

CAPÍTULO I

I.1. – Antecedentes:

La Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales de Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, cuenta con predios en las cercanías de la localidad de Chocloca en la provincia José María Avilés en los cuales se encuentra el Centro Experimental de Chocloca (CECH) el mismo que, en su misión de realizar actividades de crianza de diferentes tipos de animales para la posterior elaboración y comercialización de productos derivados de los mismos, se ve en la obligación de mejorar la infraestructura de estas dependencias, por lo que es de suma importancia para este centro contar con ambientes que estén en condiciones óptimas, tanto funcionales como infraestructurales para el desarrollo de las actividades pecuarias en cuestión.

La Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, siendo la única institución pública en el departamento de Tarija que brinda servicios de calidad destinados a la enseñanza en grado superior, y siendo una de sus actividades la de la elaboración y venta de subproductos derivados de animales para el consumo de la población, teniendo conocimiento de un progresivo crecimiento del consumo y la demanda de estos productos siendo elaborados en nuestra universidad con una alta calidad de producción a nivel semi-industrial.

Dentro de tal contexto encontramos el día de hoy que el CECH requiere de una fuente de suministro de agua a presión para la limpieza de sus instalaciones, las cuales no cuentan con un abastecimiento acorde a las necesidades actuales y siendo en este caso la existencia de un plan de expansión mediante la construcción de nueva infraestructura, es evidente la necesidad de construir conjuntamente un depósito elevado de almacenamiento de agua, debido al crecimiento que se producirá tanto de espacios para la cría de animales, como del número de estos, siendo el suministro existente cada vez menos eficiente para cubrir la necesidad de manera óptima, debido a eso tampoco se cuenta con la capacidad de llegar a la producción planeada, la cual servirá a la universidad como fuente de ingreso adicional a través de la venta de los productos realizados por este departamento.

I.2. – Aspectos Físicos:

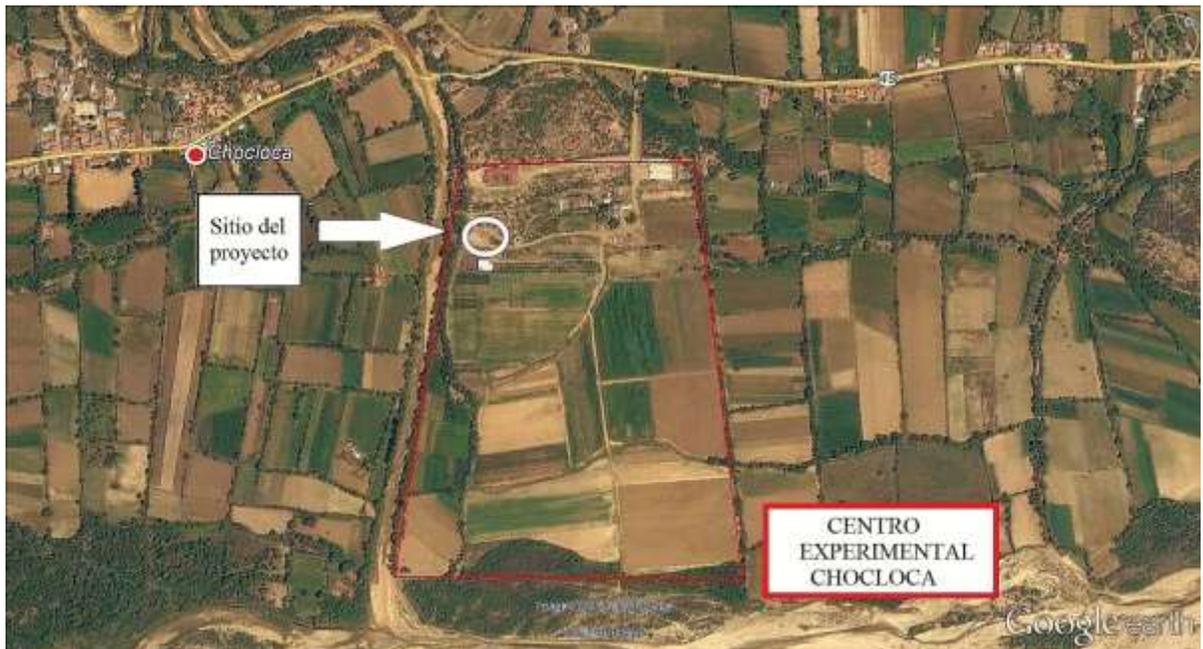
I.2.1. – Localización del Proyecto:

El emplazamiento del proyecto está localizado en los terrenos de la carrera de Agronomía de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, ubicados en las cercanías de la localidad de Chocloca en la provincia José María Avilés, en la ciudad de Tarija.

El depósito elevado estará ubicado en las inmediaciones de las actuales cabañas de cría de porcinos y bovinos, como un depósito de suministro de agua a presión para las mismas, en el mismo que dotará este recurso únicamente con el fin de limpieza de dichos predios. El volumen de agua destinado a este fin será de diez mil litros.

I.2.2. – Ubicación Geográfica del Proyecto:

La siguiente imagen satelital precisa la ubicación de la estructura dentro de los terrenos colindantes a Chocloca:



Fotografía I-1: Ubicación del proyecto en el Centro Experimental Chocloca

Las coordenadas de la ubicación del proyecto, obtenidas por el levantamiento topográfico son:

Punto	Oeste	Sur	Altura
P	21° 44' 55.58"	64° 43' 52.27"	1782.43

Tabla I.1-1: Punto de emplazamiento del proyecto

Fuente: Elaboración Propia



Fotografía I-2: Punto de emplazamiento de la obra

Fuente: Elaboración Propia

I.3. – Descripción del Problema:

De la manera descrita en la sección de antecedentes, en la actualidad observamos que los usuarios del CECH, no cuentan con la disponibilidad necesaria de agua presurizada para realizar las diferentes actividades de limpieza óptima necesarias, dejando gravemente afectada la calidad de la evacuación de desechos animales, dada la especial importancia que tiene el trabajo realizado en dichos predios para la Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales y además retrasando oportunidades de crecimiento para la universidad al no poder contar con los ingresos que generarían con un aumento en la cantidad de animales de este centro.

