaran todo aspecto relacionado con materiales. las reformas hechas se concensaban en un foro y determinaría su aplicabilidad o no, asentándose y publicándose cada norma una vez al año hasta 1910, cuando es introducido un libro anual de normas ASTM.

Código N.F.P.A. .[REF.C5]

La NFPA es la fuente principal mundial para el desarrollo y disseminación de conocimiento sobre seguridad contra incendios y de vida. Con su sede en Quincy, Massachusetts, EE.UU., la NFPA es una organización internacional que desarrolla normas fundada en 1896 para proteger gente, su propiedad y el medio ambiente del fuego.

La NFPA es reconocida alrededor del mundo como la fuente autoritativa principal de conocimientos técnicos, datos, y consejos para el consumidor sobre la problemática del fuego y la protección y prevención.

El sistema de desarrollo de los códigos y normas de la NFPA es un proceso abierto basado en el consenso que ha producido algunos de los más referenciados materiales en la industria de la protección contra incendios. NFPA también es un líder en la promoción de programas educacionales de seguridad contra incendios y de vida como el programa de prevención de incendios.

Capítulo II Análisis.

El análisis de los tanques cilíndricos atmosféricos es tan extenso, que a través de su evolución se han formulado un gran número de estudios. El abordar análisis tan complejos requiere de varias simplificaciones.

En este trabajo se establecerán las condiciones de frontera, la acción de las fuerzas gravitacionales (verticales) y las fuerzas horizontales que son generadas por el viento o el sismo que son tomadas como una(s) fuerza(s) aplicada(s) en una sola dirección. El comportamiento del líquido es no viscoso, incompresible e irrotacional, por lo que se tomará como una fuerza de presión aunque sabemos que en el API-650 es tomada como dos fuerzas una la de inducción y la otra de convección.

Aunque existen algunos intentos de modelación del líquido- tanque, asumidos como masas, esto no deja de estar igual de lejos del modelo real; que sería el líquido manipulado como un fluido contenido, y para este caso no existe programa alguno que lo logre hacer. Es por tales razones que limitaremos el análisis a simplificaciones como las citadas.

En el análisis el sistema subestructural se generaliza suponiendo, que esta se encuentra desplantada en una base perfectamente empotrada en el centro del tanque y articulado en la superficie restante que yace en el suelo y que no existen diferencias entre el movimiento en campo libre y la superficie de la cimentación, pero en los suelos blandos de la ciudad de México no es de esta forma, por que los efectos dinámicos que ocasiona la presencia de la cimentación sobre un suelo blando, se afectan debido a:

Primero las dimensiones y rigidez de la misma.

Segundo la existencia de una estructura sobre la cimentación.

En el caso de este tipo de estructuras (tanques cilíndricos atmosféricos) el comportamiento estructural es diferente. Para facilitar este tipo de análisis existen programas comerciales, los cuales son herramientas poderosísimas combinadas con un ordenador (computadora), con los que se auxilia el ingeniero, aquí se usaran los programas Staad Pro 2003. [REF.C6] y el Ansys 7.0. [REF.C7].

Estos programas utilizan para la solución de los modelos, métodos con elemento finito, basados generalmente en la teorías de la mecánica del medio continuo, y mas concretamente la teoría de la elasticidad, aunque son capaces de resolver también las teorías plásticas.

A través de la historia no ha constituido una excepción la búsqueda de aquella regla que efectivamente de soluciones, tras intentos de grandes mentes, como lo menciona la publicación de "El método del elemento finito de O.C. Zienkiewics" [REF.B2] donde dice; "se pueden mencionar a Navier y sus ecuaciones generales de la elasticidad. Científicos interesados principalmente por las matemáticas, que son los que aportan los esfuerzos para el establecimiento de las hipótesis y teorías generales definitivas."

Nombres tales como Cauchy, Poisson, Green etc. parecen como esenciales en el desarrollo de las teorías matemáticas de la elasticidad, pero la aplicación de tales teorías a casos prácticos e incluso aparentemente sencillos presentan dificultades a veces insuperables. Piénsese por ejemplo, en la astucia que se vio obligado a desarrollar Saint-Venant para, dejar inicialmente de lado los problemas derivados de las condiciones de borde, deducir soluciones teóricas correctas para el comportamiento elástico de ciertos elementos estructurales, soluciones que requieren que las acciones aplicadas sobre los bordes de tales

elementos cumplieren ciertas condiciones bien definidas, no satisfechas, en general por los sistemas de apoyo utilizados en la práctica; pero al mismo tiempo y con una genial intuición, estableció su famoso principio de Saint-Venant por el que se asume que el alejamiento de las condiciones reales de borde respecto a las requeridas por las soluciones teóricas encontradas solo introducen distorsiones locales en la zona junto aquellos bordes, que alcanzan distancias del orden de la máxima dimensión transversal del elemento. Siendo válida la solución teoría en el resto del elemento.

De esta forma Saint-Venant logró salvar un escollo, pero no consiguió proporcionar un método para el cálculo del estado tensional en ciertas zonas de distorsión de la estructura, siendo durante mucho tiempo, los procedimientos de análisis foto elásticos los únicos capaces de aportar experimentalmente soluciones correctas a aquellos problemas.

Pero los ingenieros han ido mostrando un interés creciente por el estudio analítico, no experimental, de estas zonas de las estructuras dejadas por Saint-Venant.

Este hecho unido a la necesidad creciente de estudiar el comportamiento de elementos estructurales complejos, superficiales o de volumen, cuyo planteamiento analítico según la teorías generales resulta prácticamente inabordable, ha tocado de nuevo a los ingenieros a tomar el tema en sus manos, tratando de buscar métodos aproximados que permitan aplicar los principios de aquellas teorías de forma asequible, y entre los métodos encontrados, los mas prometedores parecían ser los basados en una discretización del medio continuo analizado por las teorías generales antes aludidas.

El progreso en este sentido ha conducido al desarrollo del Método de los Elementos Finitos, que es sin duda alguna, el procedimiento más popular y extensamente utilizado en la actualidad como útil para la discretización de problemas de mecánica del medio continuo.

Y es este método el utilizado en los programas, Ansys. [REF.C7] y Staad. [REF.C6] y otros. una gran apoyo para la solución de problemas como el planteado para interpretar el comportamiento de los tanques.

II.1 Gravitacional

Análisis

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de las respuestas de la estructura entre las diferentes acciones exteriores e interiores que pueden afectarla, para realizar esta actividad se requiere :

La modelación que incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen el modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones.

Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

Las principales acciones que se presentan en las estructuras en lo referente a la forma de modelar el fenómeno que las genera, a los valores que deben considerar para el análisis, a la forma de determinar sus efectos y las incertidumbres involucrados en los valores que se emplean.

Los valores y procedimientos específicos de cálculo se referirán a la norma API650. [REF.B1] manuales de la CFE. [REF.B3], Normas Técnicas Complementarias(NTC) [REF.B4]. y para el análisis se apoyara en la teorías elásticas de la mecánica del medio continuo .

Carga muerta. Se denomina así al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura y el de los elementos no estructurales y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de forma que gravitan en forma constante en la estructura. La carga muerta es por tanto, la principal acción permanente. En recipientes atmosféricos se puede considerar como el peso de las instalaciones permanentes y el peso del tanque.

Carga viva. Esta carga es la que se debe a las operaciones y uso de la construcción, es todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la construcción, no pudiéndose considerar carga muerta. Entran así en la carga viva equipos y personas, y es la principal carga variable ha de considerarse. Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción, las cargas de operación en la construcción están formadas por la suma de diversos factores que tienen un carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo Así como en la forma en la que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o e impacto. Por lo anterior un modelo de carga viva que pretenda presentar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre a modelos simplistas.

En la gran mayoría de los casos, las cargas vivas de diseño especificadas por los códigos están fijadas con bases esencialmente subjetivas. Se trata de postular una condición de operación suficientemente desfavorable para que la probabilidad de que se presente una situación mas grave sea pequeña.

Dependiendo de la combinación de cargas que se este revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal, para los casos en que las cargas gravitacionales sean favorables a la estabilidad de la construcción como en problemas de volteo o flotación interesa la carga mínima, o sea el menor valor que pueda adquirir en la vida útil. En acciones que se deben al empuje estático de diversos materiales retenidos por la estructuras, el efecto de estas acciones es complejo, ya que depende de la iteración de la estructura con el material.

Tanques. En recipientes o en estructuras total o parcialmente sumergidas debe considerarse como acción del empuje estático del líquido. Cuando el liquido tiene una superficie libre que no esta sujeta a una presión superior a la atmosférica, ejerce una presión adicional a la atmosférica y en dirección normal a la superficie de contacto con el objeto sumergido, dado por

$$\rho \approx \gamma h$$

Donde γ es el peso volumétrico del líquido y h la profundidad del punto considerado, a partir de la superficie libre del líquido esto implica que la presión aumenta linealmente con la profundidad y que el diagrama de presiones es triangular. En tanques y recipientes el nivel del líquido puede determinarse con mucha precisión, debido a que existen desfoces

que limitan el nivel máximo. En recipientes cerrados debe evaluarse, sin embargo la posibilidad de que estos lleguen a trabajar a presión por algún mal funcionamiento de los sistemas de alimentación y desfogue. Algunos proyectistas acostumbran considerar un metro mas de altura de agua que el corresponde al tanque lleno, para tomar en cuenta este hecho. Esta situación debe tomarse sin embargo, como accidentales y los factores de seguridad menores que se aceptan en este caso, normalmente hacen que esta condición no sea crítica.

Los manuales suelen recomendar que no se tome el peso volumétrico del liquido menor que el del agua, cuando este sea desfavorable para la estabilidad por considerar que aunque el recipiente este destinado a contener un líquido mas ligero, no es despreciable la probabilidad de que se encuentre, ocasionalmente, lleno de agua.

Para el análisis gravitatorio (Prueba hidrostática), el principio teórico en el que se basa el código API-650. [REF.B1], es sin duda el de la resistencia de materiales practica, que dicta algunas formulas para el calculo de los elemento de tanques soldados atmosféricos circulares.

Y que son recomendaciones que se han generado en los Estados Unidos. Los métodos prácticos que ellos nombran como; el método del pie y el de punto variable.

Con estos métodos se realizara el prediseño y con los valores obtenidos se deberá introducir como datos en los programas Ansys[REF.C7], y Staad [REF.C6], para realizar el análisis

Datos del tanque:

Geometría y condiciones iniciales	
Diámetro del tanque D =	10.668 (m)
Radio del tanque R =	5.334
Altura del tanque H =	9.944 (m)
Numero de anillos =	7
Densidad relativa del producto almacenado =	1.000 (T/ m ³)
Corrosión permisible =	1/16 = 1.6 mm

Para Ansys en la prueba hidrostática y por peso propio

- Primer anillo 1.270 cm.
- Segundo anillo 0.793 cm.
- Tercer anillo 0.793 cm.
- Cuarto anillo 0.793 cm.
- Quinto anillo 0.793 cm.
- Sexto anillo 0.793 cm.
- Séptimo anillo 0.793 cm.

En el modelo, la generación de las placas del casco se realizó a cada 10 grados de circunferencia.

Tanto las placas del fondo como las del techo se generaron siguiendo la configuración del casco.

Antes de efectuar los análisis respectivos, se definieron los siguientes criterios y consideraciones:

Se empleará el criterio de falla de Von Mises en la obtención de los esfuerzos actuantes. Este criterio es recomendable para la evaluación de cilindros y se calcula con la siguiente expresión:

$$2\sigma_e^2 = (\sigma_a - \sigma_t)^2 + (\sigma_t - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_a)^2$$

Donde:

σ_a = Esfuerzo axial.

σ_t = Esfuerzo tangencial.

σ_r = Esfuerzo radial.

σ_e = Esfuerzo equivalente.

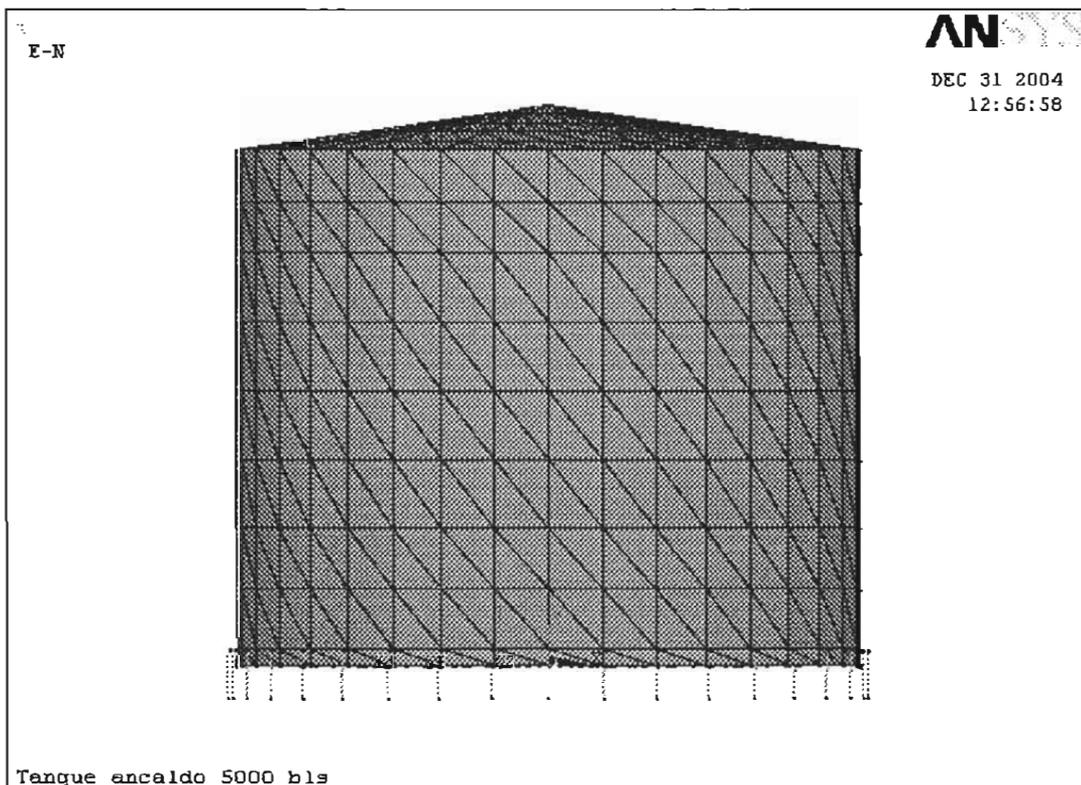


Figura II. 1. Modelo empleado para la evaluación de esfuerzos en el tanque 5000 barriles

1. Se consideró un peso específico de 0.82 para el producto y de 1.0 para el agua (prueba hidrostática).

Las condiciones de carga que se utilizaron para el análisis del tanque y sus resultados se mencionan a continuación:

CASOS 1 CONDICION DE CARGA HIDROSTATICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA ANSYS.

El primer análisis considerando la geometría ideal en la envolvente. Los resultados de este análisis se presentan en la figura II.2.

En este caso se consideró el peso propio del tanque, a una altura de líquido de 8.20 m y se analizó como carga hidrostática. La gráfica de distribución de esfuerzos de Von Mises se observa en la figura II.2, el máximo esfuerzo presente para esta condición de análisis es de 1508 Kg/cm².

Figura 2. Carga hidrostática con geometría real

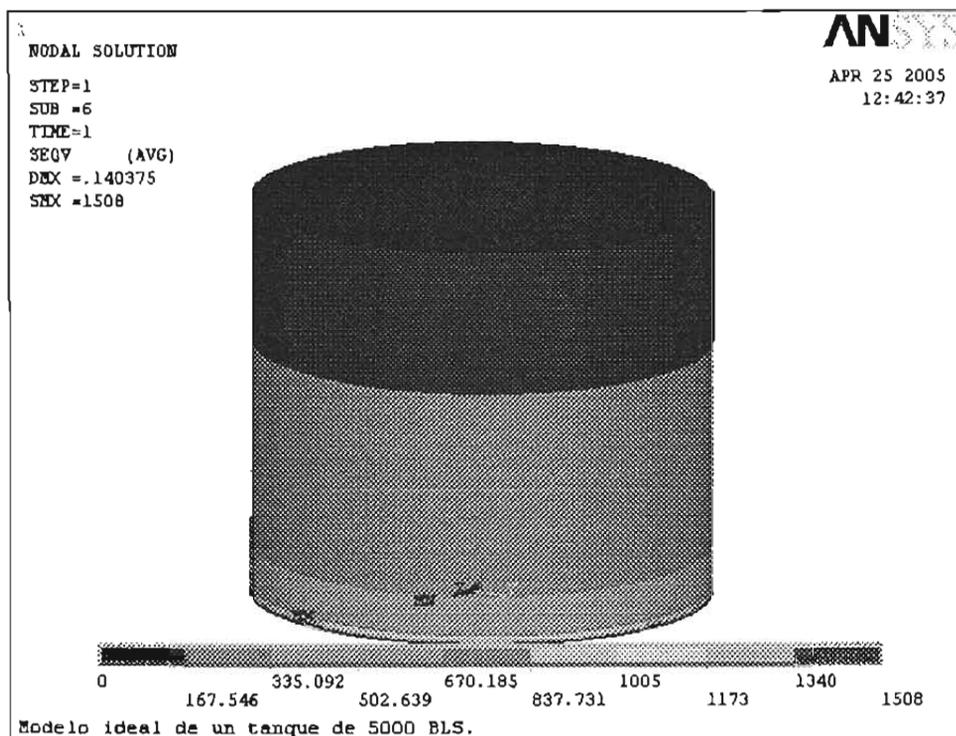


Figura II. 2. Detalle de esfuerzos por prueba hidrostática, esfuerzo máximo de 1508 kg/cm²

CASOS 1 CONDICION DE CARGA HIDROSTATICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA STAAD 2003.

Este análisis tiene como finalidad evaluar las diferencia de las magnitudes de esfuerzos en la envolvente generados por la presión hidrostática, el peso propio y la carga viva a una altura de operación (8.20 m).

En la figura II.3 se muestran los esfuerzos que se presenta en esta condición.

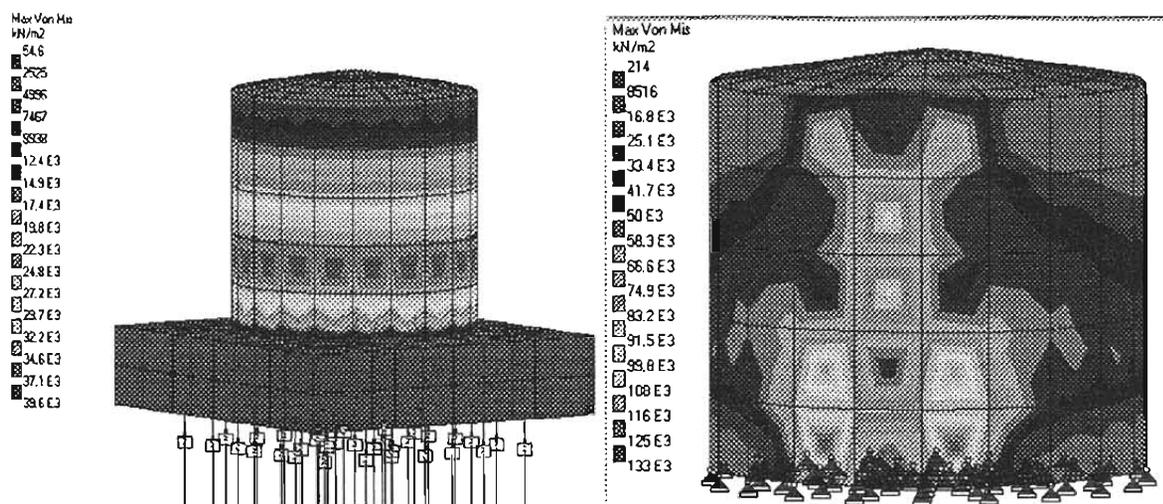


Figura II.3. Detalle de esfuerzos C. Hidrostática, esfuerzos máximos de 403 y 1330 kg/cm²

Los esfuerzos originados por la configuración en la envolvente aunado al cajón de cimentación con pilotes mostrados en la figura II.3. es únicamente una comparación del tanque sin cimentación y con ella. Los valores máximos obtenidos, con Von mises máximos en el Staad 2003. representa la distribución de los esfuerzos en todo el tanque y la subestructura denotando una diferencia de 840 y 178 kg/cm² con respecto al de Ansys. Esto debido a que el Staad 2003 utiliza elementos híbridos que según el manual en español. En la interfase entre elementos no afecta el contorno y los cálculos de los elementos son realizados sin afectar este contorno, tomándolos así como un sistema de acoplamiento mixto que permiten realizar simplificaciones para la solución, pero esto denota una continuidad supuesta aunando ha esto la configuración geométrica de las placas de forma mixta que no son conformes y producen discontinuidad o incluso errores al estar ejecutando las iteraciones por que el sistema de ecuaciones no llegan a converger y el programa presentara soluciones no reales, la posibilidad de crear elementos de liga y poder crear otro tipo de elementos placa con propiedades diferentes a los híbridos daría una solución mas acertada, pero esto requiere manejar el lenguaje del Stadd llamado STAPLE profundamente.

En el Ansys los elementos toman la interfase y la iteración entre elementos, para el caso de sistemas que interactúan para este modelo el se realizaron con elementos Shell63 para las placas y elementos de contacto52 que son punto a punto en 3D para permitir esfuerzos entre dos superficies y permite que se produzca fricción y simule el contacto entre las placas y el terreno, en el caso de el tubo central que esta colocado en el interior del tanque, se tomó Pipe16, para el caso de las vigas que soporta el techo se tomo Beam4 y Link8 para las anclas que lleva en el perímetro para evitar el levantamiento en el momento que actúa la fuerza de volteo. Aunque este modelo se tuvo a reserva la diferencia no es tan sustancial con el mostrado en la figura 2. el modelo que se presenta es sin elementos de contacto ni anclas, siendo de esta forma mas cercano al que se modeló en el Staad 2003.

II.2 Sismo.

Aspectos básicos. La acción de un sismo tiene aspectos distintos de otras acciones, en cuanto a que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico y las propiedades del terreno donde subyace la estructura y la estructura misma.

En realidad ninguna región en el mundo está ausente de este fenómeno, por eso se tiene que tomar en el análisis en cuenta esta acción accidental.

El avance tecnológico en estos días es de tal magnitud que muy recientemente una universidad de los Estados Unidos de Norteamérica está estudiando el comportamiento de las placas tectónicas que se encuentran en este país con un programa denominado manipulador nanotecnológica virtual, donde calculan las deformaciones y fuerzas generadas entre estas placas, y así de esta forma tiene un aproximado de las grandes descargas de fuerza en las zonas que les genera en el modelo, aunando esto a los sensores que tienen colocados en sitios estratégicos les pronostica posibles movimientos sísmicos en cualquier tiempo que se le solicite, lo interesante de este programa es que toman en cuenta los fenómenos de la interacción de la tierra con las orbitas gravitatorias que puedan afectar el movimiento de las placas tectónicas a nivel atómico por ejemplo una de las estudiadas es la falla de San Andrés .

En México la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren debido a la subducción de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica, la línea donde ocurre está situada a unos kilómetros costa fuera de los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca y Michoacán.

Tipo de Ondas. La brusca caída de esfuerzos que acompaña el deslizamiento de las placas genera ondas sísmicas debidas a las deformaciones longitudinales de compresión o transversales de cortante de la roca. Estas ondas viajan alejándose de la falla y su amplitud se atenúa conforme avanza , las ondas longitudinales denominadas ondas *P* o principales viajan a mayor velocidad y tienen frecuencia mas altas y amplitudes menores que las ondas de cortante también llamadas ondas *S* o secundarias, estas ondas se reflejan en la superficie y producen otro tipo de ondas que tienen velocidades menores, en realidad lo que sucede cerca de la falla es que se superponen los tres tipos de ondas pero a mayor distancia del foco del sismo esta llegan en tiempos diferentes esto depende de las propiedades mecánicas del medio que atraviesen.

En cuanto a la magnitud de un sismo que es una medida del tamaño del sismo que es independiente del lugar donde se hace la observación y se relaciona aproximadamente con la cantidad de energía liberada en el evento. Se determina a partir de amplitudes de registros de sismógrafos estándar. La mas conocida es la escala de Richter.

Es frecuente la confusión entre magnitud e intensidad, la magnitud es una medida de la potencia del sismo, independientemente de el lugar donde se mida. La intensidad es una medida de las características del movimiento del terreno que el sismo provoca en un sitio dado, para el Ingeniero Civil es primordial la intensidad que se puede presentar en el sitio donde se construya la estructura. Los métodos de análisis sísmico prescritos por los reglamentos de diseño empleados en la práctica son generalmente idealizados y simplificados. Para tanques la Norma API-650 no es la excepción ya que considera dos masas, para realizar el análisis sísmico y lo considera como un sistema lineal. Pero ante la acciones dinámicas de los sismos la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tiene un rango donde el comportamiento del material es inelástico y el sistema se convierte en no

lineal y Para dar solución ha este tipo de sistemas es necesario obtenerlo solo mediante procedimientos iterativos de incrementos de carga menores considerando el comportamiento lineal.

Por lo corresponde a la modificación del comportamiento sísmico debida a la naturaleza del terreno donde se construirá la estructura se podría mencionar algunas causas:

La amplificación local, que consiste en la modificación de las ondas sísmicas al transmitirse de la roca subyacente y los estratos del suelo que se encuentra en esta y la cimentación.

La alteración del movimiento del terreno por la presencia de la estructura, considera esta como un cuerpo rígido.

La interacción entre la vibración de la estructura y la del suelo que ocasiona que una fracción significativa de la energía cinética inducida por el sismo se vuelva a transmitir al suelo y se disipe por el amortiguamiento proporcionado por este.

Los datos de entrada para el análisis sísmico en el caso del programa Stadd 2003, se supone como una fuerza actuante en los nodos de las placas que coincidan con el centroide de la envolvente del diagrama triangular invertido que generan las fuerzas actuantes en un sismo esta magnitud es generada por el peso del líquido y el recipiente, que simularía la fuerza en el sentido de los ejes X y Y del modelo, esta afectado por el coeficiente sísmico que estipulan las NTC [REF.B4]. para el diseño en el Distrito Federal comprendido para la zona III d multiplicado por el 50% mas por ser estructura tipo A. Para el programa Ansys 7.0 se proceder con el mismo criterio.

CASOS 2 CONDICION DE CARGA SISMICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA ANSYS.

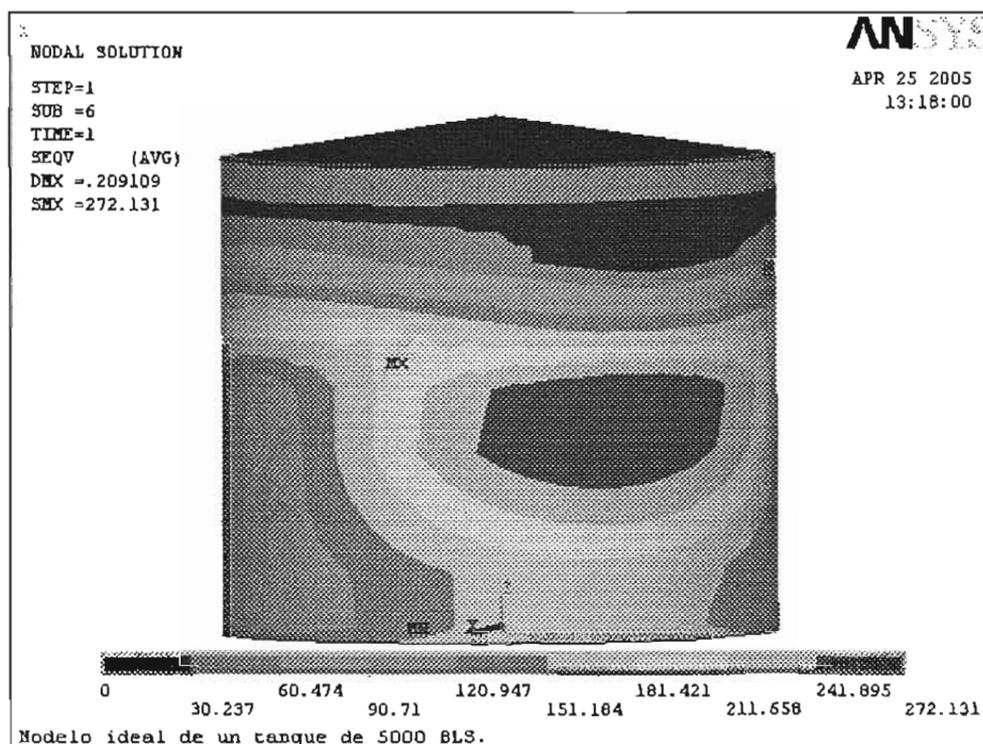


Figura II.4. Distribución de esfuerzos en la envolvente, el esfuerzo máximo es 272kg/cm^2 .

CASOS 2 CONDICION DE CARGA SISMICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA STADD2003.

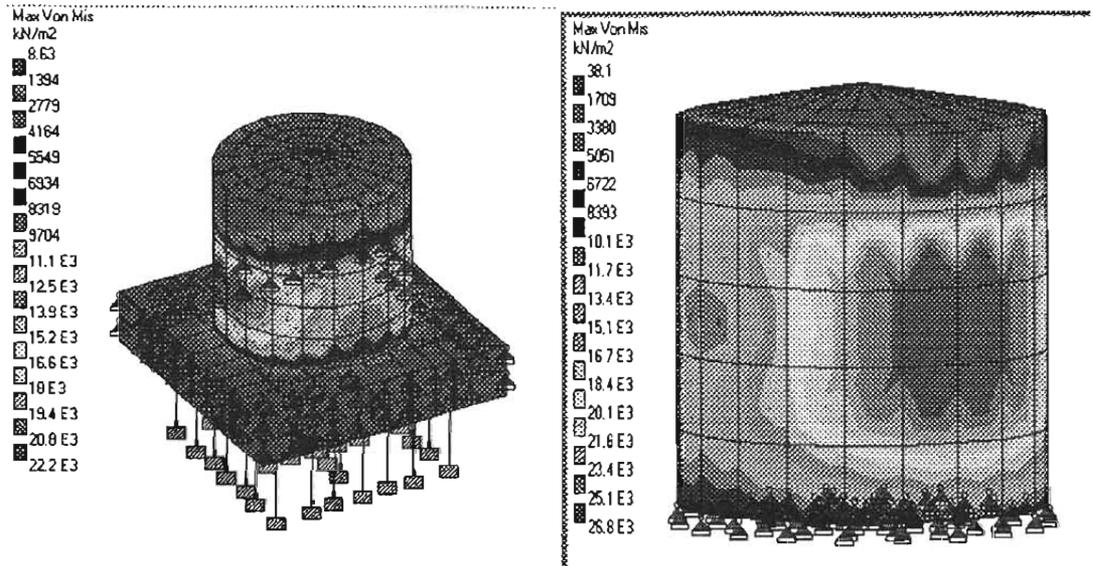


Figura II.5. Detalle de esfuerzos carga sismica, esfuerzos máximos de 222 y 268 kg/cm²

Este análisis tiene como finalidad evaluar las magnitudes de esfuerzos en la envolvente generados por el peso propio del tanque y carga viva mas la fuerza sismica. Los esfuerzos originados por esta configuración en la envolvente y cimentación como se muestran en las figura 4, 5. donde se indican los valores máximos obtenidos en los dos programas.

Así mismo se muestran la diferencia de valores, que es el resultado del tipo de elementos utilizados en cada uno como ya se había mencionado en el caso 1.

CASOS 3 CONDICION DE COMBINACION DE SISMO-C. HIROSTATICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA ANSYS.

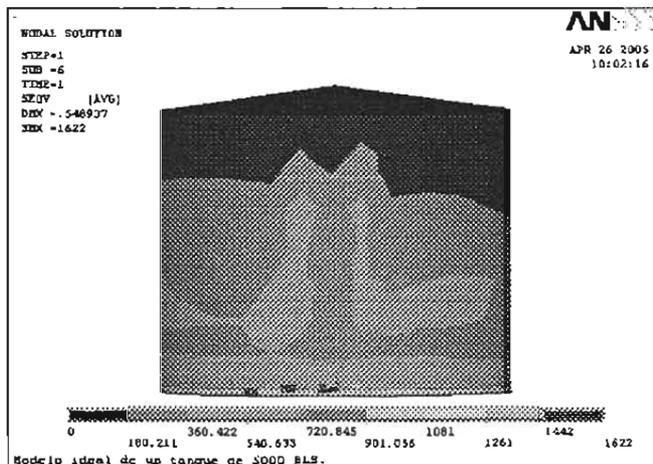


Figura II.6. Distribución de esfuerzos en la envolvente, el esfuerzo máximo es 1622kg/cm².

CASOS 3 CONDICION DE COMBINACION SISMO- C. HIDROSTATICA Y PESO PROPIO CON PROGRAMA STADD2003.

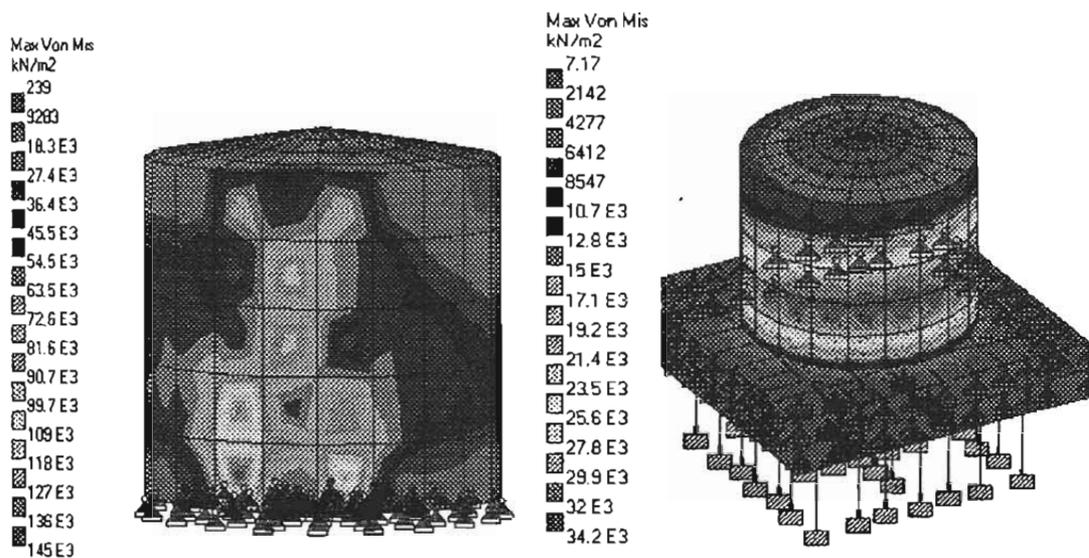


Figura II.7. Detalle de esfuerzos combinación Sismo- C. Hidrostática y Peso propio esfuerzos máximos de 1450 y 342 kg/cm²

Como un agregado, respetando las criterios de diseño de las NTC de la ciudad de México se pide que se simule las combinaciones de las condiciones de los fenómenos representativos que en este caso sería el de Sismo-C. Hidrostática y Peso propio siendo este el mas desfavorable, donde se puede observar diferencias entre los esfuerzos arrojados en los dos programas utilizados siendo el Ansys el de mayor valor con 1622 Kg./cm² contra 1450 y 342 Kg./cm² del Staad haciendo hincapié en lo ya señalado para el caso 1.

Puntualizando en esta parte que las cargas aplicadas en el análisis de acero se aplico un criterio de esfuerzos permisibles donde para el acero A-36 sería de 1500 Kg./cm² en el mínimo esfuerzo de fluencia pero para mínimo de esfuerzo de tensión que sería la condición en que se encuentra la estructura es de 2400 Kg./cm² según especificaciones de ASTM y los esfuerzos mostrados con anterioridad el máximo es de 1622 Kg./cm² por lo cual sería correcto.

II.3 Viento.

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debido a diferencias de presiones en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre.

Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el análisis de estructural interesa esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una

acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas del golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por huracanes que transitan de sur a norte y provocan vientos de muy alta velocidad.

El flujo de aire es uno de estos fenómenos naturales no uniformes: los gradientes de temperatura y la rugosidad de las superficies del terreno causa turbulencias.

El modelo más usual para estudios analíticos distingue una componente estática, o sea aquella parte que pueda considerarse actúa con velocidad media constante varios minutos, mas una oscilación aleatoria que tiene periodo del orden de algunos segundos y que se denomina efecto de ráfaga.

En un huracán, u otro fenómeno meteorológico similar, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamado velocidad de gradiente.

La rapidez con que la velocidad crece con la altura y por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, depende de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso, como en campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene velocidad muy alta aun cerca de la superficie, mientras que en el centro de las ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente desde una altura de varias decenas de metros, hasta la superficie del terreno. La ley que describe la variación de la velocidad de viento con altura, deducida de mediciones con anemómetro colocados en diferentes posiciones, se representa por ecuaciones del tipo

$$V = V_0 \left[\frac{Z}{Z_0} \right]^\alpha$$

o sea que la velocidad V , a una altura Z , se relaciona con la velocidad V_0 a una altura de referencia Z_0 , multiplicada por una potencia α de la relación $\frac{Z}{Z_0}$. El exponente α depende

esencialmente de lo accidentado del terreno. Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de barlovento, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto.

Si se supone que el aire es un fluido incompresible no viscoso, puede aplicarse la ecuación de Bernouilli en la dirección del flujo lo que equivale a considerar que la energía de presión más la cinética permanecen constante en cualquier punto. Por tanto la velocidad del aire que esta afectando en un instante dado a diferentes puntos de en la estructura dependerá de

velocidades originales en flujo libre distintas, ya que el aire emplea cierto tiempo en transitar a lo largo de toda la estructura.

Para fines de determinación de la fuerza total sobre una estructura de dimensiones usuales a partir de la ecuación de presión media:

$$p = \frac{1}{2} C_D \rho V^2$$

en que C_D el factor de forma, llamado también factor de empuje, y V es la velocidad del flujo en el punto a considerar, ρ es la densidad del aire. No interesa la velocidad máxima que pueda alcanzar en un instante dado, sino el máximo promedio en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura. Por ello los reglamentos definen la velocidad de diseño como promedio en un periodo del orden de algunos minutos, pero consideran factores de incremento para el diseño de elementos pequeños, de esta forma, el efecto del viento se trata normalmente como un problema estático con consideraciones diferentes para el efecto global sobre la estructura completa. Sin embargo, existen situaciones en que el viento llega a tener efectos dinámicos significativos por diferentes razones.

Como se ha dicho, la velocidad del viento presenta componentes importantes cuyas fluctuaciones con el tiempo depende de la velocidad máxima de flujo, pero que para los vientos de interés tienen periodos superiores a 1 seg. Si el periodo natural de la estructura excede de ese límite inferior, algunos componentes de la fluctuación de la velocidad puede entrar en sincronía con la vibración de la construcción y producir amplitudes de deformación perjudiciales, sea por que incrementan las sollicitaciones en la estructura arriba de las estáticas. La mayoría de las construcciones civiles tienen periodos naturales inferiores a los 1 seg. Son muchos sin embargo, los cuales exceden estos valores y, especialmente en estructuras de bajo amortiguamiento, deben de tomarse en cuenta las amplificaciones dinámicas. Algunos ejemplos son las torres, antenas edificios muy esbeltos y cubiertas colgantes. La perturbación que los cuerpos ocasionan al flujo se manifiesta normalmente solo por desviaciones de las trayectorias de las partículas dando lugar a presiones y succiones sobre el objeto, para algunas formas geométricas particulares, la perturbación implica, además, la formación de vórtices que se generan periódicamente y en forma asimétrica, produciendo vibraciones en el cuerpo, en la zona de sotavento de la sección cilíndrica se producen vértices llamados de Von Karman, que se generan alternadamente a cada lado del cuerpo y se desplazan a lo largo de la línea de flujo del aire.

Al generarse cada vórtice, se produce una fuerza transversal a la dirección del vórtice y que tiene sentido opuesto para cada lado en que se generan los vórtices. El valor de las fuerzas no es suficiente para producir efectos estáticos significativos. Produce sin embargo, vibraciones en sentido transversal al flujo y si, para alguna velocidad del viento, se generan vórtices con un periodo similar al natural de vibración de la estructura, las vibraciones se van amplificando hasta generar fuerzas significativas. Entre estas destacan las chimeneas y torres de enfriamiento los puentes colgantes o atirantados, las líneas de transmisión, las antenas y torres de microondas.

Como se ha visto, los empujes estáticos del viento aumentan al cuadrado de su velocidad. El parámetro básico que se requiere estudiar para fijar la intensidad de la acción de análisis es por tanto, la velocidad máxima con que el viento puede actuar sobre la estructura durante su existencia de ésta, hay que tener presente que un error o falta de aproximación

en la determinación de dicha velocidad de análisis se reflejara en el cuadrado de dicho error en lo que respecta a la magnitud de la fuerza y de las sollicitaciones debidas al viento en la estructura. La mayoría de las normas de diseño suele especificar una velocidad base para una altura de referencia de 10 m y para campo abierto. Para otras condiciones se proporcionan factores correctivos.

Para el caso del análisis de viento del tanque, una vez realizado el calculo de la fuerza estática de viento se obtuvo una presión de 82.2 Kg./m² para empuje y succión de 68.45 Kg./m² misma que se convirtió en una fuerza para colocarse a la altura de la resultante y así dar entrada de datos a los programas

CASOS 4 CONDICION DE C DE VIENTO Y PESO PROPIO CON PROGRAMA ANSYS.

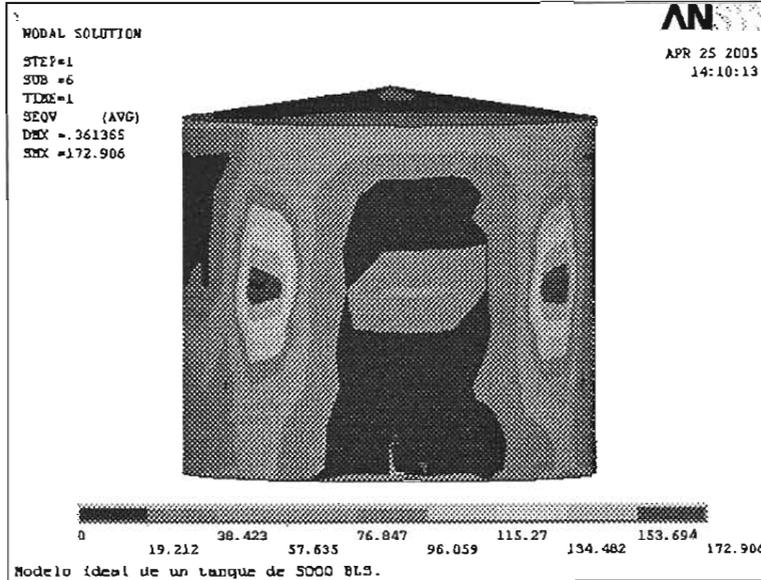


Figura II.8. Distribución de esfuerzos en la envoltente, el esfuerzo máximo es 173kg/cm².

CASOS 4 CONDICION DE C. VIENTO Y PESO PROPIO CON PROGRAMA STADD2003.

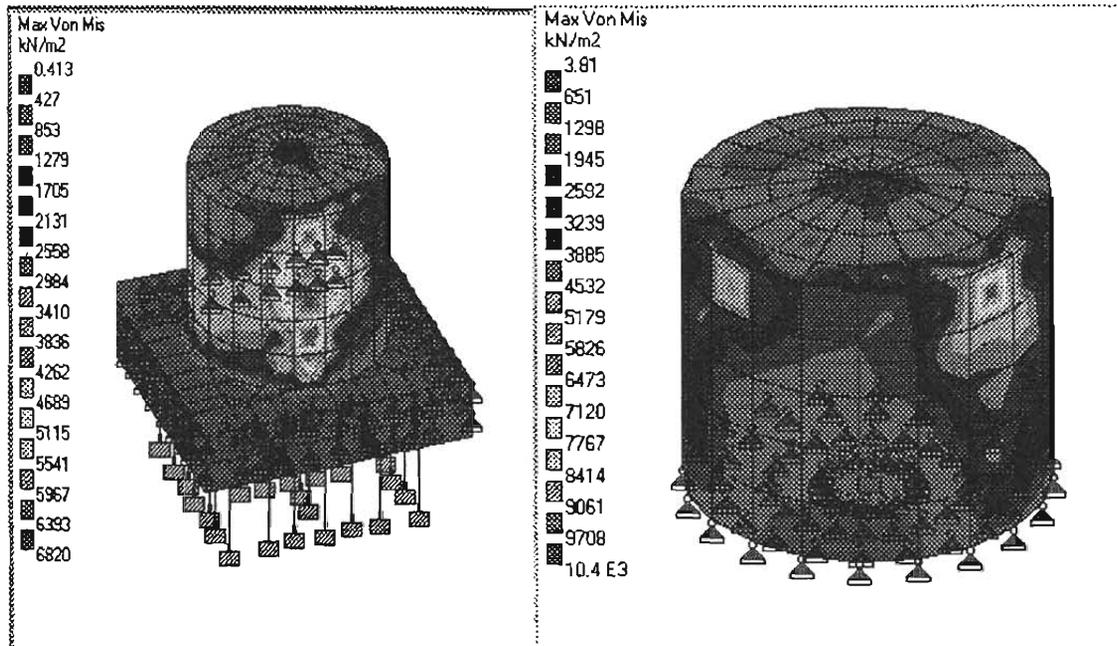


Figura II.9. Detalle de esfuerzos C. Viento esfuerzos máximos de 68.2 y 104 kg/cm²

La finalidad del análisis de viento es cumplir con las disposiciones de acciones accidentales que se pudieran representar durante la vida útil de la estructura, por que este fenómeno en si no es tan representativo, solo en el caso de que el tanque este vacío, que se daría únicamente cuando este necesita mantenimiento o llegué a presentar asentamientos considerables que dañen la estructura o se necesitara nivelar y reparar. Por otro lado el análisis riguroso seria considerar si en alguna etapa pudiera presentarse el fenómeno de fondeo, doblez o buckling, que en el API-650, se considera en el momento de calcular la flexión, que esta relacionando la altura de la envolvente y su espesor. Es claro que esta consideración es muy de practica. En el caso del fenómeno de fondeo se pudiera realizar este análisis con el programa Ansys, pero no es muy practico por que es necesario manejar los conceptos de viento y elementos placas delgadas a niveles de investigación. Por lo tanto se tendrá que conformar con un simple reconocimiento de esfuerzos en la estructura.

La relevancia de los análisis es que a través de ellos se obtienen los elemento mecánicos para diseñar, en el caso del Staad trae consigo comandos que te pueden hacer esta labor como punto de comparación .

Capítulo III Diseño.

Los aspectos para diseñar que se siguen en este estudio, llevan una secuencia fundamentada en la norma API-650. [REF.B1]

Existen algunos valores que se adaptan de acuerdo a las condiciones que prevalecen en nuestro país y exactamente como lo recomienda el manual de (Comisión Federal de Electricidad) CFE, [REF.B3] para el caso de viento y sismo, en la revisión de algunos suplementos las formulas de la resistencia de materiales y Las Normas Técnicas Complementarias (NTC), [REF.B4], de la Ciudad de México.

Para el caso del cálculo de los espesores de la envolvente (cuerpo), fondo, techo y estructura interna se debe considerar un espesor adicional por corrosión, el cual dependerá de las condiciones ambientales del lugar donde será instalado, y el comprador determinara el valor a asignar.

Cálculo de espesores por el método del pie.

El método del pie calcula el espesor requerido en un punto de diseño arriba del fondo de cada anillo. Y solo es recomendable para tanques de diámetro menores de 60 mts. El requerimiento mínimo de espesor en placas para la envolvente debe ser más grande que los valores calculados por la formula (III.2)o(III.1). Pero nunca menor que el recomendado por API-650 Ver 3.6.1.1. Que a continuación se incluye. Tabla III.1

Nominal Tank Diameter (See Note 1)		Nominal Plate Thickness (See Note 2)	
(m)	(ft)	(mm)	(in.)
< 15	< 50	5	$\frac{3}{16}$
15 to < 36	50 to < 120	6	$\frac{1}{4}$
36 to 60	120 to 200	8	$\frac{5}{16}$
> 60	> 200	10	$\frac{3}{8}$

Notes:

- 1. Unless otherwise specified by the purchaser, the nominal tank diameter shall be the centerline diameter of the bottom shell-course plates.
- 2. Nominal plate thickness refers to the tank shell as constructed. The thicknesses specified are based on erection requirements.
- 3. When specified by the purchaser, plate with a minimum nominal thickness of 6 millimeters may be substituted for $\frac{3}{16}$ -inch plate.

Tabla III.1

Para tanques relativamente pequeños y espesores calculados máximos nominalmente de 12.5 mm. Los máximos esfuerzos a la tensión antes de aplicar la eficiencia de la junta deberá ser 145MPa (21000lb/in²). Los esfuerzos calculados deben ser supuestos con la premisa de que el tanque esta lleno de agua o que el líquido calculado es más pesado que el agua.

La tensión en cada anillo debe ser calculada 30cm. encima de la línea central de la unión horizontal baja del curso en cuestión. Cuando los esfuerzos sean calculados, el diámetro del tanque sería tomado como el diámetro nominal del fondo del curso.

El factor de eficiencia debe ser de 0.85 para el punto requerido de radiografiado.

El espesor mínimo de las placas de la envolvente debería ser calculado para esfuerzos en la unión vertical usando la fórmula siguiente:

$$t = \frac{4.9 * D * (H - 0.3) * G}{E * 145} + Ca$$

Donde

t = espesor mínimo en mm

D = diámetro nominal del tanque en m

G = gravedad específica del líquido almacenado pero no menor que la del agua 1.0.

E = eficiencia de la unión la cual es cualquiera de 0.85 o 0.70.

Ca = corrosión permisible en mm

III. 1 DATOS DE DISEÑO.

Tanque atmosférico circular de 5000 barriles.

H= nivel del líquido de diseño en m. (9.144)

D = diámetro nominal del tanque en m. (10.668)

G = gravedad específica del líquido almacenado pero no menor que la del agua (1.0)

E = eficiencia de la unión la cual es(0.85)

Ca = corrosión permisible en mm

Cuerpo = 1.6

Fondo = 1.6

Techo = 1.6

Estructura interna = 0.8

T = temperatura en °C de 38

Material: cuerpo, fondo, techo ASTM A-283-C

Esfuerzo permisible = 145 MPa

Velocidad de viento = 150 Km/hr

Coficiente sísmico = 0.30 zona IIId construcción tipo A

III.2 Cálculo de la envolvente.

Espesor del cuerpo (envolvente). Método del pie

$$t_t = \frac{4.9 * D * (H - 0.3)}{S_t} \dots\dots\dots(III.1)$$

$$t_d = \frac{4.9 * D * (H - 0.3) * G}{S_d} + Ca \dots\dots\dots(III.2)$$

Donde:

t_d = espesor de diseño de la envolvente en mm

t_t = espesor de la prueba hidrostática en la envolvente en mm

D= diámetro nominal del tanque en m.

H= nivel del liquido de diseño en m.
altura desde el fondo del anillo sobre la placa base considerando la altura hasta la parte alta de la envolvente que une el techo incluido el ángulo si lo tiene.

G= gravedad específica del líquido que se almacenará

Ca= corrosión admisible en mm este depende de los factores ambientales de la zona
Donde se construya el tanque.

S_d = Esfuerzo permisible para la condición de diseño en MPa. Según material a usarse.

S_t = Esfuerzo permisible para la condición de prueba hidrostática en MPa.

Primer anillo

$$t_t = \frac{4.9 * 10.668 * (9.144 - 0.3)}{155} \quad t_t = 2.98 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (9.144 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 4.95 \text{ mm}$$

Segundo anillo

$$t_i = \frac{4.9 * 10.668 * (7.315 - 0.3)}{155} \quad t_i = 2.37 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (7.315 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 4.26 \text{ mm}$$

Tercer anillo

$$t_i = \frac{4.9 * 10.668 * (5.486 - 0.3)}{155} \quad t_i = 1.75 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (5.486 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 3.56 \text{ mm}$$

Cuarto anillo

$$t_i = \frac{4.9 * 10.668 * (3.657 - 0.3)}{155} \quad t_i = 1.13 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (3.657 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 2.87 \text{ mm}$$

Quinto anillo

$$t_i = \frac{4.9 * 10.668 * (1.829 - 0.3)}{155} \quad t_i = 0.52 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (1.829 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 2.18 \text{ mm}$$

Cálculo del espesor por el método de punto variable.

Este procedimiento normalmente suministra una reducción en el espesor en la placa del anillo de la envolvente.

Este método es usado solo cuando el comprador no especificó que se utilizó el método del pie y se utilizará si cumple con:

$$\frac{L}{H} \leq \frac{1000}{6}$$

Donde

$$L = (500 * Dt)^{0.5} \text{ en mm.}$$

D = diámetro del tanque en m

t = espesor del anillo del fondo en mm

H = máximo nivel del líquido de diseño en m.

$$\frac{(500 * 10.668 * 5.20)^{0.5}}{9.144} \leq \frac{1000}{6} ; \quad 18.21 \text{ es menor que } 166.67$$

El mínimo espesor de placas para la condición de diseño de la prueba hidrostática deberá determinarse como un aproximación, independientemente que deberá calcularse con alguna corrosión permisible. El requerimiento del espesor de la envolvente para cada anillo será mayor que el calculado para la prueba hidrostática pero nunca menor que el recomendado en la norma API-650.

El cálculo del espesor del anillo del fondo, valorado preliminarmente t_{pd} y t_{pt} para el diseño y la condición de la prueba hidrostática se aplicará primero la formula (III.2).

El espesor del anillo del fondo t_{1d} y t_{1t} para el diseño y la condición de prueba hidrostática debe ser calculada con la siguientes fórmulas:

$$t_{1d} = \left(1.06 - \frac{0.0696 * D}{H} * \sqrt{\frac{H * G}{S_d}} \right) \left(\frac{4.9 * H * D * G}{S_d} \right) + Ca \quad \text{(III.3).}$$

$$t_{1t} = \left(1.06 - \frac{0.0696 * D}{H} * \sqrt{\frac{H}{S_t}} \right) \left(\frac{4.9 * H * D}{S_t} \right) \quad \text{(III.4).}$$

Resolviendo.

Para la condición de prueba, t_1 es igual a t_{1t} pero no mas grande que t_{pt}

Primer anillo:

$$t_{pt} = \frac{4.9 * 10.668 * (9.144 - 0.3)}{155} \quad t_{pt} = 2.98 \text{ mm}$$

$$t_{1t} = \left(1.06 - \frac{0.0696 * 10.668}{9.144} * \sqrt{\frac{9.144}{155}} \right) \left(\frac{4.9 * 9.144 * 10.668}{155} \right) \quad t_{1t} = 3.21 \text{ mm} = t_1$$

$$t_{pd} = \frac{4.9 * 10.668 * (9.144 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_{pd} = 4.97 \text{ mm}$$

$$t_{1d} = \left(1.06 - \frac{0.0696 * 10.668}{9.144} * \sqrt{\frac{9.144 * 1}{138}} \right) \left(\frac{4.9 * 9.144 * 10.668 * 1}{138} \right) + 1.6$$

$$t_{1d} = 5.20 \text{ mm} = t_1$$

Nota: Para la condición de la prueba hidrostática, t_{1t} es necesario que sea menor que t_{pt} .

Para el cálculo del segundo anillo para ambas condiciones, el valor de la relación sería calculada por el anillo del fondo:

$$\frac{h_1}{(r * t_1)^{0.5}}$$

Donde

h_1 = altura del anillo del fondo en mm.

r = radio nominal del tanque en mm.

t_1 = actual espesor del anillo del fondo menor espesor agregado por corrosión permisible en cm. Usado para calcular t_2 . el total del espesor de envolvente del anillo del fondo (prueba hidrostática).

Sustituyendo:

$$\frac{1829}{(5334 * 3.21)^{0.5}} = 13.98 \quad \text{por consecuencia} \quad t_2 = t_{2a}$$

$$\frac{1829}{(5334 * 5.20)^{0.5}} = 10.98 \quad \text{por consecuencia} \quad t_2 = t_{2a}$$

Si el valor de la relación es menor o igual a 1.375, $t_2 = t_1$

Si el valor de la relación es mayor o igual a 2.625, $t_2 = t_{2a}$

Si el valor de la relación es mayor que 1.375 pero menor que 2.625,

$$t_2 = t_{2a} + (t_1 - t_{2a}) \left[2.1 - \frac{h_1}{1.25(r * t_1)^{0.5}} \right]$$

t_2 = mínimo espesor de diseño de la placa del segundo anillo excluyendo algún corrosión permisible considerada en mm.

t_{2a} = espesor de la placa del segundo anillo en mm como calculada para una placa del anillo superior como es descrito a continuación

El procedimiento formulado para t_2 es basado sobre el mismo esfuerzo que es usado para la placa del fondo y segundo anillo. para tanques donde el valor de la relación es mayor o igual a 2.625 veces el esfuerzo permisible para el segundo anillo podría ser menor que el esfuerzo permisible para el anillo del fondo cuando el método usado sea el de punto variable.

Para calcular el espesor de la placa del anillo superior para ambas condiciones de diseño el valor preliminar t_u para un anillo superior deberá calcularse el espesor con la formula (III.2). Y entonces la distancia x de la variable del punto de diseño viene dado del fondo del anillo usando el menor valor obtenido de la expresión siguiente.

$$x_1 = 0.61 * (r * t_u)^{0.5} + 320 * C * H \quad (III.5).$$

$$x_2 = 1000 * C * H \quad (III.6).$$

$$x_3 = 1.22 * (r * t_u)^{0.5} \quad (III.7).$$

Donde

t_u = espesor del anillo mas arriba en la unión circunferencial en mm.

t_L = espesor del anillo inferior en la unión circunferencial en mm.

$$C = \frac{[k^{0.5}(k-1)]}{1+k^{1.5}} \quad k = \frac{t_L}{t_u}$$

H = nivel del líquido de diseño en m.

El espesor mínimo t_x para la placa superior en curso deberá ser calculado para ambas condiciones de diseño (t_{dx}) y la condición de prueba hidrostática (t_{lx}) usando el mínimo valor obtenido de (III.5), (III.6), (III.7).

$$t_{dx} = \frac{4.9 * D * \left(H - \frac{x}{1000} \right) * G}{S_d} + Ca$$

$$t_{tx} = \frac{4.9 * D * \left(H - \frac{x}{1000} \right)}{S_t}$$

Segundo anillo

Primera iteración.

$$t_t = \frac{4.9 * 10.668 * (7.315 - 0.3)}{155} \quad t_t = 2.37 \text{ mm} = t_u$$

$$t_d = \frac{4.9 * 10.668 * (7.315 - 0.3) * 1}{138} + 1.6 \quad t_d = 4.26 \text{ mm} = t_u$$

$$k = \frac{t_L}{t_u} \quad ; t_L = 3.21 \text{ mm}; t_u = 2.37 \text{ mm} \quad t_L = 5.20 \text{ mm}; t_u = 4.26 \text{ mm}$$

$$k = \frac{3.21}{2.37} = 1.35 \quad k = \frac{5.20}{4.26} = 1.22$$

$$C = \frac{[k^{0.5}(k-1)]}{1+k^{1.5}} \quad C = \frac{[1.35^{0.5}(1.35-1)]}{1+1.35^{1.5}} = 0.16 \quad C = \frac{[1.22^{0.5}(1.22-1)]}{1+1.22^{1.5}} = 0.10$$

para t_u	t_t	t_d
$x_1 = 0.61 * (r * t_u)^{0.5} + 320 * C * H$	= 357.40	334.90

$x_2 = 1000 * C * H$	= 902.47	759.30
----------------------	----------	--------

$x_3 = 1.22 * (r * t_u)^{0.5}$	= 137.17	183.90
--------------------------------	----------	--------

El valor mas bajo es 137.17 ; 183.90

$$t_{tx} = \frac{4.9 * D * \left(H - \frac{x}{1000} \right)}{S_t} = t_{tx} = \frac{4.9 * 10.668 * \left(7.315 - \frac{137.17}{1000} \right)}{155} = 2.42 \text{ mm}$$

$$t_{dx} = \frac{4.9 * 10.668 * \left(7.315 - \frac{183.90}{1000} \right) * G}{138} + 1.6 = 4.30$$

Segunda iteración

$$t_u = t_{tx} \text{ de la primera iteracion} = 2.42 \text{ mm} \quad t_L = 3.21 \text{ mm}$$

$$k = \frac{t_L}{t_u} \quad ; t_L = 3.21 \text{ mm} ; t_u = t_t = 2.42 \text{ mm}$$

$$t_L = 5.20 \text{ mm} ; t_u = 4.30 \text{ mm}$$

$$k = \frac{3.21}{2.42} = 1.33$$

$$k = \frac{5.20}{4.26} = 1.21$$

$$C = \frac{[k^{0.5}(k-1)]}{1+k^{1.5}}$$

$$C = \frac{[1.21^{0.5}(1.21-1)]}{1+1.21^{1.5}} = 0.15$$

para t_t	t_t	t_d
$x_1 = 0.61 * (r * t_u)^{0.5} + 320 * C * H$	= 417.50	323.60

$x_2 = 1000 * C * H$	= 1088.55	722.65
----------------------	-----------	--------

$x_3 = 1.22 * (r * t_u)^{0.5}$	= 138.61	184.77
--------------------------------	----------	--------

El valor mas bajo es 138.61 ; 184.77

$$t_{\alpha} = \frac{4.9 * D * \left(H - \frac{x}{1000} \right)}{S_t} = t_{\alpha} = \frac{4.9 * 10.668 * \left(7.315 - \frac{138.61}{1000} \right)}{155} = 2.42 \text{ mm } t_{2a}$$

$$t_{\alpha} = \frac{4.9 * 10.668 * \left(7.315 - \frac{184.77}{1000} \right) * G}{138} + 1.6 = 4.30 \text{ mm} = t_{2a}$$

Los pasos aplicados anteriormente deberán repetirse usando el valor calculado t_x como t_u hasta que la diferencia sea menor que el valor calculado t_x sucesivamente. Repitiendo los pasos dos veces es suficiente, normalmente.

Al iterarse suministra una exacta localización del punto de diseño para el anillo en curso considerado y consecuentemente, un exacto espesor de la placa del anillo. El cálculo del espesor por el análisis elástico se debe aplicar para tanques donde.

La relación longitud sobre altura sea mayor que 2, la selección del espesor sería basado sobre un análisis elástico que muestre el cálculo de esfuerzos circunferenciales en la envolvente y serán debajo de los permisibles mostrados en la tabla III.2 del API-650.

Las condiciones límite asumiría un instante plástico total, causado por el flujo de la placa por de bajo del cero crecimiento radial.

TABLA III.2. API-650 10 EDICION 1998

Plate Specification		Grade	Minimum Yield Strength MPa (psi)	Minimum Tensile Strength MPa (psi)	Product Design Stress S_d MPa (psi)	Hydrostatic Test Stress S_h MPa (psi)
ASTM Specifications						
01	A 283M (A 283)	C (C)	235 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
	A 285M (A 285)	C (C)	235 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
	A 131M (A 131)	A, B, CS (A, B, CS)	235 (34,000)	400 (58,000)	157 (22,700)	171 (24,900)
	A 36M (A 36)	—	250 (36,000)	400 (58,000)	160 (23,200)	171 (24,900)
	A 131M (A 131)	EH 36 (EH 36)	360 (51,000)	480* (71,000)*	196 (28,400)	210 (30,400)
	A 573M (A 573)	400 (58)	220 (31,000)	400 (58,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
	A 573M (A 573)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
	A 573M (A 573)	485 (70)	260 (42,000)	485* (70,000)*	173 (28,000)	208 (30,000)
	A 516M (A 516)	380 (55)	235 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
	A 516M (A 516)	415 (60)	220 (32,000)	415 (60,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
	A 516M (A 516)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
	A 516M (A 516)	485 (70)	260 (38,000)	485 (70,000)	173 (25,300)	195 (28,500)
	A 662M (A 662)	B (B)	275 (40,000)	450 (65,000)	180 (26,000)	195 (27,900)
	A 662M (A 662)	C (C)	295 (43,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)
	A 537M (A 537)	1 (1)	345 (50,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)
	A 537M (A 537)	2 (2)	415 (60,000)	550* (80,000)*	220 (32,000)	236 (34,300)
	A 633M (A 633)	C, D (C, D)	345 (50,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)
	A 678M (A 678)	A (A)	345 (50,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)
	A 678M (A 678)	B (B)	415 (60,000)	550* (80,000)*	220 (32,000)	236 (34,300)
	A 737M (A 737)	B (B)	345 (50,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)
A 841M (A 841)	Class 1 (Class 1)	345 (50,000)	485* (70,000)*	194 (28,000)	208 (30,000)	
CSA Specifications						
G40.21M	260W	260 (37,700)	410 (59,500)	164 (23,800)	176 (25,500)	
G40.21M	300W	300 (43,300)	450 (65,300)	180 (26,100)	193 (28,000)	
G40.21M	350WT	350 (50,800)	480* (69,600)*	192 (27,900)	206 (29,800)	
G40.21M	350W	350 (50,900)	450 (65,300)	180 (26,100)	193 (28,000)	
National Standards						
00		235	235 (34,000)	365 (52,600)	137 (20,000)	154 (22,500)
		250	250 (36,000)	400 (58,300)	157 (22,700)	171 (24,900)
		275	275 (40,000)	430 (62,600)	167 (24,000)	184 (26,800)
ISO 630						
00	E 275	C, D	265 (38,400)	425 (61,900)	170 (24,700)	182 (26,500)
	E 355	C, D	345 (50,000)	490* (71,000)*	196 (28,400)	210 (30,400)

*By agreement between the purchaser and the manufacturer, the tensile strength of these materials may be increased to 515 MPa (75,000 psi) minimum and 620 MPa (90,000 psi) maximum (and to 585 MPa (85,000 psi) minimum and 690 MPa (100,000 psi) maximum for ASTM A 537M, Class 2, and A 678M, Grade B). When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 3.6.2.1 and 3.6.2.2.

III.2 Cálculo de la placa base

Las placas del fondo deben tener un espesor nominal mínimo de 6 mm (1/4"), o un peso de 70 KPa (10.2 lb/pie²), sin incluir la tolerancia por corrosión. Las planchas deben tener forma rectangular y un ancho mínimo de 1829 mm (6'). Para la placa anular el ancho radial tendría cuando menos 600 mm entre el lado interior de la envolvente y 50 mm en el lado exterior proyectado. Las placas de las orillas del fondo sobre las que descansa la envolvente del tanque que lleven un extremo rectangular, deben tener un ancho mínimo de 1800 mm (6') en dicho extremo. Cuando se utilicen placas cuyo espesor mínimo sea de 6 mm (1/4"), no se acepta ninguna tolerancia del espesor, hacia abajo. Las placas del fondo deben ser de un tamaño tal que una vez cortadas las orillas, sobresalgan cuando menos 25 mm (1") de la orilla exterior de la soldadura que une el fondo con la placa de la envolvente. Un gran ancho radial de la placa anular es requerido. Cuando es calculado como sigue:

$$\frac{215 * t_b}{(H * G)^{0.5}} = \frac{215 * 8.0}{(9.144 * 1)^{0.5}} = 568.80 \text{ mm ancho de placa anular por lo tanto el mínimo}$$

600 mm

Donde

T_b = espesor de la placa anular en mm nunca menor que lo recomendado en la tabla 3-1 del API-650.

H = máximo nivel del líquido de diseño en m

G = gravedad específica del líquido almacenado de diseño.

El espesor de diseño será calculado en base a que el nivel del líquido llena el tanque. El esfuerzo calculado para cada anillo no será mayor que el esfuerzo permisible del material utilizado para la construcción del tanque. La envolvente del tanque será revisada contra el fondeo(doblez) que se calcula en diseño por viento.

Contraventeos intermedios para envolventes.

El espesor de la envolvente de los tanques diseñados de acuerdo con el método de punto variable generalmente es menor que el diseñado por el método del pie, por lo tanto su resistencia al pandeo debido a la carga por viento permitida, debe calcularse cuidadosamente.

Los tanques cerrados, diseñados deben construirse con ángulos en la parte superior de la envolvente que cumplan los requisitos. Los tanques abiertos incluyendo los de techo flotante, se suministrarán con anillos atiesadores.

La altura de las envolventes sin reforzar no debe exceder de la calculada con la siguiente

ecuación:
$$H_1 = 9.47 * t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3} \dots\dots(III.8)$$

Donde:

H_1 = Distancia vertical entre el refuerzo intermedio contra viento y el ángulo superior de la envolvente o contraventeo superior de un tanque abierto, m.

t = Espesor promedio de la envolvente en la altura H_1 , mm.

Se deben usar los espesores de placa suministrados para calcular el espesor promedio, a menos que el comprador especifique que deba usarse el espesor neto (espesor suministrado menos tolerancia para corrosión) para el cálculo de refuerzo contra el viento.

D = Diámetro nominal del tanque, m (pie).

La ecuación,(III.8). está basada en una velocidad de 160 kph (100 millas por hora); para otras velocidades, H_1 se debe multiplicar por $(160.9 / V)^2$ en el sistema general; siendo V la velocidad en kilómetros por hora (millas por hora).

Para determinar la altura máxima de una envolvente sin reforzar, se debe hacer un cálculo inicial usando el espesor de la placa del anillo superior de esta. Los cálculos adicionales deben basarse en el espesor promedio, aumentando por la inclusión de parte o todo el siguiente o siguientes anillos, hasta que la altura H_1 sea igual o menor que la altura de la envolvente utilizada para la determinación del espesor promedio.

Si H_1 es mayor aún que la altura del tanque usada en el cálculo del espesor promedio, entonces no se requieren refuerzos intermedios.

Después de determinar la localización del primer refuerzo intermedio cuando se requiera, debe comprobarse la parte de envolvente que queda abajo del anillo de refuerzo, suponiendo este primer anillo como parte superior del tanque. La localización del refuerzo intermedio contra viento a su máximo espaciamento calculado de acuerdo a los párrafos citados, generalmente da mayor estabilidad contra las cargas por viento a la parte de abajo del refuerzo que a la parte superior.

El anillo de refuerzo puede localizarse a una distancia menor que el espaciamento máximo, pero la parte de envolvente que queda abajo del refuerzo, debe comprobarse contra la presión máxima del viento, como se indica. El cálculo de la estabilidad de la parte inferior de la envolvente promediando los espesores de los anillos inferiores da como resultado un valor mayor incorrecto. Una mejor solución es, cambiar el ancho "W" de cada anillo de la envolvente por un ancho "Wtr" con un espesor uniforme, de acuerdo con la siguiente ecuación

$$W_{tr} = W \sqrt{\left(\frac{t_{uniforme}}{t_{actual}}\right)^5} \dots\dots(III.9)$$

Donde

W_{tr} = ancho transpuesto de cada anillo en mm

W = ancho actual de cada anillo en mm

t_{uniforme} = espesor ordenado, a menos si de otra forma lo especifica el anillo mas alto.

t_{actual} = espesor ordenado, a menos si de otra forma lo especifica el anillo par el ancho transpuesto el cálculo es mm.

La suma de los anchos modificados de cada anillo debe dar la altura modificada de la envolvente. Para igual estabilidad arriba y abajo del anillo de refuerzo, este último debe colocarse en la parte media de la altura de la envolvente.

La localización del refuerzo en la envolvente modificada, debe trasladarse a la envolvente real por medio de la relación de espesores anteriormente dada, usando el espesor real de anillo de envolvente en el cual se localizará finalmente el refuerzo y los espesores reales de todos los anillos arriba de este.

Si la mitad de la altura de la envolvente modificada excede la altura máxima de la envolvente sin reforzar (basada en un espesor uniforme) calculada mediante la ecuación (III.8), debe usarse un segundo refuerzo intermedio para reducir la altura de la envolvente sin reforzar a una altura menor que la máxima.

Los anillos de refuerzo contra viento no deben fijarse a la envolvente dentro de una distancia de 152 mm (6") de las juntas horizontales.

Cuando la localización preliminar de un anillo de refuerzo cae dentro de esta distancia, el anillo debe localizarse preferiblemente a 152 mm (6") debajo de la junta, cuidando que la altura máxima de la envolvente sin reforzar, no se exceda.

El módulo de sección mínimo necesario del refuerzo contra viento intermedio, debe determinarse con la ecuación (III.10).

$$Z = \frac{D^2 * H_1}{17} = \frac{10.668^2 * 1.829_1}{17} = 12.3 \text{ cm}^3 \dots\dots(III.10)$$

Donde

Z = mínima sección de modulo requerido en cm³.

D = diámetro nominal del tanque m.

H₁ = Distancia vertical entre el refuerzo intermedio contra viento y el ángulo superior de la envolvente o contraventeo superior de un tanque abierto, m.

La ecuación (III.10), está basada en una velocidad del viento de 160 kph (100 mph). Se pueden usar otras velocidades del viento multiplicando la ecuación por la relación (V/160)² en kph o (V/100)² en mph.

Cuando el uso de envolventes modificadas permita localizar el refuerzo contra viento intermedio a una altura menor que H₁ calculada, el espaciamiento a la mitad de la altura de la envolvente modificada y trasladada para la altura de la envolvente real H₁, puede substituirse en el cálculo del módulo de sección mínimo si el refuerzo se fija en la localización trasladada.

El módulo de sección del refuerzo intermedio contra viento debe basarse en las propiedades de los elementos fijados y puede incluir una parte de envolvente del tanque dentro de una distancia $0.6 \sqrt{Rt} = 10.4 \text{ cm}$ hacia arriba y hacia abajo del punto de fijación.

Los refuerzos intermedios que se proyectan como mínimo 152 mm (6") hacia fuera de la envolvente, no requieren aberturas en el anillo para el paso de una escalera cuyo ancho nominal sea de por lo menos 610 mm (24").

Para una proyección mayor hacia el exterior de los anillos de refuerzo, el ancho de la escalera debe aumentarse para suministrar un ancho libre mínimo, de 457 mm (18") entre la parte exterior del anillo de refuerzo y el pasamanos de la escalera.

Si se hace necesaria una abertura, ésta debe diseñarse de acuerdo con lo indicado para aberturas en el refuerzo superior contra el viento, excepto que únicamente se necesita suministrar un ancho de 457 mm (18") a través del refuerzo.

Resolviendo:

$$H_1 = 9.47 * t * \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3 * \left(\frac{160}{V}\right)^2} = H_1 = 9.47 * 5 * \sqrt{\left(\frac{5}{10.668}\right)^3 * \left(\frac{160}{150}\right)^2} = 38.89 > 9.144 \text{ m}$$

No requiere anillo de refuerzo

tc5 = 2.25 mm con eficiencia de soldadura

tt = 0.52 mm método del pie prueba hidrostática

td = 2.18 mm método del pie condición de diseño del materia A283-C

como el API-650 recomienda un mínimo de espesor en la envolvente de 5 mm

III.3 Cálculo de la placa de la techo.

Todas las juntas de las placas del techo deben soldarse por la parte superior con soldadura continua de filete completo, el tamaño de la soldadura en la unión techo ángulo superior es de 4.8 mm (3/16").

La pendiente en los techos cónicos, soportados por una estructura, es de 1.16 o mayor cuando se especifique. Si los travesaños se apoyan directamente sobre los patines de la trabe principal, originando una ligera variación en la pendiente del travesaño, la pendiente en el patín de este último, debe ajustarse a lo especificado como pendiente del techo.

Los elementos principales de soporte incluyendo aquellos que soportan los travesaños, pueden ser perfiles laminados, prefabricados o armaduras. Aunque estos elementos estén en contacto con las placas del techo, no debe considerarse que el patín del perfil a compresión o la parte superior de la armadura, recibe algún soporte lateral de las placas, por lo que si es necesario, se atiesan lateralmente por algún medio aceptable.

Los elementos estructurales que sirven como travesaños pueden ser perfiles laminados o prefabricados. Y en todos los casos deben cumplir los requisitos. Los travesaños que estén en contacto directo con las placas del techo las que le transmiten su carga, puede considerarse que reciben un soporte lateral debido a la fricción entre las placas del techo y los patines a compresión de los travesaños, con las siguientes excepciones:

- a) Armaduras o vigas de alma abierta usadas como travesaños.
- b) Travesaños con altura nominal mayor de 381 mm (15 pulg).
- c) Travesaños con una pendiente mayor de 1:6.

Los travesaños están espaciados de tal forma que la distancia entre sus ejes sea de 1.91 m (6.28 pies) sobre el anillo exterior, medido sobre la circunferencia del tanque. Su espaciamiento sobre los anillos interiores es de 1.67 m (5.5 pies) como máximo. Para zonas sísmicas se colocan en los anillos exteriores tirantes de varilla de 19 mm (3/4") de diámetro entre los travesaños. Estas varillas pueden omitirse si se usan travesaños de perfil "I o H".

Las columnas del techo deben ser de perfil estructural laminado o tubo de acero según se especifique. Cuando se utilice tubo como columna, este debe sellarse herméticamente tanto en la base como en la parte superior, colocando en su parte inferior un cople de 25.4 mm (1") como máximo con tapón macho.

Las grapas o estribos para la última hilera de travesaños se sueldan a la envolvente del tanque. Las grapas guía de la base de la columna se sueldan al fondo del tanque para evitar movimientos laterales de la base de la columna y de ninguna manera la base de la columna debe soldarse a las placas del fondo o a las guías. El resto de las conexiones pueden ser atornilladas o soldadas

El espesor del techo mínimo que marca el API-650 es de 4.8 mm mas corrosión permisible

$$t_{techo} = 4.8\text{mm} + C_a = 4.8 + 1.6 = 6.4 \text{ mm}$$

El ángulo formado por la horizontal y el techo es $\text{Tan}^{-1} 80.0/533.4 = 8.53^\circ$.

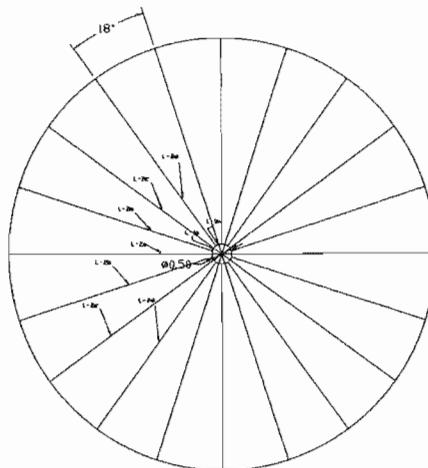
El numero de largueros se calcula con la expresión:

$$N_L = \frac{\pi * D}{1.91} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

El diámetro D es propuesto tomando en cuenta la longitud que puedan tener los largueros según la configuración mas aceptable. figura III.1.

Diámetro estimado del capitel.

$$\text{Dec} = \frac{4'' * 360}{\alpha * \pi} + 10'' = \frac{4'' * 360}{18 * \pi} + 10'' = 36'' \text{ usar } 90 \text{ cm}$$



ARREGLO DE LARGUERO

figura III.1.

$$N_L = \frac{\pi * 10.668}{1.91} = 17.54 \text{ entonces } 20 \text{ largeros}$$

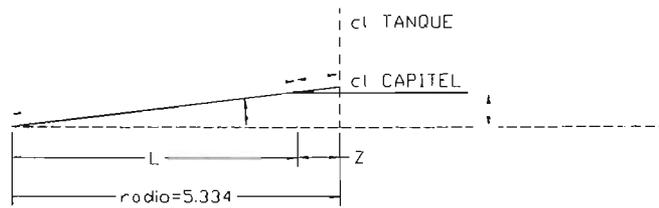


figura III.2.

Análisis de las cargas aplicadas en el larguero L-1b. figuras III.2, figura III.3.

$$NL = \text{Número de largueros} = 20 \quad R = 5.334 \text{ m}$$

$$Z = \text{Radio de la placa capitel} = 0.45\text{m} \quad L = r - Z = 5.334 - 0.45 = 4.884 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos\theta} = \frac{4.884}{\cos 8.53} = 4.93; \quad h_0 = L(\tan\theta) = 4.93(\tan 8.53) = 0.74 \text{ m}$$

$$x = \frac{Z}{\cos\theta} = x = \frac{0.45}{\cos 8.53} = 0.45 \text{ m}$$

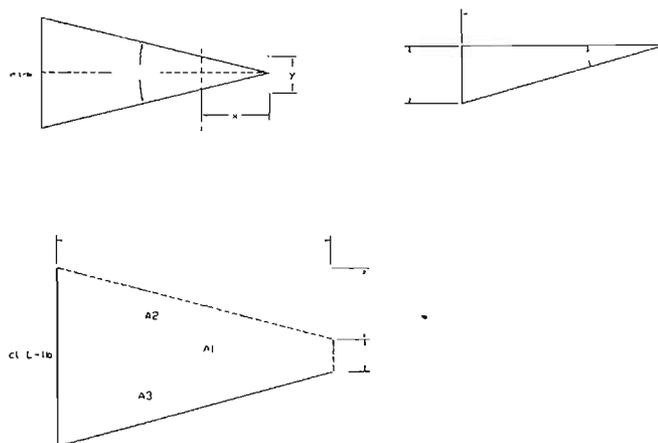


figura III.3.

$$\alpha = \frac{360^\circ}{NL} = \frac{360^\circ}{20} = 18^\circ \quad \theta = \frac{\alpha}{2} = \frac{18^\circ}{2} = 9^\circ$$

$$Y = 2 * x * (\tan \theta) = 2(0.45)(\tan 9^0) = 0.142 \text{ m} \quad J = L_1(\tan \theta) = 4.93(0.158) = 0.70 \text{ m}$$

$$A_1 = L_1(Y) = 4.93(0.142) = 0.71 \text{ m}^2$$

$$2 * A_2 = L_1(J) = 4.93(0.70) = 3.45 \text{ m}^2 ; A = A_1 + 2 * A_2 = 0.71 + 3.45 = 4.16 \text{ m}^2$$

Carga aplicada al techo W

Será considerada la carga viva más la carga muerta.

$$W = (122 \text{ kg/m}^2 + \text{peso por unidad de área de la placa } 4.78 \text{ mm})$$

$$W = (122 \text{ kg/m}^2 + 43.274 \text{ kg/m}^2) = 165.3 \text{ kg/m}^2$$

Carga uniforme que soporta el largero

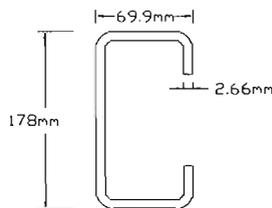
$$W_u = W * A / L_1 = 165.3 * 4.16 / 4.93 = 139.5 \text{ kg/m}$$

Momento máximo que actúa en el largero

$$M_{\max} = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{139.5 * 4.93^2}{8} = 42381.7 \text{ kg-cm}$$

Para elegir el perfil que se utilizara como largero el material utilizado, figura III.4 es un CF, formado en frío con esfuerzo de 2130 kg/cm.² de calibre 12 y un peso 7.08 kg/m área de 8.96 cm² un módulo de sección de 48.75 cm.³ y un momento de inercia de 433.4 cm⁴. [REF.B5].

Figura III.4



$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma} \quad S = \frac{42381.7}{2130} = 19.89 \text{ cm}^3 < 48.75 \text{ cm}^3$$

El módulo de sección requerido es menor que el del canal propuesto.

Revisión por deflexión

$$\Delta_{\max} = \frac{5 * W_u * (L_1)^4}{384 * E * I_{xx}} \quad \Delta = \frac{5 * 1.4 * 493^4}{384 * 2.039E^6 * 433.4} = 1.21 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{537}{240} + 0.5 = 2.74 \quad \text{el perfil cumple ya que } 1.21 < 2.74$$

entonces de los perfiles a utilizar como L₁.

Máxima relación de esbeltez en columnas.

Para columnas l/r_c no debe exceder de 180 para otros miembros a compresión el valor de l/r no deberá ser mayor de 200. para todos los otros miembros, excepto aquellos ligados con varillas o barras, que serán diseñados sobre fuerzas de tensión el valor l/r no será mayor de 300.

Donde

l = longitud sin reforzar en mm

r_c = menor radio de giro de la columna en mm

r = radio de giro gobernante en mm = 5.60

Cuando el comprador no especifique las fuerzas laterales que podrían imponerse ala columna que soporta el techo, no deben considerarse elementos que sean esbeltos el API-650 considera que se debe usar las fórmulas (III.12),(III.13) o (III.14). par esfuerzos a compresión cuando l/r excede 120 y el esfuerzo de fluencia de la columna (F_y) es menor o igual 250 MPa(36000Lbf/in²). Cuando l/r es menor o igual a C_c:

$$F_a = \frac{\left[\frac{\left[1 - \frac{(l/r)^2}{2 * C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 * (l/r)}{8 * C_c} - \frac{(l/r)^3}{8 * C_c^3}} \right]}{\left[1.6 - \frac{l}{200 * r} \right]} \quad \dots\dots\dots(III.12)$$

Donde

$$C_c = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 E}{F_y}} \quad \dots\dots\dots(III.13)$$

Cuando l/r excede C_c

$$F_a = \frac{\left[\frac{12 * \pi^2 E}{23 * (l/r)^2} \right]}{\left[1.6 - \frac{l}{200 * r} \right]} \dots\dots\dots(III.14)$$

F_a = esfuerzo de compresión permisible en MPa(Lbf/in²)

F_y = esfuerzo de fluencia del material en MPa(Lbf/in²)

E = módulo de elasticidad en MPa(Lbf/in²)

l = longitud sin reforzar en mm

r = radio de giro gobernante en mm

Cálculo de la columna central.

Carga axial $w = w_{techo} + w_{largo} + w_{capitel} = 179095.0 \text{ N}$

$W_{techo} = (\pi * r^2) * (W_{placa} + W_{viva}) = (\pi * 5.334^2) * (72,82 \text{ kg/m}^2 + 122 \text{ kg/m}^2) = 17413.7 \text{ kg} * g = 170828.2 \text{ N}$

$W_{largo} = 7.08 \text{ kg/m} * 4.93 \text{ m} * 20 = 700.0 \text{ kg} * g = 6867.6 \text{ N}$

$W_{capitel} = (\pi * r^2) * W_{placa} = (\pi * 0.45^2) * 224.2 \text{ kg/m}^2 = 142.6 \text{ kg} * g = 1399.2 \text{ N}$

$P = \frac{2 * E * I * \pi^2}{L^2}$ entonces $I = \frac{179095.0 * 9.944^2}{2 * 200026E^6 * \pi^2} = 448.53 \text{ cm}^4$; para compara con la seleccionada de 2065.5 cm^4 .

Propiedades de la columna 152 mm por 14.27 mm peso 54.21 kg/m área 69.05cm² inercia 2065.5 cm⁴ modulo de sección 243.45 cm³ radio de giro 5.47 cm. [REF.B5].

Las propiedades de la columna seleccionada sobrepasan las actuantes.

Consideraciones de la fuerza lateral que ejerce el líquido en la columna.

Extracto de una memoria de cálculo de la empresa Bufete Industrial. Para determinar la fuerza horizontal causado por el vaivén del fluido en tanques cilíndricos.

Esta puede considerarse una aproximación razonable para la determinación de las cargas inducidas por el sismo sobre la columnas.

La fuerza horizontal total actuando por un pie de largo de columna incluye la fuerza de arrastre, la fuerza de inercia, la fuerza de aceleración por la masa de la columna, y la fuerza de aceleración de una columna efectiva de agua. La fuerza de aceleración de una columna efectiva de agua son funciones del factor sísmico. La fuerza de arrastre e inercial son funciones de la velocidad del fluido, u , y la aceleración \dot{u} .

$$\dot{u} = \frac{4\pi dgT}{D} * \frac{\cosh \pi \left(\frac{H-Y}{D} \right) \text{sen} 2\pi \frac{\zeta}{T} \cos \pi \frac{X}{D}}{\cosh \pi \frac{H}{D}} \dots\dots\dots (III.15)$$

$$u = \frac{2dgT}{D} * \frac{\cosh \pi \left(\frac{H-Y}{D} \right) \cos 2\pi \frac{\zeta}{T} \cos \pi \frac{X}{D}}{\cosh \pi \frac{H}{D}} \dots\dots\dots (III.16)$$

La fuerza promedio por pie de columna es

$$\bar{FT} = \frac{1}{H} \int_0^H dFd + \frac{1}{H} \int_0^H fFi + ZIC_1(m_c + m_w) \dots\dots\dots (III.17)$$

Donde:

$$Fd = C_D \rho D_c \quad y \quad Fi = C_m \rho \frac{\pi D_c}{4} \dot{u}$$

La ecuación (III.17) puede ser a formas circulares y rectangulares de columnas interiores. Para columnas circulares, D_c , es la máxima dimensión seccional del miembro. El análisis para una columna rectangular es basado en una columna circular equivalente con diámetro D_c , el factor de arrastre es corregido para la columna rectangular para tomar en cuenta la resistencia adicional para el flujo.

Sustituyendo las ecuaciones (III.15) y (III.16) en la ecuación (III.17) e integrando se obtiene la fuerza

$$\overline{FT} = \left[\left(\frac{C_D \rho D_c (dgT)^2}{2\pi H_{liquido} D} \right) \left(\frac{\cos\left(2\pi \frac{\zeta}{T}\right) \cos\left(\pi \frac{X}{D}\right) \cos\left(2\pi \frac{\zeta}{T}\right) \cos\left(\pi \frac{X}{D}\right)}{\cosh\left(\pi \frac{H}{D}\right)} \right) \left(\sinh\left(2\pi \frac{H}{D}\right) + 2\pi \frac{H}{D} \right) \right] + \left[\left(\frac{\pi C_m \rho D_c^2 dg}{H} \right) \left(\frac{\sin\left(2\pi \frac{\zeta}{T}\right) \cos\left(\pi \frac{X}{D}\right) \sinh\left(\pi \frac{H}{D}\right)}{\cosh\left(\pi \frac{H}{D}\right)} \right) \right] + [ZIC_1 (m_c + m_w)]$$

.....(III.18) $\overline{FT} = \frac{LB}{FT}$

La solución de la ecuación (III.18) es una función del tiempo y localización de la columna en el tanque una iteración con el periodo de la ola y con el tiempo es necesaria para investigar la máxima carga de la columna.

Para simplicidad, el diseño de la columna para la combinación de viga-columna se asume que la carga sísmica actúa uniformemente sobre la altura de la columna en lugar de la altura del fluido.

Es recomendable usar los esfuerzos permisibles, como primarios de columna en el diseño de viga-columna en lugar de secundarios de columna permisibles, por que tienen factores demasiado bajos para permitir un adicional incremento para la carga sísmica.

NOMENCLATURA

C_d = Coeficiente de arrastre. Un valor de 1.0 es recomendable para columnas redondas y 1.6 para vigas de alas anchas de formas estructurales.

C_m = Coeficientes de masa. Un valor de 2.0 es recomendado

D_c = Máxima dimensión seccional de la columna, ft

F_d y F_i = Fuerza de arrastre de inercia sobre la columna, lb/ft

\overline{FT} = fuerza promedio sobre la columna, lb/ft

m_c = peso de la columna, lb/ft = 28.60

m_w = peso efectivo de la columna de agua, lb/ft $m_w = \frac{(\pi D_c)^2}{4} \rho g = 12.27$

u = velocidad de la partícula del fluido, ft/seg

\dot{u} = aceleración de la partícula del fluido, ft/seg²

X = distancia horizontal desde el centro del tanque a el centro de la columna y en la dirección de la fuerza sismica, ft.

ρ = masa del fluido. Lb-seg²/ft⁴ viene de densidad /gravedad = 1.94

ζ = tiempo desde el principio del ciclo de la ola, seg de donde t varia desde 0 hasta T

d = altura de la ola arriba de la profundidad media, ft =1.0

g = aceleración debida a la gravedad = 32.2 ft/seg²

T = periodo de la ola, seg = 3.45

D = diámetro del tanque, ft =35

H = altura del líquido, ft =27

La dirección de la fuerza sismica puede estar dirigida en cualquier sentido, se debe de buscar la mas desfavorable para las columnas.

$$F_d = C_D \rho D_c \quad F_d = 1.0 * 1.94 * 0.5 * = 0.97 \text{ lb-seg}^2/\text{ft}^2$$

$$F_i = C_m \rho \frac{\pi D_c}{4} \dot{u} \quad F_i = 2 * 1.94 * \frac{\pi 0.5}{4} 0.02 = 0.03$$

$$\dot{u} = \frac{4\pi 1 * 32.2 * 3.49}{35} * \frac{\cosh \pi \left(\frac{30-27}{30} \right) \text{sen} 2\pi \frac{.111}{3.49} \cos \pi \frac{0.5}{35}}{\cosh \pi \frac{30}{35}} = 0.02 \text{ ft/seg}^2$$

$$\bar{F}_T = \left[\frac{\left(1 * 1.94 * 0.5 (1 * 32.2 * 3.49)^2 \right)}{2\pi 27_{\text{liquido}} * 35} \left(\frac{\cos \left(2\pi \frac{.111}{3.49} \right) \cos \left(\pi \frac{0.25}{35} \right) \cos \left(2\pi \frac{.111}{3.49} \right) \cos \left(\pi \frac{0.25}{35} \right)}{\cosh \left(\pi \frac{30}{35} \right)} \right) \right]$$

$$\left[\frac{\left(\text{senh} \left(2\pi \frac{30}{35} \right) + 2\pi \frac{30}{35} \right)}{\left(\frac{\pi 2 * 1.940 * .5^2 * 1 * 32.2}{30} \right) \left(\frac{\text{sen} \left(2\pi \frac{0.111}{3.49} \right) \cos \left(\pi \frac{0.25}{35} \right) \text{senh} \left(\pi \frac{30}{35} \right)}{\cosh \left(\pi \frac{30}{35} \right)} \right)} \right] + [0.415(28.6 + 12.27)]$$

$$= 80.64 \text{ lb/ft}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * 200026E^6}{250}} = 125 \quad l/r = 178.5 \text{ entonces}$$

$$F_a = \frac{\left[\frac{12\pi^2 200026}{23 * (1000 / 5.6)^2} \right]}{\left[1.6 - \frac{1000}{200 * 5.6} \right]} = 45.67 MPa$$

45.67 < 250 por lo cual es correcto.

Diseño sísmico recomendado por API-650 para tanques atmosféricos cilíndricos de almacenamiento.

En el apéndice E se señalan los requerimientos mínimos para tanques de fondo plano; señalando que se debe apegar a los coeficientes sísmicos recomendados por la autoridad de la zona donde se construya el tanque.