La falta de recursos económicos en años pasados fueron causa para la postergación de proyectos de complementación para la Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales, situación que ha cambiado en la actualidad de tal manera que ya no se justifica la postergación de proyectos que mejoren las condiciones de trabajo para los usuarios del CECH.

De la evaluación de alternativas de solución a la problemática planteada, las autoridades universitarias, en acuerdo con el cuerpo docente y estudiantil, concluyeron que es necesaria tanto la adecuación y equipamiento del predio existente siendo uno de los puntos en la agenda la construcción de un depósito elevado para el almacenamiento de agua.

En la actual gestión, con la autorización de la dirección de infraestructura de la universidad y con la información del proyecto brindada por la oficina de coordinación técnica PCI-CECH de la Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales, , el autor del presente documento estudia el diseño de un depósito elevado analizando una opción diferente de diseño a la alternativa convencional, generándose así la propuesta de proyecto que fue aprobada en las instancias correspondientes y se desarrolla en el presente documento.

I.4. – Objetivos del Proyecto:

Los objetivos a alcanzar con el presente proyecto de ingeniería son los siguientes:

I.4.1. – Objetivo General:

Realizar un diseño estructural entregando una alternativa de diseño diferente a la convencional para un depósito elevado de almacenamiento de agua destinado al beneficio del Centro Experimental Chocloca de la U.A.J.M.S. buscando como resultado una propuesta que brinde una optimización del diseño estructural, mejorando la estética del mismo.

I.4.2. – Objetivos Específicos:

- Diseñar los distintos elementos estructurales de la edificación a partir de las disposiciones y recomendaciones de la norma adoptada y de los resultados del análisis estructural.
- Generar los planos estructurales a nivel constructivo para los elementos diseñados.
- Realizar un plan constructivo y un análisis de precios unitarios que permitan estimar un presupuesto para la ejecución del proyecto.
- Analizar comparativamente las ventajas y desventajas técnicas y económicas del presente diseño con respecto al diseño estructural convencional.

I.5. – Alcance del Proyecto:

El presente estudio, en orden de cumplir el objetivo general del proyecto, contempla en su alcance la realización de los siguientes trabajos:

- Análisis y diseño estructural de la edificación y generación de los correspondientes planos estructurales.
- Análisis de alternativas y selección de la configuración del esqueleto portante y los correspondientes elementos estructurales de la edificación.
- Elaboración de un plan constructivo y un presupuesto general referenciales.

Señalado lo anterior se aclara que el presente estudio se limita exclusivamente al diseño estructural del depósito elevado, no incluyendo en este el aspecto hidráulico del mismo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 – Estudios de Suelos:

La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de mecánica e hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

A continuación se elaborará brevemente sobre lo que es la clasificación de suelos y la estimación de su capacidad portante como estudios básicos para el diseño de los cimientos de una estructura.

II.1.1 – Sistema de Clasificación de Suelos

El objeto de la clasificación de suelos es aportar bases sobre las cuales puedan agruparse los suelos dependiendo de sus propiedades físicas y de su apariencia, con el propósito de comparar diferentes suelos, describir sus propiedades y estimar su conveniencia para la utilización en un trabajo de ingeniería específico.

Las características físicas y la apariencia de un suelo granular dependen principalmente de la distribución del tamaño de las partículas en el depósito de suelo. En un suelo arcilloso ellas dependen de la adherencia del tipo stiction y la plasticidad, propiedades que están asociadas con su composición mineralógica y su contenido de humedad, y también de su textura natural o macroestructura. Por tanto, la fracción granular de un depósito de suelo se clasifica de acuerdo con su distribución de tamaños de las partículas, en tanto que la fracción arcillosa se clasifica de acuerdo con sus características de plasticidad con los parámetros conocidos como límites de Atterberg.

En los siguientes apartados se tratan principios y criterios relacionados a los ensayos de granulometría y de límites de consistencia o plasticidad, ensayos que proporcionan la base para los sistemas de clasificación de suelos.

II.1.1.1 – Granulometría:

La distribución de tamaños de las partículas en una masa de suelo se representa usualmente con la curva granulométrica o curva de distribución de tamaños de las partículas, en la cual el porcentaje de partículas inferiores a un tamaño en particular se representa en función de ese tamaño en escala logarítmica. La figura II.1-1 muestra algunas curvas de gradación típicas.