Este diseño considera dos modos de respuesta contenidas en el tanque:

- a.- la relativa amplificación de frecuencia del movimiento del suelo- tanque, en la porción alta del la envolvente del tanque y el líquido almacenado al unísono o masa convectiva
- b.- la relativa baja frecuencia del movimiento de la masa del liquido en la parte baja del tanque denominada impulsiva.

El diseño requiere la determinación de la masa hidrodinámica asociada con cada modo y la fuerza lateral del momento de volteo aplicada a la envolvente como resultado de la respuesta de la masa lateral de grandes movimientos

Momento de Volteo.

Se determina con la siguiente expresión

$$M = Z * I * (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_r * H_r + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2)$$

$$M = 0.308 * 1.5 * (0.668 * 140.8 * 4.6 + 0.668 * 203.5 * 9.144 + 0.668 * 6254659.8 * 3.56 + 0.43 * 1924722 * 6.60) = 9396210.6 \text{ N-m}$$

Donde:

M = momento de volteo aplicado en el fondo de la envolvente del tanque en N-m ,(kg-m/s²)-m

Z = Factor de la zona sísmica (aceleración horizontal sísmica)

I = Factor de importancia igual a 1 para todos los tanques al menos que lo especifique el comprador el factor podría no exceder 1.25

C_1, C_2 = coeficiente para determinar la fuerza sísmica

W_s = peso total de la envolvente del tanque en N

X_s = altura desde el fondo de la envolvente del tanque para el centro gravitatorio de la envolvente en m

W_r = peso total del techo del tanque mas una carga viva que se considera por granizo si el comprador lo recomienda en N

H_1 = altura total de la envolvente del tanque en m

W_1 = peso de la masa efectiva contenida en el tanque que se mueve al unísono con la envolvente (impulsiva) en N

X_1 = altura del fondo de la envolvente del tanque a el centroide de la fuerza sísmica Aplicada a W_1

W_2 = peso de la masa efectiva contenida en el tanque que se mueve al unísono con la envolvente (convectiva) en N

X_2 = altura del fondo de la envolvente del tanque a el centroide de la fuerza sísmica Aplicada a W_2

La masa efectiva W_1 y W_2 podrían determinarse multiplicando W_T por la relación W_1/ W_T y W_2/ W_T obtenido de las gráficas del API-650, pagina E-5, figura III.5. de la relación D/H

Entonces: $10.668/9.144 = 1.167$

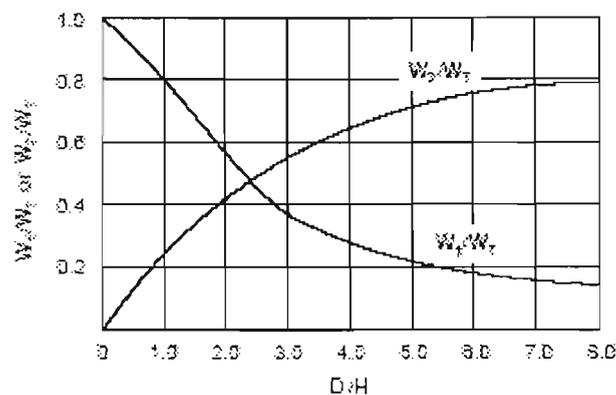


Figure E-2—Effective Masses

figura III.5

Obteniendo de la figura las relaciones $W_1/ W_T = 0.78$ y $W_2/ W_T = 0.24$

$$W_T = (\pi * r^2) * H_T * G = (3.1416 * 5.334^2) * 9.144 * 1 = 817.4 \text{ ton}$$

$$W_1 / 817.4 = 0.78 ; W_1 = 637.58 \text{ ton} \quad \text{entonces } W_2 / W_T = 0.24 ; W_2 = 196.20 \text{ ton}$$

$$W_1 = (637.58 \text{ ton}) * 1000 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 6254659.8 \text{ N}$$

$$W_2 = (196.20 \text{ ton}) * 1000 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1924722.0 \text{ N}$$

La altura desde el fondo del tanque de la envolvente al centroide de la fuerza sísmica aplicada a W_1 y W_2 y X_1 y X_2 podría determinarse multiplicando H por la relación X_1/H y X_2/H obtenido de las gráficas del API-650, pagina E-5, figuras III.6, III.7 de la relación D/H

Así obtenemos; $X_1/H = 0.39$ y $X_2/H = 0.72$ donde $H = 9.144 \text{ m}$

$$X_1 / 9.144 = 0.39 = X_1 = 3.56 \text{ m} \quad \text{entonces } X_2 = 6.60 \text{ m}$$

Para k vale 0.59

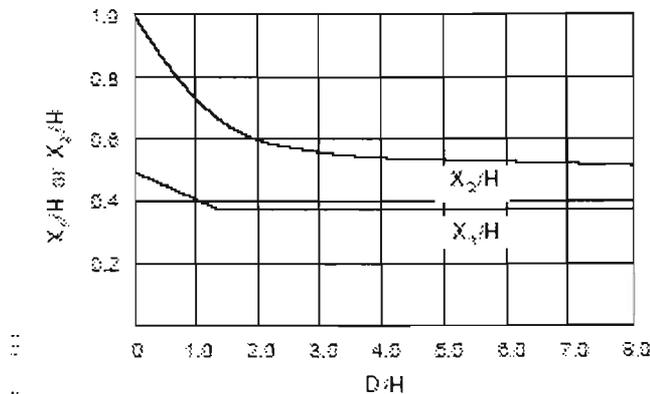


Figure E-3—Centroids of Seismic Forces

figura III.6.

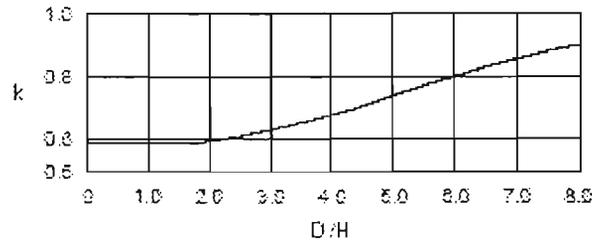


Figure E-4—Factor k

figura III.7

Donde:

W_T = peso total del contenido del tanque en lb(Ton.)

D = diámetro nominal del tanque en m

H = máximo nivel del liquido en m

El coeficiente de las fuerza lateral C_1 debería ser 0.60 a menos que el producto de ZIC_1 y el producto de ZIC_2 sea determinado como delinea apéndice E3.3.3. del API-650

El coeficiente de la fuerza lateral C_2 debe ser determinado en función del periodo natural del primer modo de chapoteo (sloshing) T y la condición del suelo en el sitio del tanque, al menos si de otra forma esta dado por el método en API-650 sección 3.3.3 cuando T es menor que o igual a 4.5

$$C_2 = 0.75 * S/T \quad \text{para este caso} \quad C_2 = 0.75 * 2.0 / 3.49 = 0.43$$

Cuando T es mayor que 4.5,

$$C_2 = 3.375 * S/T^2$$

Donde

S = coeficiente del lugar de la tabla E-3 del API-650 “(tabla III.3)”

T = período natural del primer modo de chapoteo en segundos T podría ser determinada de la siguiente ecuación

k = factor obtenido de la figura E-4 para la relación D/H

$$T = 1.81 * k(D^{0.5})$$

Para este estudio $S = 2.0$ según la tabla III.3

Table E-3—Site Coefficients (See Note)

Type	Description	S Factor
S ₁	A soil profile with either a) a rock-like material characterized by a shear wave velocity greater than 760 m/sec (2500 ft/sec) or by other suitable means of classification or b) stiff or dense soil conditions where the soil depth is less than 60 m (200 ft).	1.0
S ₂	A soil profile with stiff or dense soil conditions where the soil depth exceeds 60 m (200 ft).	1.2
S ₃	A soil profile 12 m (40 ft) or more in depth containing more than 6 m (20 ft) of soft to medium stiff clay but more than 12 m (40 ft) of soft clay.	1.5
S ₄	A soil profile containing more than 12 m (40 ft) of soft clay.	2.0

Note: The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type, soil profile S₃ shall be used. Soil profile S₂ need not be assumed unless the building official determines that soil profile S₄ may be present at the site or in the event that soil profile S₄ is established by geotechnical data.

tabla III.3

El periodo $T = 1.81 * 0.59(10.668^{0.5}) = 3.49$ seg.

ZIC₁ y ZIC₂ podría ser determinado del espectro de respuesta establecido para el sitio del tanque pero no deberá ser menor que lo que señala API-650 sección 3.3.3

El espectro para el factor ZIC₁ deberá ser establecido para un coeficiente de amortiguamiento del 2% del critico. El espectro para el factor ZIC₂ debe corresponder a el espectro para ZIC₁ modificado para un coeficiente de 0.5% del critico

Cuidad de México.

Espectro de diseño sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

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

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

Donde

$$q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla III.4. de las normas técnicas complementarias.[REF.B4].

Tabla III.4. Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño

Zona	c	ao	Ta 1	Tb 1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.0	2
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2

1 Periodos en segundos

Los coeficientes sísmicos *c* ahora especificados para las cuatro sub- zonas de la zona de lago reflejan diferencias en la amplificación máxima de las ondas sísmicas, y los límites de la zona plana del espectro corresponden a las diferencias de periodos dominantes dentro de cada sub- zona, ampliadas para considerar incertidumbres sobre todo en la determinación del período fundamental de la estructura.

Reducción de fuerzas sísmicas y desplazamientos

Factor de reducción para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los de reducción *Q'* que se calculará como sigue:

$Q' = Q$; si se desconoce *T*, o si $T \geq T_a$

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

T se tomará igual al período fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; *T_a* es un período característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo 3. *Q* es el factor de comportamiento sísmico que se define en el Capítulo 5. de la NTC de sismo

1.- Obtener ZIC_1 iniciando del código del Distrito Federal como sigue:

Zona	c	a_0	Ta l	Tb l	r
III d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

Construcción tipo $c=0.30$, zona III d, $Q'=2.0$ $\zeta=5\%$

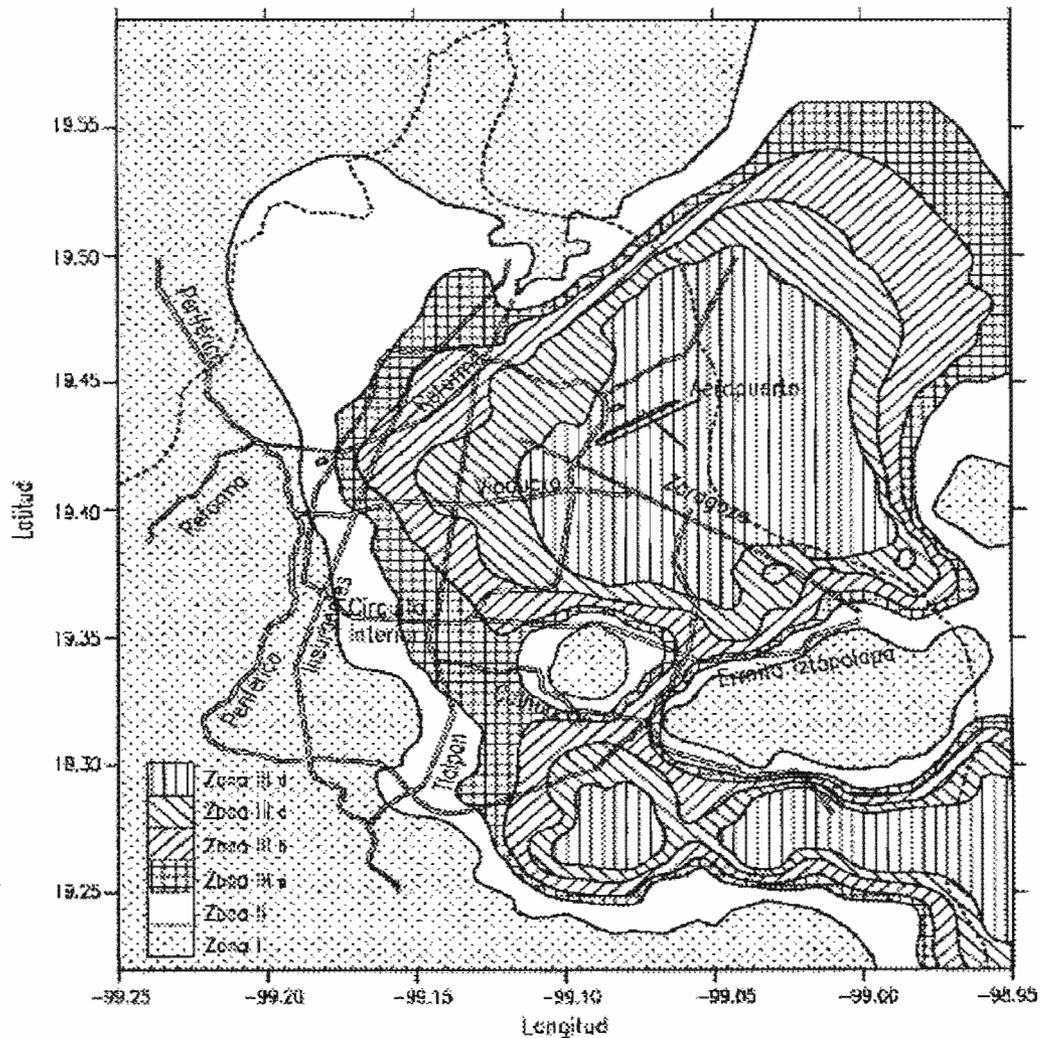


Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

Obtención de una familia de espectros a partir de un espectro del RDF-87 para diferentes amortiguamientos $\zeta = 2\%$, $\zeta = 0.5\%$.

Se modificaran los espectros de respuesta utilizando los factores de amplificación de Newmark de acuerdo con la tabla III.5, obtenida de un resumen de una memoria de calculo de la empresa Bufete Industrial :

Amortiguamiento $\zeta\%$	FACTOR DE AMPLIFICACION	
	Newmark (F)	Normalizado (f)
0	6.4	2.46
0.5	5.8	2.23
1	5.2	2.00
2	4.3	1.65
5	2.6	1.00
7	1.9	0.73
10	1.5	0.58
20	1.2	0.46

Tabla III.5.

Relación de coeficientes $C' = C \cdot f$

Estructuras tipo B zona III d

$$\zeta = 2\% \quad C' = 0.30 \cdot 1.65 = 0.495 ; \quad \zeta = 0.5\% \quad C' = 0.30 \cdot 2.23 = 0.669$$

De acuerdo al RCDF [REF.B6] ARTICULO 206 Las estructuras tipo A deben afectarse por el 50% mas que las del tipo B, y de acuerdo a las NTC sismo[REF.B4] se debe tomar las combinación ortogonal de movimiento del terreno. $\sqrt{1^2 + 0.5^2} = 1.118$

$$\zeta = 2\% \quad ZIC_1 = C_1 \cdot 1.118 \cdot 1.5 / Q = 0.495 \cdot 1.118 \cdot 1.5 / 2.0 = 0.415$$

$$\zeta = 0.5\% \quad ZIC_2 = C_2 \cdot 1.118 \cdot 1.5 / Q = 0.669 \cdot 1.118 \cdot 1.5 / 2.0 = 0.560$$

Wozniar y Mitchel, API-620[REF.B7], altura de la ola de la masa (convectiva).

$$d = 1.124 \cdot (Z \cdot I \cdot C_2) \cdot T^2 \tanh(4.77 \cdot \sqrt{H/D})$$

$$d = 1.124 \cdot (0.560) \cdot 1.118^2 \tanh(4.77 \cdot \sqrt{30/35}) = 0.057 \text{ ft} ; 1 \text{ ft}$$

Frecuencia fundamental del sistema tanque –líquido en dirección horizontal.(impulsiva)

$$f_0 = \frac{1000 * C_1}{2 * \pi * H} * \sqrt{\frac{E}{\rho_m}} ; C_1 = C_w * \sqrt{\frac{\rho_w}{\rho_1}}$$

Donde

ρ_w = densidad másica del agua 1000 kg/m³

ρ_1 = densidad másica del liquido 827 kg/m³

C_w = de acuerdo a la tabla III.6.

H/R	C_w	
	$t/R = 0.0005$	$t/R = 0.001$
0.5	0.0506	0.0719
0.6	0.0538	0.0763
0.7	0.0564	0.0799
0.8	0.0587	0.0829
0.9	0.0605	0.0854
1.0	0.0620	0.0875
1.2	0.0641	0.0903
1.4	0.0650	0.0915
1.6	0.0651	0.0917

Tabla III.6.

E = módulo de elasticidad $207E^3$ MN/m³

H = altura del líquido m

R = radio del tanque m

ρ_m = densidad másica de la placa 7800 kg/m³

$\nu = 0.3$ rango de poisson para la placa

Un método alternativo aproximado esta dado de la siguiente fórmula:

$$T = \frac{2}{\Delta} * \sqrt{\frac{W}{9800 * \pi * E * t_{1/3}}}$$

$$\Delta = 0.067(H/D)^2 - 0.3(H/D) + 0.46 ; \Delta = 0.067(9144/10668)^2 - 0.3(914/10668) + 0.46$$

$$\Delta = 0.252$$

W = peso total del líquido 817400.0 kg

$t_{1/3}$ = espesor a 1/8 de altura desde el fondo 6.0 mm

$$T = \frac{2}{0.252} * \sqrt{\frac{817400}{9800 * \pi * 20700 * 6.0_{1/3}}} \quad T = 0.116 \text{ seg}$$

$$T_1 = 0.116 < T_a \text{ entonces} \quad \alpha = \alpha_0 + (c - \alpha_0) * \frac{T}{T_a}$$

$$\alpha = 0.1 + (0.3 - 0.1) * \frac{0.116}{0.85_a} \quad \alpha = 0.127 \quad \alpha_\zeta = 0.127 * 1.65 = 0.210$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{entonces} \quad Q' = 1 + \frac{0.116}{0.85}(2 - 1) = 1.136$$

$$ZIC_1 = \alpha_\zeta * i / Q' = 0.210 * 1.5 / 1.136 = 0.277 \quad \text{para } \zeta = 2\%$$

$i = 1.5$, grupo "A" en RDF[REF.B6], para emergencias post-sismos servicios requeridos en API-650

$$\therefore Z(1.5 * 0.6) = 0.277 ; Z = 0.277 / 1.5 * 0.6 = 0.308$$

Obteniendo ZIC_2 por API-650, apéndice E

$$ZIC_2 = 0.308 * 1.5 * 0.43 = 0.198 \quad \text{con} \quad C_2 = 0.75 * 2.0 / 3.49 = 0.43$$

Valores aplicando la combinación ortogonal de movimiento del terreno.

$$\sqrt{1^2 + 0.5^2} = 1.118$$

$$ZIC_1 = 0.277 * 1.118 = 0.309 ; \quad ZIC_2 = 0.198 * 1.118 = 0.222$$

$$d = 1.124 * (0.222) * 0.116^2 \tanh(4.77 * \sqrt{30/35}) = 3.0 \text{ ft}$$

$t/R = 6.0/5334 = 0.00124$; $H/R = 9.144/5.334 = 1.714$ tomamos el valo extremo de la tabla C_w que es 0.0917

$$f_0 = \frac{1000 * 0.10}{2 * \pi * 9.144} * \sqrt{\frac{207000}{7800}} = 8.96 \text{ Hz} ; C_1 = 0.0917 * \sqrt{\frac{1000}{827}} = 0.10$$

$$T = 1/f = 1/8.96 = 0.111 \text{ seg}$$

Cortante basal:

$$V_B = ZI(C_1 W_s + C_1 W_r + C_1 W_1 + C_2 W_2)$$

$$V_B = 0.308 * 1.5 * (0.668 * 140.8 + 0.668 * 203.5 + 0.668 * 6254659.8 + 0.43 * 1924722.0)$$

$$V_B = 2312759.6 \text{ N} \quad \text{aprox. } 235.755 \text{ ton}$$

$$M_v = 9396210.6 \text{ N-m} \quad \text{aprox. } 957.819 \text{ ton-m}$$

Resistencia al volteo

La resistencia al momento de volteo en el fondo de la envolvente es tomado por el peso de la envolvente del tanque y las anclas de la envolvente del tanque, para tanques sin anclar será tomado por la envolvente del tanque y la porción de el fondo que podría ser usado, dependiendo del ancho de la placa del fondo sobre la que se levanta de la cimentación que Se determina como:

$$w_L = 99 * t_b * \sqrt{F_{by} * G * H} = 99 * 8 * \sqrt{155 * 1 * 9.144} = 29816.7 \text{ N/m}$$

$$\text{sin embargo } w_L \text{ no debería exceder } 196 * G * H * D = 196 * 1 * 9.144 * 10.668 = 19119.45$$

Donde:

w_L = máximo peso del contenido del tanque que podría ser usado para resistir el momento de volteo en N/m

t_b = espesor de placa base sobre la que descansa la envolvente en mm usada para calcular w_L

F_{by} = mínimo esfuerzo de fluencia de la placa del fondo sobre la que descansa la envolvente en MPa

D= diámetro nominal del tanque en m.

H= máximo nivel del líquido de diseño en m.

G= gravedad especifica del líquido que se almacenará

El espesor de la placa del fondo sobre la envolvente debe ser mayor o igual a t_b usada para el calculo de w_L no deberá exceder una longitud de 6 mm o el espesor del primer anillo menos la corrosión permisible ni tampoco t_b el actual espesor de la placa del fondo menos la corrosión permisible, el ancho de la placa sobre la envolvente deberá ser mayor o igual que:

$$0.1745 * 10^{-3} * w_L / G * H (m) ; 0.1745 * 10^{-3} * 19119.45 / 1 * 8.230 = 0.40 \text{ m}$$

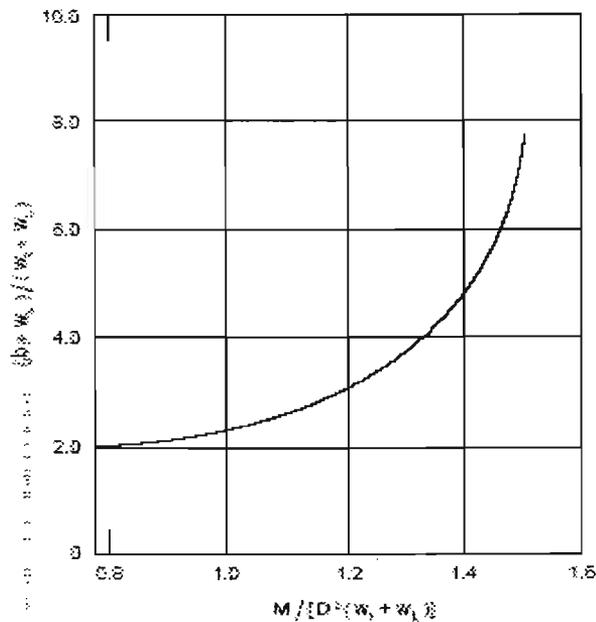
Para tanques sin anclar la máxima fuerza longitudinal compresiva en el fondo de la envoltura podría ser determinada como sigue. Cuando $M/(D^2(w_t + w_L))$ si es menor o igual que 0.785

$$w_t = W_s / 3.1416D = 344.3 / 3.1416 * 10.668 = 10.273 \text{ N/m}$$

$$9396210.6 / 10.668^2 (10.273 + 29816.7) = 2.768 > 0.785$$

$$b = w_t + 1.273 * M / D^2$$

Cuando $M/(D^2(w_t + w_L))$ es mayor que 0.785 pero menor o igual que 1.5, b podría ser calculada para el valor de los siguientes parámetros obtenidos de la grafica del API-650 Pagina E-6 figura III.8.



Note: This figure may be used to compute b when $M / (D^2 (w_t + w_L))$ is greater than 0.785 but less than or equal to 1.5 (see E.5.1).

Figure E-5—Compressive Force b

Figura III.8.

$$\frac{b + w_L}{w_t + w_L}$$

Cuando $M/(D^2(w_t + w_L))$ es mayor que 1.5 pero menor o igual 1.57,

$$\frac{b + w_L}{w_t + w_L} = \frac{1.490}{\left[1 - \frac{0.637 * M}{D^2(w_t + w_L)}\right]^{0.5}}$$

Donde :

b = máxima fuerza longitudinal compresiva en el fondo de la envolvente en N/m

w_L = peso de la envolvente del tanque y de la parte de techo fijo soportada por la envolvente en N/m

Cuando $M/(D^2(w_t + w_L))$ es mayor que 1.57 o cuando $b/1000*t$ ($b/12*t$) es mayor que F_a

El tanque es estructuralmente inestable entonces es necesario tomar una de las siguientes medidas

- a.- incrementar el espesor de la placa sobre la envolvente t_b para incrementar w_L sin exceder las limitaciones mencionadas
- b.- incrementar el espesor de la envolvente
- c.- cambiar la proporción del tanque al incrementar el diámetro y reducir la altura
- d.- anclar el tanque de acuerdo con la sección E.6 API-650

El tanque necesita anclarse

Anclaje en tanque

Para anclaje en tanques la máxima longitud de la fuerza compresiva en el fondo de la envolvente podría determinarse con la fórmula siguiente

$$b = w_t + \frac{1.273 * M}{D^2}$$

$$G * H * D^2 / t^2 = 1 * 9.144 * 10.668^2 / 8^2 = 16.26 < 44 \text{ de esta forma}$$

$$b = 10.273 + \frac{1.273 * 9396210.6}{10.668^2} = 105113.3 \text{ N}$$

$$b/1000 * t = 105113.3 / 1000 * 8 = 13.14 \text{ o } b/12t = 105113.3 / 12 * 8 = 1094.9 \text{ N/m}$$

Máxima compresión permisible en la envolvente

La máxima fuerza longitudinal a compresión en la envolvente $b/1000*t$ ($b/12t$) no debería exceder el máximo esfuerzo permisible F_a , para las siguientes fórmulas F_a la cual toma en cuenta el efecto de la presión interna debida a el líquido contenido cuando $G*H*D^2/t^2$ Es mayor o igual a 44. para unidades internacionales.

$$F_a = \frac{83 * t}{D}$$

Cuando $G*H*D^2/t^2$ es menor que 44

$$F_a = \frac{83 * t}{D} + 7.5\sqrt{G * H}$$

$$F_a = 83*8/10.668 + 7.5(1*9.144)^{0.5} = 84.92 \text{ MPa}$$

Esfuerzo del material 138 MPa > 84.92 MPa

Sin embargo, F_a no debe ser mayor que $0.5F_{ty}$

Donde:

D= diámetro nominal del tanque en m.

H= máximo nivel del líquido de diseño en m.

G= gravedad específica del líquido que se almacenará

t = espesor del anillo del fondo en mm

F_a = máxima esfuerzo de compresión longitudinal permisible en la envolvente en MPa

F_{ty} = mínimo esfuerzo de fluencia en el anillo del fondo en MPa

Si el espesor de el anillo mas bajo, para calcular el momento de volteo sísmico es mayor que el espesor requerido por la presión hidrostática, en ambos casos excluyendo la corrosión permisible, entonces el espesor calculado para cada anillo superior, por la presión hidrostática deberán de incrementarse en una misma proporción, al menos si se realiza un análisis especial para determinar el momento de volteo sísmico y el correspondiente esfuerzo en el fondo de cada anillo superior.

Anclas mínimas cuando los tanques son anclados entonces w_L no deberá de usarse la reducción de la carga de izamiento en las anclas. El tamaño de las anclas deberá de suministrar al menos la siguiente mínima resistencia en N/m por la envolvente circunferencial.

$$\frac{1.273 * M}{D^2} - w_1$$

mas un izamiento en N/m de la envolvente circunferencial debido a la presión de diseño.

La carga por viento no necesita ser considerada en combinación con las carga sísmica.

Los esfuerzos debidos a fuerzas de anclaje en la envolvente del tanque en el punto donde son agregadas . Si el anclado del tanque no es debidamente diseñado esta envolvente podría ser propicia a el desgarramiento.

El espaciamiento entre anclas no deberá exceder 3m(10ft). En tanques menores de 15 m(50ft) diámetro el espacio entre anclas no deberá exceder 1.8m (6ft) cuando anclas apernadas son usadas, ellas deberán tener un diámetro mínimo de 2.54 cm (1in) sin agregar corrosión permisible. El máximo esfuerzo permisible para la parte anclada no debe exceder los siguientes valores.

a.- para anclas diseñadas por carga sísmica o combinación con otras cargas, el esfuerzo a tensión permisible es igual 0.80 de el esfuerzo de fluencia (0.60 de esfuerzo de fluencia multiplicado por 1.33).

b.- para otras partes, 133% de el esfuerzo permisible con el inciso 3.10.3. del API-650

c.- el máximo esfuerzo permisible en la envolvente en las anclas agregadas deberá ser limitada 170 MPa (25,000psi) con decremento en la carga sísmica

Estos esfuerzos pueden ser usados en conjunto con otras cargas, para cargas sísmicas cuando la condición de cargas gobierne. La flexibilidad adecuada deberá ser suministrada en la dirección vertical para toda tubería agregada a la envolvente o al fondo del tanque. Un tanque sin anclas esta sujeto a izamiento.

Por condiciones sísmicas se necesita anclar, de las ecuaciones de la resistencia de materiales tenemos:

Fuerza total que actúa en las anclas, **F** donde $F = \pi Df$

donde **f** es la resistencia por unidad de área, el numero de anclas necesarias se puede calcular (**n**);

$$n = \frac{F}{f_{perm} * A_{anclas}}$$

donde

f_{perm} es el esfuerzo permisible en las anclas (kg/cm²)

A_{anclas} es el área de la raíz del ancla (cm²)

El esfuerzo permisible de las anclas en la práctica es una recomendación del código ASME[REF.C2], de la sección VII, división II con un factor de seguridad de cuatro F_s y S_t es el esfuerzo ultimo a la tensión para el acero A-307 que es de 3490 kg/cm^2

$$f_{perm} = \frac{S_t}{F_s} \qquad f_{perm} = \frac{3490}{4.0_s} = 872.5 \text{ kg/cm}^2$$

entonces

$$f = \frac{1.273M}{D^2} \qquad f = \frac{1.273 * 957820}{10.668^2} = 10714.0 \text{ kg/m}$$

$$F = \pi Df \qquad F = \pi * 10.668 * 10714 = 359070.8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{F}{f_{perm} * A_{anclas}} \qquad n = \frac{359070.8}{872.5 * 11.4} = 36$$

las 36 anclas deben ser de 38.1 mm de diámetro ya que su área raíz es 11.4

En el cálculo de los cartabones que se utilizan para resistir los esfuerzos de compresión en la envolvente del tanque debemos utilizar la expresión que se utiliza para columnas cuando los elementos placa son sujetos a una aplicación de esfuerzos de cortante a lo largo de cuatro bordes, esta ecuación (III.18).²

$$\sigma_{cr} = K_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

donde:

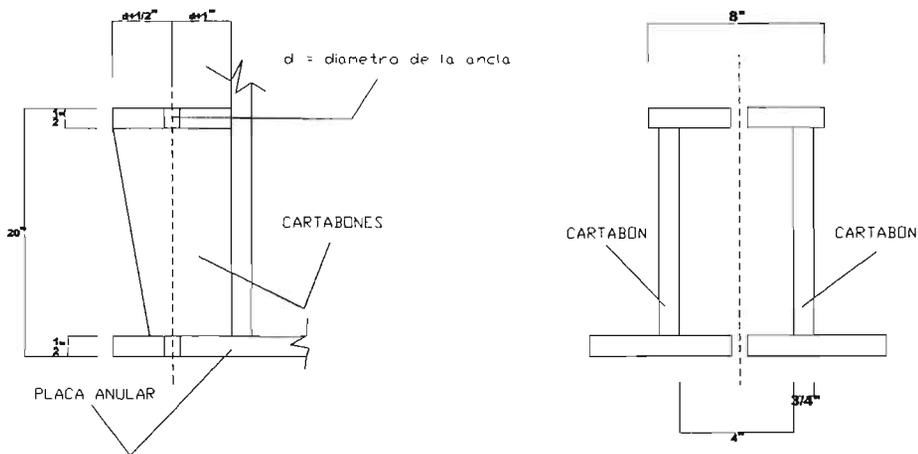
μ es la relación de poisson que en este caso será de 0.3, b y t son el ancho y espesor de la placa respectivamente; y K_c es un factor que depende de las condiciones de borde que se refieren a una tabla³. donde el factor se toma para las condiciones de borde que son empotradas en ambos lechos y esto vale 6.98 de esta forma tenemos

$$\sigma_{cr} = 6.97_c \frac{\pi^2 29100000}{12(1-0.3^2)(20/0.75)^2} = 257790.8 \text{ psi} = 1777404998.4 \text{ Pa} = 18118.3 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo longitudinal actuante en la envolvente es de $84920000 \text{ Pa} < 1777404998.4 \text{ Pa}$ entonces los cartabones serán de un espesor de $\frac{3}{4}$ de pulgadas y un ancho de 20 pulgadas. Figura III.9.

² pagina 479 del libro estructural análisis and design de Robert .L. Ketter, George C. Lee, and Sherwood P, Prawel, Jr.

³ pagina 478 del libro estructural análisis and design de Robert .L. Ketter, George C. Lee, and Sherwood P, Prawel, Jr.



CONFIGURACION PARA LAS ANCLAS

figura III.9.

Diseño de viento recomendado por manual CFE, para tanques atmosféricos cilíndricos de almacenamiento.

En México la regionalización eólica incluida en el manual de CFE,[REF.B3], esta basada en un análisis estadístico de datos de 30 estaciones meteorológicas. Para el procedimiento de diseño por viento será suficiente considerar la ecuación:

$$p = \frac{1}{2} C_D \rho V^2$$

la densidad del aire, ρ para condiciones estándar temperatura 15 °C y presión a nivel del mar es $0.125 \frac{kg}{m - seg^2}$ por lo que la ecuación anterior se transforma en

$$p = 0.0625 C_D V_D^2$$

si la velocidad de diseño V_D se expresa en m/seg. Cuando, como es usual, la velocidad de viento se expresa en Km/h, la expresión toma la forma empleada en los códigos

$$p = 0.0048 C_D V_D^2$$

en que p es presión o succión en kg/m^2 y C_D el factor de forma para la construcción o elemento estructural local.

La densidad del aire varía según la temperatura y según la presión y, por lo tanto, según la altitud del sitio sobre el nivel del mar. Para sitios con altitud significativa, la expresión anterior debe corregirse multiplicándola por el factor

$$\frac{8+h}{8+2h}$$

en que h es la altitud en Km. Por ejemplo para la ciudad de México situada a 2 200m sobre el nivel del mar el factor resulta

$$\frac{8+2.2}{8+2(2.2)} = 0.823$$

Y la expresión se vuelve

$$p = 0.0040C_D V_D^2$$

El reglamento del distrito federal RDF.[REF.B6], especifica que para la ciudad de México la presión de viento se determina con la expresión

$$p = 0.0055C_D V_D^2$$

Se deduce para justificar el valor mayor del coeficiente que los vientos fuertes están asociados a un gran contenido de polvos, ya que las corrientes de aire pasan previamente por el fondo desecado del lago de Texcoco.

La velocidad de viento que intervienen en la ecuación depende de los factores siguientes:

- a) De la ubicación geográfica de la construcción.
- b) De las características topográficas locales del sitio en lo relacionado con la rugosidad de la superficie.
- c) De la altura sobre el nivel del terreno de la porción de la estructura que se está considerando.
- d) De la importancia de la construcción.
- e) De la sensibilidad de la estructura a los efectos de ráfaga.

Los reglamentos especifican una velocidad de diseño básica a nivel regional que deben afectarse por factores correctivos para tomar en cuenta los aspectos b) hasta e).

Esta velocidad es la que corresponde a una altura de 10m sobre el nivel del terreno y se supone conservadoramente, que se mantiene constante para alturas menores mientras para alturas mayores debe de incrementarse. la velocidad básica para la Ciudad de México es de 80km/h y corresponde a un periodo de retorno de 50 años, y son para campo abierto.

La velocidad de gradiente a alturas muy grandes no debe verse alterada por este concepto, pero si la velocidad base, cuando está especificada a 10m de altura, por tanto los aspectos b) y c) antes mencionados pueden tomarse en cuenta con un factor correctivo del tipo

$$k \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha, \quad z \leq z_G$$

en que z es la altura, en metros, sobre el nivel del terreno y k y α son coeficientes que, con base en mediciones realizadas en diversos sitios y a distintas alturas, se han propuesto como los valores dados en la tabla III.7. Se consignan además en la tabla la altura gradiente, z_G , a la cual se alcanza la velocidad máxima (velocidad gradiente).

La velocidad de diseño especificada por el RDF-87 para la Ciudad de México (80km/h) debe de interpretarse como correspondiente a una zona urbana sin gran concentración de edificios altos, categoría B, por lo cual el exponente α que le corresponde es 0.22. son aplicables a campo abierto, categoría C, y deben corregirse de acuerdo a lo anterior, para otro tipo de terreno.

TIPO DE TERRENO	K	α	Z_G , en m
A Centro de ciudades con concentración de edificios altos(mas de la mitad de las Construcciones tienen alturas de más de 21m).	0.5	0.33	450
B Áreas urbanas y suburbanas, zonas boscosas, campo abierto con topografía Irregular.	0.8	0.22	400
C Campo abierto con terreno plano.	1.0	0.14	275
D Litorales y promontorios.	1.2	0.10	200

TABLA III.7

Determinación de la velocidad de diseño, V_D , según el manual de la CFE.

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 una componente de la misma.

La velocidad de diseño en Km./h, se obtendrá de la ecuación :

$$V_D = F_T * F_\alpha * V_R \quad V_D = 1.0 * 1.003 * 150 = 150.45 \text{ Km./h}$$

en donde

F_T = es un factor que depende de la topografía del sitio, adimensional.

F_α = el factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura adimensional.

V_R = La velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura en Km/h

Categoría del terreno según su rugosidad; el tipo de estructura se considera en terreno plano con pocas obstrucciones, las obstrucciones oscilan alrededor de 10 m en una longitud mínima de 1500 m. (tipo 2)

Clase de estructura según su tamaño; la clase a la que pertenece es menor de 20 m, tanto vertical como horizontal, (clase A).

La recomendación que hace el manual CFE[REF.B3], para estructuras de relación, $H/D < 5$, es emplear el método estático que es el caso en estudio, ya que sus limitaciones dicen;

- a) la relación $H/D \leq 5$, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base.
- b) el periodo fundamental de la estructura es menor o igual que un segundo. Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones :

- . La altura total de la construcción, H , es menor o igual 15 mts,
- . La planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos.
- . La relación $H/D < 4$ para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, para toldos y cubiertas adyacentes en voladizo, el claro no debe ser mayor que 5m.
- . para construcciones cerradas y techos aislados la pendiente de sus techos inclinados o a dos aguas no debe exceder de 20°

Mapas de isotacas, para considerar la velocidad regional V_R recurre a estos, que consideran una altura de 10 m sobre la superficie del suelo en terreno plano, y esta asociado con ráfagas de 3 segundos pero no la rugosidad del terreno local. $V_R = 150$ km/h

El factor de exposición F_α que es un cociente que refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z , y se calcula con la ecuación :

$$F_\alpha = F_c * F_{rz} \quad F_\alpha = 1.0 * 1.003 = 1.003$$

en donde

F_c = es el factor que determina la influencia del tamaño de la construcción. Adimensional

F_{rz} = 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

El factor de tamaño, F_c es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas ; $F_c = 1.0$

CLASE DE ESTRUCTURA	F_c
A	1.0
B	0.95
C	0.90

Tabla II.8.

Factor de rugosidad y altura F_{rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación esta en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción. Se obtiene con las expresiones siguientes

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } Z \leq 10 \quad F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{315} \right]^{0.128} = 1.003$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{si } Z \geq \delta$$

en donde

δ 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 la altura gradiente; δ y Z están dadas en metros.

α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional. Tabla III.9.

CATEGORIA DE TERRENO	α			δ (m)
	CLASE DE ESTRUCTURA			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

Tabla III.9.

Factor de topografía toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantara la estructura en la Tabla III.10. se muestran los valores recomendados

SITIOS	TOPOGRAFIA	F_T
PROTEGIDOS	BASE DE PROMONTORIOS Y FALDAS DE SERRANIAS DEL LADO DE SOTAVENTO.	0.8
	VALLES CERRADOS	0.9
NORMALES	TERRENO PRACTICAMENTE PLANO, CAMPO ABIERTO, AUSENCIA DE CAMBIOS TOPOGRAFICOS, IMPORTANTES, CON PENDIENTES MENORES QUE 5%	1.0
EXPUESTO	TERRENOS INCLINADOS CON PENDIENTES ENTRE 5 Y 10 % VALLES ABIERTOS Y LITORALES PLANOS	1.1
	CIMAS DE PROMONTORIOS, COLINAS O MONTAÑAS, TERRENOS CON PENDIENTES MAYORES QUE 10%, CAÑADAS CERRADAS Y VALLES QUE FORMEN UN EMBUDO O CAÑON , ISLAS.	1.2

Tabla III.10.

Presión dinámica base q_z .

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se le denomina comúnmente presión dinámica base y se determina con la ecuación:

$$q_z = 0.0048 * G * V_D^2 \qquad q_z = 0.0048 * 0.63 * 150.45^2 = 68.45 \text{ kg/m}^2$$

en donde

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

V_D la velocidad de diseño en Km/h ya definida con anterioridad.

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

$$G = \frac{0.329\Omega}{273 + \tau}$$

en donde Ω es la presión barométrica, en mm de Hg y τ la temperatura ambiente en °C para este caso 2500 de altitud tiene una presión barométrica de 565 mm de Hg

$$G = \frac{0.329 * 565}{273 + 24} = 0.63$$

La presión actuante sobre una construcción determinada P_z en kg/m^2 se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y esta dada, de manera general por la ecuación :

$$P_z = C_p * q_z$$

en donde el coeficiente C_p se denomina coeficiente de presión y es adimensional. Los valores de coeficientes de presión para diversas formas estructurales y el cálculo de las presiones globales y locales es importante.

En el caso de los techos o tapas de silos y tanques de sección transversal circular, el coeficiente de presión exterior, C_{pe} se obtendrá de la siguiente figura III.10.

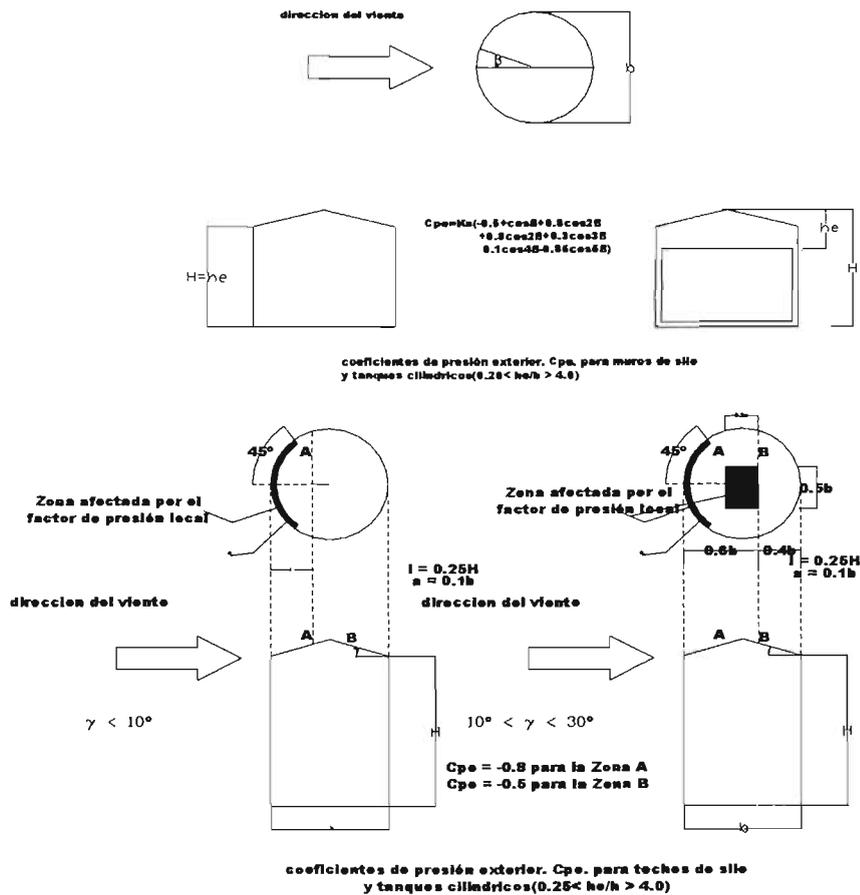


figura III.10.

en la cual se observa que este coeficiente se aplica cuando la inclinación del techo γ se encuentra entre el cero y treinta grados. Para mayores valores se tendría que hacer pruebas experimentales, finalmente el coeficiente de presión exterior para las paredes o muros laterales varía con el ángulo β de acuerdo con la siguiente expresión :

$$C_{pe} = K_s * C_{pl}$$

en donde $K_s = 1.0$ para $C_{pl} \geq -0.15$

$K_s = 1.0 - 0.55 (C_{pl} + 0.15) \log_{10}[h_e / b]$ para $C_{pl} < -0.15$

$$C_{pl} = -0.5 + 0.4 \cos \beta + 0.8 \cos 2\beta + 0.3 \cos 3\beta - 0.1 \cos 4\beta - 0.05 \cos 5\beta$$

β es el ángulo entre la dirección del viento y un punto sobre la pared del silo o tanque circular.

$$C_{pl} = -0.5 + 0.4 \cos 45 + 0.8 \cos 2 * 45 + 0.3 \cos 3 * 45 - 0.1 \cos 4 * 45 - 0.05 \cos 5 * 45 = -0.37$$

$$\text{a } 45^\circ C_{pe} = 1.0 * -0.37 = -0.37$$

El factor C_{pi} , es el coeficiente de presión exterior correspondiente a un deposito cilíndrico con una relación de aspecto $\lambda = h_e / b$, unitaria y su valor es función del ángulo β .

La fuerza de arrastre, F_a en kg, que debe de considerarse para el diseño global de silos y tanques se calculara con la expresión

$$F_a = 0.63 * q_H * b * h_e \quad F_a = 0.63 * 68.45 * 10.668 * 9.94 = 4573 \text{ kg}$$

en donde las dimensiones b y h_e se definen en la figura III.10, y la presión dinámica de base se calcula con la expresión $q_z = 0.0048 * G * V_D^2$ se calcula a la altura $Z = H$.

La presión exterior p_e , para el diseño de las paredes o muros laterales, y de los techos de silos y tanques cilíndricos, deberá calcularse a partir de:

$$p_e = C_{pe} * K_A * K_L * q_H$$

donde

C_{pe} es el coeficiente de presión exterior que se calcula según si se trata de la pared o del Techo del tanque cilíndrico, es adimensional

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, es adimensional

K_L el factor de presión local es adimensional

q_H la presión dinámica base, en Kg/m^2

El factor K_A se utilizará solamente en los techos o tapas de la construcción;

Estructuras principales que soportan techos y muros laterales

Recubrimientos de esos techo y muros

Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como largueros)

Dispositivos de sujeción de dichos recubrimientos.

Como se observa, en el diseño de los muros de barlovento y sotavento este factor no interviene, por lo que será igual a uno.

Para el factor K_L se podría determinar tomando de la tabla del manual CFE numero I.12

Empuje para cualquier altura 1.5 tanto en techo como muros.

Succión para cualquier altura 2.0 tanto en techos como muros.

$$\text{empuje} \quad p_e = 0.8 * 1.0 * 1.5 * 68.45_{10} = 82.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{succión} \quad p_e = -0.5 * 1.0 * 2.0 * 68.45_{10} = -68.45 \text{ Kg/m}^2$$

CIMENTACION.