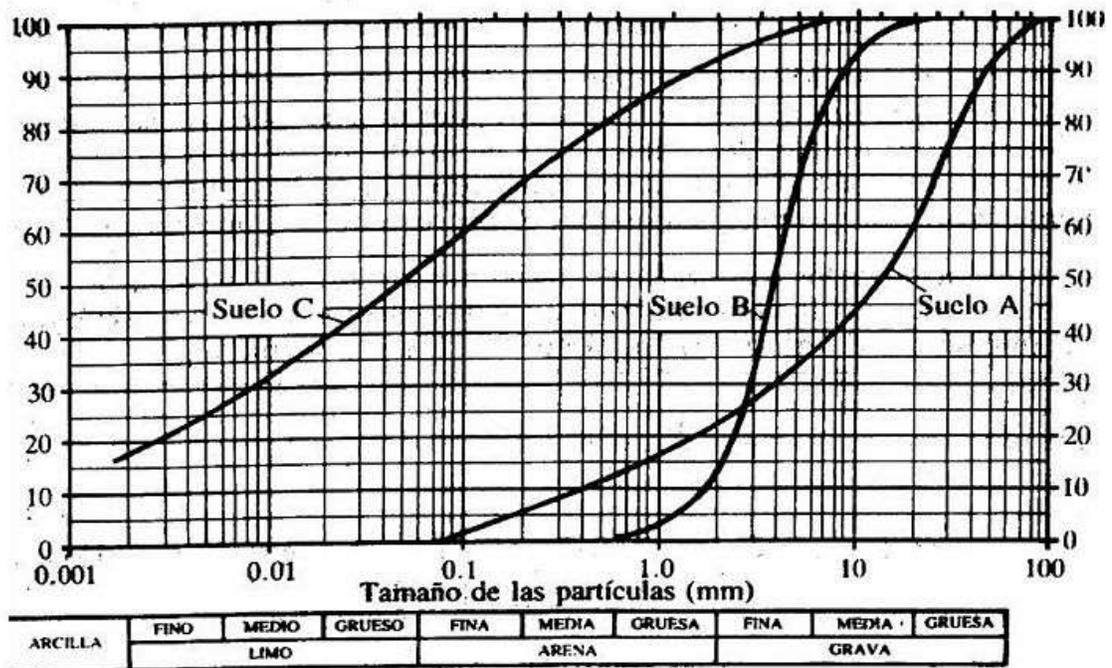


Figura II.1-1: Curvas granulométricas de dos suelos gravosos (uno bien graduado y uno muy uniforme) y un suelo fino bien graduado; A, B y C, respectivamente.

Fuente: Mecánica de Suelos, W. Lambe (Ed. Limusa, 1991).

La curva de gradación se obtiene midiendo la distribución de tamaño de las partículas de una muestra de suelo representativa; en arenas y gravas esto puede hacerse con un *análisis por tamizado* y con un *análisis por sedimentación* para la fracción limosa.

II.1.1.1.1 – Análisis por Tamizado

Una muestra representativa de masa conocida de suelo se pasa a través de una serie de tamices estándar con aberturas cada vez más pequeñas y luego se mide la masa retenida en cada uno de los tamices. Con este resultado puede calcularse el porcentaje de la masa de la muestra que pasa a través de cada tamiz para representarlo en función de la abertura correspondiente. La tabla II.1-1 muestra los tamices utilizados normalmente para la medición del tamaño de las partículas; de este rango se seleccionan los tamices apropiados para estudiar un material en particular.

Si el suelo contiene partículas de limo y arcilla, la muestra se trata primero con un agente defloculante y se lava a través de algunos tamices escogidos para separar los finos. Luego, el material grueso se seca y se tamiza como se describió anteriormente.

Norma ASTM D-422-63	
Designación	Tamaño de la abertura
3 pulg	75 mm
2 pulg	50 mm
1 1/2 pulg	37,5 mm
1 pulg	25 mm
3/4 pulg	19 mm
3/8 pulg	9,5 mm
No. 4	4,75 mm
No. 8	2,36 mm
No. 10	2 mm
No. 16	1,18 mm
No. 20	850 µm
No. 30	600 µm
No. 40	425 µm
No. 50	300 µm
No. 60	250 µm
No. 100	150 µm
No. 140	106 µm
No. 200	75 µm

Tabla II.1-1: Rango de tamices utilizados comúnmente para el análisis granulométrico de un suelo.

II.1.1.2 – Límites de Atterberg:

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son las fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre de límites de consistencia.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una capsula, formando en él una ranura y en hacer cerrar la misma golpeando secamente la capsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes. El procedimiento de laboratorio estandarizado utilizado en la actualidad no presenta variaciones significativas del concebido por Atterberg.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg amasaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en momento era la frontera deseada. El procedimiento normalizado utilizado en laboratorio en la actualidad es cualitativamente equivalente al ideado por Atterberg.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir su plasticidad.

$$I_p = LL - LP \quad (II.1.7)$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia de menor importancia desde el punto de vista de la ingeniería civil, que se mencionan a continuación:

1. El límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.
2. El límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

3. El límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

II.1.1.3 – Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS):

Dada la complejidad y la prácticamente infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica debe ir precedido por otro de clasificación completa. Un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos y la base descriptiva que se proporcione debe ser a su vez preponderantemente cualitativa, pues un sistema que pretenda incluir relaciones cuantitativas resultaría impráctico; además, un sistema útil de clasificación debe servir para normar el criterio del técnico respecto al suelo que se trate, de forma previa a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo, sirviendo más bien de guía en cuanto a la dirección hacia la cual se debería profundizar su investigación.

Como métodos ampliamente difundidos para la clasificación de suelos en la mayoría de los países se tienen el sistema de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), mayormente utilizado para análisis de subrasantes y otros estudios en carreteras, y el Sistema Unificado, que es usualmente el preferido por los ingenieros geotécnicos. A continuación se desarrollará brevemente este segundo sistema de clasificación.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) fue presentado por Arthur Casagrande en el año 1952 como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos. Hoy en día, es ampliamente usado en el campo de la ingeniería civil y se encuentra normalizado a detalle (Prueba ASTM D-2487-00).

El sistema unificado se presenta en las tablas II.1-2, II.1-3 y II.1-4; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No.200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No.200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también utilizados para la clasificación:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Símbolo de Grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No.200; $C_u \geq 4$; $1 \leq C_c \leq 3$
GP	Menos de 5% pasa la malla No.200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura II-2) o el $IP < 4$
GC	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura II-2); $IP > 7$
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura II-2
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Tabla II.1-2: Símbolos para suelos gravosos (S.U.C.S.).

Símbolo de Grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No.200; $C_u \geq 6$; $1 \leq C_c \leq 3$
SP	Menos de 5% pasa la malla No.200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura II-2) o el $IP < 4$
SC	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura II-2); $IP > 7$
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura II-2
SW-SM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Tabla II.1-3: Símbolos para suelos arenosos (S.U.C.S.).

Símbolo de Grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la figura II-2)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea A (véase zona ML en la figura II-2)
OL	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0,75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura II-2)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea A (véase la zona CH en la figura II-2)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea A (véase la zona MH en la figura II-2)
OH	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0,75$; $LL < 50$ (véase zona OH en la figura II-2)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura II-2
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Tabla II.1-4: Símbolos para suelos finos (S.U.C.S.).

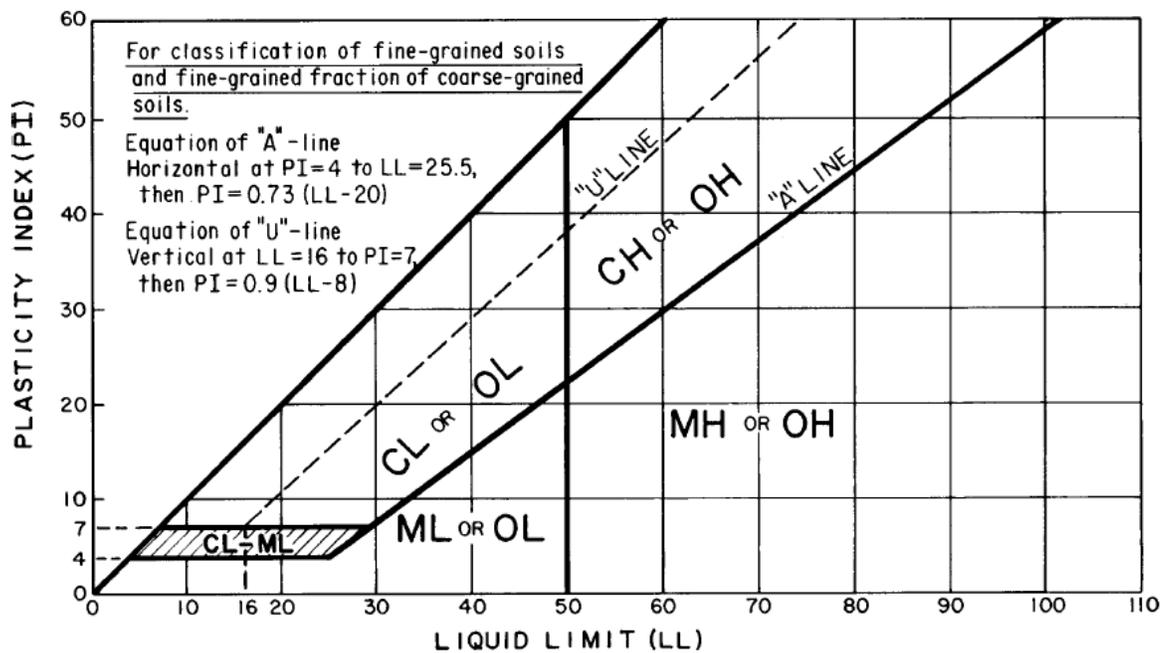


Figura II.1-2: Carta de plasticidad. Fuente: Norma ASTM D 2487-00.

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la información siguiente:

1. Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76,2 mm y es retenida en la malla No.4 (abertura de 4,75 mm).
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla No.4 (abertura de 4,75 mm) y es retenida en la malla No.200 (abertura de 0,075 mm).
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir la fracción de finos que pasan la malla No.200 (abertura de 0,075 mm).
4. Coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_c).

5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No.40.

II.1.2– Ensayo de Penetración Estándar (SPT):

La prueba de penetración dinámica más comúnmente usada para explorar las características del subsuelo es la llamada Prueba de Penetración Standard (SPT). Esta prueba se la realiza con la finalidad de determinar la tensión admisible del suelo, donde los resultados de dicho ensayo son fundamentales para el diseño de las fundaciones..

El ensayo se puede desarrollar en dos formas, una a cielo abierto (mediante una excavación manual o con equipos característicos) y otra por perforación (con barrenado).

Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca el tomamuestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 64 kilos (140 libras) y cae de una altura de 76 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el tomamuestras cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

Hay que destacar que en nuestro medio se utiliza mucho el cono y no la cuchara partida, por lo que se debe recordar aquel estudio de Sowers y Sowers (1970) donde se determinó que el número N de golpes necesario para hincar 30cm utilizando un cono de punta adiamantada es comparable con el número de golpes N del ensayo normal de penetración SPT (utilizando la cuchara partida).

La muestra es examinada, clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio. Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In-Situ.

La correlación más utilizada con este ensayo es la obtenida por medio del número de golpes N y la clasificación del suelo, datos que mediante los ábacos de B. K. Hough

proporcionan directamente la capacidad de carga admisible de un suelo. Las tablas II.1-5 y II.1-6 relacionan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Estándar.

Número de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy Suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy Firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Tabla II.1-5: Compacidad relativa de la arena.

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

No. de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Firme	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Firme	2.00 - 4.00
> 30	Dura	> 4.0

Tabla II.1-6: Resistencia de los suelos cohesivos.

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

II.2. – DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO:

Los siguientes apartados desarrollan de manera breve los procedimientos de diseño estructural utilizados en el presente proyecto para el diseño de los elementos de hormigón armado a partir de las especificaciones de la normativa boliviana “Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001-1)” complementando lo encontrado en dichas especificaciones principalmente con el texto de comentario a dicha normativa

(NB 1225001-2) y con el desarrollo analítico de los mismos procedimientos encontrado en el texto de Arthur H. Nilson “Diseño de Estructuras de Concreto”.