Con la finalidad de tener una referencia para poder proponer la cimentación se recurrió a una memoria de estudio de suelo que se acercara a la realidad del sitio del aeropuerto de la ciudad de México.

La empresa denominada "Ingeniería Geotécnica y Construcción S.A. de C. V. realizó un estudio para una torre de telecomunicación para la empresa Alcatel Indetel industrias de telecomunicación S.A. de C. V. En zona cercana al aeropuerto.

Donde se menciona que esta ubicada en la zona III, o de lago Virgen donde se encontraron suelos que han mantenido sus propiedades desde su formación, que en fechas recientes han incrementado su sobrecarga por el crecimiento de la mancha urbana y efectos de bombeo profundo se considera que la capa dura puede alcanzar una profundidad de 43 m. a la cual subyace la serie arcillosa inferior de consistencia media hasta 75 m al contacto con los depósitos profundos. En esta zona la costra superficial endurecida esta formada por depósitos aluviales de capacidad uniforme.

Se realizó un sondeo denominado SM-01 aplicando la técnicas de penetración estándar (SPT, norma ASTM-1586), en combinación con el muestreo de tipo inalterado mediante tubos de pared delgada de 4 pulgadas de diámetro (shelby), midiendo la resistencia de los suelos detectados y recuperando muestras representativas e inalteradas que fueron adecuadamente protegidas para evitar la pérdida de humedad. El sondeo fue llevado hasta una profundidad de 40.5 m. En todas las muestras recuperadas se realizó su clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). En todas las muestras se determinó el contenido de agua natural, obteniendo en forma selectiva el contenido de finos, los límites de consistencia líquidos y plásticos, la densidad de sólidos, el peso volumétrico natural, la resistencia a la compresión simple y un ensaye de consolidación unidimensional; los resultados se muestran como un perfil estratigráfico a continuación:

De 0.0 a 0.6 m Relleno heterogéneo

De 0.6 a 1.8 m Arena arcillosa de color café claro (relleno), de compacidad muy suelta. El número de golpes en la prueba de penetración estándar es de 2 obteniendo un contenido de agua natural del 170% en promedio.

De 1.8 a 8.7 m Arcilla gris de consistencia muy blanda CH, con lentes delgados y aislados de arena fina muy suelta. El número de golpes en la prueba de penetración estándar es de cero obteniendo un contenido de agua natural del 360% en promedio, con un máximo de 574%, 87% de finos, densidad de sólidos de 2.398, peso volumétrico natural de 1.17 ton/m³, relación de vacíos de 9.2 y 100% de grado de saturación. Se determinó una resistencia a la compresión simple de 1.9 ton/m².

De 8.7 a 27.3 m Arcilla de color gris verdosa y café rojizo de consistencia muy blanda. El numero de golpes en la prueba de penetración estándar es de cero obteniendo un contenido de agua natural de 260% en promedio con un máximo de 240% ,99% de finos, densidad de sólidos de 2.2 peso Vol. natural de 1.14 ton/m³, relación de vacíos de 8.5 y 100% de grado de saturación. Y una resistencia a la compresión simple de 2 ton/m².

De 27.3 a 27.5 m Lente de ceniza volcánica, con cero golpes (SPT) y 140% de contenido de agua natural.

De 27.5 a 37.9 m Arcilla gris verdoso de consistencia muy blanda, el numero de golpes en La prueba de penetración estándar es de cero, obteniendo un contenido de agua natural en promedio de 300%, 96% de finos.

De 37.9 a 39.9 m Limo con arena fina, de color café claro y consistencia media a dura. El numero de golpes en la prueba (SPT) es de 12 en promedio Obteniendo un contenido de agua natural 70% en promedio y 93% de Finos.

De 39.9 a 40.5 m Arcilla gris de consistencia muy blanda, con cero golpes en la prueba (SPT) y contenido de agua natural de 200%

Durante el periodo de ejecución de los trabajos de campo se detectó el nivel de agua superficial a una profundidad de 0.7 m. Tomando como base estos datos se recomienda un cajón de cimentación de 3m de profundidad con un ancho de 15m por 15m de longitud y pilotes de fricción con una longitud de 35m.

En el análisis por acciones accidentales, se tiene que el sismo con su combinación es el que presenta mayores esfuerzos en la estructura, que podrían causar daño para lo cual se presenta continuación los cálculos de los pesos de la estructura:

Peso del contenido del tanque $W_t = 894 \text{ Ton}$

Peso de la estructura del tanque $W_s = 38.1 \text{ Ton}$

Peso de la cimentación $W_c = 559.7 \text{ Ton}$

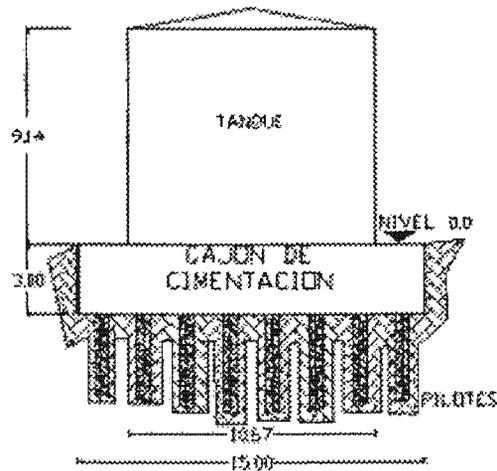


figura III.11

Revisión por volteo

Momento actuante de las fuerzas de sismo actuando 6.66m de altura del tanque con respecto al punto bajo del tanque nivel cero figura III.11.

$$M_a = F_s \cdot h_g \text{ donde } F_s \text{ es la fuerza sísmica que vale 210 Ton y } h_g \text{ es 6.666 mts}$$

$$M_a = 1399.86 = 1400 \text{ Ton-m}$$

Momento de las fuerzas verticales que se oponen al volteo, sin considerar el peso del líquido por ser esta la consideración mas desfavorable.

$M_{op} = (W_l + W_c) B/2$ sabemos que B es el ancho del cajón de cimentación, por lo que resolviendo tenemos:

$$M_{op} = (38.1 + 559.7) 15/2 = 4483.5 \text{ Ton-m}$$

$$F_s = M_{op} / M_a = 4483.5 \text{ Ton-m} / 1400 \text{ Ton-m} = 3.2 \text{ que es mayor que el 3 para tanques}$$

Revisión por deslizamiento

Las fuerzas horizontales serían la fuerza de 210 ton, que es el resultado de el peso de el líquido mas la estructura multiplicado por el factor sísmico de 0.3 y esto multiplicado por el factor de carga para combinaciones de 1.5 tomado de las NTC-2003, de concreto. [REF.B4]. Para la zona correspondiente al aeropuerto de la ciudad de México. Actuando contra el área de contacto del cajón de cimentación, suponiendo un coeficiente de fricción entre concreto y metal de 0.4 tendremos:

$V_a = 210 \text{ Ton}$ de cortante calculado para NTC.[REF.B4]. y para API-650 es de 236 Ton
Aproximadamente, tomamos el mayor.

$$V_r = (W_t + W_c)\mu = (38.1 + 559.7)0.4 = 239.0 \text{ Ton},$$

$$F_s = V_r / V_a = 239.12/236 = 1.02 \text{ que es menor que el establecido de } 1.5$$

Por lo cual se necesita anclar, que es como ya se había definido en el cálculo por API-650.

La revisión por capacidad de carga del suelo:

Para carga gravitacional es la carga actuante axial que es la que produce una presión

$$p = \frac{\sum W}{A} = \frac{894 + 38.1 + 559.7}{15 * 15} = \frac{1491.8}{225} = 6.63 \text{ ton/m}^2$$

considerando el factor de carga correspondiente p multiplicado por 1.5 = 9.94 es mucho mayor que el esfuerzo permisible del terreno que es de 2.0 ton/m².

Haciendo la revisión para la combinación de cargas, en la condición de vacío y lleno es deficiente la capacidad de carga del suelo.

Debido a la estratigrafía del suelo, sólo permite solucionarlo por medio de pilotes de fricción, debido a que el manto duro estaría a cuarenta y tres metros y la cual subyace la serie arcillosa inferior de consistencia media hasta 75 m presentando una condición favorable

Pilotes

Los pilotes que quedan incrustados en el suelo de baja capacidad de carga y por consiguiente desarrollan su capacidad de resistencia, exclusivamente por adherencia y por rozamiento entre su superficie y el suelo adyacente, se denominados “pilotes de fricción.”

De acuerdo con las normas técnicas complementarias de cimentación se recomienda que los pilotes de fricción sean tomados en cuenta como complementarios en una cimentación y deben ser tomados en cuenta para soportar el peso total de la estructura y estabilidad.

Calculando la capacidad de carga de un pilote:

Fórmula de capacidad de carga tomada de las NTC de cimentación, [REF.B4].

$$C_f = A_l f Fr$$

Donde

Fr factor de resistencia recomendado 0.7

A_l Área lateral del pilote

f adherencia lateral media pilote-suelo considerado igual a la cohesión media del suelo
1.82 ton/m²

aplicando la fórmula tenemos $C_f = \pi * D * L * f$ $C_f = \pi * 0.6 * 35 * 1.82 = 120 \text{ ton}$

este resultado se considera a la falla si se requiere en condiciones de trabajo serian 84 ton

Considerando que la cimentación esta constituida por el cajón de cimentación y los pilotes. Los pilotes tendrán que soportar el peso del tanque mas la subestructura, el peso total a considerar con todo y factor de carga de 1.5 tendremos un peso total de 1400 toneladas. El número de pilotes considerado es de 33 que soportar una carga de 42 toneladas cada uno por lo tanto este diámetro es aceptado, considerando los esfuerzos que puede ejercer en el hincado de los pilotes, podemos recurrir a las fórmulas tradicionales para calcular el área de una columna para verificar:

$$A_c = \frac{P_{total}}{0.5 f_c} \quad A_c = \frac{223000kg}{0.5(250)} = 1784cm^2 \quad A_c = \frac{\pi * D^2}{4} = \sqrt{\frac{4 * A_c}{\pi}} = 47.65cm = D$$

Es necesario considerar el sistema que transmita la carga al sistema de pilotes, sea rígido para que pueda transmitir esta uniformemente.

Los pilotes están hincados en una arcilla blanda lo cual nos permite considerar como que estos están empotrados en la cimentación y articulados en el fondo, para lo cual utilizaremos la ecuación de Leonhard Euler para carga crítica en columnas largas:

$$P = N \frac{EI \pi^2}{L^2}$$

donde N y L están tomadas de la tabla⁴

$$E = 15000\sqrt{250} = 237171 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi * 60^4}{64} = 636174cm^4$$

$$P = 2 * \frac{237171 * 636174 * \pi^2}{900^2} = 1838460.3kg$$

De los resultados arrojados en el análisis del Stadd 2003 la columna mas desfavorable tiene una carga axial de $188000 < 1838460.3$ por lo cual es correcto.

Las fuerzas internas de diseño para los pilotes críticos serán en los que se suman los esfuerzos de las cargas axiales y el momento flexionante, tomando la ecuación 7.29⁵

$$P_i = \frac{W}{n} + \frac{Mx_i}{\sum X_i^2} \quad \text{de API-650 tenemos } M_v = 9396210.6 \text{ N-m} \quad \text{aprox. } 957.819 \text{ ton-m}$$

n numero de pilotes a considerar

⁴ pagina 363 de el libro de Resistencia de Materiales de Ferdinand L. Singer y Andrew Pytel

⁵ pagina 574 del libro de Diseño de Estructuras de Roberto Meli Piralla. [REF.B8].

x_i es la distancia de cada pilote al centroide del grupo

$$\sum X_i^2 = 4(-533.4)^2 + 2(-506.7)^2 + 2(-313.52)^2 + 1(-248.8)^2 + 1(-142.4)^2 + 7(0)^2$$

$$4(533.4)^2 + 2(506.7)^2 + 2(313.52)^2 + 1(248.8)^2 + 1(142.4)^2 = 3860641.6$$

$$P_i = \frac{1400}{33} + \frac{957.819 * 5.334}{38606.41} = 42.5 \text{ ton.}$$

La fuerza lateral, V es absorbida por los pilotes en forma igual, produciendo un momento.

$$M_i = V \frac{L}{2} = \frac{236}{33} * \frac{9.0}{2} = 32.2 \text{ ton-m}$$

La longitud considerada en la fórmula se refiere a la longitud equivalente de empotramiento a que se refieren en mecánica, para suelos blandos es del orden de 15 diámetros de la sección considerada. Considerando que los pilotes son empotrados, se considera un momento adicional por excentricidad accidental, que por recomendación

$$e_{accidental} = \frac{t}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

entonces el momento accidental sería

$$M_{accidental} = 42.5 * 0.06 = 2.55 \text{ ton-m} \quad M = 32.2 + 2.55 = 34.7 \text{ ton-m}$$

Según la recomendación de las NTC para efecto de esbeltez aplicamos un factor de amplificación con las ecuaciones siguientes:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u / P_c} \quad \text{donde } C_m \text{ es un agrupamiento de pilotes que puedan desplazarse}$$

lateralmente que se toma igual a la unidad y a este se le agrega un valor de 1.1 por tratarse de una combinación de cargas, P_c es la carga critica ya calculada

$$F_a = \frac{1}{1 - 42.5 * 1.1 / 1838460.3} = 1.00$$

El momento amplificado resulta ser $34.7 * 1.00 = 34.7 \text{ ton-m}$

$$M_u = 34.7 * 1.1 = 38.2 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 42.5 * 1.1 = 46.8 \text{ ton}$$

El dimensionamiento puede realizarse a partir de diagramas de iteración ⁶ en función de las variables adimensionales K y R pero en este caso tomaremos otras consideraciones antes de diseñar.

$$K = \frac{P_u}{D_R D^2 f_c'} = \frac{46800}{0.75 * 50^2 * 170} = 0.15 \quad R = \frac{M_u}{D_R D^3 f_c'} = \frac{3817000}{0.75 * 60^3 * 170} = 0.13$$

si se considera la longitud equivalente que depende de la rigidez relativa del suelo y pilote según; Davisson y Robinson con su ecuación. donde adoptan la hipótesis de que el modulo de reacción es constante. K_s para este suelo que se toma de la tabla 7.2⁷

$L_c = 1.4 \left(\frac{EI}{K_s b} \right)^{1/4}$ donde K_s es 0.65 multiplicado por 0.25 por ser carga permanente b es el ancho del pilote EI es modulo de elasticidad por momento de inercia del pilote.

$$L_c = 1.4 \left(\frac{150882023754}{0.162 * 60} \right)^{1/4} = 494cm \quad \text{aplicando los pasos anteriores}$$

$$P = 2 * \frac{237171 * 636174 * \pi^2}{494^2} = 12204370.2kg \quad M_i = V \frac{L}{2} = \frac{236}{33} * \frac{4.94}{2} = 19.7ton-m$$

$$M_{accidental} = 42.5 * 0.06 = 2.55ton-m \quad M = 19.7 + 2.55 = 22.25 ton-m$$

El momento amplificado resulta ser $22.25 * 1.00 = 22.25 ton-m$

$$M_u = 22.25 * 1.1 = 24.5 ton-m$$

$$V_u = 42.5 * 1.1 = 46.8 ton$$

$$K = \frac{P_u}{D_R D^2 f_c'} = \frac{46800}{0.75 * 60^2 * 170} = 0.10 \quad R = \frac{M_u}{D_R D^3 f_c'} = \frac{2450000}{0.75 * 60^3 * 170} = 0.09$$

como la excentricidad es de 6 cm tomaremos $e/D = 480/600 = 0.6$ y de graficas tenemos $K = 0.10$ y $R = 0.09$ entonces la cuantía es $q = 0.21$ con la longitud de 4.94 m se obtuvo 0.21

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c'} = \rho = \frac{f_c' q}{f_y} = 170 \frac{0.21}{4200} = 0.0085$$

$$\rho = \frac{4A_s}{\pi D^2} = A_s = \frac{\pi * 3600 * 0.0085}{4} = 24.0cm^2$$

⁶ del libro de concreto reforzado de González Cuevas en la apéndice C.

⁷ pagina 514 del libro de Diseño de Estructuras de Roberto Meli.

debe usarse el mínimo recomendado según el NTC de concreto, que es el 1% del área de la sección del pilote igual 28.3 cm^2 10varillas del numero 6 [$2.85 * 10 = 28.5 \text{ cm}^2$].

El refuerzo transversal de el pilote debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p , no será menor que:

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y}$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

$$\text{Entonces} \quad 0.12 \frac{250}{4200} = 0.0071$$

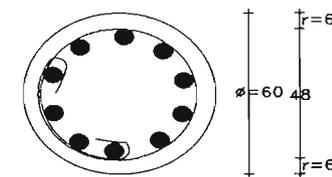
La separación de los zunchos se calcula con la ecuación 4.2⁸

$$s = \frac{4 * A_e}{\rho_s * d_s} \quad s = \frac{4 * 0.71}{0.0071 * 48} = 8.4 \text{ cm}$$

los zunchos extremos se colocar a paso de 10 cm. Hasta 1/6 de longitud del pilote y los intermedios a cada 20 cm. Después de 6 m arriba y debajo de dicha zona. La figura III.12. se muestra a continuación.

TABLA DE PILOTE Y COLUMNA

TIPO	FUSTE- ϕ	RFZO. VERTICAL	ZUNCHO INTERMEDIO	ZUNCHO EXTREMO
PILOTE	60	10 # 6	# 3 c 8	# 3 c 8
COL	60	10 # 6	# 3 c 8	# 3 c 8



PILOTE O COLUMNA

figura III.12.

⁸ recomendad por el libro de concreto reforzado del González Cuevas.

CAJÓN DE CIMENTACIÓN. El empuje de la tierra sobre las paredes del cajón es algo complejo, para el caso de suelos arcilloso que actúan sobre estructuras contenedoras, su lado favorable es que tiene la capacidad en estado seco de permitir contener taludes casi verticales. Sin embargo cuando estos suelos se encuentran saturados pierden casi totalmente su cohesión convirtiéndose prácticamente en líquidos por lo cual el empuje se puede considerar hidrostático.

La magnitud de las presiones se determina usualmente con la teoría de Rankin que define para el coeficiente K dos valores según se trate de empuje activo o pasivo. Cuando la superficie es horizontal los valores se determinan con las ecuaciones:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) \qquad K_p = \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

Para la ecuación $P_h = k \gamma h$

En que γ es el peso volumétrico del suelo a considerar h es la profundidad del punto a considerar y k es una constante que depende de las características del suelo.

En particular en suelos arcillosos si la probabilidad de que se encuentren saturados no es despreciable, es recomendable tomar $\Phi = 0$, lo cual corresponde a un empuje del orden del doble del que se obtiene en condiciones normales. En la figura III.13, se esquematiza la configuración de la carga de presiones en el cajón.

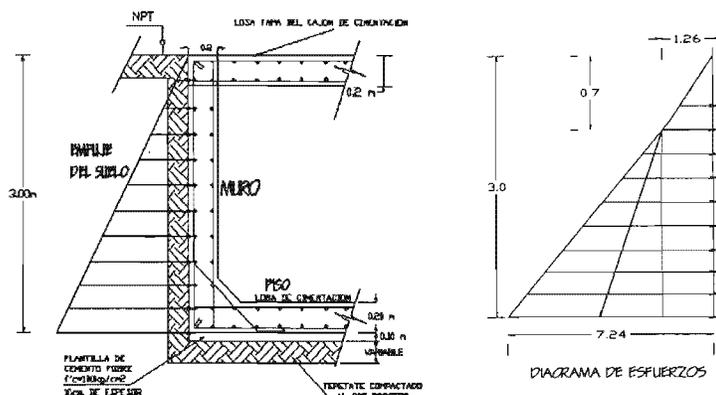


Figura III.13 . Empuje y refuerzo de muro del cajón de cimentación

La profundidad a considerar es de 3m o altura del cajón, el nivel freático es a partir de 0.7 m desde el nivel de terreno natural por lo tanto la ecuación a resolver para tener la presión por metro de ancho sería:

$$P_h = P_{s\text{seco}} + K_a(\gamma - 1)(h - 0.7) + (h - 0.7)K_a\gamma'$$

$P_{s\text{seco}}$ es la presión producida a la altura antes de el nivel freático. Entonces

$$P_{3.0} = 1.26 + 1 * (1.8 - 1)(3 - 0.7) + (3 - 0.7)1 * 1.8 = 7.24 \text{ ton/m}^2$$

La resultante del empuje se determina con la suma de las áreas de los diagramas de presiones

$$P_h = 1.26 * \frac{0.7}{2} + \left(\frac{7.24 + 1.26}{2} \right) 2.3 = 10.22 \text{ ton/m}$$

Para resolver la envolvente del cajón se realiza la consideración de que esta puede trabajar como una losa maciza, como la configuración de la envolvente es simétrica se considerará el claro mas desfavorable. El cual tiene un ancho de 3.0 m por 2.16 m de longitud. Tomando las recomendaciones de la tabla 6.1 de la NTC. Estructuras de concreto.

$m = \frac{a_1}{a_2}$ donde m es la relación de lado corto entre largo el valor obtenido se interpola en la tabla 6.1, haciendo las consideraciones de borde se obtiene el coeficiente correspondiente y el obtenido es multiplicado por $10^{-4} w a_1$, donde w es la carga por metro cuadrado multiplicado por factor de carga(1.1) y a_1 es el lado corto, estos dan momentos flexionantes por unidad de ancho.

$m = \frac{2.16}{3.0} = 0.72$ aplicando las tablas para el caso monolíticamente en el borde positivo 312 y 458 en bordes negativos discontinuos, procediendo a sustituir los coeficientes en la ecuación quedaría $10^{-4} 458 * 7.24 * 1.1 * 2.16^2 = 1.70 \text{ ton-m/m}$ de esta forma se utilizara la $10^{-4} 312 * 7.24 * 1.1 * 2.16^2 = 1.16 \text{ ton-m/m}$

ecuación de cuantía de acero. $\rho = \frac{M}{b * d^2}$ e inmediatamente con el valor obtenido se utilizara la tabla de momentos resistentes de vigas simplemente reforzadas,⁹ una vez obtenido el porcentaje se utilizara la ecuación de área de acero requerido. Así que: M es el momento ultimo, b es el ancho de la sección (un metro) y d es la altura efectiva de la sección sin recubrimiento (22).

$\rho = \frac{170000}{100 * 22^2} = 3.51$
 con este valor buscamos en la tabla en el renglón $\frac{M_u}{b * d^2}$ el valor es $\rho = \frac{116000}{100 * 22^2} = 2.40$

inferior al mínimo de 9.5 para losas. Usando entonces el mínimo, 0.2635 que debemos calcular en porcentaje 0.002635 utilizando este valor en la ecuación de área de acero:

$$A_s = \rho * b * d = 0.003 * 100 * 22 = 6.6 \text{ cm}^2$$

de aquí que el área de acero entre el área del número de varilla (1/2") da el número de varillas

$$N^{\circ} = A_s / A_{n^{\circ} \text{ varilla}} = 6.6 / 1.27 = 5.2$$

dando de esta forma una malla de 5 varillas de el numero 4(1/2") a cada 20 cm.

⁹ libro de concreto reforzado de González Cuevas en la apéndice B727.

el momento resistente se revisa con la ecuación 2.4 de las NTC. Estructuras de concreto.

$$M_R = F_R b d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \text{ donde } q = \frac{\rho f_y}{f_c'} \text{ entonces } q = \frac{0.003 * 4200}{170} = 0.074$$

$$M_R = 0.9 * 100 * 22^2 * 170 * 0.074 (1 - 0.5 * 0.074) = 527709.4 \text{ kg} - \text{cm} \text{ mayor que } 232000$$

Revisando el cortante de la sección transversal propuesta que es de 25 cm en la envolvente del cajón. La consideraciones hechas con anterioridad para resolver esta en cuanto a momento y cortante se remiten a el supuesto de una viga con carga triangular de donde

$$\text{tenemos que el momento } M_{\max} = \frac{w l^2}{9 * \sqrt{3}} = \frac{7.96 * 2.50^2}{15.6} = 3.18 \text{ ton} - \text{m} \text{ vale } 3.18 \text{ ton-m} \text{ y la}$$

$$\text{cortante mayor } V_{\max} = \frac{w * l}{3} = \frac{7.96 * 2.5}{3} = 6.63 \text{ ton} \text{ comparando contra lo propuesto en la}$$

$$\text{NTC, Estructuras de concreto. para elementos anchos } \frac{M}{V * d} = \frac{3.18}{7.96 * 0.22} = 1.81 \text{ y la norma}$$

dice que no debe ser mayor que 2 en instancia es correcto y cumple, en cuanto al cortante, se utiliza la formula 6.37 NTC Estructuras de concreto que dice

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = 0.5 * 0.7 * 100 * 22 \sqrt{200} = 10889.4 \text{ kg} > 6633 \text{ kg} \text{ entonces es correcto.}$$

Solucionando el muro critico del cajón de cimentación, para este caso se tomara la configuración propuesta en la figura III. 14.

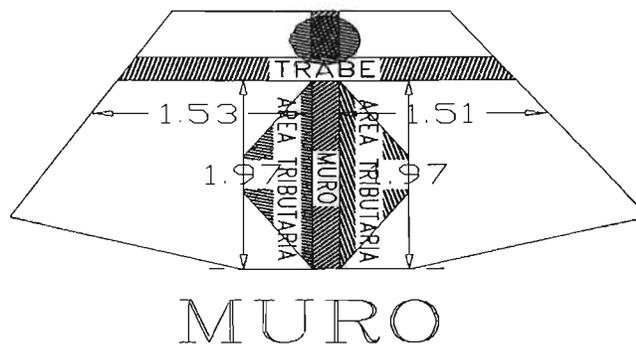


figura III.14.

las NTC. Estructuras de concreto, mencionan en la sección 6.5.2.3 que se deben diseñar como columnas cumpliendo con las especificaciones de las secciones 2.1 a 2.3 con excepción 2.2.3 y 2.2.5.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.

El concreto no resiste esfuerzos de tensión

La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c' igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$ donde $\beta_1 = 0.85$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ que es el caso y c es el bloque de compresión en la sección.

En el diseño del muro se utilizará una fórmula práctica de la resistencia de materiales para determina el área por metro lineal donde w_l es la carga para el lado largo del área considerada, $w*s$ es la carga del lado corto, s es el lado corto, m es la razón del lado corto y largo, w es la carga $9.14*1.5=13.71$ ton por metro cuadrado que recibe el área tributaria

$$w_l = \frac{ws}{3} \left(\frac{3-m^2}{2} \right) = \frac{13.71*1.53}{3} \left(\frac{3 - \left[\frac{1.53}{1.97} \right]^2}{2} \right) = 8.38 \text{ ton/m}$$

como los áreas que le corresponden a el muro son muy similares se multiplica por dos y se obtiene la carga correspondiente 8.38ton/m y multiplicando por la longitud se tendrá la carga total que recibe el muro, $8.38 * 1.97 = 16.5$ ton por dos veces es 33.0 ton. esta carga resultante queda en el tercio medio del ancho se aplica sección 6.5.1.2. las NTC. Estructuras de concreto, y se aplica el criterio de que la magnitud no excede $0.3f_c' A_g$ donde A_g es al área bruta de la sección transversal, se tiene $0.3*250*(260*20) = 390,000$ Kg. mayor que 33000 Kg.

Del análisis del Stadd la reacción mas desfavorable es de 188,000 Kg. Aun así correcto.

La recomendación es que se tome la cuantía por cambio volumétrica expuesta siendo esta de 0.003 tanto para el refuerzo vertical como el horizontal. Así

$$\rho = \frac{A_s}{t*d} \text{ entonces } A_s = \rho * t * d = 0.003 * 20 * 260 = 15.6 \text{ cm}^2$$

de aquí que el área de acero entre el área del número de varilla (1/2") da el número de varillas

$$N^{\circ} = A_s / A_{n^{\circ} \text{ varilla}} = 15.6 / 1.27 = 13$$

dando de esta forma una malla de 5 varillas de el número 4(1/2") a cada 15 cm.

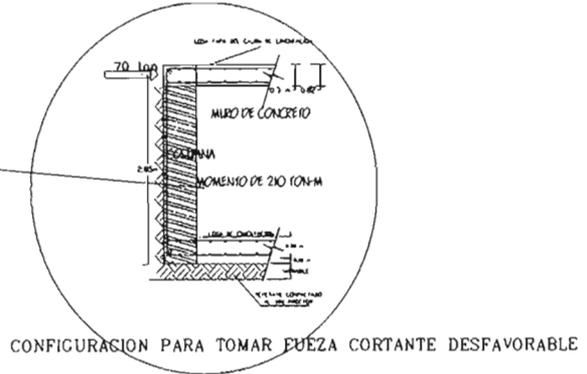
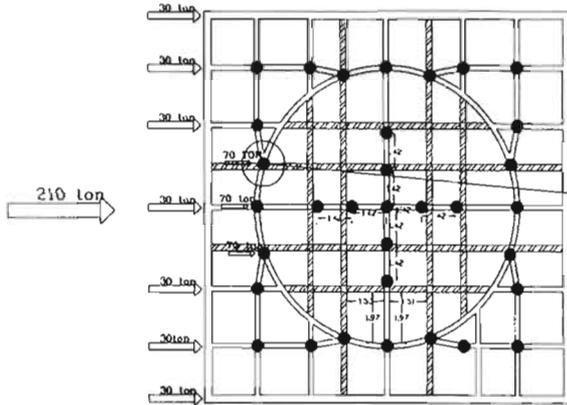
Opcionalmente la resistencia de el muro a flexión se considera según la ecs, 2.15 si la carga vertical es menor que $0.3F_R t L f_c' = 0.3 * 0.9 * 20 * 197 * 250 = 265950 \text{ kg} > 188000 \text{ kg}$

Y la cuantía de acero a tensión no excede 0.008 en este caso se cumple y se calcula la resistencia con ecs: $M_R = F_R A_s f_y Z$ donde Z se toma de $H/L > 1.0$ es esta $Z = 0.8L$ de la ecuación. 6.10 de esta sección : $260/197 = 1.31$

$$M_R = 0.9 * 15.6 * 4200 * 158 = 9316944 \text{ kg - cm}$$

esto en ton-m 93.17 para el caso de este muro se tomará la configuración general donde participa todo el cajón y la fuerza cortante total es dividida como lo muestra la siguiente figura III.15.

CONFIGURACION PARA TOMAR FUEZA CORTANTE FAVORABLE



ESQUEMA DE PLANTA DE DISTRIBUCION CAJON CIMENTACION

M MUROS DE CONCRETO
 T CT TRABES PROPUESTAS

figura III.15.

El momento actuante mas favorable sería 30 ton por 3.0 m igual a 90 ton-m < 93.17 ton-m
 Para el cortante que esta actuando se toma en consideración las 33.0 ton calculadas para el muro y no se toma en cuenta la columna que esta en la configuración general.

Entonces aplicando al ecuación.6.12, para muros de concreto, tenemos que si cumple con la relación altura –longitud, menor que 1.5 aplica $V_{CR} = 0.85F_R \sqrt{f_c} tL$ ecuación 6.12
 Así $V_{CR} = 0.85 * 0.7 \sqrt{200} * 20 * 197 = 33153.4kg > 33000kg$ es correcto.

Desde el punto de vista mas crítico que es el reactivo de el tanque sin cajón este frisa alrededor de 188.0 ton. que son tomadas por la columna que se propuso de 60 cm de diámetro y que al mismo tiempo servirá para canalizar congruentemente la descarga al pilote. Se diseña como el caso mas desfavorable y para calcularlo se toma en cuenta únicamente que el momento actuante mas real que es divisible entre 21 columnas para esta configuración, en este punto a cada columnas el momento actuante es de 30 ton. Procediendo a calcular y diseñar:

M_u 30 ton-m $V_u = 188$ ton $e = M_u/P_u = 0.15m$ excentricidad $d/D = 38/60 = 0.80$
 El dimensionamiento puede realizarse a partir de diagramas de interacción¹⁰ Se toma la grafica c.11 en función de las variables adimensionales. K y R .

$$K = \frac{P_u}{D_R D^2 f_c} = \frac{188000}{0.75 * 60^2 * 170} = 0.4 \quad R = \frac{M_u}{D_R D^3 f_c} = \frac{3000000}{0.75 * 60^3 * 170} = 0.10$$

¹⁰ libro de concreto reforzado de González Cuevas en la apéndice C.

como la excentricidad es de 15cm tomaremos $e/D = 15/60 = 0.25$ y de gráficas tenemos

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = \rho = \frac{f_c q}{f_y} = 170 \frac{0.2}{4200} = 0.008$$

$$\rho = \frac{4A_s}{\pi D^2} = A_s = \frac{\pi * 3600 * 0.008}{4} = 22.9 \text{ cm}^2$$

debe usarse el mínimo recomendado según el NTC. Estructuras de concreto que es el 1% del área de la sección de la columna, igual 28.3 cm^2 .
 10varillas del numero 6 [$2.85 * 10 = 28.5 \text{ cm}^2$].

El refuerzo transversal de la columna debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.
 La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p , no será menor que:

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c}{f_y}$$

Entonces $0.12 \frac{250}{4200} = 0.0071$

La separación de los zunchos se calcula con la ecuación 4.2 ¹¹

$$s = \frac{4 * A_s}{\rho_s * d_s} \qquad s = \frac{4 * 0.71}{0.0071 * 48} = 9.0 \text{ cm}$$

los zunchos extremos se colocaran a paso de 10 cm. hasta 1/6 de la altura y los intermedios a cada 20 cm. Como se muestra en la figura III.12, donde aparece junto al pilote.

Para solucionar la parte de la tapa y fondo del cajón de la cimentación que contendrá la presión del peso de donde yace el tanque y la presión que ejerce el terreno para levantar el mismo, se configura la forma de esa área como se muestra en la figura III.16, para la tapa. Y se procede hacer los cálculos correspondientes :

¹¹ recomendad por el libro de concreto reforzado del González Cuevas.

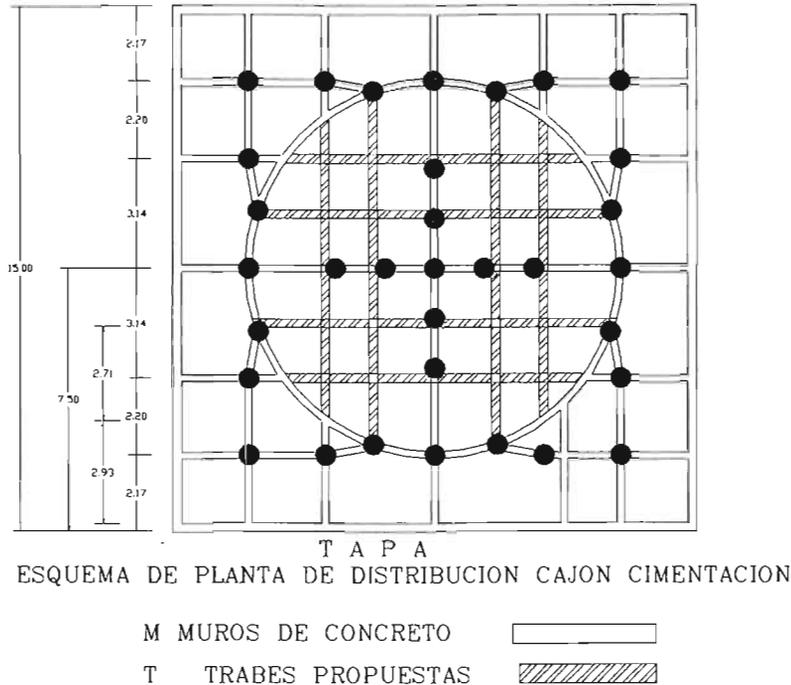


figura III.16.

Para la tapa del cajón debe considerarse una presión de 9.14 ton/m^2 . el tablero mas desfavorable tiene una relación 0.41 que viene de $1.38/2.0$ así de esta razón se localiza en la tabla 6.1 de las NTC, Estructuras de concreto y el valor en el lado largo negativo es 371 y el lado largo positivo es 137, aplicando la fórmula para conseguir el momento / metro:

$$10^{-4} 371 * 9.14 * 1.5 * 1.37^2 = 0.95 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

$$10^{-4} 130 * 9.14 * 1.5 * 1.37^2 = .33 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

este momento se substituye en la ecuación de cuantía, transformando las unidades para que sea compatibles en el momento de ejecutar las operaciones.

$$\rho = \frac{95467}{100 * 27^2} = 1.3$$

$$\rho = \frac{33452}{100 * 27^2} = 0.5$$

Obtenidos los valores correspondientes consultamos la tabla de momentos resistentes de vigas simplemente reforzadas¹². una vez obtenido el porcentaje se utilizara la ecuación de área de acero requerido. Así que: M es el momento ultimo, b es el ancho de la sección (un metro) y d es la altura efectiva de la sección sin recubrimiento (27). La cuantía es menor que el mínimo para losas, así que se toma el mínimo 0.002635

$$A_s = \rho * b * d = 0.002635 * 100 * 27 = 7.1 \text{ cm}^2$$

recurriendo a la expresión de acero mínimo sugerido en NTC. Estructuras de concreto.

¹² libro de concreto reforzado de González Cuevas en la apéndice B727.

$$A_{s\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} 100 * 27 = 7.1 \text{ cm}^2 \text{ el área de acero nos permite calcular el}$$

número de varillas, haciendo una razón de el área requerida y el área de la varilla propuesta $N^\circ = A_s / A_{n^\circ \text{ varilla}} = 7.1 / 1.27 = 6$ esto significa que la malla de la tapa tiene a cada 20cm en ambos sentidos una varilla del número 4.

$$M_R = F_R bd^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \text{ donde } q = \frac{\rho f_y}{f_c^*} \text{ entonces } q = \frac{0.002635 * 4200}{170} = 0.065$$

$$M_R = 0.9 * 100 * 27^2 * 170 * 0.065 (1 - 0.5 * 0.065) = 701428.3 \text{ kg} - \text{cm} > 95467 \text{ kg} - \text{cm}$$

En la revisión del cortante se considera la sección crítica como una viga simplemente apoyada con carga repartida en toda su longitud libre que sería 2.0m y carga de 13.7 ton/m

Auxiliándose de la ecuación de momento máximo y cortante para esta condición.

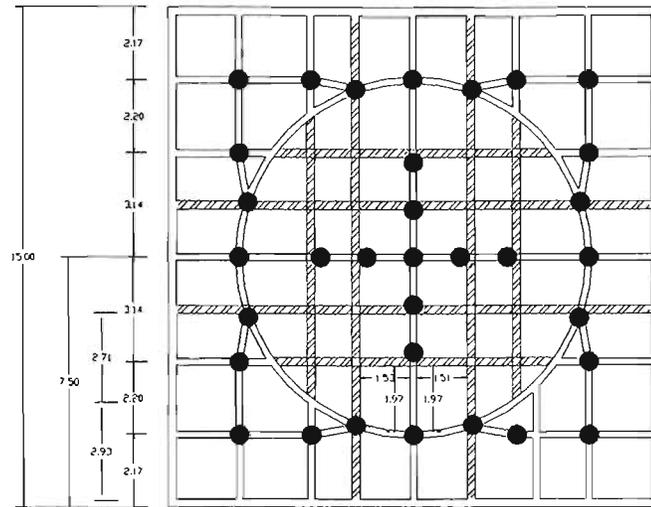
$$M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{13.71 * 2.0^2}{8} = 6.85 \text{ ton} - \text{m} \quad V = \frac{w * l}{2} = \frac{13.71 * 2.0}{2} = 13.71 \text{ ton}$$

Sustituyendo los valores en la fórmula de 2.5.1.2 de las NTC. Estructuras de concreto, para obtener el valor de cortante resistente que toma el concreto. $\frac{M}{V * d} = \frac{6.85}{13.71 * 0.17} = 1.85$ que

es menor que 2 por lo tanto la norma dice que hay que tomar la fórmula de la sección 2.20 para vigas, esta relaciona claro L altura de el elemento h , L/h debe ser menor que 4 y se aplica la formula siguiente. $0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 0.5 * 0.7 * 100 * 27 \sqrt{200} = 13364.3 \text{ kg} < 13710$

Kg. Pero se puede tomar la ecs. $1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 1.5 * 0.7 * 100 * 27 \sqrt{200} = 40092.9 \text{ kg} > 13710.0 \text{ Kg}$. Y cumple

La figura III.17. se muestra la configuración que se tendrá en el fondo del tanque para los cálculos de la losa.



F O N D O

ESQUEMA DE PLANTA DE DISTRIBUCION CAJON CIMENTACION

M MUROS DE CONCRETO
 CT TRABES PROPUESTAS

figura III.17.

Para el fondo del cajón debe considerarse una presión de 7.24 ton/m^2 . el tablero mas desfavorable tiene una relación 0.89 que viene de $1.77/2.0$ así de esta razón se localiza en la tabla 6.1 de las NTC. Estructuras de concreto, y el valor en el lado largo negativo es 320 y el lado largo positivo es 127, aplicando la formula para conseguir el momento – metro:

$$10^{-4} 320 * 7.24 * 1.77^2 = 0.73 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

$$10^{-4} 127 * 7.24 * 1.77^2 = 0.3 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

este momento se sustituye en la ecuación de cuantía, transformando las unidades para que sea compatibles en el momento de ejecutar las operaciones.

$$\rho = \frac{72600}{100 * 27^2} = 1.0$$

$$\rho = \frac{28800}{100 * 27^2} = 0.4$$

Obtenidos los valores correspondientes consultamos la tabla de momentos resistentes de vigas simplemente reforzadas,¹³ una vez obtenido el porcentaje se utilizara la ecuación de área de acero requerido. Así que: M es el momento ultimo, b es el ancho de la sección (un metro) y d es la altura efectiva de la sección sin recubrimiento (27). La cuantía es menor que el mínimo para losas, así que se toma el mínimo 0.002635

$$A_s = \rho * b * d = 0.002635 * 100 * 27 = 7.1 \text{ cm}^2$$

recurriendo a la expresión de acero mínimo sugerido en NTC. Estructuras de concreto.

¹³ libro de concreto reforzado de González Cuevas en la apéndice B727.

$$A_{s\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} 100 * 27 = 7.1 \text{cm}^2$$

el área de acero nos permite calcular el numero de varillas, haciendo una razón de el área requerida y el área de la varilla propuesta $N^{\circ} = A_s / A_{n^{\circ}\text{varilla}} = 7.1/1.27 = 6$ esto significa que la malla del fondo tiene a cada 20cm en ambos sentidos una varilla del numero 4.

$$M_R = F_R bd^2 f_c^* q(1-0.5q) \text{ donde } q = \frac{\rho f_y}{f_c^*} \text{ entonces } q = \frac{0.002635 * 4200}{170} = 0.065$$

$$M_R = 0.9 * 100 * 27^2 * 170 * 0.065(1-0.5 * 0.065) = 701428.3 \text{kg} - \text{cm} > 72600 \text{kg} - \text{cm}$$

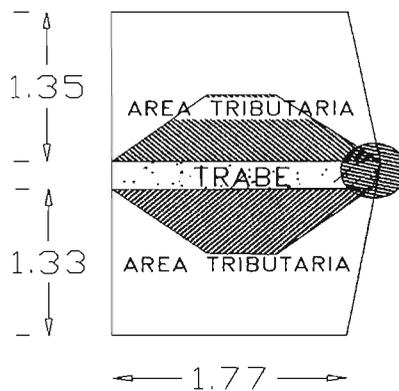
En la revisión del cortante se considera la sección critica como una viga simplemente apoyada con carga repartida en toda su longitud libre que seria 2.0m y carga de 7.24 ton/m

Auxiliándose de la ecuación de momento máximo y cortante para esta condición.

$$M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{7.24 * 2.0^2}{8} = 3.62 \text{ton} - \text{m} \quad V = \frac{w * l}{2} = \frac{7.24 * 2.0}{2} = 7.24 \text{ton}$$

Sustituyendo los valores en la fórmula de 2.5.1.2 de las NTC. Estructuras de concreto, para obtener el valor de cortante resistente que toma el concreto. $\frac{M}{V * d} = \frac{3.62}{7.24 * 0.27} = 1.85$ que es menor que 2 por lo tanto la norma dice que hay que tomar la formula de la sección 2.20 para vigas, esta relaciona claro L altura de el elemento h , L/h debe ser menor que 4 y se aplica la formula siguiente. $0.5F_R bd \sqrt{f_c^*} = 0.5 * 0.7 * 100 * 27 \sqrt{200} = 13364.3 \text{kg} > 7240.0 \text{kg}$

En la figura III.18. se muestra la área tributaria que le corresponde a la trabe mas desfavorable.



TRABE

figura III.18.

En el diseño de la trabe se utilizará una fórmula practica de la resistencia de materiales para determina el área por metro lineal donde w_l es la carga para el lado largo del área considerada, w_s es la carga del lado corto, m es la razón del lado corto y largo, w es la carga por metro cuadrado que recibe el área tributaria

$$w_l = \frac{w_s}{3} \left(\frac{3-m^2}{2} \right) = \frac{10.86 * 1.35}{3} \left(\frac{3 - \left[\frac{1.35}{1.77} \right]^2}{2} \right) = 5.9 \text{ ton/m}$$

como los áreas que le corresponden a la trabe son muy similares se multiplica por dos y se obtiene la carga correspondiente $5.9 * 2 = 11.8$, así recurrimos a la fórmula de momento

$$\text{máximo para una viga con carga distribuida, } M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{11.8 * 1.77^2}{8} = 4.62 \text{ ton-m}$$

utilizando la ecuación de cuantía $\rho = \frac{462103}{25 * 47^2} = 8.37$ y recurrimos a la tabla del apéndice

B727 de donde el coeficiente es 0.1 menor que el mínimo para trabes 0.3044 de esta forma se toma el mínimo, aplicando en la formula para acero.

$$A_s = \rho * b * d = 0.003044 * 25 * 47 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ revisamos contra el mínimo de acero,}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b d = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} 25 * 47 = 3.1 \text{ cm}^2 < 3.6 \text{ cm}^2$$

revisando para el momento resistente se tiene.

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \text{ donde } q = \frac{\rho f_y}{f_c^*} \text{ entonces } q = \frac{0.003044 * 4200}{170} = 0.075$$

$$M_R = 0.9 * 25 * 47^2 * 170 * 0.075 (1 - 0.5 * 0.075) = 609942.8 \text{ kg-cm} > 462000 \text{ Kg.-cm}$$

esto si cumple. Para el cortante actuante tomamos la ecuación, de la viga simplemente apoyada

$$V = \frac{w * l}{2} = \frac{11.8 * 1.77}{2} = 10.4 \text{ ton} \text{ comprobando la cortante resistente;}$$

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 * 0.7 * 25 * 47 \sqrt{200} = 5815.9 \text{ kg} < 10400.0 \text{ kg} \text{ pero}$$

$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 1.5 * 0.7 * 25 * 47 \sqrt{200} = 17447.8 \text{ kg} > 10400.0 \text{ Kg.}$ Como el cortante actuante es menor, para cortante diagonal se tomara ecuación. 2.22

$$A_v = 0.25 \frac{\sqrt{f_c^*} b s}{f_y} = 0.25 \sqrt{200} \frac{25 * 23.5}{4200} = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ que es una estribo del 2.5 y la separación}$$

propuesta es de $d/2 = 23.5 \text{ cm}$

La trabe tendrá un armado de 4 varillas en el lecho inferior del n° 4 ó 2#6 y cuatro en lecho superior del mismo número, en la parte media llevara 2 varillas del n° 3 y los estribos deben ser a un cuarto del claro en cada extremo a cada 12 cm. Del n°3 y al centro a cada 25 cm como se muestra en la figura III.19.