II.2.1. – Generalidades del Método de Diseño:

El método de diseño estructural de la Norma Boliviana se elabora bajo el criterio general de que: “Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas[...]”. El método, conocido comúnmente como “diseño por resistencia”, contiene un gran aporte empírico de una amplia variedad de investigaciones y publicaciones científicas que van afinando cada vez más las ecuaciones y las regresiones utilizadas para su desarrollo, dicho empirismo simplifica bastante los procedimientos de cálculo haciendo que el método sea de la más amplia difusión en países extranjeros al de su origen aunque vaya en muchos casos en desmedro de la racionalización de los procedimientos.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi(\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga, y la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia.

II.2.1.1. – Resistencia Requerida:

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes y debe ser por lo menos igual al efecto contemplado en las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4(D + F) \quad (\text{II.2.1a})$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (\text{II.2.1b})$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.87W) \quad (\text{II.2.1c})$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (\text{II.2.1d})$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (\text{II.2.1e})$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (\text{II.2.1f})$$

$$U = 0.9D + 1.6E + 1.6H \quad (\text{II.2.1g})$$

donde:

$D =$	cargas muertas.
$E =$	efectos de carga producidos por el sismo.
$F =$	cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.
$H =$	cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.
$L =$	cargas vivas.
$L_r =$	cargas vivas de cubierta.
$R =$	cargas por lluvia.
$S =$	cargas por nieve.
$T =$	efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial y retracción del concreto de retracción compensada.
$W =$	carga por viento.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual se puede calcular la misma y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura además de que, en cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de carga más usuales están incluidas se aclara en la sección correspondiente del reglamento que el diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos posibles sin antes hacer un análisis de la situación de diseño en particular en determinado proyecto.

II.2.1.2. – Resistencia de Diseño:

La resistencia de diseño de un elemento es la resistencia nominal a determinada sollicitación, calculada según los procedimientos establecidos por el reglamento, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ que es siempre menor a la unidad.

Los propósitos del factor de reducción de la resistencia ϕ son los siguientes:

- 1) Tomar en consideración la probabilidad de la existencia de elementos con una menor resistencia, debida a variación en la resistencia de los materiales y las dimensiones.
- 2) Tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño.

- 3) Reflejar el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga bajo consideración.
- 4) Reflejar la importancia del elemento en la estructura.

El factor de reducción de resistencia ϕ para elementos de hormigón armado debe adoptarse como se describe en la siguiente tabla:

Tipo de Diseño	ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión	
(a) Elementos con refuerzo en espiral	0.70
(b) Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes y modelos puntal-tensor)	0.65

Tabla II.2-1: Factor de reducción de resistencia ϕ para distintos casos de diseño de elementos de hormigón armado **Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001-1.

II.2.2. – Diseño a Compresión:

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

Los procedimientos señalados en los apartados siguientes sintetizan muy abreviadamente el diseño de las columnas que soportan la carga producida por el vaso contenedor.

II.2.2.1. – Columnas Cortas:

El caso más sencillo de columnas es el de una pieza corta cargada concéntricamente, caso en el cual, mediante un análisis sencillo de compatibilidad de deformaciones en una sección de una columna de hormigón armado se obtiene la **resistencia última nominal** de una columna cargada axialmente, en el que se debe reconocer la respuesta no lineal de ambos materiales mediante sus correspondientes diagramas esfuerzo-deformación:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (\text{II.2.2})$$

donde:

$P_n =$ resistencia axial nominal de la sección transversal.

$f'_c =$ resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f_y =$ resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$A_g =$ área bruta de la sección, para una sección con vacíos, A_g es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos.

$A_{st} =$ área total del refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero).

Este valor de resistencia nominal con la introducción de factores de reducción de resistencia determina el valor de la **resistencia de diseño** útil de la columna.

El valor antes encontrado de resistencia de diseño útil representa la respuesta máxima que se podría obtener de una columna determinada. El reglamento Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001-1, para incluir el efecto de una excentricidad mínima con el fin de compensar excentricidades accidentales de cargas no tratadas en el análisis, además del factor de reducción de resistencia, establece un límite superior a la resistencia de diseño, que para columnas con estribos es igual a 0.80 veces la resistencia calculada anteriormente, resultando entonces:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (\text{II.2.3})$$

con $\phi = 0.65$ (para columnas con estribos).

En cualquier tipo de estructura resulta muy raro encontrar elementos cargados concéntricamente a compresión. Algunos elementos sostienen ante todo cargas a compresión pero casi siempre, por continuidad de la estructura, está presente una flexión simultánea. Incluso aunque el cálculo de diseño demuestre que un elemento está cargado concéntricamente se debe tener en cuenta que por las imperfecciones inevitables en el proceso constructivo se tendrán excentricidades y por consecuencia momentos flectores en el elemento construido. Por este motivo los elementos siempre deben diseñarse para compresión y flexión simultáneas en casi todos los tipos de estructuras de hormigón.

En el diseño de columnas tienen poca influencia los estados anteriores al estado último de ruptura por lo que el diseño de columnas se basa sobre todo en el estado de sobrecargas mayoradas, para el cual la resistencia requerida no debe exceder la resistencia de diseño:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{II.2.4a})$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{II.2.4b})$$

II.2.2.1.1. – Análisis de Compatibilidad de Deformaciones:

La figura II.2-1a muestra un elemento cargado en dirección paralela a su eje mediante una fuerza de compresión P_n y con una excentricidad e medida desde el eje central de la misma. La figura II.2-1b muestra el diagrama de deformaciones de la sección a-a' cuando la carga aplicada lleva a la pieza a la resistencia nominal última y donde se supone que las secciones planas de la pieza permanecen planas luego de aplicadas las cargas, por lo que las deformaciones unitarias del hormigón varían linealmente con la distancia desde el eje neutro, localizado a una distancia c del lado más cargado del elemento. Con la compatibilidad total de deformaciones, las deformaciones del acero en cualquier sitio de la sección son las mismas que las del hormigón adyacente.

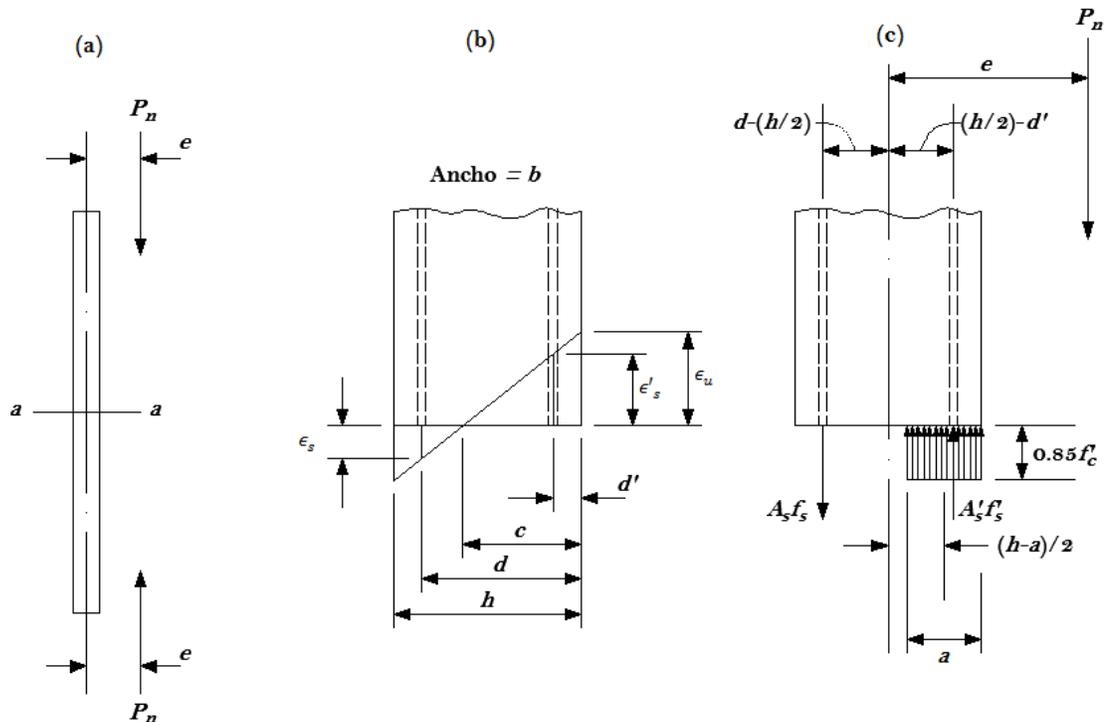


Figura II.2-1: Columna sometida a compresión excéntrica: (a) Columna cargada. (b) Distribución de deformaciones en la sección a-a'. (c) Esfuerzos y fuerzas para la resistencia nominal última. **Fuente:** “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson..

La figura II.2-1c presenta los esfuerzos y las fuerzas del acero y del concreto en respuesta a la carga aplicada. A partir de estas dos últimas figuras se plantean las siguientes ecuaciones de equilibrio estático, que son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos rectangulares sometidos a compresión excéntrica:

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s(f'_s - 0.85f'_c) - A_s f_s \quad (\text{II.2.5})$$

$$M_n = P_n e = 0.85f'_c ab \left(\frac{h-a}{2}\right) + A'_s(f'_s - 0.85f'_c) \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s f_s \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (\text{II.2.6})$$

Para grandes excentricidades, la falla inicia por la fluencia del acero traccionado. Para pequeñas excentricidades, el hormigón alcanzara su deformación límite ϵ_u antes de que el acero en tracción comience a fluir.

Para una excentricidad determinada a partir del análisis estructural ($e = M_u/P_u$), es posible resolver las ecuaciones (II.2.5) y (II.2.6) para la carga P_n y el momento M_n que producirán la falla tomando en cuenta que los esfuerzos del acero se pueden expresar en términos de la distancia del eje neutro a la fibra más cargada c , tomando $\epsilon_u = 0.003$ y utilizando la curva esfuerzo deformación del acero. De lo anterior se tienen únicamente como incógnitas los valores P_n y c para ser resueltos de manera simultánea con las dos ecuaciones.

Para secciones donde el refuerzo no está colocado únicamente en las caras más cargadas, sino distribuido en las cuatro caras, y en el caso en que se tenga una distribución asimétrica del mismo, el análisis es similar aunque se complica al tener que tomar en cuenta la variación de los esfuerzos en cada barra o grupo de barras dependiendo de su distancia al eje neutro según indique el diagrama de deformaciones en la sección.

II.3.2.1.2. – Diagramas de Interacción:

Para el diseño práctico, en cuenta del análisis anterior para cada par de solicitaciones de diseño, es más efectiva la construcción de un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y momento de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito. Para cada excentricidad existe un sólo par de valores P_n y M_n que producirán un estado inminente de falla. El conjunto de pares de valores genera una curva de interacción como la que se grafica en la figura II.2-2.