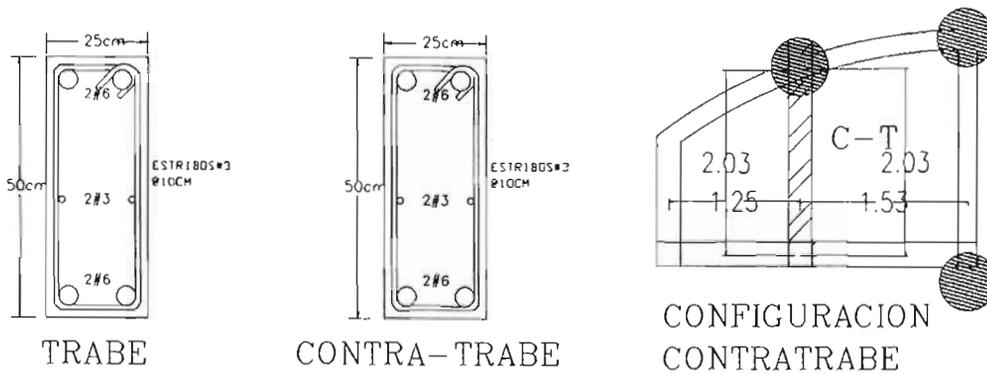


figura III.19.

En la figura III.19, se muestra la área tributaria que le corresponde a la contra-trabe mas desfavorable.

En el diseño de la contra-trabe se utilizara una formula practica de la resistencia de materiales para determina el área por metro lineal que se ha utilizado anteriormente

$$w_1 = \frac{ws}{3} \left(\frac{3-m^2}{2} \right) = \frac{7.24 * 1.53}{3} \left(\frac{3 - \left[\frac{1.53}{2.03} \right]^2}{2} \right) = 4.5 \text{ ton/m}$$

como los áreas que le corresponden a la trabe son muy similares se multiplica por dos y se obtiene la carga correspondiente $4.5 * 2 = 9.0$, así recurrimos a la fórmula de momento

$$\text{máximo para una viga con carga distribuida, } M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{9.0 * 2.03^2}{8} = 4.63 \text{ ton-m}$$

utilizando la ecuación de cuantía $\rho = \frac{463000}{25 * 47^2} = 8.38$ y recurrimos a la tabla del apéndice

B727 de donde el coeficiente es 0.1 menor que el mínimo para trabes 0.3044 de esta forma se toma el mínimo, aplicando en la fórmula para acero.

$$A_s = \rho * b * d = 0.003044 * 25 * 47 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ revisamos contra el mínimo de acero,}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b d = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} 25 * 47 = 3.1 \text{ cm}^2 < 3.6 \text{ cm}^2$$

revisando para el momento resistente se tiene.

$$M_R = F_R b d^2 f_c q (1 - 0.5q) \text{ donde } q = \frac{\rho f_y}{f_c} \text{ entonces } q = \frac{0.003044 * 4200}{170} = 0.075$$

$$M_R = 0.9 * 25 * 47^2 * 170 * 0.075 (1 - 0.5 * 0.075) = 609942.8 \text{ kg-cm} > 462000 \text{ Kg.-cm}$$

esto si cumple. Para el cortante actuante tomamos la ecuación. de la viga simplemente apoyada

$$V = \frac{w * l}{2} = \frac{7.24 * 2.03}{2} = 7.34 \text{ ton} \text{ comprobando la cortante resistente;}$$

$$0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 0.5 * 0.7 * 25 * 47\sqrt{200} = 5815.9kg < 7348.6 \text{ kg} \quad \text{pero}$$

$1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 1.5 * 0.7 * 25 * 47\sqrt{200} = 17447.8kg > 7348.6 \text{ Kg}$. Como el cortante actuante es menor, para cortante diagonal se tomara ecuación. 2.22

$$A_v = 0.25\sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} = .25\sqrt{200} \frac{25 * 23.5}{4200} = 0.49cm^2 \text{ que es una estribo del 2.5 y la separación}$$

propuesta es de $d/2 = 23.5 \text{ cm}$

La contra-trabe tendrá un armado de 4 varillas en el lecho inferior del n° 4 ó 2#6 y cuatro en lecho superior del mismo numero, en la parte media llevará 2 varillas del n° 3 y los estribos deben ser a un cuarto del claro en cada extremo a cada 12 cm. Del n°3 y al centro a cada 25 cm como se muestra en la figura anterior.

Se agrega un anexo de planos y detalles de la cimentación. además unos planos tipos de un tanque generados en el IMP.

Capítulo IV Comparativo de memorias de tanques cilíndricos construidos

A través de la comparación de trabajos, ya ejecutados se puede definir la veracidad de interpretación de los códigos en cualquier sociedad, la finalidad de esta comparativa en este estudio puede dar pauta a dar uniformidad en los trabajos presentados.

Para mejorar la estructura y claridad de la metodología que permite un buen uso de las recomendaciones de la Normas y Códigos

IV.1- Memoria descriptiva de un tanque de 500 000 litros construido en el aeropuerto de la ciudad de Zacatecas para almacenar turbosina.

MEMORIA DE CÁLCULO DE UN TANQUE PARA EL AEROPUERTO DE ZACATECAS QUE PRESENTÓ LA EMPRESA DENOMINADA COSAISA DE C.V.

CAPÍTULO I

ALCANCES

1.1.- DESCRIPCION DEL TRABAJO

1.2.- LOCALIZACIÓN

1.3.- NORMAS DE DISEÑO

1.4.- CRITERIO PARA DIMENSIONES PROPUESTAS

1.1.-DESCRIPCION DEL TRABAJO

Este trabajo consiste en elaboración de Ingeniería de detalle, memoria de cálculo, elaboración de planos, descripción de concepto de obra, volúmenes, cuantificación y alcances generales y particulares de obra. Las bases son: deberá ser metálico, cilíndrico vertical, atmosférico, con capacidad de 500,000 L. Para almacenar turbosina.

1.2.-LOCALIZACIÓN

El sitio donde se efectuará la obra se localiza en el interior del aeropuerto de Zacatecas, Zac. El cual se ubica a una distancia de 27 Km. De Zacatecas, entre las ciudades de Zacatecas y Calera.

1.3.-LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES QUE SE UTILIZARON Y TOMARON EN CUENTA EN LA ELABORACION DE LA INGENIERIA DE DETALLE SON:

Manual de Normas de Construcción de CFE
Normas de Construcción de PEMEX
Manual de Diseño de Obras Civiles de IMP
American Society Of Steel Constructions.
American Welding Society
API-650 NOVENA Editions.

1.4.-CRITERIO PARA DIMENSIONES DE PROPUESTA

Se busco conciliar los criterios del API, con las dimensiones más comerciales y de uso común de placas, con el fin de optimizar el material que será utilizado en la fabricación del tanque, evitando así desperdicios en la conformación de fondo cuerpo y cúpula principalmente.

CAPÍTULO II

II.1.-DISEÑO MECANICO Y ESTRUCTURAL

II.2.- ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODO DE LA RIGIDEZ PARA DETERMINAR ESFUERZOS A LOS QUE SE VERÁ SOMETIDO POR PRODUCTO DE CARGAS DE TRABAJO (PESO DE TANQUE Y ALMACEN DE COMBUSTIBLE) CARGAS ACCIDENTALES (VIENTO Y SISMO) Y CARGAS DE PRUEBA (HIDROSTATICA Y EXPLOSIÓN)

II.3.- OBTENCIÓN DE ESPESOR DE FONDO DE ACUERDO A RESULTADO DE ANÁLISIS Y SU COMPROBACIÓN.

II.4.- OBTENCIÓN DE ESPESOR DE CUERPO O ENVOLVENTE Y COMPROBACIÓN.

II.5.-OBTENCIÓN DE ESPESOR DE CÚPULA Y COMPROBACIÓN

II.6.-DISEÑO DE COLUMNA CENTRAL, LARGUEROS Y COMPROBACIÓN.

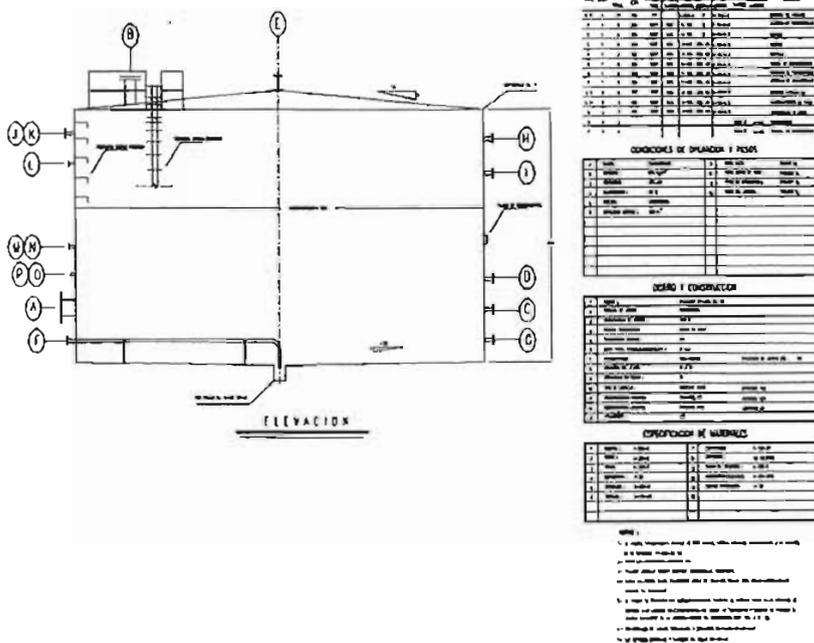
II.7.-CÁLCULO DEL PESO TEÓRICO.

II.1.- DIMENSIONES PROPUESTAS PARA ANÁLISIS

Para efecto de análisis, e intentando conciliar el API y las dimensiones más comerciales de fabricantes de placa, buscando evitar desperdicios, se propone las siguientes dimensiones.

Diámetro del tanque: 8,900 mts.

Altura 8,228 mts.



II.2.- ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO Y MÉTODO DE LA RIGIDEZ PARA DETERMINAR ESFUERZOS A LOS QUE SE VERA SOMETIDO POR PRODUCTO DE CARGAS DE TRABAJO (PESO DE TANQUE Y ALMACEN DE COMBUSTIBLE), CARGAS ACCIDENTALES (VIENTO Y SISMO) Y CARGAS DE PRUEBA (HIDROSTATICA Y EXPLOSIÓN).

NUDO	X	Y	NUDO	X	Y
01	0.00	4.00	25	4.00	8.00
02	0.04	3.48	26	4.52	0.04
03	0.04	4.52	27	4.52	7.96
04	0.14	2.96	28	5.04	0.14
05	0.14	5.04	29	5.04	7.86
06	0.31	2.47	30	5.53	0.31
07	0.31	5.53	31	5.53	7.69
08	0.54	2.00	32	6.00	0.54
09	0.54	6.00	33	6.00	7.46
10	0.83	1.56	34	6.44	0.83
11	0.83	6.44	35	6.44	7.17
12	1.17	1.17	36	6.83	1.17
13	1.17	6.83	37	6.86	6.83
14	1.56	0.83	38	7.17	1.56
15	1.56	7.17	39	7.17	6.44
16	2.00	0.54	40	7.46	2.00
17	2.00	7.46	41	7.46	6.00
18	2.47	0.31	42	7.69	2.47
19	2.47	7.69	43	7.69	5.53
20	2.96	0.14	44	7.86	2.96
21	2.96	7.86	45	7.86	5.04
22	3.48	0.04	46	7.96	3.48
23	3.48	7.96	47	7.96	4.52
24	4.00	0.00	48	8.00	4.00

COORDENADAS

II.3- OBTENCIÓN DE ESPESOR DE FONDO DE ACUERDO A RESULTADOS DE ANÁLISIS

Como resultado de los datos obtenidos del análisis, se encontró que con las dimensiones propuestas, el mayor esfuerzo al que se verá sometido es de:

Momento máx. = 15.2 T-M/M

En concordancia del API, el fondo deberá tener como mínimo un espesor de ¼", y se deberá considerar un factor de seguridad por corrosión de 1/16" de espesor mínimo.

COMPROBACIÓN DE QUE LE ESPESOR DEL FONDO ES CORRECTO

$$S_{\text{disp}} = \frac{8^2 * 1}{6} = 10.66 \text{ mm}^2 * 100 = 1066 \text{ cm}^2$$

$$f_b = \frac{15.2 * 1.1 * 10^5}{1066} = 1568.4 \text{ kg/cm}^2$$

$f_b / F_B = 1.033$ el cual es mayor a 1.00 OK. Compara contra el esfuerzo permisible 1518

II.4.- OBTENCIÓN DE ESPESOR CUERPO O ENVOLVENTE Y COMPROBACIÓN

Esfuerzos en paredes laterales.

Tensión horizontal (efecto de anillo) máx. = 4 ton/m.

$T_h = 4 * 8 = 32 \text{ ton/m}$. fuerza de carga hidráulica

$M_v = 32 * 0.0596 * 8 = 15.2 \text{ T-m/m}$ momento por cada metro lineal de placa

Comprensión vertical = 8 ton/m

Flexión vertical = 15.2 T-m/m

$F_b = 15.2 * 1.1 * 10^5 / 600 = 2787 \text{ kg/cm}^2$ es mayor que el permisible no pasa

Deberian haber aumentado el espesor

Como resultado del análisis se obtuvo que las que estará sujeto al tanque es:

comp.. vertical 8 ton/m
Flexión vertical 15.2 ton/m

Aplicando el API al cuerpo del tanque se propone de ¼” espesor mínimo.

$$S_x = 6^2 * 100 / 6 = 600 \text{ cm}^3$$

$$F_{av} = 8 * 1.1 * 10^3 / 600 = 14.66 \text{ k/cm}^2$$

$$F_{ah} = 32 * 1.1 * 10^3 / 600 = 58.66 \text{ k/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 * 2530 = 1518 \text{ k/cm}^2$$

$$F_a = 0.6 * 2530 = 1518 \text{ k/cm}^2$$

*Efectuar prueba hidrostática con una carga máxima de 4 ton/m² (media altura del tanque).

En ningún momento es válida esta suposición

$$F_b = 1,394 \text{ k/cm}^2$$

$$\frac{f_b}{F_b} \pm \frac{f_{av} + f_{ah}}{F_b} = \frac{1,394}{1518} \pm \frac{(14.66 + 58.66)}{1518} = 0.9183 \pm 0.048$$

$$= 0.966 < 1.0$$

II.5 OBTENCIÓN DE ESPESOR DE CÚPULA Y COMPROBACIÓN

Obteniendo la carga máxima de $M_{max} = 1.089 \text{ t-m}$.

Se propone el anillo de coronamiento de 3” x ¼” de espesor y tapa de 3/16”.

Revisión de elementos radiales tapa de tanque:

$$\text{Ancho tributario} = (8.98 * 3.1416) / 16 = 1.76 \text{ m}$$

$$\text{Carga uniforme} = 1.76 * 0.25 = 0.44 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = 1.089 \text{ t-m}$$

$$S_{rec} = (1.089 * 1.4 * 10^5) / 0.6 * 2530 = 100.43 \text{ cm}^3$$

Proponemos canal (6” 19.35 kg/m)

$$S_{disp} = 94.5 \text{ cm}^3$$

$$f_b = 100.43 / 94.5 = 1.062 \text{ esta suposición no dice nada y no da esfuerzo}$$

II.6 DISEÑO DE COLUMNA CENTRAL, LARGUERO Y COMPROBACION

Sección preliminar:

Tubo de 219.075 mm. de diámetro exterior, ced. 40
ASTM A-53 Grado B
 $r = 8.179$ cm.
 $A = 50.0$ cm²

Revisión de la sección:

$$KLc/r = 1.0 (696.22)/ 8.179 = 85.123 < 200$$

K = relación de longitudes.

Lc = longitud de columnas.

r = radio de giro de la sección.

Por lo tanto esta dentro de la rigidez para elementos bajo compresión.

Carga máxima que soportara la columna, P_{max} :

$$P_{m\acute{a}x} = f_a * AK$$

Donde:

f_a = esfuerzo a compresión permisible

Ak = área transversal de la columna.

De la tabla V, parte 1, del manual Monterrey que auxilia en la sección de f_a permisible de acuerdo a la relación de esbeltez.

$$\text{Para } KLc/r = 85, f_a = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{r\acute{o}m\acute{a}x} = 1040 * 50 = 52,000 \text{ Kg. } \Rightarrow 25 \text{ ton.}$$

Carga que soporta la columna:

$$P_{col} = W_{max} * 1 * NL = 267.888 * 4.504 * 16 = 19305.081 \text{ Kg} \Rightarrow 19.305 \text{ ton.}$$

$$P_{m\acute{a}x} \approx 52 \text{ ton} > P_{col} = 19.305 \text{ ton.}$$

Por lo tanto, la sección propuesta es adecuada, utilizar tubo de acero.

Diámetro exterior 219.075 mm, espesor de 8.18mm, ced. 40

$$M = \frac{W_1 L^2}{8} * 100 = \frac{252.28 (4.504)^2}{8} * 100 = 63966.373 \text{ kg-cm. } \underline{\text{Mal calculo}}$$

Módulo de sección requerido, S:

$$S = M / F_b = 63966.373 / 1518 = 42.083 \text{ CM}^3$$

$$F_b = 0.6 f_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil que se propone para el larguero:

CE-152X15.63 KG.

$$S_x = 82.5 \text{ cm}^3$$

$$I_{xx} = 628.5 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección considerando la carga que soportará el larguero, S_{max}:

$$W_{max} = W_1 + W_{sec} = 252.258 + 15.63 = 267.888 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = \frac{267.888 * (4.504)^2 * 100}{8} = 67,929.753 \text{ kg-cm}$$

$$S_{max} = S = M_{max} / F_b = 67.929.753 / 1520 = 44.691 \text{ cm}^3$$

Como 82.5 cm³ > 44.691 cm³, por lo tanto el módulo de sección propuesto es aceptable.

Cálculo de la deflexión máxima en el control del larguero, D_{perm}:

$$D_{Máx} = (5W_{max} L^4) / 384 * E * I_{xx} = (5 * 2.678 * (450.0)^4) / 384 * 2039000 * 628.5 = 1.120 \text{ cm}$$

$$D_{per} = L / 360 = 450.04 / 360 = 1.25 \text{ cm}$$

$$D_{perm} = 1.251 \text{ cm mayor } D_{max} = 1.120 \text{ cm}$$

Por lo que el perfil propuesto es adecuado, utilizar:

16 largueros canal estructural de 152.4 mm de peralte con peso de 15.63 kg/m.

DISEÑO DE ESTRUCTURA PARA SOPORTE DE COLUMNA CENTRAL

Carga que soporta el tripie:

Peso del techo, calculado en el punto anterior:

$$W_t = 19305.081 \text{ kg}$$

Peso del capitel:

Tubo de 24" diam. Ced. 40. (610mmX17.48, 255.42 kg/m):

$$W_t = 0.102 * 255.42 = 26.05 \text{ kg}$$

Placa de capitel de 1/2" esp. Peso 99.5 kg/m²

Diámetro de la placa 32" (812.8mm)

$$W_{pc} = a * \text{peso placa} = 0.519 * 99.5 = 51.64 \text{ kg.}$$

$$W_{cap} = 26.05 + 51.64 = 77.69 \text{ kg.}$$

$$W_{trip} = 19305.081 + 77.69 = 19382.77 \text{ kg} = 19.38 \text{ ton.}$$

Sección preeliminar:

Tubo de 60.325, ced. Std.

$$A = 6.935 \text{ cm}^2$$

$$r = 2.06 \text{ cm}$$

Revisión de la sección

$KLc/r = 1(80)/2.06 = 38.835 < 200$, la sección cumple por esbeltez.

$Lc = 800 * \tan 45^\circ = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$.

Carga máxima que un soporte resiste:

$$P_{\max} = F_a * A_k$$

Para $K * Lc/r = 27$, $f_a = 1355 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{\max} = 1355 * 6.935 = 9396.935 \text{ Kg.} \Rightarrow 9.40 \text{ ton.}$$

Carga máxima que llega a un soporte:

$$W_{\max} = 19.38 \text{ ton} / 3 \text{ soportes} = 6.46 \text{ ton.}$$

La componente de esta carga es:

$$P_{\text{sop}} = 6.46 * \cos 45^\circ = 6.46 * 0.707 = 4.568 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{sop}} = 4.568 \text{ ton} < P_{\max} = 9.40 \text{ ton.}$$

Por lo tanto que la sección propuesta es adecuada, utilizar para soporte 3 tubos de acero

Diámetro exterior 60.325 mm, espesor de 3.91 mm, ced. Std.

II.7 CÁLCULO DEL PESO TEÓRICO.

$W_1 =$ Peso en el fondo:

Placa 5/16" esp., peso 62.2 kg/m²

$$A = \frac{1}{2} (p * r \text{ proy})$$

$$P = p * 9.61 = 30.191 \text{ m} \quad \underline{p = 3.1416}$$

$$R_{\text{proy}} = 4.805 \text{ m.}$$

$$A = 145.066 \text{ m}^2$$

W_2 = Peso en envolvente.

1er anillo placa 3/16", peso 37.55 kg/m²

$$d.e. = 9.61 + (2 * 0.0010) = 9.61$$

$$A = p * d.e * h = P * 9.61 * 2.438 = 73.605 \text{ m}^2$$

$$W = 73.605 * 37.55 = 2763.865 \text{ kg.}$$

Peso del montaje

$$W_{\text{mont}} = \sum_{i=1}^6 W_i = 37935.016 \text{ kg}$$

Peso del líquido:

$$\text{Diámetro} = 31.5 \text{ pies}$$

$$\text{Altura del nivel normal, HN:N} = (7315 - 650) / 304.8 = 21.86 \text{ pies.}$$

$$\text{Densidad del líquido, } \rho = 0.793 \text{ gr/cm}^3 \times 62.37 = 49.46 \text{ lb/pies}^3$$

$$W_{\text{liq}} = \rho [3.1416 D^2 * \text{HN.N}] = 49.459 [3.1416 (31.5)^2 * 21.86] = 842570.94 \text{ lb.}$$

4

4

$$W_{\text{liq.}} = 382527.20 \text{ kg.}$$

Peso de operación

$$W_{\text{op}} = W_{\text{mon}} + W_{\text{liq}}$$

$$W_{\text{op}} = 37935.016 + 382527.2 = 420462.22 \text{ kg.}$$

Peso lleno de agua:

$$W_{\text{agua}} = W_{\text{agua}} + W_{\text{mont}}$$

$$W_{\text{agua}} = 62.37 (3.1416 (31.5)^2 / 4 * 24) = 1166535.5 \text{ lb}$$

$$W_{\text{agua}} = 529607.13 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{agua}} = 529607.13 + 37935.016 = 567542.12 \text{ kg.}$$

Capacidad:

$$V = 3.1416 (r^2)(h) = 3.1416 \times 23.04 \times 7.315 = 529.47 \text{ m}^3$$

CAPÍTULO II DISEÑO CIVIL

Diámetro = 9.6 mts.

Altura del tanque = 7.315 mts.

Peso lleno de agua = 567.542 ton.

Capacidad del tanque: 529.5 m³

Resistencia del terreno = 27 ton/m²

Peso montaje = 37.935 ton.

Revisión de cimentación.

Volumen total del tanque: 500 m³

Peso propio = 28m * 8.5 * 63 (laterales)

$$62.91 * 63 \text{ (tapa)}$$

$$\underline{62.91 * 75 \text{ (fondo)}}$$

$$23,486 \text{ kg}$$

Peso propio cimentación 75x3.4 = 180 ton.

$W_{\text{tot}} = 703 \text{ ton.}$

Área de contacto = 8.98x3.1416x0.70

$$= 19.75 \text{ m}^2$$

Reacción directa del terreno (apoyo terreno/tanque)

$V = (8.982 * 3.1416) / 4 * 6.5 = 411 \text{ ton. (80\% cap. Max tanque).}$

$$\text{Esfuerzo en terreno bajo zapata } \nabla = \frac{703 - 411}{19.75} = 14.78t/m^2$$

$$P = A_s / A_c \quad 6.9/45 * 100 = 0.0015 < P_{\min} = 0.0033$$

II.9 MECÁNICA DE SUELOS

La estratigrafía del sitio esta comprendida en la parte superficial por una arena limosa en plataforma material de banco, con un espesor de 0.80 m. Subyaciendo a este material se detectaron arenas limosas muy compactadas con incrustaciones de carbonos.

La estratigrafía a detalle se describe en forma precisa en el perfil estratigráfico, así como los resultados obtenidos de las pruebas de penetración estándar y propiedades índice de los materiales.

El nivel de agua freáticas no se detecto hasta la máxima profundidad explorada. Los resultados presentados en este reporte fueron obtenidos de los sondeos realizados en el sitio donde se pretende la construcción, por lo cual no deberán correlacionarse en otro sector.

REVISANDO DEFORMACIONES EN EL TRABAJO

Aplicando la formula

$$\lambda = (3.1416/4) (1 - M^2) (P * B / E)$$

SIENDO

M módulo de Poisson (0.40)

P Carga que se aplica

B Ancho cimentación = 100 cm.

E Módulo de elasticidad = 205 kg/cm²

Por lo tanto, daría:

Carga aplicada (kg/cm ²)	Deformación calculada (cm)
1.0	0.32
2.0	0.64
3.0	0.96

Por lo que de acuerdo al tipo de terreno la cimentación es apta y cumple para soportar los esfuerzos del tanque.

CAPÍTULO VI.

ESPECIFICACIONES GENERALES Y PARTICULARES

ESPECIFICACIONES GENERALES DE LA OBRA

CONSTRUCCIÓN DE UN TANQUE CILÍNDRICO VERTICAL DE 500,000 L. DE CAPACIDAD PARA ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA, EN EL AEROPUERTO DE ZACATECAS, ZACATECAS.

-SE DEBE CONSIDERAR QUE EL AEREOPUERTO SE ENCUENTRA A 27 KM. DE LA CIUDAD DE ZACATECAS, ZAC.

-TODOS LOS MATERIALES QUE SEAN UTILIZADOS, TANTO DE INSTALACIÓN COMO DE CONSUMO, SERAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATISTA. A EXCEPCIÓN DE AGUA PARA LA PRUEBA HIDROTÁTICA DEL TANQUE CILÍNDRICO VERTICAL.

-TODOS LOS MATERIALES DE INSTALACIÓN, SE DEBERÁN PRESENTAR CON ORIGINAL DE CERTIFICADO DE CALIDAD POR PARTE DEL PROVEEDOR, DEL LOTE ESPECIFICO QUE SE DESEE UTILIZAR.

-SE DEBE CONSIDERAR QUE EL AEROPUERTO SE ENCUENTRA EN OPERACIÓN POR LO QUE ES POSIBLE QUE EN CIERTO MOMENTOS SE VEA OBLIGADA A SUSPENDER ACTIVIDADES, PERO SIN COSTO PARA ASA.

AL INTERCONECTAR LAS TUBERÍAS SE DEBEN TOMAR EN CUENTA QUE ESTAN EN OPERACIÓN, POR LO QUE SE DEBERÁN VAPORIZAR HASTA QUE TENGAN 0% DE EXPLOSIVIDAD Y AÚN ASI, SE DEBERÁN TOMAR TODAS LAS PRECAUCIONES DEL CASO.

-A.S.A. NO PROPORCIONA ENERGÍA ELECTRICA DE NINGÚN TIPO, POR LO QUE EL CONTRATISTA DEBERÁN LLEVAR MAQUINAS DE SOLDAR DE COMBUSTIÓN INTERNA, Y GENERADORES DE ACUERDO A LO REQUERIDO.

-TODO EL PERSONAL DEBERÁ SER CALIFICADO, TANTO EN OBRA COMO ADMINISTRATIVO.

-TODO PERSONAL QUE PARTICIPE EN LA OBRA DEBERÁ CONTAR CON ROPA TOTALMENTE DE ALGODÓN, Y UNIFORMADA DE UN COLOR DISTINTIVO

DEBERÁ CONTAR CON EQUIPO DE CONTRAINCENDIOS, CON PERSONAL CAPACITADO EN SEGURIDAD INDUSTRIAL.

TODOS LOS VEHÍCULOS QUE DESEEN ENTRAR EN EL ÁREA DE TRABAJO, DEBERÁN CONTRATAR CON SEGURO CONTRA DAÑOS A TERCEROS , DE MODELOS RECIENTES Y PASAR POR UNA INSPECCIÓN MECÁNICA, REQUIRIENDO APROBACIÓN TANTO DEL VEHÍCULOS COMO AL OPERADOR.

ESPECIFICACIONES PARTICULRES

CONSTRUCCIÓN DE UN TANQUE CILÍNDRICO VERTICAL, DE 500,000 L. DE CAPACIDAD PARA ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA, EN EL AEROPUERTO DE ZACATECAS, ZACATECAS.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 01.- LIMPIEZA, TRAZO Y NIVELACIÓN DE TERRENO, TRABAJO TOPOGRÁFICO EN UN ÁREA DE 20.00 X 20.00 MTS. PARA EL DESPALNTE DE VEGETACIÓN Y CUALQUIER MATERIAL

AJENO A LA CONSTRUCCIÓN, EL SUMINISTRO DE LOS MATERIALES PARA EL SEÑALAMIENTO ESTACADO (ESTACAS EN CADA VÉRTICE DE POLÍGONO), EL PERSONAL TÉCNICO PROFESIONAL Y AUXILIAR NECESARIO PARA LOS TRAZOS Y TRASLADO DE NIVELES PRELIMINARES Y DEFINITIVOS DE LOS EJES PRINCIPALES, SECUNDARIOS Y AUXILIARES Y CONSERVACIÓN HASTA LA TERMINACIÓN DE LA OBRA, ASÍ COMO EL PERSONAL TÉCNICO QUE TOMARA LECTURAS DE VERTICALIDAD SEGÚN LO REQUIERA LA OBRAS, INCLUYE ENREGA DE REPORTES CADA VEZ QUE SE TOMEN LECTURAS, INCLUYE TAMBIÉN DE TODOS LOS INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS NECESARIOS PARA GARANTIZAR UNA CORRECTA EJECUCIÓN DEL TRABAJO, CINTAS, BALIZAS, ESTADALES, ETC. DE ACUERDO A LAS INSTRUCCIONES DEL SUPERVISOR.

BASE DE PAGO: EL PAGO SE EFECTUARÁ POR LA UNIDAD DE MEDICIÓN EL METRO CUADRADO, AL PRECIO FIJADO EN EL CONTRATO POR UNIDAD DE OBRA COMPLETAMENTE TERMINADA, CONSERVANDO LAS REFERENCIAS HASTA EL FINAL DE LA OBRA.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR No. 02 .- DEMOLICIONES CON HERRAMIENTAS MANUALES. CIMIENTO DE CONCRETO REFORZADO Y MAMPOSTERÍA, A CUALQUIER NIVEL, EL PRECIO UNITARIO INCLUYE LAS OBRAS NECESARIAS PARA LA PROTECCIÓN DE TERCEROS, EL EQUIPO DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN PARA LOS TRABAJADORES, LA MANO DE OBRA Y MATERIALES PARA LA DEMOLICIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS, EL TRASPALEO, ACARREOS INTERNOS, CARGA MANUAL Y/O MECÁNICA, ACARREO DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA DEMOLICIÓN AL PRIMER KILÓMETRO, ASÍ MISMO INCLUYE LA HERRAMIENTA Y/O EQUIPO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DEL TRABAJO DE ACUERDO AL PROYECTO Y/O LAS INDICACIONES DEL SUPERVISIÓN.

BASE DE PAGO: EL PAGO SE EFECTUARÁ PARA LA UNIDAD METRO CÚBICO AL PRECIO FIJADO EN EL CONTRATO PARA LA UNIDAD DE OBRA COMPLETAMENTE TERMINADA, INCLUYENDO LIMPIEZA DEL ÁREA DE ESTE CONCEPTO.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 03.- EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS. EXCAVACIÓN EN ZANJA CON HERRAMIENTA MANUAL Y/O EQUIPO (VOL. MEDIDO EN BANCO) EN MATERIAL TIPO I Y II PROFUNDIDAD HASTA 2.00 M ESTE CONCEPTO DEBERÁ SER EFECTUADO CON LAS DEBIDAS

PRECAUSIONES, YA QUE AL ESTAR EN ZONA EN OPERACIÓN, EXISTE LA POSIBILIDAD DE ENCONTRAR ELEMENTOS QUE NO DEBEN SER LASTIMADOS, TALES COMO CABLES DE ENERGÍA ELECTRICA, TUBERÍAS DE AGUA O DRENAJES, ETC. ACORDONAR EL SITIO DE EXCAVACIÓN Y COLOCAR SEÑALES PRECAUTORIAS, INCLUYE LA FORMACIÓN DE TALUDES DONDE SE REQUIERA PARA EVITAR DERRUMBES, SEGÚN LA CONSISTENCIA DEL MATERIAL . INCLUYE UN TRASPALO DE HASTA 4.00 MTS. A PARTIR DEL BORDE DE EXCAVACIÓN.

BASE DE PAGO.- EL PAGO EFECTUARÁ POR UNIDAD DE METRO CÚBICO A LA UNIDAD DE OBRA COMPLETAMENTE TERMINADA, EN LA CANTIDAD REQUERIDA DE ACUERDO AL TRABAJO POR REALIZAR Y VOLUMEN MEDIDO EN BANCO SIN ABUNDAMIENTO. SI POR REALIZARSE CON MAQUINARIA EL ANCHO DE ZANJA SE HICIERA MAYOR DE LO REQUERIDO, SE PAGARÁ ÚNICAMENTE LO REQUERIDO.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NUMERO 04.- CARGAS, ACARREOS Y TRASPALOS CON HERRAMIENTA MANUAL Y/O (VOL. MEDIDO SUELTO) CARGA Y ACARREO PRIMER KM. EN CAMION. DEBERÁ HACERSE DE LA MANERA MÁS ADECUADA PARA EVITAR RIESGOS, SEA MANUAL O CON EL EQUIPO CORRECTO SEGÚN LA CIRCUNSTANCIA. PUEDE SR EN TERRACERÍA O CAMINO PAVIMENTADO, INCLUYE TRASLADO DE PERSONAL O EQUIPO, DEMORAS, DERECHO DE PISO, VIAJE DE RETORNO VACÍO, EL VEHÍCULO QUE TRANSPORTE EL MATERIAL, DEBERÁ LLEVAR UNA CUBIERTA DE LONA, PARA EVITAR PROVOCAR DAÑOS A TERCERAS PERSONAS POR UNA POSIBLE PIEDRA SUELTA.

BASE DE PAGO.- EL PAGO SE EFECTUARÁ POR UNIDADES DE METRO CÚBICO POR UNIDAD DE OBRA COMPLETAMENTE TERMINADA, ESTE CONCEPTO SE APLICARÁ PARA LLEVAR AL SITIO INDICADO LOS PRODUCTOS DEMOLICIÓN Y EXCAVACIÓN, ASÍ COMO LOS MATEIALES QUE SERÁN SUMINISTRADOS PARA RELLENO DEL LOS BANCOS APROBADOS.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 05.- SUMINISTRO DE MATERIAL PARA RELLENO DE BANCO, EFECTUADO EL RELLENO CON HERRAMIENTA MANUAL, EN CAPAS NO MAYORES DE 0.20 MTS. COMPACTADO AL 95% CON CONTROL DE LABORATORIO EN CIMENTACIONES DE TANQUE INCLUYE EL SUMINISTRO DE MATERIAL PARA RELLENO PRODUCTO DE BANCO, (EL CUAL DEBERÁ SER APROBADO POR SUPERVISIÓN, POR LO QUE DEBERÁ

PRESENTARSE PREVIAMENTE ANÁLISIS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DEL BANCO PROPUESTO). INCLUYE SUMINISTRO, CARGA Y ACARREO PRIMER KILÓMETRO EN CAMION (LOS KILÓMETROS SUBSECUENTES SE PAGARÁN POR SEPARADO) Y DESCARGA EN EL SITIO INDICADO, EL RELLENO EN FORMA MANUAL EN CAPAS NO MAYORES A 0.20 MTS., SUMINISTRO DE AGUA NECESARIA PARA SU COMPACTACIÓN, MEZCLADO HASTA DAR UN MATERIAL HOMOGÉNEO, COMPACTADO CON MAQUINARIA HASTA LLEGAR A UN 95 % , INCLUYE TAMBIEN ANÁLISIS DE COMPACTACIÓN POR UN LABORATORIO PREVIAMENTE APROBADO, CON REPORTE DE CERTIFICACIÓN DEL GRADO DE COMPACTACIÓN.

BASE DE PAGO.- EL PAGO SE EFECTUARÁ POR UNIDAD DE METRO CÚBICO UNIDAD DE OBRA TERMINADA TOTALMENTE TERMINADA Y ACEPTADA, CON REPORTE DE LABORATORIO CERTIFICANDO EL GRADO DE COMPACTACIÓN, EL VOLUMEN ES EN PISO TOTALMENTE TERMINADO, POR LO DEBERÁ INCLUIRSE EL POSIBLE ABUNDANTEMIENTO DEL MATERIAL SUELTO. EN CASO DE EXISTIR MATERIAL SOBRENTE, DEBERÁ SER RETIRADO POR CUENTA DEL CONTRATISTA.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 06.- SUMINISTRO DE MATERIAL PARA RELLENO GRANULAR SUAVE (CAMA DE ARENA), LIMPIA SIN MATERIAL ORGÁNICO, PARA CIMENTACIÓN DE TANQUE. DEBERÁ SER DE BANCO APROBADO POR SUPERVISIÓN, DE LA GRANULOMETRÍA FINA Y ADECUADA, LIBRE DE PIEDRAS, TERRONES, MATERIAL ORGÁNICOS, ETC. INCLUYE EL SUMINISTRO DE MATERIAL YA TAMIZADO, CARGA Y ACARREO PRIMER KILÓMETRO EN CAMION (LOS KILÓMETROS SUBSECUENTES SE PAGAN POR SEPARADO), DESCARGA Y COLOCACIÓN DE LA ARENA SUAVE.

BASE PAGO.- EL PAGO SE EFECTUARÁ PARA LA UNIDAD DE METRO CÚBICO, POR UNIDAD DE OBRA TOTALMENTE TERMINADA, E INCLUYE DESPERDICIOS, EL POSIBLE MATERIAL SOBRENTE DEBERÁ SER RETIRADO POR CUENTA DEL CONTRATISTA.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 07.- CONSTRUCCIÓN DE PLANTILLA DE CONCRETO DE $F_c = 150 \text{ KG/CM}^2$, DE 0.10 MTS. CON CEMENTO R.N. A CUALQUIER PROFUNDIDAD. EL PRECIO UNITARIO INCLUYE COMPACTACIÓN Y NIVELACIÓN DEL TERRENO SUMINISTRO DE TODOS LOS MATERIALES, COLOCACIÓN DE CIMBRA EN FRONTERAS ACABADO COMÚN, VACIADO DEL CONCRETO HECHO EN OBRA CURANDO, LA LIMPIEZA PARCIAL O TOTAL

DEL LUGAR DE TRABAJO, HERRAMIENTA, Y TODO LO NECESARIO DE ACUERDO A PROYECTO, LAS ESPECIFICACIONES O INSTRUCCIONES DEL SUPERVISOR, PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN.

BASE PAGO .- EL PAGO SE EFECTUARÁ POR UNIDAD DE METRO CUADRADO Y AL PRECIO FIJADO EN EL CONTRATO PARA LA UNIDAD DE OBRA COMPLETAMENTE TERMINADA.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR NÚMERO 08.- SUMINISTRO DE MATERIAL Y ELABORACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO, AGREGADO MÁXIMO 19 MM. CEMENTO NORMAL $F'_c=250 \text{ KG/CM}^2$. Y $F'_c =200 \text{ KG/CM}^2$. INCLUYE: VACIADO CON BOTES O CARRETILLA, ACARREO HASTA 50 MTS- SUMISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO DE REFUERZO

IV. 2- Memoria descriptiva de un tanque de 255 barriles construido en Campeche para Petróleos Mexicanos (Instituto Mexicano del Petróleo).

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE FB-1351-A

PLATAFORMA DE PERFORACION- MAYA

F.33737A-FB-1351-A

CONTENIDO

- 1.- DATOS DE ENTRADA
- 2.- CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE, TECHO Y FONDO
- 3.- REVISION DE BOQUILLAS
- 4.- ANÁLISIS POR VIENTO
- 5.-EVALUACIÓN DEL TECHO
- 6.- ANÁLISIS POR SISMO

DATOS DE ENTRADA:

API Design Code (650 or 653).....	650	
Design Method (V, O, or A)	O	
(V=variable, O=one foot, A=Appendix A)		
Run Objective (D=design, A=analyze)	D	
Design Temperature	(F) 127.00	(52.7 °C)
Design Pressure at Top	(lb./sq.in.) 0.00000	
Shell Material	A-283	
Shell Design Stress [Sd]	(lb./sq.in.) 20000.	(1405 Kg./cm ²)
Shell Hydro Test Stress [St]	(lb./sq.in.) 22500.	(1551 Kg./cm ²)
Tank Nominal Diameter [D]	(ft.) 11.000	(335.3 cm)
Tank Shell Height [HTK]	(ft.) 15.000	(457.2 cm)

Design Liquid Level [H](ft.)	14.000	(426.7 cm)
Liquid Specific Gravity [G]	1.0000	(0.001 kg/cm ³)
Weight of Attachments/Structures.....(lb.)	1278.0	(579.7 kg)
Distance down to Top Wind Girder(ft.)	0.00000	
Joint Efficiency (App A or 653) [E]	0.85000	
Wind Velocity(ft./sec.)	243.00	(7406.7 cm/seg)
Number of Shell Courses	1	
Shell Course # 1 Height(ft.)	15.000	(457.2 cm)
Shell Course # 1 Thickness(in.)	0.31200	(0.793 cm)
Shell Course # 1 Corrosion Allowance [CA](in.)	0.12500	(0.317 cm)

TANK SHELL COURSE MATERIALS

Shell Course # 1 Material Name	A-283
Shell Course # 1 Design Stress [Sd](lb./sq.in.)	20000.
Shell Course # 1 Hydro Test Stress [St] ... (lb./sq.in.)	22500.
Shell Course # 1 Minimum Yield Stress(lb./sq.in.)	30000.
Shell Course # 1 Minimum Tensile Stress ... (lb./sq.in.)	55000.
Shell Course # 1 Maximum Thickness(in.)	1.0000
Shell Course # 1 Material Grade	C
Shell Course # 1 Material Group	1

API-650 ROOF DETAILS SPECIFICATION

Roof Type (1-4)	2
(1=Supported Cone, 2=Cone, 3=Dome, 4=Umbrella)	
Angle Between Roof and Horizontal(deg)	11.300
Net Area at Roof/Shell Junction [A](sq.in.)	2.0000
Thickness of Roof Plate(in.)	0.31200
Roof Plate Corrosion Allowance(in.)	0.12500
---/ For General Roof, No Design /---	
Weight of Roof Plates(lb.)	1250.0
Weight of Snow on Roof(lb.)	0.00000
Weight of Roof Framing(lb.)	0.00000
Pct of Weights Supported by Shell	100.00

API-650 SEISMIC DETAILS (App E.)

Seismic Zone	0.00000
Seismic Zone Coefficient for non-US Areas [Z]	0.25000
Importance Factor [I]	1.0000
Site Amplification Factor [S]	1.0000
Total Weight of Tank Shell [Ws](lb.)	6622.0

Minimum Yield Strength of Bottom Plate(lb./sq.in.)	36000.
Bottom Plate Thickness [tb](in.)	0.37500
Anchored or Unanchored (U or A)	A
Lateral Force Coefficient C1 (optional)	0.60000
Lateral Force Coefficient C2 (optional)	0.00000
Anchor Bolt Diameter (optional)(in.)	1.0000
Threads per Unit Length(1/in.)	8.0000
Bolt Allowable Stress(lb./sq.in.)	20000.
Number of Anchor Bolts (optional)	8
Bolt Yield Stress(lb./sq.in.)	36000.
Bolt Offset from Mean Tank Diameter(ft.)	0.00000
Anchor Bolt Corrosion Allowance (optional)(in.)	0.25000

API-650 GRILLAGE REVIEW (App I.)

Modulus of Elasticity of Bottom Plate(lb./sq.in.)	0.29000E+08
Corrosion Allowance added to Bottom Plate(in.)	0.12500
Minimum Yield Strength of Bottom Plate(lb./sq.in.)	36000.
(Equal to Value from Seismic Data)	

SPECIFY ONE OF THE FOLLOWING

Nominal Thickness of Bottom Plate(in.)	0.37500
(Equal to Value from Seismic Data)	
Maximum Allowed Spacing(in.)	23.382

CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE, TECHO Y FONDO

WIND DATA PER SECT 3.9.7.1

Wind Velocity in Miles/Hour:	165.68
Velocity Factor, (V/100)**2:	2.7450
Wind Pressure, including 10% + 5 psf:	90.031
Wind Profile Area in sq.ft.:	171.04
Wind Moment (ft-lb):	0.11978E+06
Wind Shear Force (lb):	15399.

Thickness evaluation based on One Foot Method.

Thickness(in) for each course.

#	DESIGN	TEST	USER INPUT
1	0.18750	0.18750	0.31200

API-653 THICKNESS/CORROSION RESERVES

#	Retiring Thickness		Remaining Corrosion	
	Design (in)	Test (in)	Design (in)	Test (in)
1	0.00000	0.00000	0.31200	0.31200

Allowed Fluid Heights (ft) for each course.

#	DESIGN	TEST	REQUIRED
1	44.706	148.51	14.000

Annular bottom plate thickness (in) from Table 3-1 : 0.37500
 Annular bot. plate width (in) per API650 3.5.2 : 41.274

SHELL WEIGHTS (with Nozzles)

Computed weight of shell (lb):	3968.7
Computed corroded shell weight (lb):	1322.9
Computed C.G. of shell (ft):	7.5000
Weight of shell Used (lb):	6622.0
C.G. of shell Used (ft):	7.5000

WIND GIRDER COMPUTATIONS

Top Girder, required section modulus(in ³):	0.49823
Distance from top to intermediate wind girder (ft):	91.204
Intermediate girder section modulus (in ³):	3.0294

TRANSFORMED SHELL COMPUTATIONS, Girder #: 1
 Trnsfrmd shell height below last girder(ft) 15.000
 Individual transformed course & height (ft): 1 15.000

THIS GIRDER IS NOT NECESSARY !!!

TANK - Roof Design Data

Computed Design Roof Load (psf): 12.740

SELF-SUPPORTING CONE ROOF

Total weight of Roof Plates (lb): 1234.7
 Corroded weight of Roof Plates (lb): 740.00

3.10.5.1 required roof thickness (in): 0.31250

WIND OVERTURNING STABILITY CHECK

Overturning moment * $(V/100)^2$ (ft-lb) 64970.
Resisting (dead load) moment (ft-lb): 12306.
Anchors required
Number of bolts required for wind: 4
Design tension load per bolt (lb): 5067.3
Selected bolt diameter (in): 1.2500

APPENDIX F CONSIDERATIONS

Uplift Pressure Force (lb): 0.00000
Resisting Weight (lb) : 8655.3
Sections F.2 through F.6 can be used.