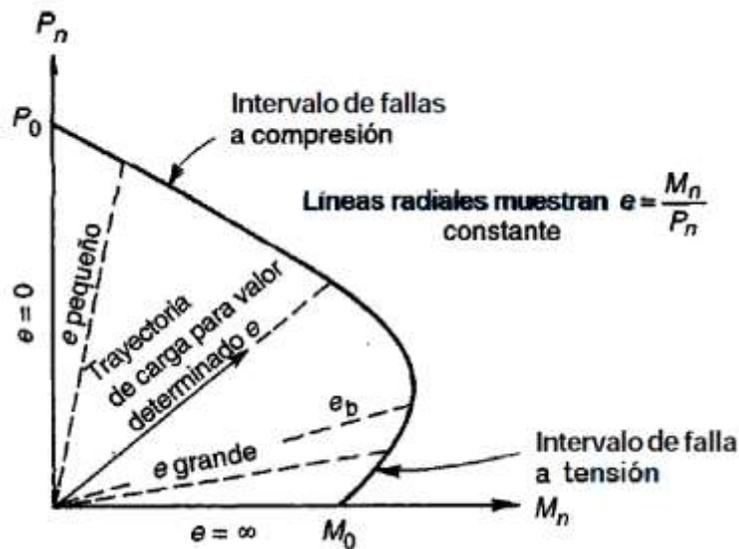


Figura II.2-2: Diagrama de interacción nominal y sus características.
Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Para una columna seleccionada de manera tentativa, se obtiene el diagrama de interacción escogiendo valores sucesivos de la distancia al eje neutro c desde el infinito ($e = 0$) hasta un valor muy pequeño encontrado por tanteos para obtener $P_n = 0$ ($e = \infty$, flexión pura).

En el diseño práctico se debe buscar que todos los pares de solicitaciones hallados con las combinaciones de carga en el análisis estructural conformen puntos que caigan dentro del sector encerrado por el diagrama de interacción. Además de lo anterior, para cumplir con el criterio de la economía, también se debería llegar a una sección tal que los pares de mayor solicitación caigan lo más cerca posible de la curva para aprovechar óptimamente la capacidad de la columna.

II.2.2.1.3. – Falla Balanceada:

En la figura II.2-2 se observa que el diagrama de interacción está dividido en dos intervalos: uno de falla a compresión y otro de falla a tracción. Como se indicó anteriormente, en el primer intervalo la falla ocurre al alcanzar el hormigón su deformación máxima mientras que en el segundo se debe a la fluencia del acero.

La falla balanceada se produce cuando el hormigón alcanza su deformación límite al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia. Este punto es el divisorio entre la falla a compresión y la falla a tracción.

Los valores P_b y M_b (y por lo tanto la excentricidad e_b) se pueden determinar, con referencia a la figura II.2-1 utilizando las siguientes ecuaciones en función a la compatibilidad de deformaciones:

$$c = c_b = d \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (\text{II.2.7})$$

$$a = a_b = \beta_1 c_b \quad (\text{II.2.8})$$

Estas dos ecuaciones proporcionan los datos de entrada para resolver el par de valores mencionado mediante las ecuaciones (II.2.5) y (II.2.6) de la forma descrita en la correspondiente sección.

Se puede observar que en la región de falla a compresión un incremento de P_n ocasiona una disminución en el valor de M_n mientras que en la región de falla a tracción ocurre lo contrario. Esto se debe a que en este último caso el incremento de la fuerza de compresión disminuye el esfuerzo de tracción que ocasiona la falla del acero en fluencia. En esta zona el diseño debe realizarse buscando en las combinaciones de carga la menor fuerza axial que acompaña al momento M_u .

II.3.2.1.4. – Diagrama de Interacción de Diseño:

Para columnas, al igual que para todos los demás elementos diseñados de acuerdo al Código ACI, se establecen márgenes de seguridad apropiados mediante la aplicación de factores de sobrecarga a las cargas de servicio y de coeficientes de reducción de resistencia a las resistencias últimas nominales.

El diagrama de interacción de diseño difiere del nominal por la aplicación del factor ϕ de reducción de resistencia y por la imposición del límite superior para capacidad a cargas concéntricas por excentricidades accidentales α hallado en la ecuación (II.2.3). Además se tiene en cuenta que el factor ϕ se puede incrementar desde 0,70 o 0,65, aplicable desde el menor valor entre ϕP_b o $0,10 f'_c A_g$, hasta el valor de 0,90 en $P = 0$. Esta transición se indica mediante la línea continua en el extremo inferior derecho de la curva de resistencias de diseño.

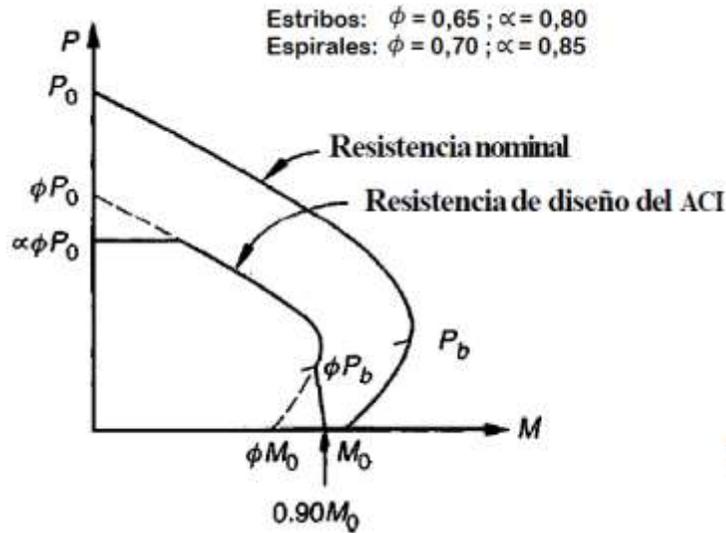


Figura II.2-3: Diagrama de interacción de diseño. **Fuente:** “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

II.2.2.1.5. – Flexión Biaxial:

Los procedimientos descritos entre las secciones II.2.2.1.1. a II.2.2.1.4. permiten diseñar columnas cuando la flexión está presente únicamente respecto a uno de los ejes principales de la sección. Por otra parte, la presencia de fuerzas axiales acompañadas por momentos flectores con respecto a los dos ejes de la sección transversal es una situación bastante frecuente en el diseño estructural de edificios corrientes.