Maximum Design Pressure, F.4.2

NOTE, F.4.2 ignored moment term due to
negative value for Pmax.

Pmax (inches of Water): 18.492
Pmax (psi) : 0.66774

Design Pressure, F.4.1

P (inches of Water): 104.22
P (psi) : 3.7635

Required Roof Compression Area F.5

Compression Area (in²) from F.5.1 : 0.00000
Participating Area (in²) from 3.10.5: 0.20584
Participating Area (in²) from 3.10.6: 0.64533E-01

FRANGIBLE JUNCTION LIMIT (3.10.2.5.3)

Maximum Area at Junction (in²): 0.19669

Failure Pressure f_c / Compression Ring F.6

Failure Pressure (inches of water): 165.26
Failure Pressure (psi) : 5.9675

SEISMIC EVALUATION - FLUID WEIGHTS

Computed operating fluid weight (lb): 82785.
Computed test fluid weight (lb): 82785.
Computed empty fluid weight (lb): 0.00000

COEFFICIENTS FROM E-2 to E-4

D/H value	0.78571
W1/Wt from E-2	0.84286
W2/Wt from E-2	0.15714
X1 = (X1/H * H) from E-3	5.8700
X2 = (X2/H * H) from E-3	10.920
K from E-4	0.59000

LATERAL FORCE COEFFICIENTS

1st Slosh Mode Period	1.9568
Site Amplification Factor	1.0000
Coefficient C1	0.60000
Coefficient C2	0.38328
Zone Coefficient used	0.25000
Facilities Factor used	1.0000

OVER-TURNING MOMENTS

Design Case (ft-lb):	86750.
Test Case (ft-lb):	86750.
Empty Case (ft-lb):	11700.

SEISMIC SHEAR FORCE

Design Case (lb):	13085.
Test Case (lb):	13085.
Empty Case (lb):	1372.5

ANCHORED TANK LONGITUDINAL COMPRESSIVE STRESSES

Design Case (psi)	1569.9
Test Case (psi)	1569.9
Empty Case (psi)	517.16

TANK ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESSES

Design Case (psi)	4517.7
Test Case (psi)	4517.7
Empty Case (psi)	2272.7

TANK SEISMIC STRESS PASS/FAIL STATUS

Design Case Passed
Test Case Passed
Empty Case Passed

ANCHORAGE DESIGN/CHECK PER API-650, APP E.6

Design Case

Tank circumference (ft): 34.558
 Minimum required anchorage (lb): 22389.
 Maximum allowable stress for bolts (psi): 28800.

CHECK OF USER DEFINED ANCHORAGE

Actual bolt spacing (ft): 4.3197
 Min Num of bolts required is: 8
 Actual Load per bolt (lb): 2798.7

ANCHORAGE DESIGN/CHECK PER API-650, APP E.6

Test Case

Tank circumference (ft): 34.558
 Minimum required anchorage (lb): 22389.
 Maximum allowable stress for bolts (psi): 28800.

CHECK OF USER DEFINED ANCHORAGE

Actual bolt spacing (ft): 4.3197
 Min Num of bolts required is: 8
 Actual Load per bolt (lb): 2798.7

ANCHORAGE DESIGN/CHECK PER API-650, APP E.6

Empty Case

Tank circumference (ft): 34.558
 Note, Wt exceeds $1.273M/D^2$, load set to 0.0
 Minimum required anchorage (lb): 0.00000
 Maximum allowable stress for bolts (psi): 28800.

CHECK OF USER DEFINED ANCHORAGE

Actual bolt spacing (ft): 4.3197
 Min Num of bolts required is: 8
 Actual Load per bolt (lb): 0.00000

API-650 APPENDIX I.7.3 GRILLAGE DATA

Current Liquid Height Used (ft): 14.000
 Operating Fluid Weight (lb): 83021.
 Hydrotest Fluid Weight (lb): 83021.
 Final Bottom Plate Weight (lb): 1455.2
 Uniform Pressure "p" (psi): 6.1730
 Computed Grillage Spacing (in): 23.382
 Allowed Bottom Deflection (in): 0.12500
 Computed Bottom Deflection (in): 0.11565

REVISIÓN DE BOQUILLAS

NOTA:

LAS BOQUILLAS ESTAN DE ACUERDO A LOS PARRAFOS 3.7.5, 3.7.6, 3.8.4 Y 3.8.5 DEL API STÁNDAR 650

ANÁLISIS POR VIENTO

Wind Velocity	(ft./sec.)	243.00
Velocity Factor		2.7450
Wind Pressure	(lb./sq.in.)	0.62521
Area Exposed to Wind	(ft. **2)	171.04
Sect 3.9.7.1 Wind Moment on Tank	(ft.lb.)	0.11977E+06
Wind Shear Force Acting on Tank	(lb.)	15399.

MATERIAL PROPERTY INFORMATION

Wind Girder Height Reduction Factor	1.0000
---	--------

The following material properties have been modified in accordance with API-650 (and API-653 where applicable).

Course Number	Material Name	Design Stress (Sd) (lb./sq.in.)	Test Stress (St) (lb./sq.in.)	App M Reduction
1	A-283	20000.	22500.	1.0000

SHELL COURSE THICKNESS DATA - One Foot Method

Thickness Values for Three Cases			MIN TEMP
COURSE	DESIGN	TEST	USER (deg F)
(in.)	(in.)	(in.)	Status
1	0.18750	0.18750	0.31200 11.0 NA

SHELL COURSE ALLOWED FLUID HEIGHTS

Fluid Heights for Three Cases			
COURSE	DESIGN	TEST	REQUIRED
(ft.)	(ft.)	(ft.)	
1	44.706	148.51	14.000

Maximum allowed fluid height of entire tank for:

Design Thickness Case	(ft.)	44.706
Test Thickness Case	(ft.)	148.51
Required fluid height	(ft.)	14.000

BASE PLATE DETAILS - SHELL WEIGHT & CENTER OF GRAVITY

Annular Base Plate Thickness	(in.)	0.37500
(from API-650 Table 3-1)		
Annular Base Plate Width per 3.5.2	(in.)	41.274
(2 + ThkCrsl + max[2, (390tb / sqrt(HG))])		
Weight of Shell + Nozzles	(lb.)	6622.0
Total Weight of all Nozzles	(lb.)	0.00000
Center of Gravity (Shell+Nozzles)	(ft.)	7.5000

WIND OVERTURNING STABILITY CHECK

Corroded Shell Weight + %Roof	(lb.)	3356.3
2/3 Resisting (Dead Load) Moment	(ft.lb.)	12306.
Overturning Wind Moment * (V/100)**2	(ft.lb.)	64970.

Anchors are required for Sect 3.11

Number of anchors required		4
Design tension load per anchor	(lb.)	5067.3
Anchor bolt diameter	(in.)	1.2500

NOTE: Anchors are required for Section E.6 requirements

Bolt design is governed by Earthquake requirements

WIND GIRDER INFORMATION

For "open top" tanks ...

Required Section Modulus, Top Girder ...	(in. **3)	0.49823
Table 3-22 Detail, B value	(in.)	a 0.00
Table 3-22 Shape name (if applicable).....		2.5x2.5x.3125

Maximum Height of Unstiffened Shell	(ft.)	91.204
Reqd Section Modulus, Intermediate Girder (in. **3)		3.0294
Table 3-22 Detail, B value	(in.)	b 0.00
Table 3-22 Shape name (if applicable).....		4x4x.25

WIND GIRDER - TRANSFORMED SECTION METHOD

Number of Intermediate Girders Reqd		0
---	--	---

WEIGHT SUMMARY

Shell (Corroded)	(lb.):	1323.
Shell (Non-Corroded)	(lb.):	6622.
Annular Base Plate	(lb.):	1306.
Bottom Plate	(lb.):	1500.
Nozzles	(lb.):	0.
Roof Plates	(lb.):	1250.
Roof Framing/Structure	(lb.):	0.
Shell Attachments	(lb.):	1278.
Operating Fluid	(lb.):	82785.
Water Weight	(lb.):	82785.
Operating Weight (Non-Corroded)	(lb.):	94741.
Test Weight (Non-Corroded)	(lb.):	94741.
Empty Weight (Non-Corroded)	(lb.):	11956.

EVALUACIÓN DEL TECHO

SELF-SUPPORTING CONE ROOF

Roof thickness per 3.10.5, Cone Roof..(in.):	0.31250	
Total weight of Roof Plates	(lb.):	1234.7
(Based on user input thickness)		
Computed Design Roof Load	(lb./sq.in.):	0.88472E-01
(including user plate thickness)		

ROOF EVALUATIONS - Appendix F

Uplift force due to internal pressure..(lb.):	0.00000	
Total weight resisting uplift	(lb.):	8655.3
Max Design Pressure, limited by uplift.(in of H2O):	18.492	
Max Design Pressure, limited by uplift.(lb./sq.in.):	0.66774	
Max Design Pressure, roof/shell joint.(in of H2O):	104.22	
Max Design Pressure, roof/shell joint.(lb./sq.in.):	3.7635	
Compression Ring Failure Pressure	(in of H2O):	165.26
Compression Ring Failure Pressure	(lb./sq.in.):	5.9675
Required Compression Areas, Roof/Shell Junction		
Area as per Section F.5	(in. **2):	0.00000
Area as per Section 3.10.5, Cone Roof..(in. **2):	0.20584	

FRANGIBLE ROOF-TO-SHELL JUNCTION AREA LIMIT

Area as per Section 3.10.2.5.3(in. **2): 0.19669

Top Angle Requirement Per 3.1.5.9.e 2x2x3/16

ANÁLISIS POR SISMO

SEISMIC EVALUATION RESULTS - Appendix E

	DESIGN	TEST	EMPTY
Tank Fluid Weights (lb.)	82785.	82785.	0.00000
Fluid Weight w/ Tank (lb.)	69776.	69776.	0.00000
Fluid Weight Sloshing(lb.)	13009.	13009.	0.00000
Wgt Resisting Momt Wl(lb./ft.)	0.00000	0.00000	0.00000
Shear Force (lb.)	13085.	13085.	1372.5
OverTurning Momt. (ft.lb.)	86749.	86749.	11700.
Actual Compr Strs(lb./sq.in.)	1569.9	1569.9	517.16
Allowable Stress (lb./sq.in.)	4517.7	4517.7	2272.7
Sloshing Wave Height (ft.)	1.4124		
Status	PASS	PASS	PASS

ANCHORAGE DESIGN/ANALYSIS

Max Cmpnt Yld Strs(lb./sq.in.)	28800.		
Min Total Anchr Load(lb.)	22389.	22389.	0.00000
Bolt Load (lb.)	2798.7	2798.7	0.00000
Number of Bolts Reqd	8	8	8
Number of User Bolts	8	8	8
Bolt Diameter (in.)	1.0000	1.0000	1.0000
Bolt Spacing (ft.)	4.3197	4.3197	4.3197
Bolt Stress (lb./sq.in.)	5079.3	5079.3	0.00000
User Designed	YES	YES	YES

NOTE: Anchors are required for Section 3.11 Stability

E.6 anchors are governed by spacing requirements

Bolt design is governed by Earthquake requirements

NOTA:

EL TANQUE NO ESTA ANCLADO EN LA BASE, EL FONDO ESTA SOLDADO A LAS TRABES DE CUBIERTA DE LA PLATAFORMA Y EQUIVALE A QUE ESTE ANCLADO.

IV.3- Comparativo de procedimiento de las memorias descriptivas

Como es frecuente en la mayoría de la presentación de documentos, cada un realizador tiene un estilo de formato para representar su secuencia de calculo.

En estos trabajos no existe mas que el hecho de que la memoria que se elabora para el aeropuerto de Zacatecas, tiene un aspecto muy general de las fórmulas de resistencia de materiales, y la mención de los métodos sugeridos por el código API-650 escasamente se mencionan, pero no se aplican. Es notorio en el ambiente de la ingeniería de recipientes la recomendación para este tipos de tanques “el método del pie” y en ningún momento especifican alguna de las secciones en particular.

La memoria que presenta el IMP(Instituto Mexicano del Petróleo). Denota una clara tendencia que ha surgido en México por realizar con programas de computadores, los trabajos presentados a la institución que le solicito la memoria descriptiva. El IMP tienen su propias Normas que son una copia del API-650, pero sin embargo muestra un esbozo general de resultados que si siguen las recomendaciones del API-650.

Debido a que los programas que se utilizan, al menos se puede resaltar que son contemporáneos. La institución trata de que se utilicen programas como el tank, el PVLit, el Ansys etc. para presentar un trabajo mas profesional.

Conclusiones

En este tipo de procedimientos, para respaldar el calculo de estructuras especiales, como son los tanque cilíndricos atmosféricos por medio de normas extranjeras, en nuestro país es muy común encontrar una desuniformidad, pero en realidad los métodos recomendados por el código API-650, están basados en las formulas generales de la mecánica de materiales, que son valederos.

La solución para el análisis estático elástico de dos masas que sugiere Housnier, es la consideración del API-650, para los coeficientes de carga sísmica en el momento de volteo. En cuanto a los coeficientes de viento se considera el procedimiento del Manual de diseño de Obras Civiles CFE para el Distrito Federal.

La diferencia en soluciones que arrojan tanto el método del pie y punto variable son mínimas, siendo estas revisadas con los modelos ejecutado en los programas, en cuanto la variación de espesores es representativa; primero debido a la formulación de los elementos considerados en los programas, segundo que las simplificaciones propuestas podrían no ser totalmente validas para representar el fenómeno en su totalidad.

Así de esta forma este trabajo, deja líneas de investigación amplia para trabajar en el modelado geométrico y de el comportamiento en el fenómeno donde interactúa el sistema líquido- tanque y que decir del modelado tanque-liquido-cimentación-suelo en los programas, tanto en las soluciones lineales estáticas, como no lineales dinámicas, con grandes y pequeñas deformaciones tomando la envolvente ya sea rígida o de pared flexible, esto en esencia requiere un buen conocimiento de el método denominado elemento finito, así como todas las formulaciones de los elementos a utilizar, para dar una adecuada representación a los fenómenos que se tratan de modelar en este tipo de programas contemporáneos, ya que en la actualidad han evolucionado a unos llamados manipuladores virtuales nanotecnologicos, que dejan una incertidumbre menor y que son los programas de avanzada.

Queda mencionar la importancia que tiene el criterio de análisis y diseño, que se expuso en este trabajo, siendo de los mas usados en la practica profesional, no sin recomendar que cada caso es único y que esto requiere de que el consultor, lo tome como una guía.

Referencias. Básicas y Complementarias

- REF. B1: Welded Steel Tanks for Oil Storage
API (American Petroleum Institute) STANDAR 650
TENTH EDITION 1998 ADDENDUM 2001
API Publisher Services, 1220 L Street, N.W. Washington, D.C. 2005
- REF. B2: El Método de los Elementos Finitos
O. C. Zienkiewics
Editorial Reverté, S. A.
- REF. B3: Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Viento)
Instituto de Investigaciones Eléctricas, Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, Comisión Federal de Electricidad, Promotora de Diseño Innovador.
Comisión Federal de Electricidad. Ródano N° 14, México 5 D. F.
- REF. B4: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción del Reglamento de Construcción para el D. F. 2001
Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López"
Camino Santa Teresa 187 México 14020 D. F. Villa Olímpica
- REF. B5: Manual de Construcción en Acero- Diseño Esfuerzos Permisibles Volumen I Tercera Edición
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C.
Noriega Editores Limusa
- REF. B6: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Luis Arnal Simón Max Betancourt Suárez (2002).
Edita. Trillas
- REF. B7: Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction
API (American Petroleum Institute) STANDAR 653
THIRD EDITION DECEMBER 2001
API Publisher Services, 1220 L Street, N.W. Washington, D.C. 2005
- REF. B8: Diseño Estructural
Roberto Meli Piralla
Editorial Limusa
- REF. B9: American Institute of Steel Construction
Column Base Plates John T. de Wolf, Professor of Civil Engineering, University of Connecticut Storrs, Connecticut, Third Printing: October 2003
- REF. B10: Design of Thin Cylindrical Tanks against Buckling
Zaya H. Malick B. SC.
Exeter Collage. Oxford
Submitted for the Degree of Master of Science of the University of Oxford
Department of Engineering Science
Michaelms term 1974

REF. B11: Especificaciones Generales de Construcción de Tanques Atmosféricos
Primera Edición
Editorial Petróleos Mexicanos TA-1

REF. B12: Manual de Construcción N° 1
Erección de Tanques Cilíndricos Verticales de Fondo Plano y Techo Flotante
Ing. Ignacio Jaramillo López
Editorial Petróleos Mexicanos
México 1986

REF. B13: Equipment Design
LLoyd E. Brownell
Edwin H Young
New York John Wiley & Sons inc.
University Michigan 1959

REF. C1: American Petroleum Institute (API)
1220 L Street, N.W., Washington, DC 20005

REF. C2: Pressure Vessels
American Society of Mechanical Engineers (ASME)
Robert Churse, Edition 5th
Mc Graw Hill Book Company
345 East 47th Street, New York, NY 10017-2392

REF. C3: Air Association of America
Estándar de Control de Calidad de Combustibles de Aviación en los Aeropuertos
Especificaciones de la ATA 103, Segunda edición Julio 27 1998
1310 Pennsylvania Ave., NW, Suite 1100 Washington, DC 20004-1707, 202-626-4000

REF. C4: American Society for Testing and Materials (ASTM)
1916 Race Street, Philadelphia, PA 19103

REF. C5: National Fire Protection Association (NFPA)
1 Batterymarch Park, P.O. Box 9101, Quincy, MA 02269-9101

REF. C6: Staad Pro 2003
Research Enginners Corp. Headquarters 22700 Savi Ranch Pkwy
Yorba Linda C.A. 92887, USA

REF. C7: Ansys 7.0
Ansys Inc. Sowthpointe 275 Technology Drive
Canansburgs PA 1537 USA

REF. C8: Análisis y Estudios de los Elementos que Constituyen el Desarrollo y Ejecución y Operación de los Aeropuertos y Aeródromos
Ing. Gilberto Manuel Vázquez Alanis

ANEXO
(PLANOS TIPO)

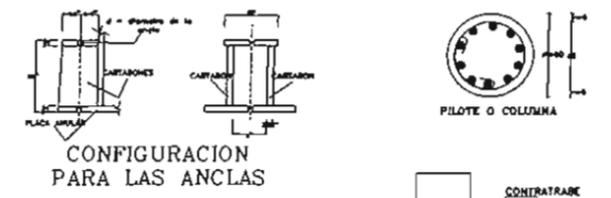
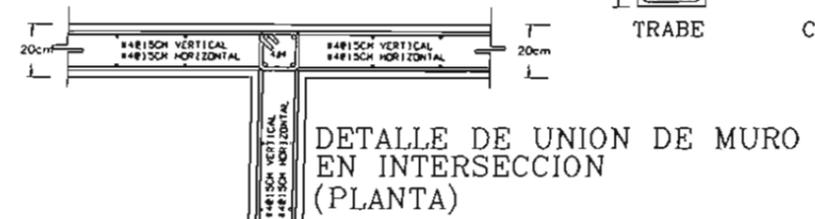
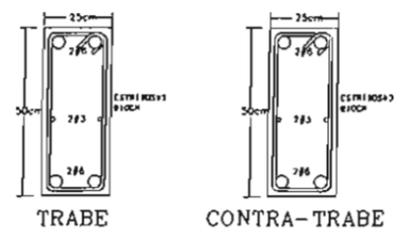
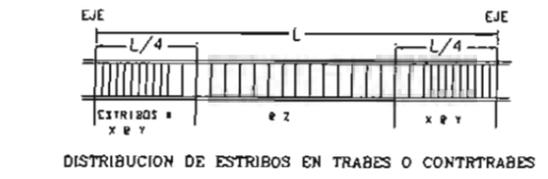
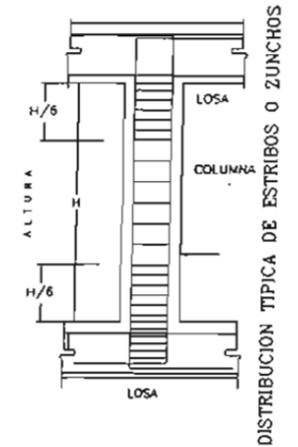
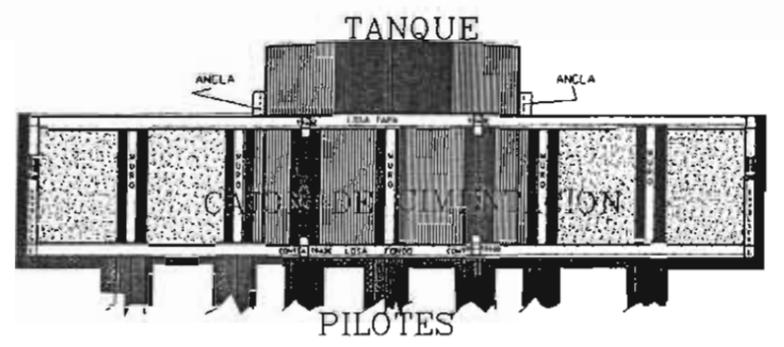
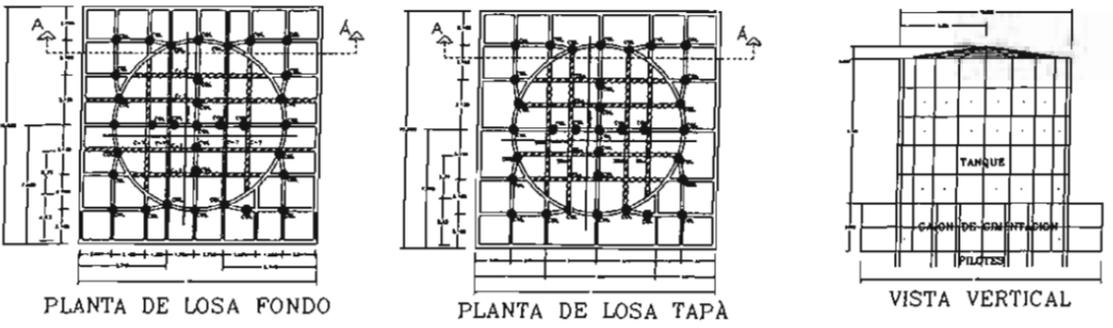
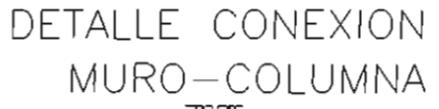
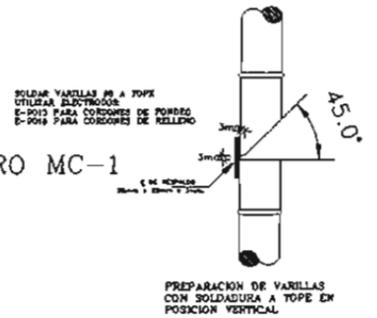
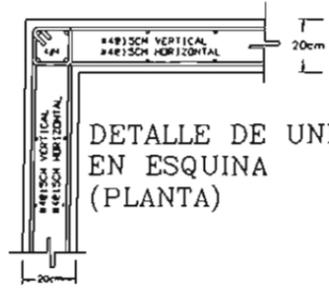
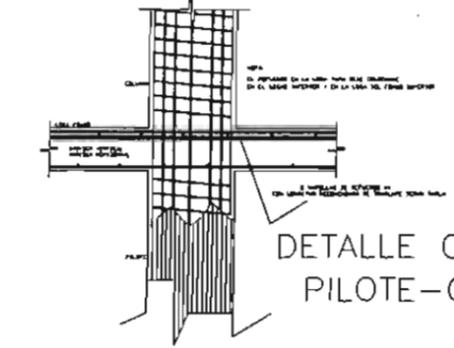
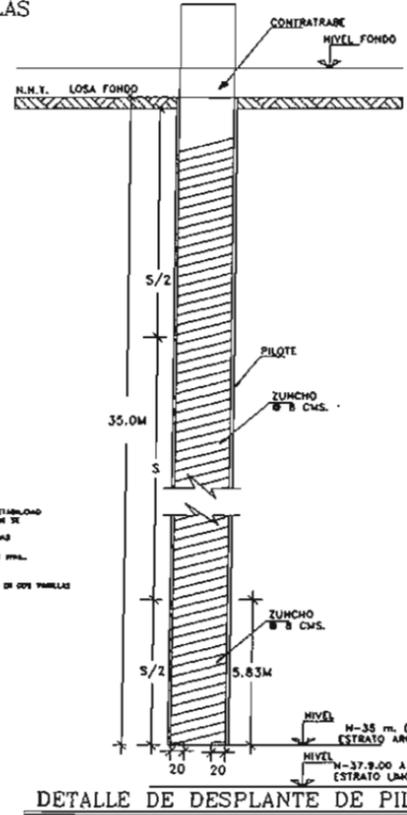


Tabla de Pilote y Columna

TIPO	FUSTES	RFOZ VERTICAL	ZUNCHO INTERMEDIO	ZUNCHO EXTREMO
PILOTE	80	10 # 8	2 # 3.00	2 # 3.00
COL.	80	10 # 8	2 # 3.00	2 # 3.00



- DATOS DE PILOTES
- 1.- COLAR CON EL SISTEMA TRINCHADO EN CASO DE QUE SE PRESENTE INESTABILIDAD EN LAS PAREDES DE LA PERFORACION DE UTILIZARSE LEGOS BENTONITICOS SE SEGUN LA TABLA DE LAS PRINCIPALES PERFORACIONES.
 - 2.- NIVEL DE DESPLANTE DE PILAS 3000 mm. ANILLO DEL S.M.T.
 - 3.- RECOMENDACIONES LBMK 8.0 mm.
 - 4.- TRASLAPES EMBUDO ANILLO CON CANTOS DE OSE VARILLAS ALTERNADAS.



NOTAS GENERALES

1. TODAS LAS ANCLAS DEBEN DE ENCLAVARSE EN VENTOS.
2. TODOS LOS BARRILES DE REFORZO SON ENGRUPOADOS, NO SE ENCLAVAN EN CIGARRA.
3. EL CONCRETO A UTILIZARSE EN OBRAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA DE UN $f_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$ CON UN REBOLADO DE 14 mm Y ACEROSOS MARMAS DE 3 mm.
4. LA MALLA ELECTRODIFUSION A USAR EN PISOS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES RECOMENDADOS SERA DE $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$.
5. LA RESISTENCIA DEL ACERO A LA RUPCION SERA DE OCHO BARRIL CON UN $f_u = 4300 \text{ kg/cm}^2$. EXCEPTO EN LOS CASOS DE OCHO ESTRUCTURALES CON $f_u = 2300 \text{ kg/cm}^2$.
6. LOS TRIANGULOS DE MALLAS PARA SEREN BARRIL ANILLO DE MALLA 60.
7. LOS DOBLETES DE MALLAS PARA SEREN BARRIL ANILLO DE MALLA 60.
8. EL ANILLO DE ESTIBOS O REFORZOS TRANSVERSALES PARA SEREN MALLA 60.
9. LOS RECOMENDACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEREN SEREN MALLA 60.
10. LA SEPARACION ENTRE MALLAS SERA DE 2 cm O MENOS DEL OMBRO DEL REFORZO.
11. EN CASO DE ENCONTRARSE EN LOS DATOS DE ESTE PROYECTO, SE TOMARA QUE UN ANILLO DE REFORZO A ESTRUCTURALES Y PISOS RECOMENDADOS DE LA OBRAS.

NOTAS DE CIMENTACION

- 1.- LA CIMENTACION DE DESPLANTE SOBRE TERRENO SERA LIBRE DE MATERIA ORGANICA O REBOLDO QUE GARANTICE UNA PRESION DE CONTACTO DE 2.0 kg/cm².
- 2.- TODA CIMENTACION DE DESPLANTE SOBRE UNA PUNTERA DE CEMENTO PORTLAND.
- 3.- LOS REBOLDO DE LAS OBRAS SE HAN EN OBRAS NO MARMAS DE 30 cm COMPACTADO PERFECTAMENTE PARA OBTENER UNA COMPACTACION DEL 90% DE LA PUNTERA PROYECTADA.
- 4.- EL PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE MEDICION EN LA CIMENTACION ES TOMADO EN CIMENTACION QUE YA SE HAN LA OBRAS VERTICALES.
- 5.- EN CASO DE QUE LA OBRAS DEL TERRENO MARMAS, NO SE ENCONTRARE, DEBERA MEDICION DEL TERRENO POR MEDIO DE UNA CAPA DE 30 cm DE TERRENO COMPACTADO EN CAPAS DE 10 cm COMPACTADO PERFECTAMENTE EL TERRENO MARMAS.
- 6.- SE USARA BANDA FINA DE PVC EN DONDE SE MEDIDA OBRAS EN DOS SECCIONES.

LONGITUDES DE TRASLAP (LT)

Tabla (A)

TIPO DE BARRIL	LONGITUD DE TRASLAP (LT)
1. BARRIL DE MALLA 60	300
2. BARRIL DE MALLA 60	300
3. BARRIL DE MALLA 60	300
4. BARRIL DE MALLA 60	300
5. BARRIL DE MALLA 60	300
6. BARRIL DE MALLA 60	300
7. BARRIL DE MALLA 60	300
8. BARRIL DE MALLA 60	300
9. BARRIL DE MALLA 60	300
10. BARRIL DE MALLA 60	300
11. BARRIL DE MALLA 60	300
12. BARRIL DE MALLA 60	300
13. BARRIL DE MALLA 60	300

Tabla de Recomendaciones LBMK (C)

TIPO DE BARRIL	RECOMENDACIONES LBMK (C)
1. BARRIL DE MALLA 60	300
2. BARRIL DE MALLA 60	300
3. BARRIL DE MALLA 60	300
4. BARRIL DE MALLA 60	300
5. BARRIL DE MALLA 60	300
6. BARRIL DE MALLA 60	300
7. BARRIL DE MALLA 60	300
8. BARRIL DE MALLA 60	300
9. BARRIL DE MALLA 60	300
10. BARRIL DE MALLA 60	300
11. BARRIL DE MALLA 60	300
12. BARRIL DE MALLA 60	300
13. BARRIL DE MALLA 60	300

NOTAS PILOTES

- 1.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 2.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 3.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 4.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 5.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 6.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 7.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 8.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 9.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 10.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 11.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 12.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.
- 13.- LAS OBRAS DE LAS ANCLAS NO DEBERA A SEREN LAS OBRAS RECOMENDADAS.

Tabla de Equivalencias

TIPO DE BARRIL	EQUIVALENCIAS
1. BARRIL DE MALLA 60	300
2. BARRIL DE MALLA 60	300
3. BARRIL DE MALLA 60	300
4. BARRIL DE MALLA 60	300
5. BARRIL DE MALLA 60	300
6. BARRIL DE MALLA 60	300
7. BARRIL DE MALLA 60	300
8. BARRIL DE MALLA 60	300
9. BARRIL DE MALLA 60	300
10. BARRIL DE MALLA 60	300
11. BARRIL DE MALLA 60	300
12. BARRIL DE MALLA 60	300
13. BARRIL DE MALLA 60	300

ORIENTACION GENERAL	AMBITO GENERAL DEL CUERPO	APROBADO PARA CONSTRUCCION	E.C.B.	NO.	SPV.	INC. DIS.	INC. ESP.	NO. DEPTO.	J. ON.	FECHA	J. PROJ.	FECHA CLIENTE

ESTE TRABAJO, INCLUYENDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTEXTO, INFORMACION CONFERENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Y SU USO ESTU CONSIDERADO A QUE EL USUARIO ACEPTA NO COMPROMISO TOTAL O PARCIALMENTE Y NO EMPLAZAR ESTE EN EL MATERIAL DESPUES DE LA OBRAS PROYECTO QUE EL PUNTO DE ESPERANZA POR EXCEPTO POR EL ACORTADO MEDICION DEL PETROLEO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS

APROBADO 2005

FECHA

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES

ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA CIMENTACION

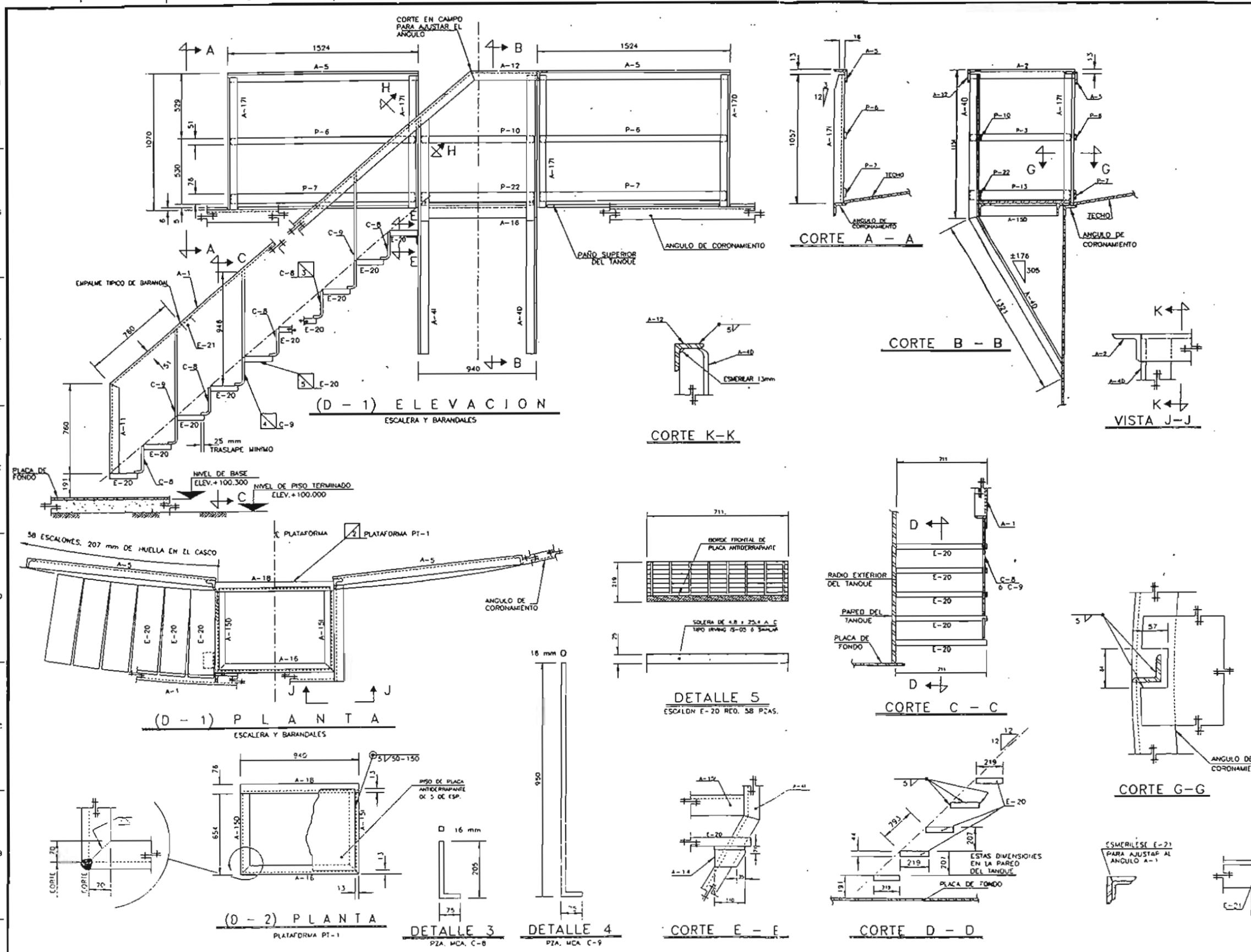
TESIS

CAPACIDAD 5000 BARRILES

ESCALA: SM

ADDT. EN: mm

Dib. No. N O REV. 0



LISTA DE MATERIALES

MCA.	Nº. PZAS.	DESCRIPCION	MATERIAL	PESO POR PZAS.	PESO TOTAL
A-1	1	LL. 51x4400 LONG. CORTAR A UN BARRIO 091-1710	A-36	302	302
A-2	1	LL. 51x4782 LONG.	A-36	316	316
P-3	1	E. DE 51x5724 LONG.	A-36	1.4	1.4
A-4	2(10,1)	LL. 51x4275 LONG. (DOBLADO)	A-36	12.40	24.80
A-5	2	LL. 51x41524 LONG.	A-36	7.4	14.8
P-6	2	E. DE 51x51824 LONG.	A-36	2.4	4.8
A-7	2	E. DE 76x51524 LONG.	A-36	4.4	8.8
C-8	29	CUADRADO DE 16x280 LONG.	A-36	0.6	17.4
C-9	28	CUADRADO DE 16x1025 LONG.	A-36	2.0	56.0
P-10	1	E. DE 31x5940 LONG.	A-36	1.8	1.8
A-11	1	LL. 51x41520 LONG. (DOBLADO Y CURVADO)	A-36	7.2	7.2
A-12	1	LL. 51x4780 LONG.	A-36	3.7	3.7
P-13	1	E. DE 76x5724 LONG.	A-36	2.1	2.1
A-14	1	LL. 102x76x4110 LONG.	A-36	0.9	0.9
A-15	2(10,1)	LL. 76x4628 LONG. (CORTE UN EXT.)	A-36	4.6	9.2
A-16	1	LL. 76x4627 LONG. (CORTE AMBOS EXT.)	A-36	4.6	4.6
A-17	4(20,2)	LL. 51x41027 LONG.	A-36	5.0	20.0
A-18	1	LL. 76x4940 LONG.	A-36	6.9	6.9
P-19	1	E. REALIZADA 840x5914 LONG.	A-36	21.8	21.8
E-20	58	ESCALONES 219x4717 LONG.	A-36	3.0	174.0
E-21	3	LL. 44x4250 LONG.	A-36	1.8	5.4
P-22	1	E. DE 76x5940 LONG.	A-36	2.7	2.7
				SOBRE PESO POR DESCALIBRE	24 Kg
				PESO TOTAL DE LA ESCALERA	622 Kg

- NOTAS**
- TODAS LAS ACOTACIONES TIENEN COMO REFERENCIA EL NIVEL DE BASE DEL TANQUE
 - TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN MILIMETROS
 - LAS ACOTACIONES DE ANGULOS Y CANALES ESTAN DADAS A LA ESPERDA DEL "A" O DEL ALMA SEGUN CORRESPONDA
 - PARA SOLDADURA SE USARAN ELECTRODOS DE LA SERIE E-6010 PARA CORDON DE FONDO Y E-7018 PARA RELLENO Y ACABADO
 - LA PREPARACION Y EJECUCION DE TODAS LAS SOLDADURAS DE CAMPO Y TALLER DEBERAN HACERSE COMO SE ESPECIFICA EN LAS NORMAS DE SOLDADURA DEL A.S.S.
 - EL ACERO ESTRUCTURAL A-36 DEBERA TENER UNA $T_s = 2330 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS ANGULOS A-1 Y A-12 SE EMPICARAN MAS LARGOS QUE EL NECESARIO PARA CORTAR Y AJUSTAR EN CAMPO
 - ESMERILAR LOS PUNTOS DE SOLDADURA EN EL PASAMANOS DE LA ESCALERA
 - LIMPIAR CON CHORRO DE ARENA A METAL BLANCO Y APLICAR PRIMERIO 100% INORGANICO DE ZINC RP-48 CON UN ESPESOR DE 2.5 A 3.0 MILESIMAS DE PULGADA (CAPA SECA) Y DOS MANOS DE EPOXIDO CATALIZADO DE ALTOS SOLIDOS TIPO RA-25, CON UN ESPESOR DE 4 MILESIMAS DE PULGADA (SIN INCLUIR EL ESPESOR DEL PRIMERIO DE ACUERDO CON NORMAS DE PEMEX 2.411.01, 3.411.01 Y 4.411.01)
 - EL SIMBOLO DE REFERENCIA \square DE DIBUJOS Y DETALLES SE INTERPRETA DE LA SIGUIENTE MANERA:
 - LETRA DE LA SERIE DE DIBUJOS: SI NO SE SEÑALA EL DETALLE ESTÁ EN EL MISMO DIBUJO.
 - NUMERO DEL DETALLE: SI NO SE SEÑALA ENTONCES EL DIBUJO ES LA REFERENCIA.

Nº.	DESCRIPCION	REV.	FECHA	PROY.	REV.	FECHA	PROY.	REV.	FECHA
00134-0201	ARMAZÓN GENERAL								
00134-0201	ARMADO Y DETALLES DE PLACA DEL CASCO								
00134-0201	ARMADO Y DETALLES DE PLACA DE FONDO								
00134-0201	ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DEL TECHO								
00134-0201	REOSTROS, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION								
00134-0201	ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TECHO								
00134-0201	INSTALACION DE NIVEL Y BOQUILLAS								

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA (ESCALERA Y DETALLE)

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO

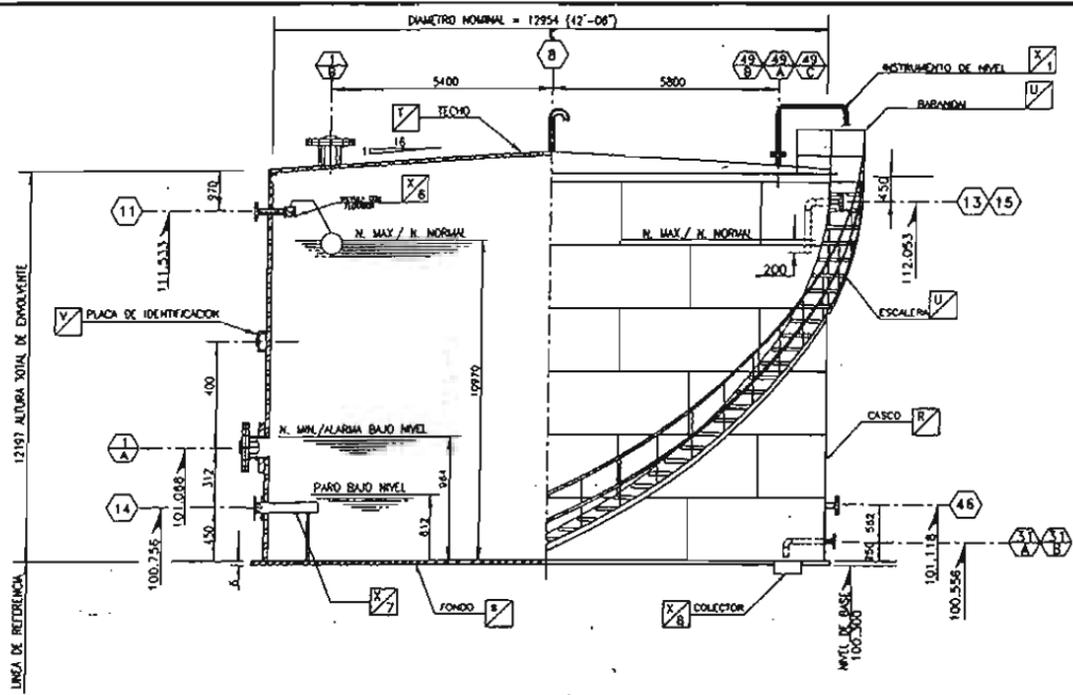
TESIS

ENCARGADO DEL TESIS: DIB. No. N 1 REV. 0

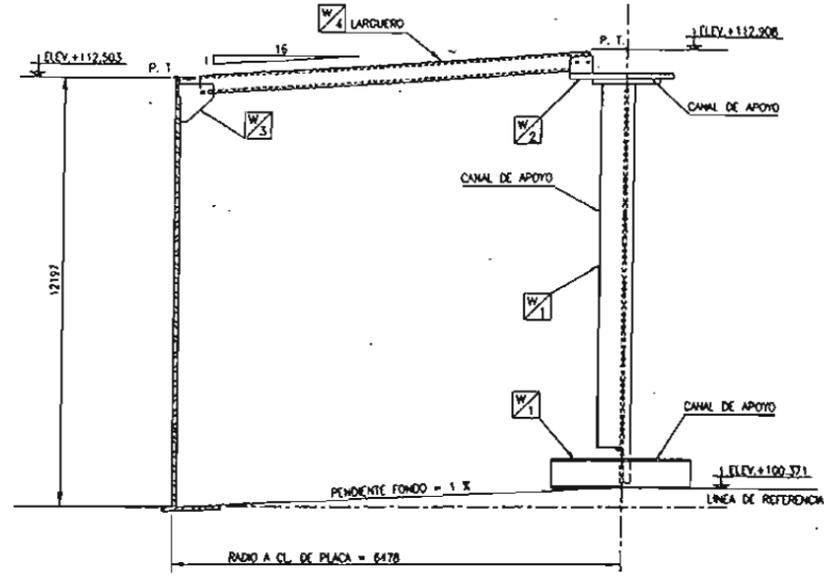
APROBADO: [Firma]

FECHA: [Fecha]

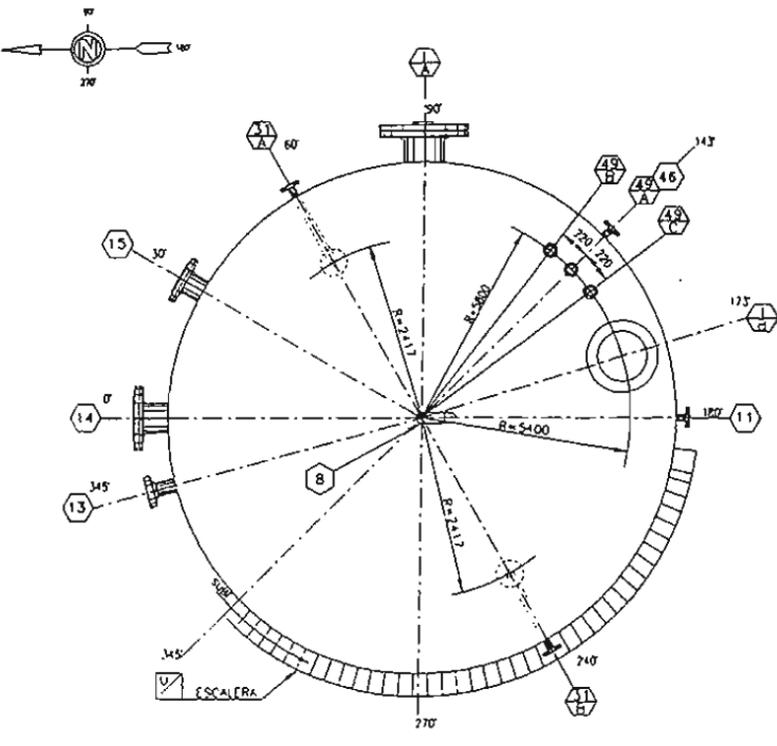
MEXICO



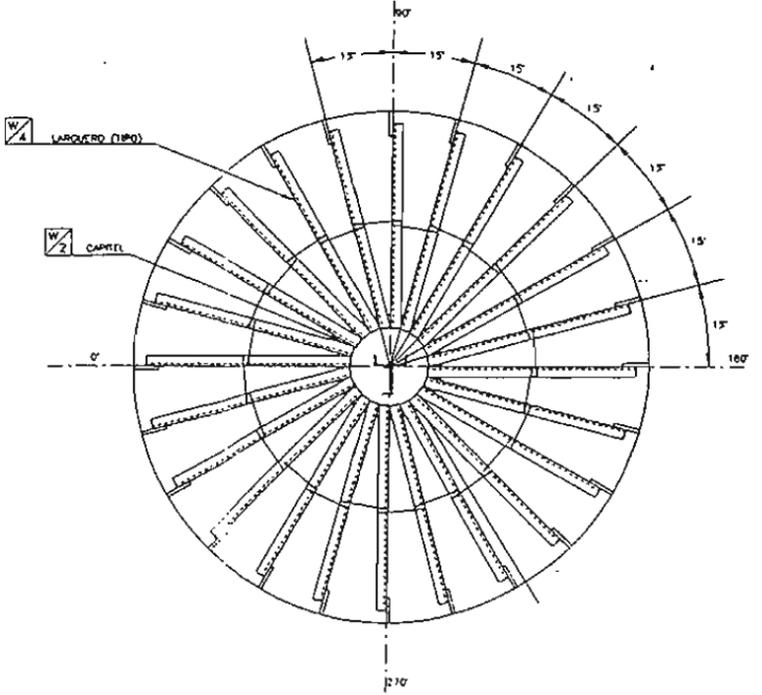
ELEVACION



ELEVACION ESTRUCTURA DEL TECTO



PLANTA ORIENTACION DE BOQUILLAS Y DE ESCALERA



PLANTA ESTRUCTURA DEL TECTO

ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL		DATOS DE DISEÑO	
Cemento, tipo y fecha	SA - 283 - C	CODIGO	API-650 EDC. 1993
Planchales de refuerzo	SA - 283 - C	Presión del viento (kg/m ²)	
Boquillas y bridas soldados	SA - 109	Velocidad de viento (km/h)	
Bridas ciegas	SA - 283 - C	Coeficiente de viento	0.2
Placa de cuello de bombas	SA - 283 - C	Presión del vapor (con columna de agua)	
Tubo para cuello de bombas	SA - 53 - B	Presión hidrostática (kg/cm ² man)	11.220
Tubería interior	SA - 53 - B	Presión atmosférica (kg/cm ² man)	1.033
Cables soldados		Corrosión permisible casco y fondo (mm)	1.8
Compuertas soldadas	SA - 234 MPB	Corrosión permisible en cubiertas (mm)	1.8
Acero estructural	SA - 38	Tasa de cubierta	CONCHO SOBREPUNTO
Tipo de electrode	RECUBRIDO RECUBRIDO	Temperatura de diseño (°C)	30
Tuberías exteriores	SA - 307 - B	Presión de diseño (kg/cm ² man)	11.220
Tuberías interiores	SA - 307 - B	Prueba hidrostática (kg/cm ² man)	11.220
Tubería exterior	SA - 307 - B	Densidad del líquido (g/cm ³)	1.000
Empaques exteriores	NO ASBESTO	Eficiencia en la junta sellable %	85
Empaques interiores	NO ASBESTO	Hydrografado	API-650 EDC. 1993
Platina exterior	VER NOTA 12	Diseño del casco	API-650 EDC. 1993
Platina interior	VER NOTA 13	Diseño de cubierta	API-650 EDC. 1993
Aislamiento térmico		Carga viva en cubiertas (kg/m ²)	API-650 EDC. 1993
Acabado de aislamiento térmico		Espesor de aislamiento (mm)	
Grapas de escalera	SA - 283 - C	Tipo de juntas en cubiertas	TRIPLE
		Tipo de juntas en fondo	WASHER
		Perímetro del fondo	EL
		Tipo de cimentación	ANILLO DE CONCRETO

NOTAS GENERALES

- ESPECIFICACIONES ANEXO B
- TODAS LAS SOLDADURAS SERAN COMIDAS Y A TOPE PARA FONDO, CASCO Y TECTO.
- LAS CONEXIONES DE TUBERIA TENDRAN LAS MISMAS DIMENSIONES Y CERRAJES QUE LAS TUBERIAS PROPIAS DEL RECIPIENTE.
- TODAS LAS ACOTACIONES COMIDAS SE REFERIRAN A LA LINEA DE BASE DEL RECIPIENTE.
- LA ALTURA DEL RECIPIENTE ES TOTAL, INCLUYE ABERTURAS PARA SOLDADURA Y DEL ANGULO DE CORONAMIENTO.
- LA CONTRATISTA DEBERA PROPORCIONAR E INSTALAR TODO EL MATERIAL.
- ELEV. EN METROS, TODAS LAS ACOTACIONES COMIDAS, ESTAS REFERIDAS AL NIVEL + 100.000 QUE CORRESPONDE AL NIVEL DE PISO TERMINADO.
- LOS BARREROS DE LAS BRIDAS DEBERAN SUFICIENTEMENTE DISTRIBUIDOS CON RESPECTO A LOS EJES NORMALES DEL EQUIPO.
- LA CONTRATISTA DEBERA REALIZAR LA INSPECCION RADIOGRAFICA EN EL CASCO DEL TANQUE.
- JUNTA DE BRIDA DEBERA CAER EN CONCHO DE SOLDADURA.
- LA ESCALERA LLEVARA UNA CAPA DE 2.5 MIL DE PRIMArio TIPO WMS AGRICOLO Y 4.0 MIL DE ACABADO WMS.
- LIMPIEZA CON CHORRO DE ARENA A METAL BLANCO Y RECORRIMIENTO (EXTERIOR):
PRIMArio: AP-8 UNA CAPA DE EPOXIDO COALIZADO DE 2 MIL ESP.
ACABADO: PA-28 UNA CAPA DE POLIURETANO DE 2 MIL ESP.
- LIMPIEZA CON CHORRO DE ARENA A METAL BLANCO, RECORRIMIENTO PRIMArio TIPO AP-3 (INTERIOR).
- LAS SOLDADURAS DE LOS CUELLOS DE BOQUILLAS AL CISO DEL TANQUE SE HARA DE ACUERDO AL API-650 PARAFDO 3.10
- EL SIMBOLO DE REFERENCIA DE DIBUJOS Y DETALLES SE INTERPRETA DE LA SIGUIENTE MANERA:
 LETRA DE LA SERIE DE DIBUJOS; SI NO SE SEÑALA EL DETALLE; ESTE EN EL MISMO DIBUJO.
 NUMERO DEL DETALLE; SI NO SE SEÑALA, ENTONCES EL DIBUJO; ES LA REFERENCIA.

NO.	QUANT.	UNID.	DESCRIPCION	NOTA	ESPEC.	UNID.	QUANT.
19A/B/C	3	38	150	INSTUMENTO DE NIVEL	NOTA 18	S. O. REZDA	2
48	1	76	150	INSTUMENTO DE NIVEL	NOTA 18	S. O. REZDA	2
31A/B	2	102	150	DRENAGE	NOTA 17	S. O. REZDA	2
15	1	254	150	PRUEBA DE BOMBAS	NOTA 17	S. O. REZDA	2
14	1	305	150	SUCCION DE BOMBAS	NOTA 17	S. O. REZDA	2
13	1	152	150	RECIRCULACION DE BOMBAS	NOTA 17	S. O. REZDA	2
11	1	76	150	ALIMENTACION DE AGUA	NOTA 17	S. O. REZDA	2
8	1	76	--	VENTEO (CUELLO DE GANSO)	NOTA 17	R. L. ---	2
1/B	1	610	API	REGISTRO DE HOMBRE EN TECTO	NOTA 17	PLACA PLANA	2
1/A	1	610	API	REGISTRO DE HOMBRE EN CASCO	NOTA 16	PLACA PLANA	2

LISTA DE BOQUILLAS

NO.	QUANT.	UNID.	DESCRIPCION	ESPEJOR CUELLO	MONAS	1 MO	CARA	PROY. COOR. ESTE. PERM.

ESTE TRABAJO INCLUIDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTEXTO INFORMACION CONFIDENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLIO Y SU USO ESTA CONFINADO A QUE EL USUARIO RESPEcte HO COPIAS TOTAL O PARCIALMENTE Y NO CURESE ESTE EN EL MATERIAL DESCRITO EN EL PUNTO OTRO PROPOSITO QUE EL PUNTO ESPECIFICAMENTE POR DISEÑO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLIO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO TESIS

APROBADO: 2005 FECHA: TESIS

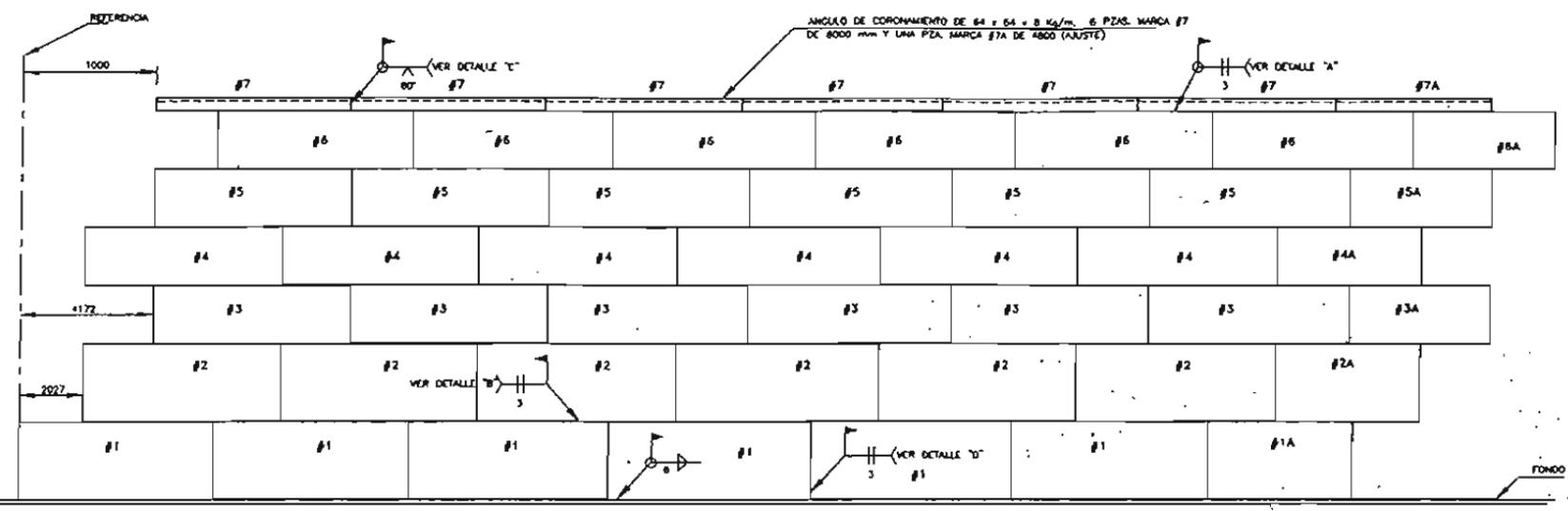
ESCALA: SH AGOT. EN: mm

MEXICO

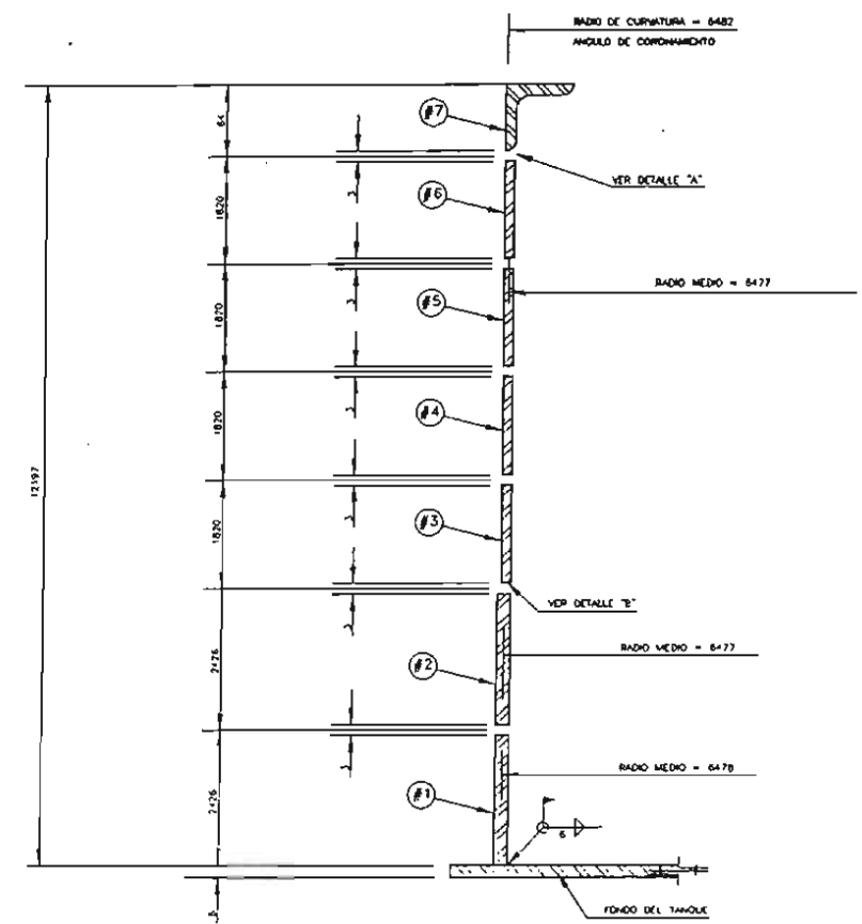
FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN TANQUE PARA TURBOSINA (ARREGLO GENERAL) CAPACIDAD 5000 BARRILES

Dib. No. N 2 REV. 0

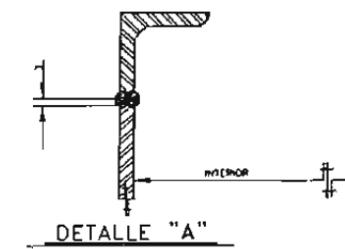
NO.	QUANT.	UNID.	DESCRIPCION	NO.	QUANT.	UNID.	DESCRIPCION
N. 00136-0201P			ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL CASCO				
N. 00136-0201S			ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL FONDO				
N. 00136-0201T			ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL TECTO				
N. 00136-0201U			DETALLE DE ESCALERA				
N. 00136-0201V			RECISTRO, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION				
N. 00136-0201W			ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TECTO				
N. 00136-0201X			INSTUMENTO DE NIVEL Y BOQUILLAS				



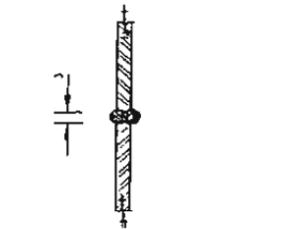
ARREGLO GENERAL PLACAS DEL CASCO (VISTA EXTERIOR)



SECCION TRANSVERSAL

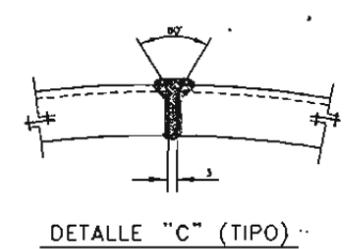


DETALLE "A"

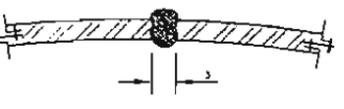


DETALLE "B" (TIPO)

JUNTAS HORIZONTALES



DETALLE "C" (TIPO)

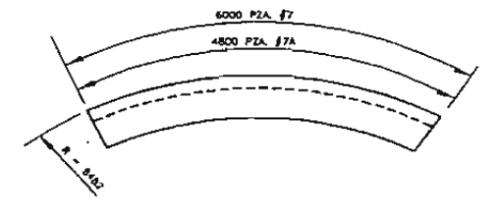


DETALLE "D" (TIPO)

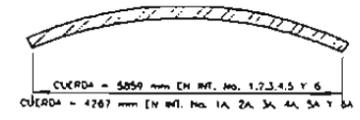
JUNTAS VERTICALES

LISTA DE MATERIALES					
QTA.	No. PZAS.	DESCRIPCION	MATERIAL	PESO POR PZA. Kg.	PESO TOTAL Kg.
#1	6	R. DE 2429-8083-8mm (5/16") DE ESP.	A-283-C	919	5514
#1A	1	R. DE 2429-1300-8mm (5/16") DE ESP.	A-283-C	658	658
#2	8	R. DE 2429-8083-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	730	4410
#2A	1	R. DE 2429-1300-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	525	525
#3	4	R. DE 1820-8083-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	855	3330
#3A	1	R. DE 1820-1300-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	395	395
#4	8	R. DE 1820-8083-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	555	3330
#4A	1	R. DE 1820-1300-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	395	395
#5	8	R. DE 1820-8083-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	555	3330
#5A	1	R. DE 1820-1300-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	395	395
#6	8	R. DE 1820-8083-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	555	3330
#6A	1	R. DE 1820-1300-8mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	395	395
#7	8	LJ DE 84x8 Kg/mx8000mm DE LONG.	A-38	45	270
#7A	1	LJ DE 84x8 Kg/mx4800mm DE LONG.	A-38	36	36
SOBRE PESO POR DESCALIBRE				1310	Kg
PESO TOTAL DEL DIBUJO				27620	Kg

- NOTAS
- LA TOLERANCIA POR CONTRACCION ES IGUAL A LA SEPARACION ENTRE PLACAS ADEQUADAS A LA LONGITUD REAL DE LA MISMA IGUAL TOLERANCIA PARA LOS ANGULOS DE CORONAMIENTO.
 - SE CONSIDERA UN EXCEDENTE EN LA LONGITUD DE LAS PLACAS 1A, 2A, 3A, 4A, 5A Y EN EL ANGULO 2A PARA AJUSTAR EN EL CAMPO.
 - TODAS LAS PLACAS DEL CASCO IRAN APARADAS POR LA PARTE INTERIOR DEL TANQUE.
 - PARA NOTAS GENERALES VEASE DIBUJO No. 00136-0201F
 - EL VALOR DE LA CUERDA PARA LAS PLACAS 1A, 2A, 3A, 4A, 5A Y 6A ES EL DE DIBUJO, NO SE CONSIDERA EXCEDENTE.



DETALLE DE CURVATURA
ANGULO DE CORONAMIENTO



CUERDA DE PLACAS
(VER NOTA No. 5)

NO.	DESCRIPCION	FECHA	ELABORADO	REVISADO	APROBADO
N 00136-0201 F	ARREGLO GENERAL				
N 00136-0201 S	ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DE FONDO				
N 00136-0201 T	ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DE TECHO				
N 00136-0201 U	DETALLE DE ESCALERA				
N 00136-0201 V	REDISTROS, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION				
N 00136-0201 W	ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TANQUE				
N 00136-0201 X	INSTRUMENTO DE NIVEL Y BOQUILLAS				

REV.	DESCRIPCION	FECHA	ELABORADO	REVISADO	APROBADO
0	PARA APROBACION				

ESTE DIBUJO INCLUYENDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTEXTO INFORMACION CONFIDENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Y SU USO ESTA CONSIDERADO A QUE EL USUARIO ACEPTA NO COMPARTIR TOTAL O PARCIALMENTE Y NO CUMPLIR ESTE ES EL MATERIAL DESCRIBIDO EN EL PLAN OTRO PROPOSITO QUE EL FORMADO EXPRESAMENTE POR ESCRITO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO TESIS

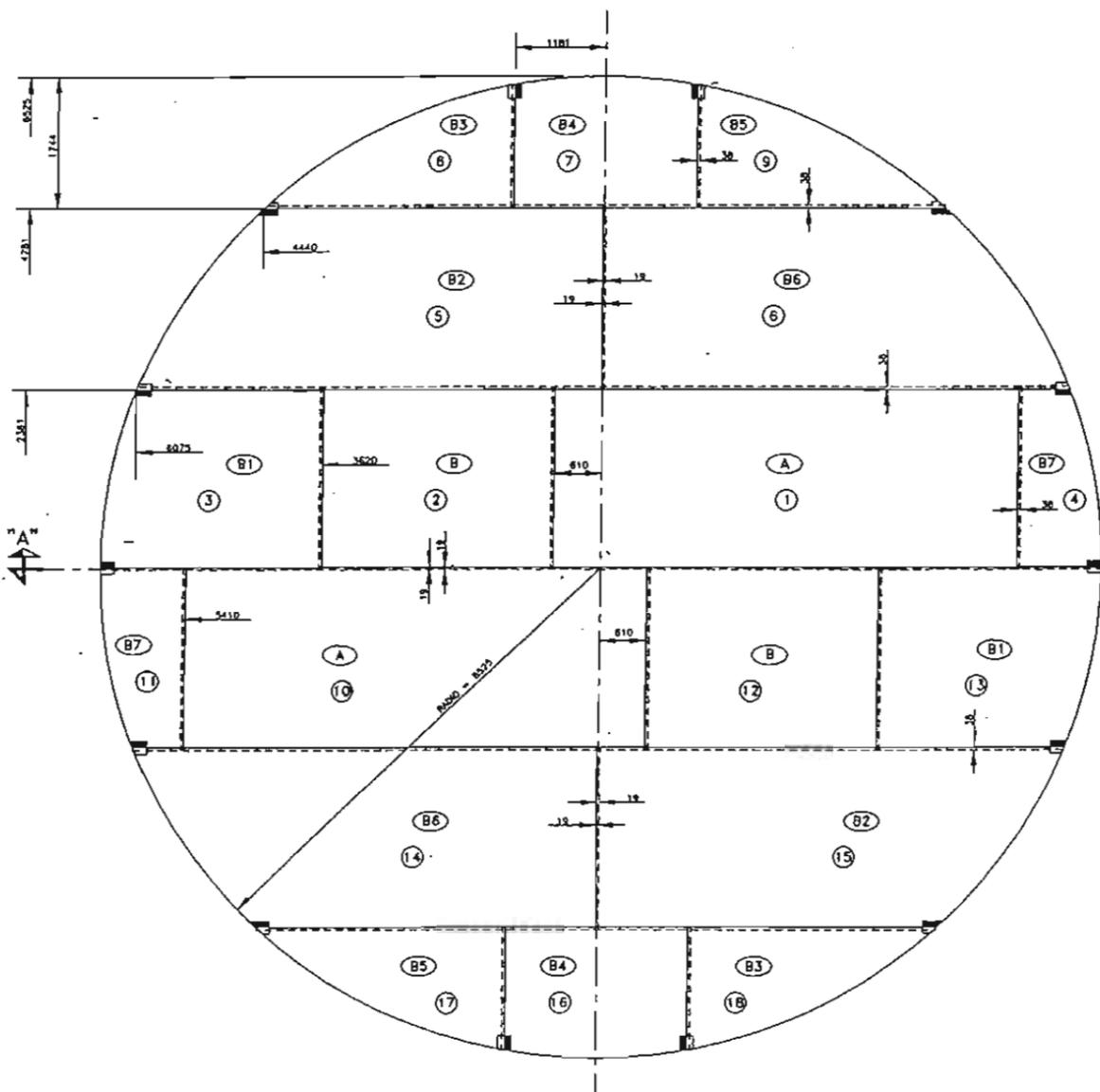
FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA (ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL CASCO) TESIS CAPACIDAD 5000 BARRILES

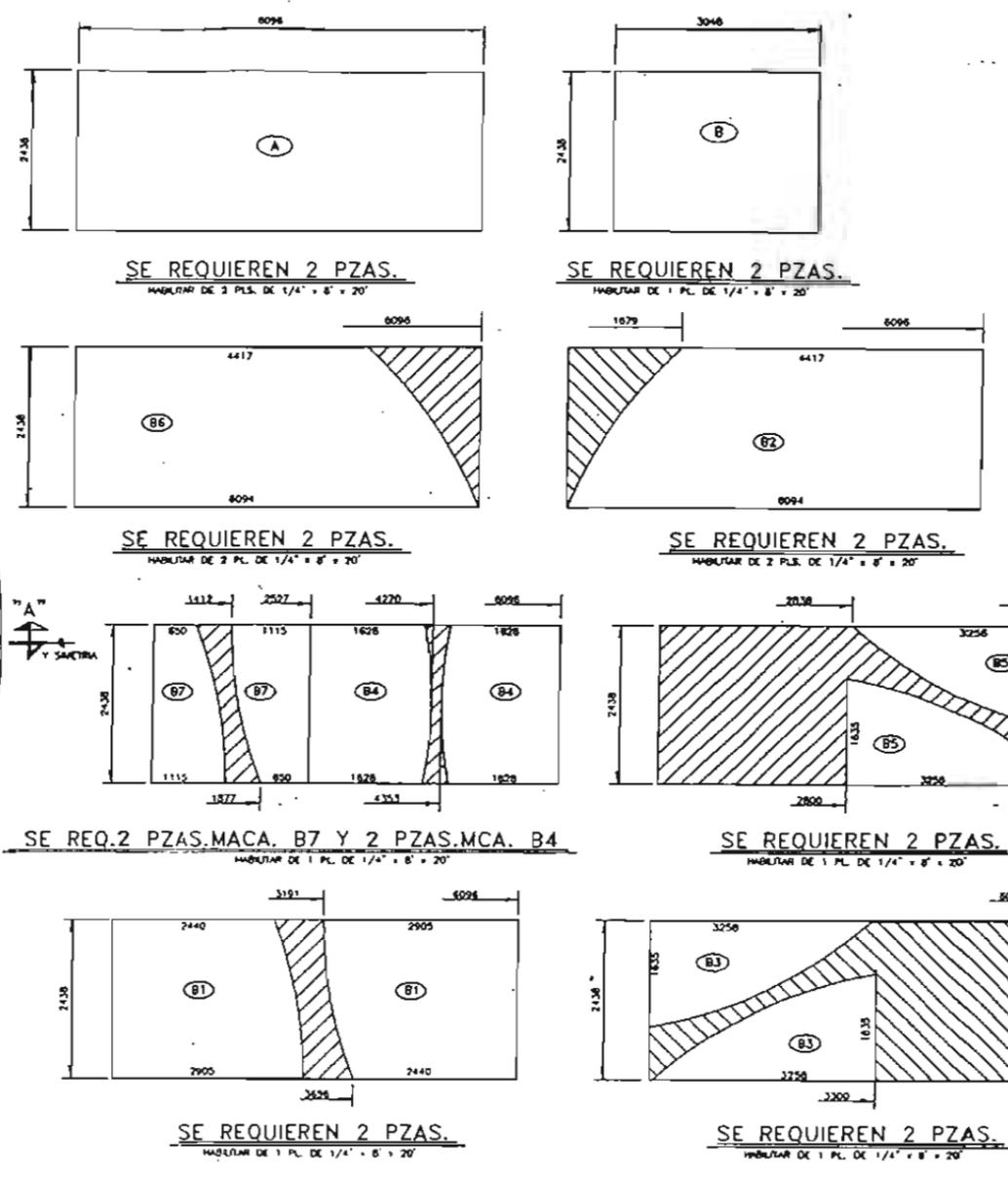
ESCALA: 5/8 ACOT. EN: mm DIB. No. N 3 REV. D

APROBADO: [Signature] FECHA: 2005

MEXICO



PLANTA DEL FONDO



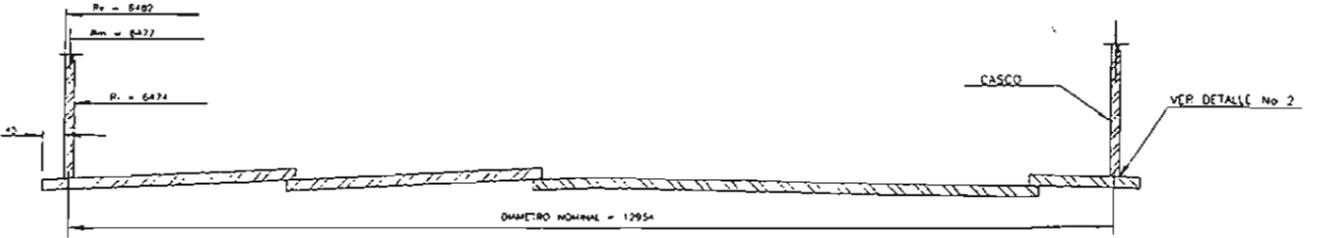
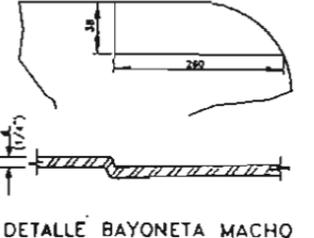
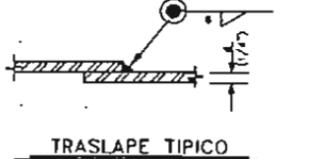
LISTA DE MATERIALES					
MCA.	No. PZAS.	DESCRIPCION	MATERIAL	PESO POR PZA. Kg.	PESO TOTAL Kg.
A	2	E. DE 2438x8096mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	740	1480
B	2	E. DE 2438x3046mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	370	740
B1	2	E. DE 2438x8096mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	352	704
B2	2	E. DE 2438x8096mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	736	1472
B3	2	E. DE 1835x3256mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	265	530
B4	2	E. DE 2438x1744mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	211	422
B5	2	E. DE 1835x3256mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	245	490
B6	2	E. DE 2438x8096mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	739	1478
B7	2	E. DE 2438x1115mm (1/4") DE ESP.	A-283-C	135	270
				SOBRE PESO POR DESCALIBRE	382 Kg
				PESO TOTAL	8000 Kg

NOTAS

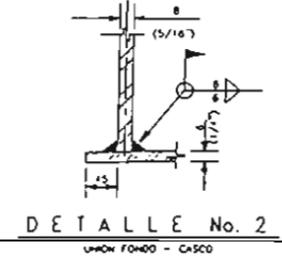
- 1.- VER NOTAS GENERALES DE MATERIAL EN DIBUJO No. 00136-0201F.
- 2.- TRAZAR LAS ORILLAS CURVAS DE LAS PLACAS CON UNA CERCHA CON CURVATURA IGUAL A 825 mm DE RADIO.
- 3.- LAS DIMENSIONES INDICADAS DENTRO DE LAS PLACAS SON DE ORILLA A ORILLA.

SIMBOLOGIA

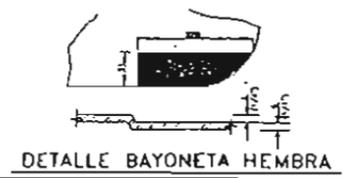
- (A) INDICA LA MARCA DE LAS PLACAS
- (1) INDICA LA SECUENCIA DEL MONTAJE
- BAYONETA HEMBRA
- BAYONETA MACHO
- ▨ MATERIAL SOBRIANTE



CORTE A - A



DETALLE No. 2



DETALLE BAYONETA HEMBRA

REV.	DESCRIPCION	FECH.	ELAB.	PROY.	COMPROB.	FECHA
0	PARA APROBACION		FHB	GGG	FSA	LCM
			DEL	SPM	MC	IGNOR
				ESP.		PROY.

REV.	DESCRIPCION	FECH.	ELAB.	PROY.	COMPROB.	FECHA

ESTE TRABAJO, INCLUYENDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTEXTO, INFORMACION CONFIDENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Y SU USO ESTAN CONSIDERADOS A QUE EL USUARIO ACERTE. NO COMPARE, REUSE, DIFUNDIR, REPRODUZCA, NI EN LA MANERA QUE SE DESIPLINE EN EL PARA OTRO PROPOSITO QUE EL PERMISO ESPECIFICADO POR ESCRITO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS

APROBADO: [Signature]

FECHA: 2005

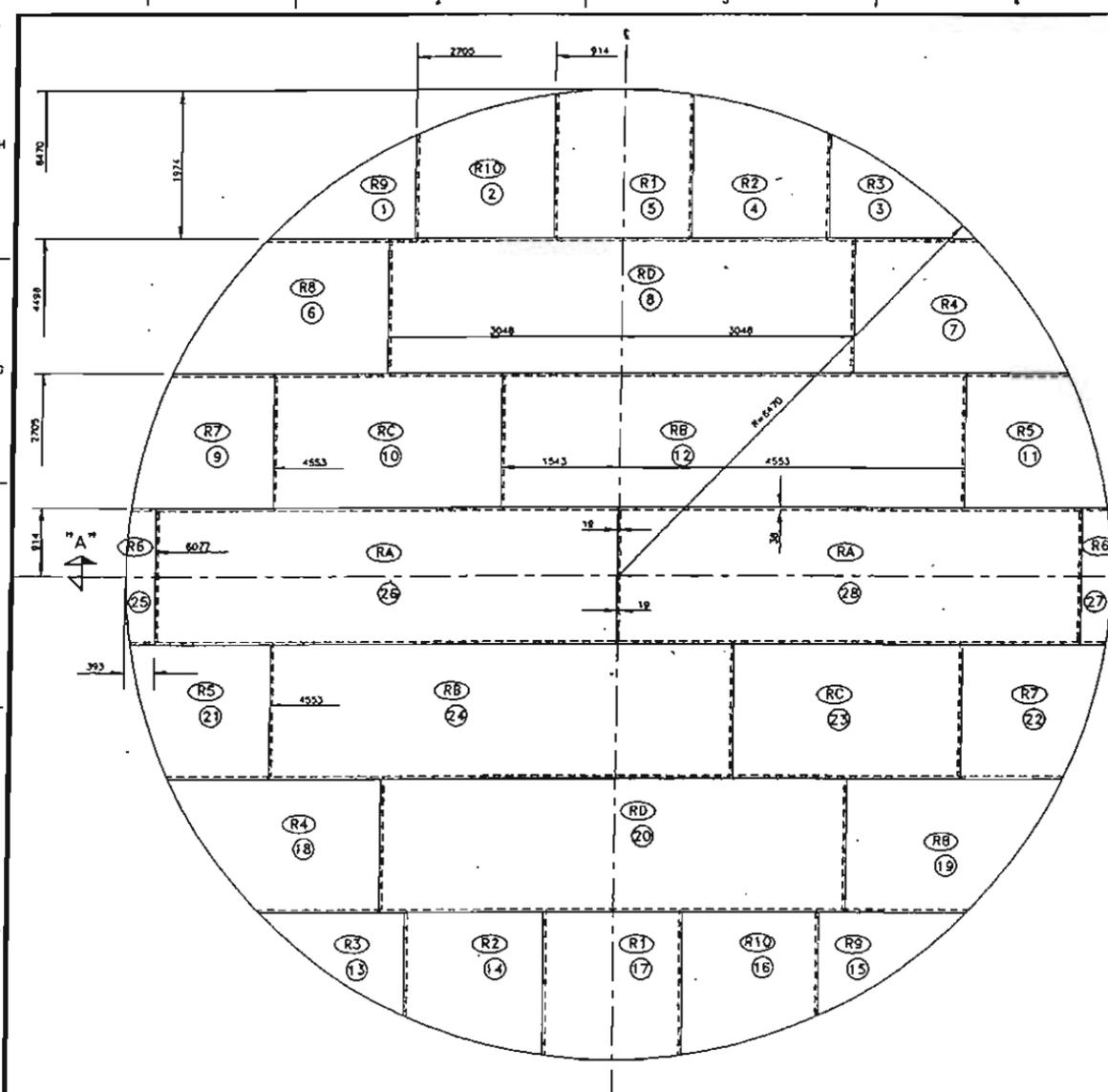
MEXICO

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

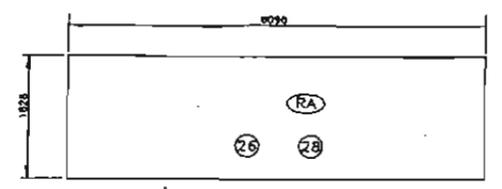
TANQUE PARA TURBOSINA (ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL FONDO)

TESIS CAPACIDAD 5000 BARRILES

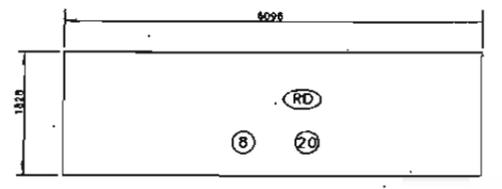
DTB. No. N 4 REV. 0



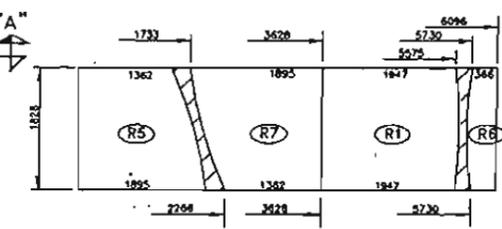
PLANTA DEL TECHO



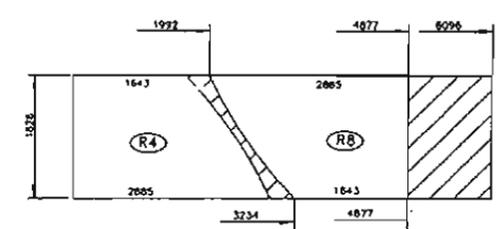
SE REQUIEREN 2 PZAS.
HABILITAR DE 2 PLS. DE 3/16" x 6" x 20"



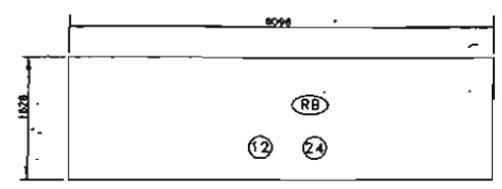
SE REQUIEREN 2 PZAS.
HABILITAR DE 2 PLS. DE 3/16" x 6" x 20"



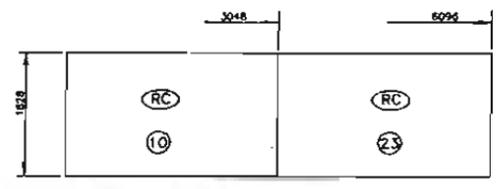
SE REQ. 2 PZAS. MCAS. R5, R7, R1 Y R6



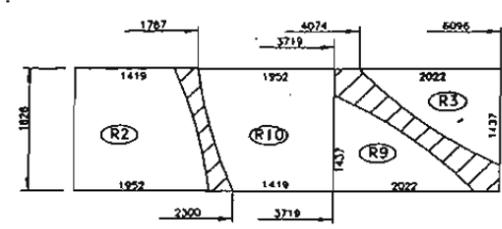
SE REQ. 2 PZAS. MCAS. R4 Y 2MCA. R8



SE REQUIEREN 2 PZAS.
HABILITAR DE 2 PLS. DE 3/16" x 6" x 20"



SE REQUIEREN 2 PZAS.
HABILITAR DE 2 PLS. DE 3/16" x 6" x 20"

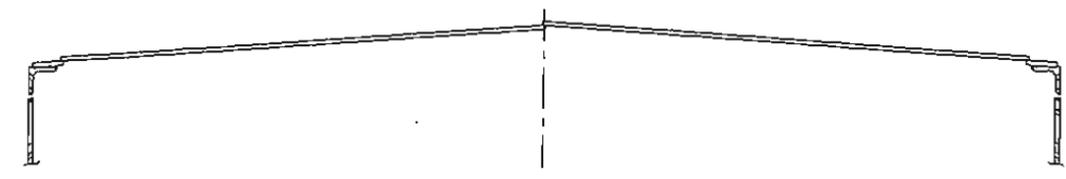


SE REQ. 2 PZAS. MCAS. R2, R10, R3 Y R9

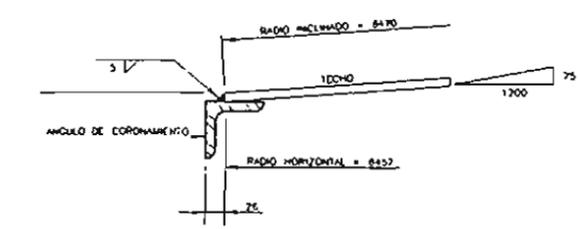
LISTA DE MATERIALES					
MCA.	No. PZAS.	MATERIAL	MATERIAL	PESO POR PZAS. Kg	PESO TOTAL Kg
RA	2	E. DE 1829x6096x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	418	832
RB	2	E. DE 1829x6096x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	418	832
RC	1	E. DE 1829x6096x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	418	418
RD	2	E. DE 1829x6096x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	418	832
RE	2	E. DE 1829x2012x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	137	274
RF	2	E. DE 1829x1952x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	133	266
RG	2	E. DE 1437x2022x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	108	216
RH	2	E. DE 1829x2085x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	197	394
RI	2	E. DE 1829x1095x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	129	258
RJ	2	E. DE 1829x1095x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	129	258
RK	2	E. DE 1829x2205x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	197	394
RL	2	E. DE 1437x2022x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	108	216
RM	2	E. DE 1829x1952x5mm (3/16") DE ESP.	A-283-C	133	266
SOBRE PESO POR DESCALIBRE				282	Kg
PESO TOTAL DEL TECHO				5800	Kg

- NOTAS**
- 1- PARA NOTAS GENERALES Y ESPECIFICACION DE MATERIALES VEASE DIBUJO No. N 00136-0201 F.
 - 2- TRAZAR LAS ORILLAS CURVAS DE LAS PLACAS CON LIMA CERCHA CON CURVATURA IGUAL A 6470 mm DE RADIO.
 - 3- LAS DIMENSIONES INDICADAS DENTRO DE LAS PLACAS SON DE ORILLA A ORILLA.

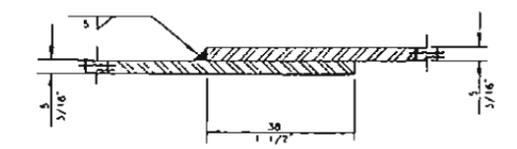
- SIMBOLOGIA**
- (R3) INDICA LA MARCA DE LAS PLACAS
 - (19) INDICA LA SECUENCIA DEL MONTAJE
 - /// MATERIAL SOBREPORTE



CORTE "A-A" DETALLE DE TECHO



DETALLE DE ANGULO DE CORONAMIENTO



DETALLE TIPICO DE TRASLAPE

No.	FECHA	DESCRIPCION	PROJ.	ELAB.	REV.
N 00136-0201 F		APLICACION GENERAL			
N 00136-0201 S		ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DE FONDO			
N 00136-0201 P		ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DEL CASCO			
N 00136-0201 U		DETALLE DE ESCALERA			
N 00136-0201 V		RECEPTOS, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION			
N 00136-0201 W		ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TECHO			
N 00136-0201 Y		INDICADOR DE NIVEL Y BOQUILLAS			

ESTE TRABAJO, INCLUYENDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTEXTO, INFORMACION CONFIDENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLIO Y SU USO ESTA CONDICIONADO A QUE EL USUARIO ACEPTA NO COMPARTIR TOTAL O PARCIALMENTE Y NO DIFUNDIR ESTE, NI EL MATERIAL DESCRITO EN EL PARA OTRO PROPOSITO QUE EL PERMITEO ESPECIFICAMENTE POR ESCRITO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLIO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA
EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO
TESIS

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA (ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL TECHO)

TESIS
CAPACIDAD 5000 BARRILES

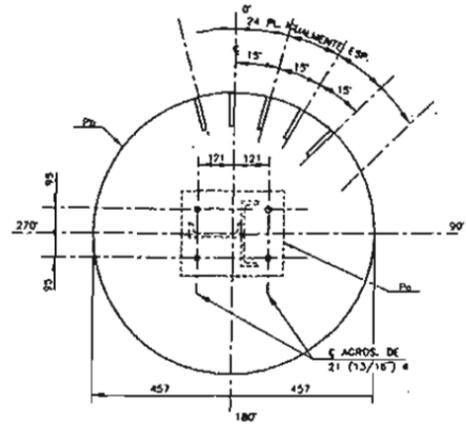
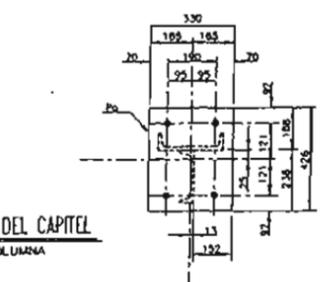
ESCALA: SIN ACOT. EN: mm

Dib. No. N 5 REV. 0

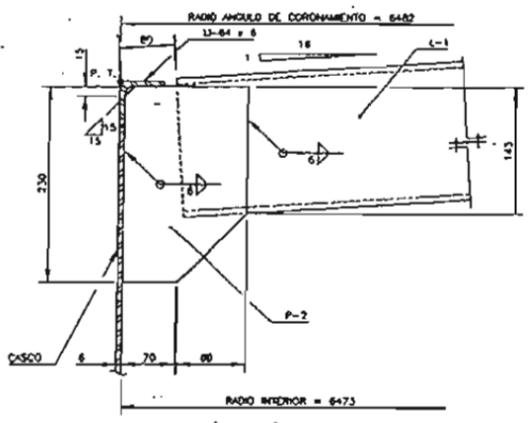
APROBADO: [Signature] 2003
FECHA:

MEXICO

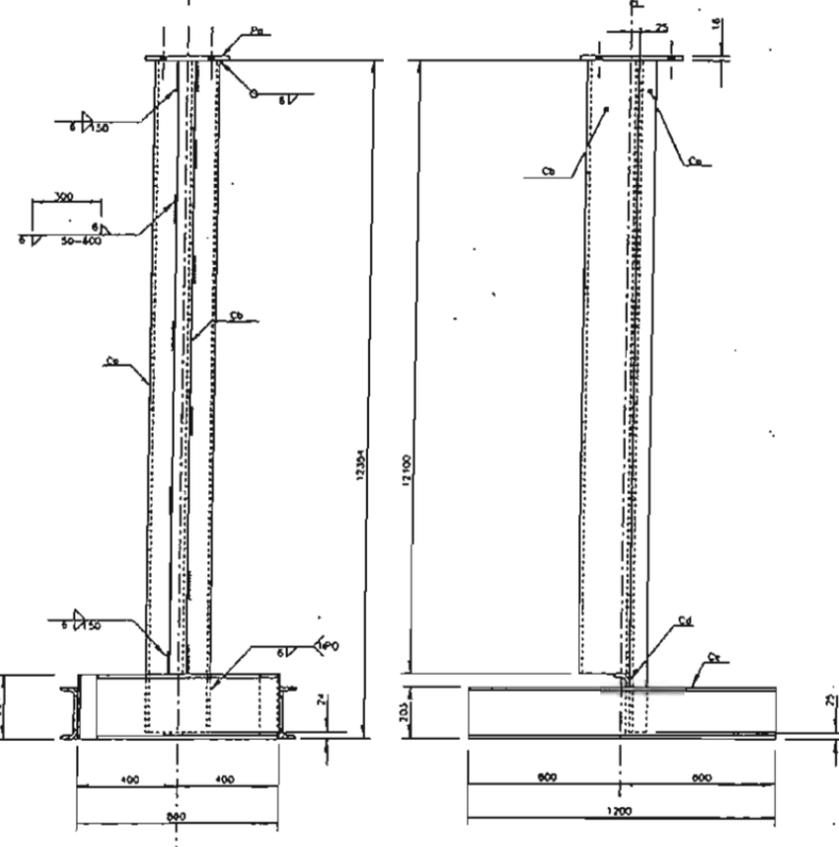
(D-1) PLANTA DEL CAPITEL
REMATTE DE COLUMNA



(D-2) PLANTA
CAPITEL

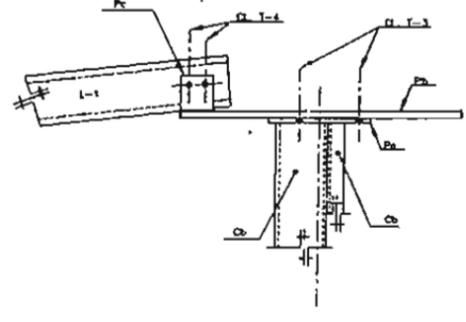


(D-3) ELEVACION
CONEXION DE CASCO Y LARGUEROS

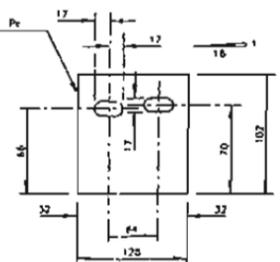


(D-1) ELEVACION
COLUMNA Y BASE

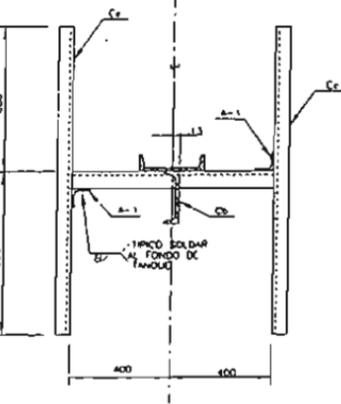
(D-1) VISTA LATERAL
COLUMNA Y BASE



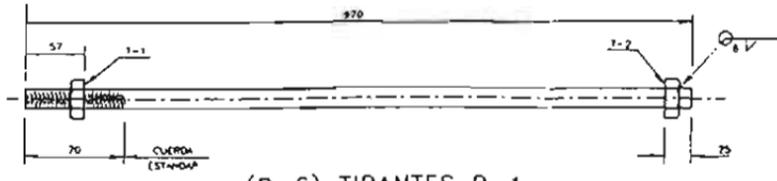
(D-2) ELEVACION
CAPITEL, COLUMNA Y LARGUEROS



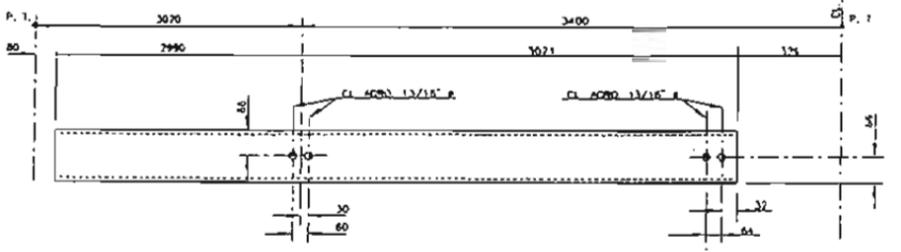
(D-5) ELEVACION
CONEXION LARGUERO-CAPITEL



(D-1) PLANTA
BASE DE COLUMNA



(D-6) TIRANTES R-1
CONEXION ENTRE LARGUERO



(D-4) LARGUERO L-1
CONEXION LARGUERO-CAPITEL

LISTA DE MATERIALES

MCA. No.	No. PZAS.	DESCRIPCION	ESPECIFICACION DE MATERIALES	PESO (Kg)
Da	1	CE-254 x 22.76 Kg/m x 12330 LONG.	A-36	280
Ca	1	CE-203 x 17.11 Kg/m x 12100 LONG.	A-36	207
Pa	1	PL. 330 x 13 ESP. x 426mm DE LONG.	A-283-C	14
Co	1	CE-254 x 22.76 Kg/m x 800 LONG.	A-36	18
Ca	2	CE-203 x 17.11 Kg/m x 1200 LONG.	A-36	42
Pa	1	PL. 22 ESP. x 814 mm DE DIAM.	A-283-C	148
Pa	24	PL. 102 x 10 ESP. x 125 mm DE LONG.	A-283-C	24
L-1	24	CE-152 x 12.20 Kg/m x 8145 LONG.	A-36	1800
R-1	24	REDONDO DE 19 x X 870 DE LONG.	A-36	48
T-1	24	TUERCA HEXAGONAL DE 3/4" DIAM. CUERDA ESTANDAR	A-307-B	---
A-1	2	LI-76 x 76 x 8 ESP. x 100	A-36	2
P-2	24	PLC. 230 x 8 ESP. x 130 DE LONG.	A-36	58
T-2	24	TUERCA HEXAGONAL DE 7/8" DIAM. CUERDA ESTANDAR	A-307-B	---
T-3	4	TORNILLO 1/2" DIAM. x 51 LONG. CABEZA HEXAGONAL CUERDA ESTANDAR CON TUERCA	A-307-B	---
T-4	40	TORNILLO 5/8" DIAM. x 38 LONG. CABEZA HEXAGONAL CUERDA ESTANDAR CON TUERCA	A-307-B	---
PESO POR DESCALIBRE				120 Kg
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE				2750 Kg

NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS ACOTACIONES TIENEN COMO REFERENCIA EL NIVEL DE BASE DEL TANQUE
- 2.- TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN MILIMETROS.
- 3.- LAS ACOTACIONES DE ANGULOS Y CANALES ESTAN DADAS A LA ESPALDA DEL "ALA" O DEL ALMA SEGUN CORRESPONDA.
- 4.- PARA SOLDADURA SE USARAN ELECTRODOS DE LA SERIE E-6010 PARA CORDON DE FONDEO Y E-7018 PARA RELLENO Y ACABADO.
- 5.- LA PREPARACION Y EJECUCION DE TODAS LAS SOLDADURAS DE CAMPO Y TALLER DEBERAN HACERSE COMO SE ESPECIFICA EN LAS NORMAS DE SOLDADURA DEL A.S.S.
- 6.- EL ACERO ESTRUCTURAL SA-36 DEBERA TENER UNA Fy=2530 Kg/cm2.
- 7.- LIMPIAR CON CHORRO DE ARENA A METAL BLANCO Y APLICAR PRIMARIO RP-8 EPOXICO CATALIZADO CON UN ESPESOR DE 2.5 A 3.0 MILESIMAS DE PLACADA (CAPA SECA) Y DOS MANOS DE EPOXICO CATALIZADO DE ALTOS SOLIDOS TIPO RA-26, CON ESPESOR DE 4 MILESIMAS DE PLACADA (SIN INCLUIR EL ESPESOR DEL PRIMARIO DE ACUERDO CON

NO.	REVISION	DESCRIPCION
N 00136-0201 F		ARREGLO GENERAL
N 00136-0201 R		ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL CASCO
N 00136-0201 S		ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL FONDO
N 00136-0201 T		ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DEL TECHO
N 00136-0201 U		DETALLE DE ESCALERA
N 00136-0201 V		REGISTROS, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION
N 00136-0201 X		INSTRUMENTO DE NIVEL Y BOQUILLAS

REV.	DESCRIPCION	DIB.	SPR.	INC.	ADMON.	FECHA	CLIENTE	FECHA
	PARA APROBACION							

ESTE TRABAJO INCLUYENDO EL MATERIAL PRESENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTENIDO INFORMACION CONFIDENCIAL DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Y SU USO ESTA CONDICIONADO A QUE EL USUARIO ACEPTA NO COMPARTIR TOTAL O PARCIALMENTE Y NO Duplicar ESTE NI EL MATERIAL RESORTE EN EL PARA CUAL PROHIBIDO QUE EL PROYECTO ESPECIFICAMENTE POR CREDITO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO.

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA
(ESTRUCTURA DE SOPORTE DE TECHO)

TESIS
CAPACIDAD 5000 BARRILES

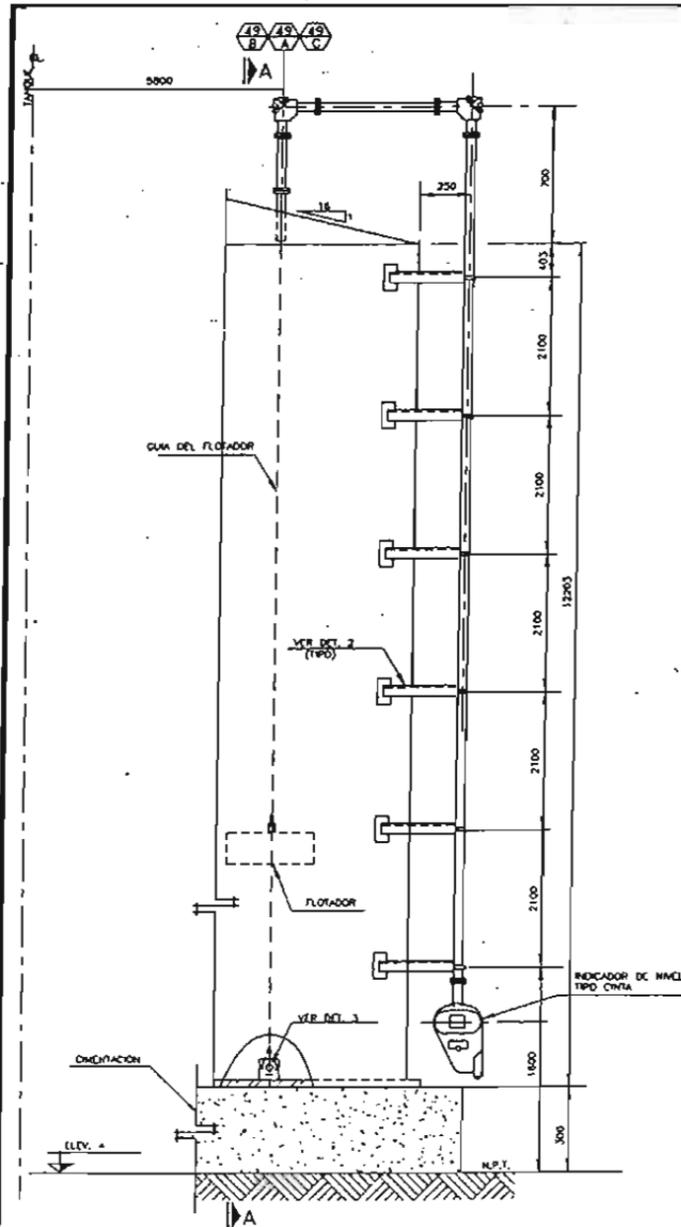
ESCALA: EN ACOT. EN mm

Dib. No. N 6 REV. 0

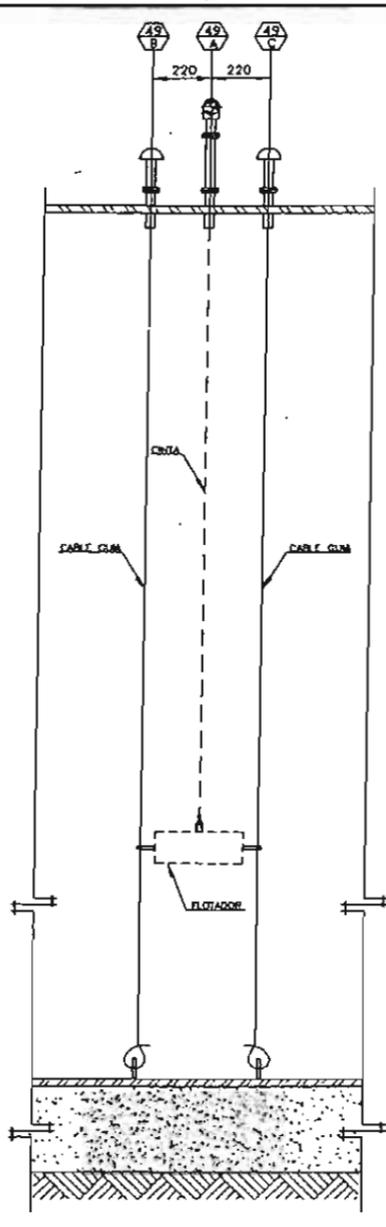
APROBADO: [Signature]

FECHA: [Date]

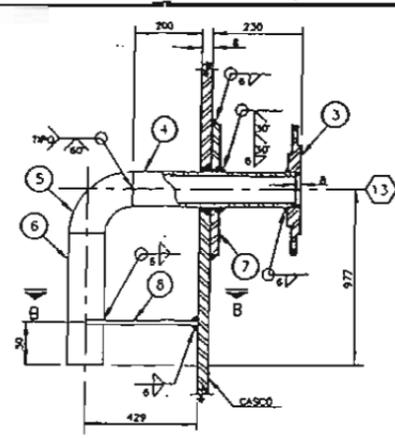
MEXICO



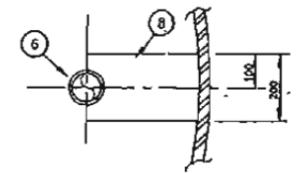
(D-1) ELEVACION



(D-1) VISTA A - A

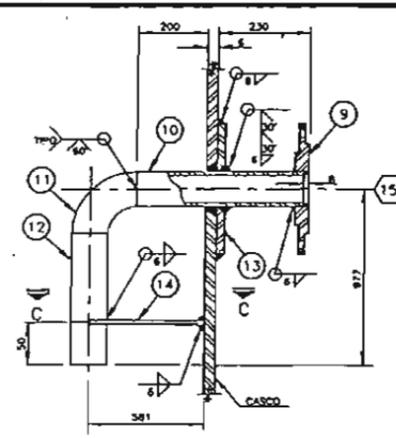


(D-4) ELEVACION

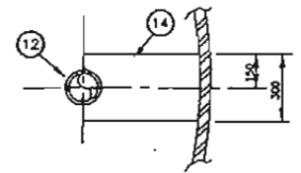


(D-4) VISTA B-B

DETALLE - 4
BOQUILLA MCA. 13

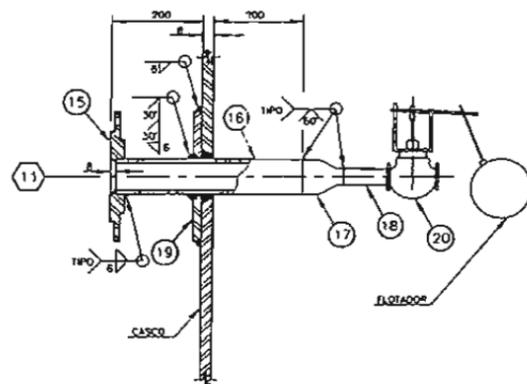


(D-5) ELEVACION



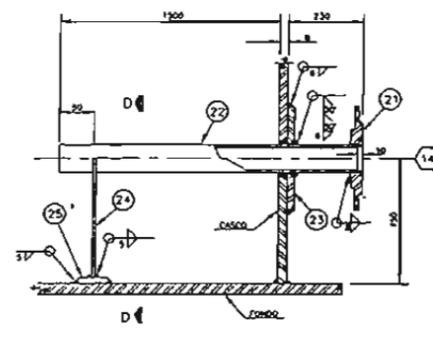
(D-5) VISTA C-C

DETALLE - 5
BOQUILLA MCA. 15



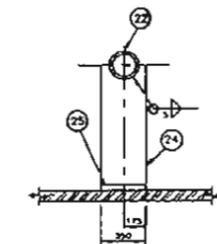
(D-6) ELEVACION

DETALLE - 6
BOQUILLA MCA. 11

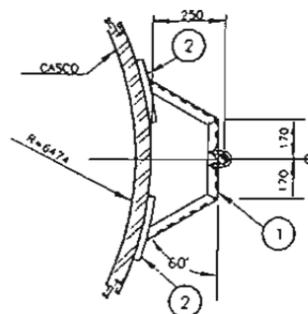


(D-7) ELEVACION

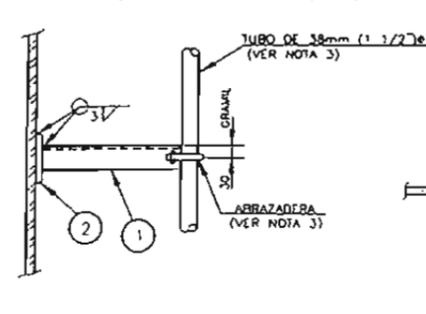
DETALLE - 7
BOQUILLA MCA. 14



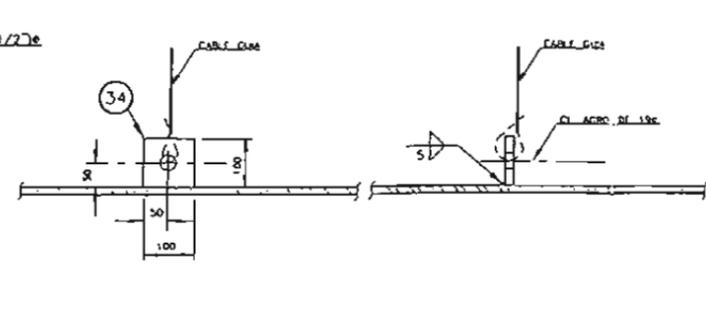
(D-7) VISTA D-D



(D-2) PLANTA



(D-2) ELEVACION

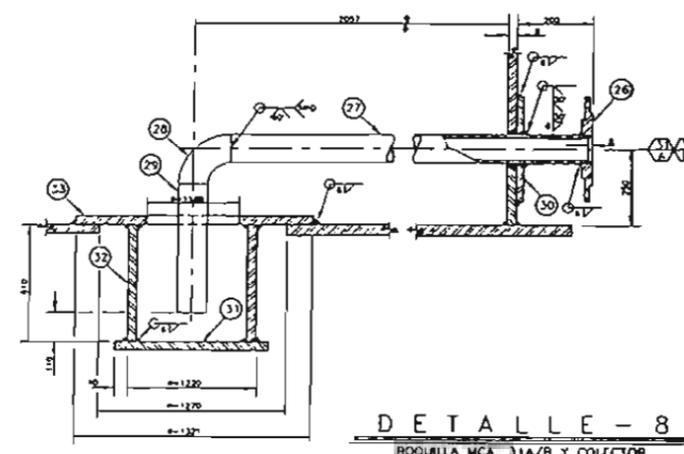


(D-3) ELEVACION

(D-3) VISTA LATERAL

DETALLE - 2
SOPORTES

DETALLE - 3



(D-7) ELEVACION

DETALLE - 8
BOQUILLA MCA. 31A/B Y COLECTOR

LISTA DE MATERIALES						
MCA.	No. PZAS.	MATERIAL	MATERIAL	PESO POR PZA. Kg.	PESO TOTAL Kg.	
1	6	L.L. 24 x 6 x 220 mm. LONG.	A-36	4	24	
2	12	E. DE 6mm (1/4") S.O.A.F. CLASE 150J	A-283-C	1	12	
3	1	BROSA DE 152mm(6") S.O.A.F. CLASE 150J	A-105	9	9	
4	1	TUBO DE 152mm(6") CEBLUS x 478mm LONG.	A-53-B	18	18	
5	1	COUDO DE 90° R.L. DE 152mm(6") CEBLUS	A-234-MP	8	8	
6	1	TUBO DE 152mm(6") CEBLUS x 748mm LONG.	A-53-B	32	32	
7	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 274 mm x 20mm EXT.	A-283-C	8	8	
8	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 200 x 20mm C.S.D.	A-283-C	5	5	
9	1	BROSA DE 254mm(10") S.O.A.F. CLASE 150J	A-105	20	20	
10	1	TUBO DE 254mm(10") CEBLUS x 478mm LONG.	A-53-B	35	35	
11	1	COUDO DE 90° R.L. DE 254mm(10") CEBLUS	A-234-MP	20	20	
12	1	TUBO DE 254mm(10") CEBLUS x 598mm LONG.	A-53-B	49	49	
13	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 274 mm x 20mm EXT.	A-283-C	40	40	
14	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 200 x 20mm C.S.D.	A-283-C	10	10	
15	1	BROSA DE 76mm(3") S.O.A.F. CLASE 150J	A-105	4	4	
16	1	TUBO DE 76mm(3") CEBLUS x 380mm LONG.	A-53-B	8	8	
17	1	REACCIÓN QUIMICA DE 8 x 8 mm (3/4") EXT. M.	A-734-MP	1	1	
18	1	LUB. S-107 C&M x 18mm MC DE COBRE 8000	A-53-B	1	1	
19	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 82 mm x 20mm EXT.	A-283-C	4	4	
20	1	VERBIA ESTACION DE NIVEL CON FLUJADOR TIPO CINTRA CON UNO (1) INDICADOR TIPO CINTRA Y UNO (1) INDICADOR TIPO CINTRA. PARA NIVELACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO.				
21	1	BROSA DE 300mm(12") S.O.A.F. CLASE 150J	A-105	29	29	
22	1	TUBO DE 300mm(12") CEBLUS x 1278mm LONG.	A-53-B	180	180	
23	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 274 mm x 20mm EXT.	A-283-C	29	29	
24	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 200 x 20mm C.S.D.	A-283-C	10	10	
25	1	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 200 x 20mm LONG.	A-283-C	42	42	
26	2	BROSA DE 102mm(4") S.O.A.F. CLASE 150J	A-105	0	12	
27	2	TUBO DE 102mm(4") CEBLUS x 710mm LONG.	A-53-B	47	94	
28	2	COUDO DE 90° R.L. DE 102mm(4") CEBLUS	A-234-MP	3	6	
29	2	TUBO DE 102mm(4") CEBLUS x 548mm LONG.	A-53-B	10	20	
30	2	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 114 mm x 20mm EXT.	A-283-C	2	4	
31	2	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 1240 mm.	A-283-C	116	232	
32	2	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 114 mm x 20mm EXT.	A-283-C	178	352	
33	2	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 114 mm x 20mm EXT.	A-283-C	130	260	
34	2	E.L.E. 8mm (5/16") ESP. x 100 x 100	A-283-C	1	1	
SOBRE PESO POR DESCALBRE				1663	Kg	
PESO TOTAL				1730	Kg	

NOTAS
 1.- PARA NOTAS GENERALES Y LOCALIZACION DE BOQUILLAS VER DEL. No 00136-0201F
 2.- PARA DETALLE DE BOQUILLAS MCA. 14A/B/C VER DEL. No 00136-0201V.
 3.- VER DEL. 00136-0203-SR. MODIFICACION PARA INSTALACION EN CUERPO DEL INSTRUMENTO DE NIVEL.

No.	DESCRIPCION	FECHA
00136-0201 F	PROYECTO GENERAL	
00136-0201 S	ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DE FONDO	
00136-0201 R	ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DEL CASCO	
00136-0201 V	DETALLE DE ESCALERA	
00136-0201 W	REGISTROS, BOQUILLAS Y PLACA DE IDENTIFICACION	
00136-0201 X	ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TECHO	
00136-0201 Y	ARMADO Y DETALLE DE PLACAS DE TECHO	

REV.	DESCRIPCION	FECHA

FECHA	CON.	REVIS.	PROY.	FECHA

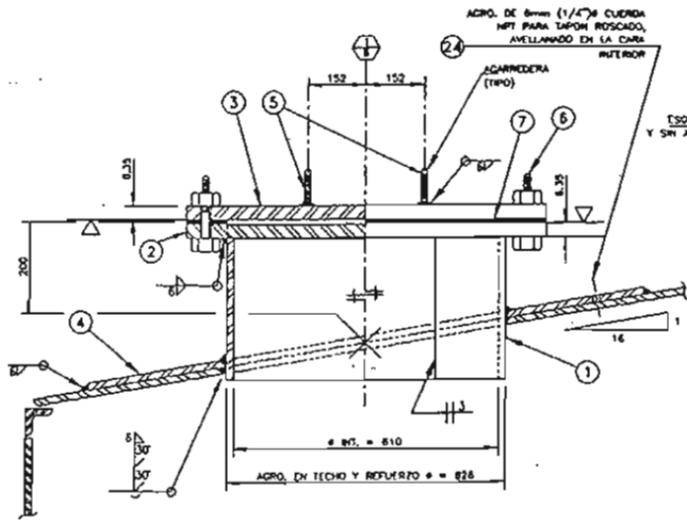
CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO
 TESIS

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES
 ACATLAN

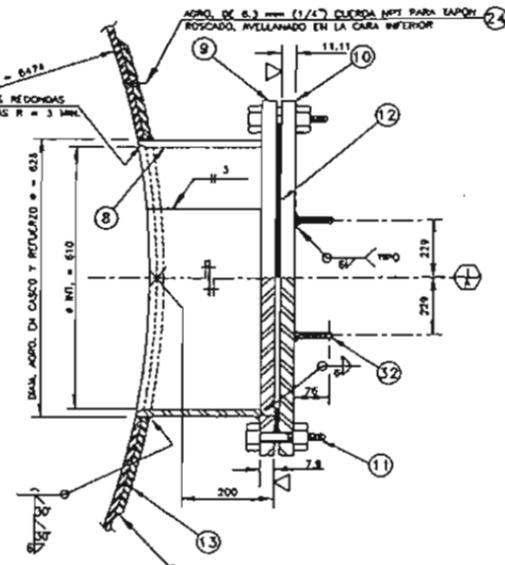
TANQUE PARA TURBOSINA (INSTRUMENTO DE NIVEL Y BOQUILLAS)

TESIS
 ESCALA: SM
 ACOT. ENC. mm

Dib. No. N 7 REV. 0



REGISTRO EN TECHO



REGISTRO EN CASCO



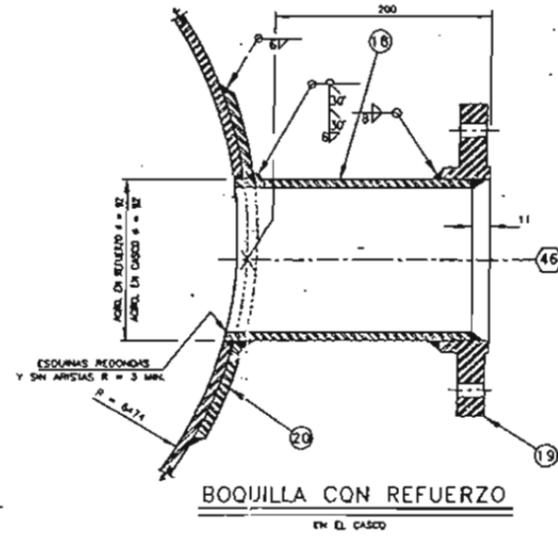
AGARRADERA

PARA TAPA DE REGISTRO



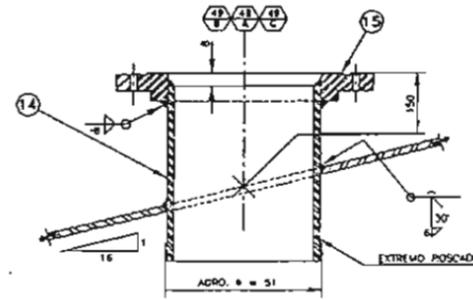
AGARRADERA

PAR TAPA DE REGISTRO



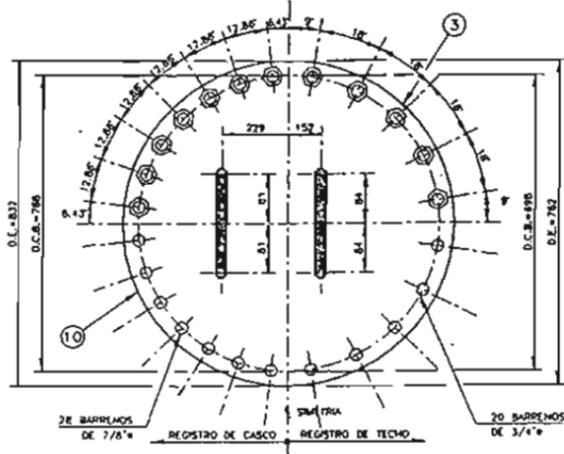
BOQUILLA CON REFUERZO

EN EL CASCO

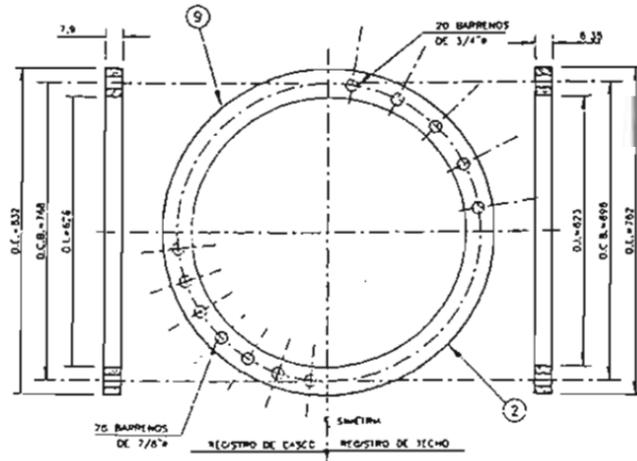


BOQUILLAS SIN REFUERZO

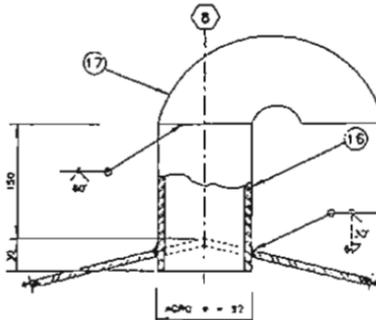
EN EL TECHO



TAPA EN REGISTROS

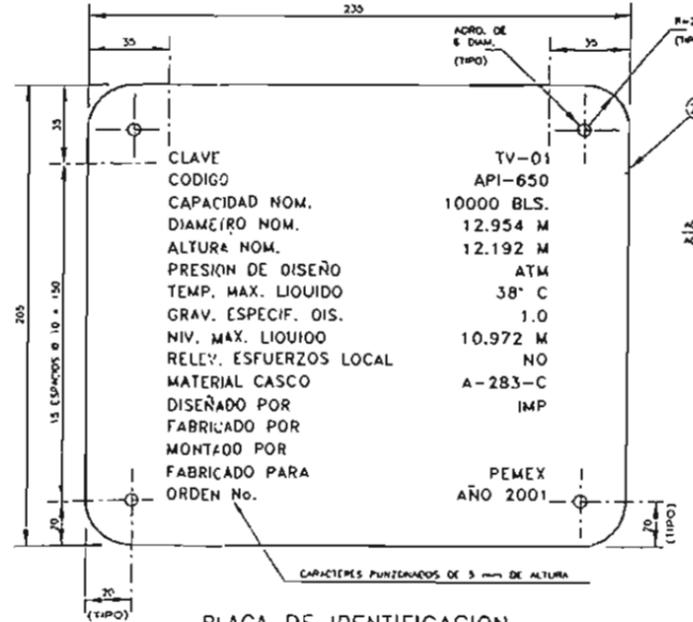


BRIDA DE REGISTRO

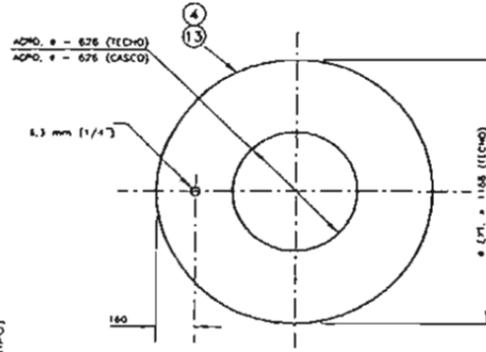


BOQUILLAS SIN REFUERZO

EN EL TECHO



PLACA DE IDENTIFICACION



PLACA DE REFUERZO PARA REGISTRO

DE HOMBRE EN TECHO Y CASCO

LISTA DE MATERIALES					
MCA.	Nº	DESCRIPCION	ESPECIFICACION	PESO POR PZA.	PESO TOTAL
1	1	R. DE 270x183x8.33mm (1/4) ESPESOR	A-283-C	22.0	22.0
2	1	R. DE 623mm INT. x 782 mm EXT. x 7.94 mm (5/16") DE ESP. MAG. A 1/4"	A-283-C	26.0	26.0
3	1	R. DE 782mm x 7.94mm (5/16") DE ESPESOR, MAG. 1/4"	A-283-C	28.0	28.0
4	1	R. DE 626mm x INT. x 1180 mm x EXT. x 6.35 mm (1/4") ESP.	A-283-C	53.0	53.0
5	2	REDONDO DE 16mm x (5/8") x 336 mm DE LONG. DOBLAR SEGUN DIBUJO	A-36	0.5	1.0
6	20	TORNILLO DE 16mm x (5/8") x 30mm LONG. CUERDA ESTANDAR C/TUERCA HEXAGONAL	A-307-B	---	---
7	1	EMPALME DE 610mm x INT. x 782mm x EXT. x 1.58 mm (1/16") ESP.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
8	1	R. DE 270mm x 1842mm x 7.9mm (5/16") DE ESPESOR	A-283-C	28.0	28.0
9	1	R. DE 626mm x INT. x 832mm x EXT. x 9.5mm (3/8") DE ESP. MAGNAR A 3/16"	A-283-C	40.0	40.0
10	1	R. DE 632 mm x 12.7 mm (1/2") DE ESPESOR, MAGNAR A 7/16"	A-283-C	54.0	60.0
11	28	TORNILLO DE 19mm x (3/4") x 44mm LONG. CUERDA ESTANDAR C/TUERCA HEXAGONAL	A-307-B	---	---
12	1	EMPALME DE 610mm x INT. x 748mm x EXT. x 3.2 (1/8") DE ESPESOR	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
13	1	R. DE 626mm x INT. x 1258mm x EXT. x 7.9 mm (5/16") DE ESPESOR.	A-283-C	77.0	77.0
14	3	RUDO DE 30mm x (1 1/2") C.D. 80-170mm DE LONG.	A-53-B	1.0	3.0
15	3	RUDO DE 30mm x (1 1/2") S.O.R.F. 20.5kg/cm² (150)	A-105	1.5	4.5
16	1	RUDO DE 76mm x (3") C.D. 80-180mm DE LONG.	A-53-B	2.7	2.7
17	1	REDONDO DE 1907 R.L. DE 76mm x (3") C.D. 80	A-24-M8	4.0	4.0
18	1	RUDO DE 76mm x (3") C.D. 80-230mm DE LONG.	A-53-B	3.5	3.5
19	1	RUDO DE 76mm x (3") S.O.R.F. 20.5 kg/cm² (150)	A-105	3.6	3.6
20	1	R. DE 92mm x INT. x 706mm x EXT. x 7.9 mm (5/16") DE ESPESOR.	A-283-C	3.5	3.5
21	1	R. DE IDENTIFICACION LAM. CAL. 20 x 205 x 23mm	A-240 T-304	1.4	1.4
22	4	TORNILLOS DE 4.76mm x (3/16") x 18mm LONG. CUERDA ESTANDAR, CABAJO DE OJEA C/TUERCA.	A.1. T-304	---	---
23	1	R. DE 205 x 360 x 4.76mm (3/16) ESP.	A-283-C	2.8	2.8
24	2	TAPON MACHO DE 6.35mm x (1/4") N.P.T. CABEZA CUADRADA.	A. C.	---	---
25	2	REDONDO DE 10mm x (3/8") x 322mm LONG.	A-36	1.0	4.0
26	12	ESPAÑADO DE 77 x 12.7 MM DE DIAM	A-193	0.25	3.0
27	28	ESPAÑADO DE 95 x 15.87 MM DE DIAM	A-193	0.35	10
28	8	ESPAÑADO DE 102 x 19.05 MM DE DIAM	A-193	0.45	3.8
29	24	ESPAÑADO DE 127 x 22.2 MM DE DIAM	A-193	0.50	12
30	24	TUERCA DE 12.7 MM DE DIAM	A-194	0.10	2.4
31	58	TUERCA DE 15.87 MM DE DIAM	A-194	0.15	8.4
32	18	TUERCA DE 19.05 MM DE DIAM	A-194	0.18	3
33	48	TUERCA DE 22.2 MM DE DIAM	A-194	12	8.4
34	3	EMPALME DE 38 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
35	3	EMPALME DE 76 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
36	2	EMPALME DE 102 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
37	1	EMPALME DE 152 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
38	1	EMPALME DE 254 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
39	1	EMPALME DE 305 MM DE DIAM. NOM.	NO ASESADO (COMPRADO)	---	---
				PESO POR DESCALIBRE	15 Kg
				PESO TOTAL DE LAS CONEXIONES	380 Kg

NOTAS

- 1.- LAS PLACAS DE REFUERZO DE LOS REGISTROS DE HOMBRE SE OBTENDRAN DE UNA PLACA DE 6 x 1829 x 6098 MM
- 2.- PARA NOTAS GENERALES Y LOCALIZACION VEASE DIBUJO No. N 00136-0201 F.

NO.	DESCRIPCION	REV.	FECHA
N 00136-0201 F	ARMADO GENERAL		
N 00136-0201 G	ARMADO Y DETALLES DE PLACA DEL CASCO		
N 00136-0201 H	ARMADO Y DETALLES DE PLACA DE FONDO		
N 00136-0201 I	ARMADO Y DETALLES DE PLACAS DEL TECHO		
N 00136-0201 J	DETALLES DE ESCALERA		
N 00136-0201 K	ESTRUCTURA DE SOPORTE DEL TECHO		
N 00136-0201 L	INDICACION DE PANEL Y BOQUILLAS		

REV.	DESCRIPCION	FECHA	CLIENTE	FECHA

ESTE TRABAJO, INCLUIDO EL MATERIAL PATENTADO O PATENTABLE QUE APARECE EN EL CONTENIDO, INFORMACION, CONDICIONES DEL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Y SU USO ESTA CONDICIONADO + QUE EL USUARIO ACEPTA NO COMERCIALIZAR, NI REPRODUCIR, NI EMPLEAR ESTE NI EL MATERIAL, DISEÑO EN EL MANEJO OTRO PROPOSITO QUE EL PERMITIDO ESPECIFICAMENTE POR ESCRITO POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO

CONSTRUCCION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TURBOSINA 5000 BLS. DE CAPACIDAD EN EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS

APROBADO: [] FECHA: 2005

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

TANQUE PARA TURBOSINA (REG., BOQUILLAS Y PLCAS DE IDENTIFICACION)

TESIS CAPACIDAD 5000 BARRILES

ESCALA: 500 ACOT. DE: mm

Dib. No. N 8 REV. 0

APENDICE

ENTRADA DE DATOS PROGRAMA Ansys 7.0

```
/PREP7
/TITLE,Modelo ideal de un tanque de 5000 BLS.
!* CONSIDERA EFECTOS DE FLEXION Y DE MEMBRANA, ANALISIS LINEAL ***
!* GEOMETRIA IDEAL, NO SE CONSIDERAN ASENTAMIENTOS
!* CONSIDERA LIQUIDO DENSIDAD 1.0 TON/M3
!* ALTURA DE OPERACIONN (8.229 M)
!* SE APOYA TODO EL FONDO DEL TANQUE
!* SE CONSIDERAN ESPESORES PROMEDIO EN TODAS LAS PLACAS
!* SE TOMA GEOMETRIA DEL TANQUE A CADA 10°
!* SE CONSIDERA EL PESO DEL TECHO
```

```
ANTYPE,STATIC
TIME,1
AUTOTS,-1
DELTIM,,1,,1
KBC,0
TSRES,ERASE
NEQIT,100,
PRED,-1
NLGEOM,1
NROPT,FULL,,
LUMPM,0
EQSLV,,0,
PRECISION,0
MSAVE,0
PIVCHECK,1
SSTIF,ON
TOFFST,0,
LNSRCH,1
NCNV,2,10e12,0,0,0,
```

```
ET,1,SHELL63
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,2,1
KEYOPT,1,3,0
KEYOPT,1,5,2
KEYOPT,1,6,2
KEYOPT,1,7,0
KEYOPT,1,8,0
KEYOPT,1,9,0
```

```
ET,2,PIPE16
KEYOPT,2,1,0
KEYOPT,2,2,0
KEYOPT,2,4,0
KEYOPT,2,5,0
KEYOPT,2,6,1
KEYOPT,2,7,0
```

```
ET,3,CONTAC52
KEYOPT,3,1,0
KEYOPT,3,4,0
KEYOPT,3,7,1
```

```
ET,4,COMBIN39
KEYOPT,4,1,1
KEYOPT,4,2,0
KEYOPT,4,3,3
KEYOPT,4,4,0
KEYOPT,4,6,1
```

UIMP,1,EX, , ,2100000,
UIMP,1,DENS, , ,.00785,
UIMP,1,MU, , ,.035,
UIMP,1,ALPX, , , ,
UIMP,1,REFT, , , ,
UIMP,1,NUXY, , ,.025,
UIMP,1,PRXY, , ,.03,
UIMP,1,GXY, , ,.807692,
UIMP,1,DAMP, , , ,

!* PROPIEDADES DE LOS ANILLOS
!* DE LA ENVOLVENTE
R,1,1.27
R,2,0.793
R,3,0.793
R,4,0.793

!*PROPIEDADES DE LA TAPA
R,7,0.793
!* PROPIEDADES DE LA PLACA ANULAR
R,8,1.27
!* PROPIEDADES DEL FONDO
R,9,1.27

ACEL,0,0,1
LOCAL,11,1
CSCIR,11,1,1
/VIEW,1,1,1,1
/VUP,1,Z
!* nodos de la envolvente
!* parte inferior del primer anillo
radio=533.4
N,1,radio,0,0
N,36,radio,350,0
FILL,1,36

!* nodos de la placa del fondo
N,1001,RADIO/5,0,0
N,1036,RADIO/5,350,0
FILL,1001,1036
N,1101,2*RADIO/5,0,0,,,,
N,1136,2*RADIO/5,350,0,,,,
FILL,1101,1136
N,1201,3*RADIO/5,0,0,,,,
N,1236,3*RADIO/5,350,0,,,,
FILL,1201,1236
N,1301,4*RADIO/5,0,0,,,,
N,1336,4*RADIO/5,350,0,,,,
FILL,1301,1336
N,1000,0,0,0,,,,

!* NODOS DE LA ENVOLVENTE
N,37,radio,0,30.0
N,72,radio,350,30.0
FILL,37,72
N,73,radio,0,136.92
N,108,radio,350,136.92
FILL,73,108
N,109,radio,0,243.84
N,144,radio,350,243.84
FILL,109,144
N,145,radio,0,365.76
N,180,radio,350,365.76
FILL,145,180
N,181,radio,0,487.68
N,216,radio,350,487.68
FILL,181,216

N,217,radio,0,609.6
N,252,radio,350,609.6
FILL,217,252
N,253,radio,0,731.52
N,288,radio,350,731.52
FILL,253,288
N,289,radio,0,822.96
N,324,radio,350,822.96
FILL,289,324
N,325,radio,0,914.4
N,360,radio,350,914.4
FILL,325,360

!* nodos del techo fijo
!* techo tipo conico
radio=533.4
N,361,4*radio/5,0,930.4299
N,396,4*radio/5,350,930.4299
FILL,361,396
N,397,3*radio/5,0,946.4599
N,432,3*radio/5,350,946.4599
FILL,397,432
N,433,2*radio/5,0,962.489
N,468,2*radio/5,350,962.489
FILL,433,468
N,469,radio/5,0,978.5139
N,504,radio/5,350,978.5139
FILL,469,504
N,505,0,0,994.4

NPLOT

!* casco
TYPE,1
REAL,1
MAT,1
E,1,2,38,38
EGEN,35,1,-1
E,1,37,36,36
E,1,38,37,37
EGEN,35,1,-1
E,36,37,72,72

E,37,38,74,74
EGEN,35,1,-1
E,37,73,72,72
E,37,74,73,73
EGEN,35,1,-1
E,72,73,108,108

E,73,74,110,110
EGEN,35,1,-1
E,73,109,108,108
E,73,110,109,109
EGEN,35,1,-1
E,108,109,144,144

REAL,3
E,109,110,146,146
EGEN,35,1,-1
E,109,145,144,144
E,109,146,145,145
EGEN,35,1,-1
E,144,145,180,180

E,145,146,182,182
EGEN,35,1,-1

E,145,181,180,180
E,145,182,181,181
EGEN,35,1,-1
E,180,181,216,216

REAL,2
E,181,182,218,218
EGEN,35,1,-1
E,181,217,216,216
E,181,218,217,217
EGEN,35,1,-1
E,216,217,252,252

E,217,218,254,254
EGEN,35,1,-1
E,217,253,252,252
E,217,254,253,253
EGEN,35,1,-1
E,252,253,288,288

REAL,2
E,253,254,290,290
EGEN,35,1,-1
E,253,289,288,288
E,253,290,289,289
EGEN,35,1,-1
E,288,289,324,324

E,289,290,326,326
EGEN,35,1,-1
E,289,325,324,324
E,289,326,325,325
EGEN,35,1,-1
E,324,325,360,360

!* Techo conico

REAL,3
E,325,326,362,362
EGEN,35,1,-1
E,325,361,360,360
E,325,362,361,361
EGEN,35,1,-1
E,360,361,396,396

E,361,362,398,398
EGEN,35,1,-1
E,361,397,396,396
E,361,398,397,397
EGEN,35,1,-1
E,396,397,432,432

E,397,398,434,434
EGEN,35,1,-1
E,397,433,432,432
E,397,434,433,433
EGEN,35,1,-1
E,432,433,468,468

E,433,434,470,470
EGEN,35,1,-1
E,433,469,468,468
E,433,470,469,469
EGEN,35,1,-1
E,468,469,504,504

E,469,470,505,505

E,470,471,505,505
E,471,472,505,505
E,472,473,505,505
E,473,474,505,505
E,474,475,505,505
E,475,476,505,505
E,476,477,505,505
E,477,478,505,505
E,478,479,505,505
E,479,480,505,505
E,480,481,505,505
E,481,482,505,505
E,482,483,505,505
E,483,484,505,505
E,484,485,505,505
E,485,486,505,505
E,486,487,505,505
E,487,488,505,505
E,488,489,505,505
E,489,490,505,505
E,490,491,505,505
E,491,492,505,505
E,492,493,505,505
E,493,494,505,505
E,494,495,505,505
E,495,496,505,505
E,496,497,505,505
E,497,498,505,505
E,498,499,505,505
E,499,500,505,505
E,500,501,505,505
E,501,502,505,505
E,502,503,505,505
E,503,504,505,505
E,504,469,505,505

!* FONDO DEL TANQUE
!* PLACA ANULAR

REAL,8
E,1,2,1302,1301
EGEN,35,1,-1
E,1,1301,1336,36

!* RESTO DEL FONDO

REAL,9
E,1002,1001,1101,1102
EGEN,35,1,-1
E,1001,1036,1136,1101
EGEN,3,100,-36
E,1001,1002,1000,1000
E,1002,1003,1000,1000
E,1003,1004,1000,1000
E,1004,1005,1000,1000
E,1005,1006,1000,1000
E,1006,1007,1000,1000
E,1007,1008,1000,1000
E,1008,1009,1000,1000
E,1009,1010,1000,1000
E,1010,1011,1000,1000
E,1011,1012,1000,1000
E,1012,1013,1000,1000
E,1013,1014,1000,1000
E,1014,1015,1000,1000
E,1015,1016,1000,1000
E,1016,1017,1000,1000

E,1017,1018,1000,1000
E,1018,1019,1000,1000
E,1019,1020,1000,1000
E,1020,1021,1000,1000
E,1021,1022,1000,1000
E,1022,1023,1000,1000
E,1023,1024,1000,1000
E,1024,1025,1000,1000
E,1025,1026,1000,1000
E,1026,1027,1000,1000
E,1027,1028,1000,1000
E,1028,1029,1000,1000
E,1029,1030,1000,1000
E,1030,1031,1000,1000
E,1031,1032,1000,1000
E,1032,1033,1000,1000
E,1033,1034,1000,1000
E,1034,1035,1000,1000
E,1035,1036,1000,1000
E,1036,1001,1000,1000

EPLLOT

FLST,2,144,1,ORDE,8
FITEM,2,1001
FITEM,2,-1036
FITEM,2,1101
FITEM,2,-1136
FITEM,2,1201
FITEM,2,-1236
FITEM,2,1301
FITEM,2,-1336
D,P51X,, ,0,0,ALL,
D,1000,UZ,0,0

!*Presión en el fondo
FLST,2,180,2,ORDE,2
FITEM,2,973
FITEM,2,-1152
SFE,P51X,1,PRES,,-0.82, , ,

!* Presión hidrostática mas presión interna.
SFGRAD,PRES,11,Z,0,-0.001
FLST,2,576,2,ORDE,2
FITEM,2,1
FITEM,2,-576
SFE,P51X,1,PRES, ,0.82, ,

!* CONDICIONES DE FRONTERA
D,1,UZ,0,0,36,

SAVE