El análisis de la resistencia de columnas cargadas biaxialmente se realiza en referencia a la figura II.2-4. Dados los ejes principales de la sección, X y Y , se aplican los momentos M_y y M_x respectivamente con sus correspondientes excentricidades e_x y e_y , figura II.2-4a y b, generando las curvas de interacción indicadas como Caso (a) y Caso (b) en los planos de flexión uniaxial en la figura II.2-4d. En la figura II.2-4(c) se combinan los momentos flectores ocasionando una excentricidad resultante cuya orientación se define mediante el ángulo λ :

$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \quad (\text{II.2.9})$$

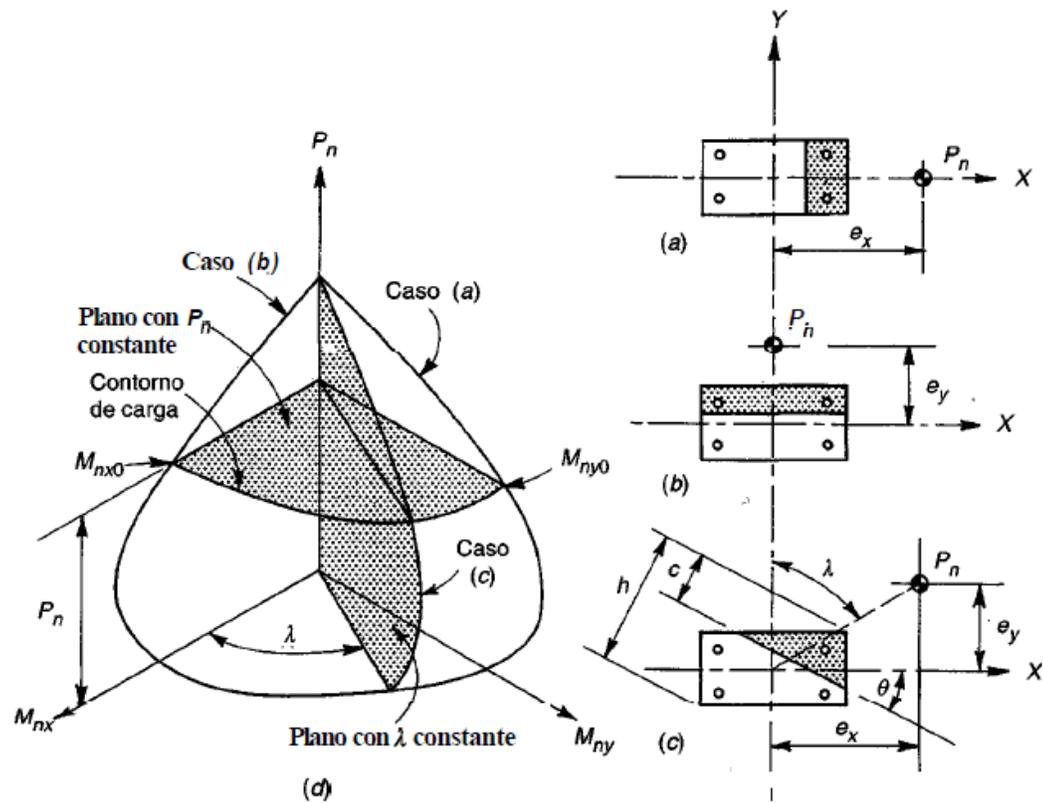


Figura II.2-4: Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial: (a) flexión uniaxial respecto al eje Y; (b) flexión uniaxial respecto al eje X; (c) flexión biaxial respecto a un eje diagonal; (d) superficie de interacción.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

En este último caso la flexión es con respecto a un eje definido mediante el ángulo θ con respecto al eje X. El Angulo λ define un plano en la figura II.2-4d. En este plano, la resistencia de la columna se define mediante la curva de interacción marcada como Caso (c). Se pueden definir curvas similares para distintos valores de λ , generando así una “superficie de falla”. Cualquier combinación de P_u , M_{ux} y M_{uy} que caiga dentro de la superficie de falla puede aplicarse de forma segura. Una superficie de falla bien puede representarse por medio de un conjunto de planos con λ constante o mediante otro conjunto de planos con P_n constante, llamados contornos de carga, como se indica en la figura.

La construcción de una superficie de falla es una extensión del análisis de flexión uniaxial. El procedimiento de cálculo podría realizarse seleccionando distancias sucesivas al eje neutro para un valor seleccionado de θ . Para cada una de las distancias se debería resolver para P_n , M_{nx} y M_{ny} mediante las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, utilizando además el diagrama de esfuerzo-

deformación del acero, obteniendo así un solo punto de la superficie. Este cálculo de naturaleza repetitiva puede ser programado en computadora para obtener resultados rápidos y precisos.

La principal dificultad en el procedimiento recién descrito es que el eje neutro, salvo alguna inclinación particular, no es perpendicular a la excentricidad resultante de los dos momentos: para elecciones sucesivas de θ , el valor de λ variará. Los puntos en la superficie de falla establecidos de esta manera se desviarán y no formarán una línea de falla como la indicada como Caso(c) en la figura II.2-4d.

Existen alternativas al procedimiento anterior tales como el “Método del Contorno de Carga” y el “Método de la Carga Inversa” en los que se hacen algunas simplificaciones para obtener valores aproximados de carácter conservador, que aunque son útiles al no ser necesario obtener valores muy precisos tienen sus correspondientes limitaciones al ser de naturaleza aproximada.

En la actualidad los cálculos descritos son normalmente realizados con la ayuda de programas de computadora que ofrecen resultados rápidos y precisos. El procedimiento utilizado con mayor amplitud en el mercado de programas de diseño de columnas a flexión biaxial es el descrito por Ehsani en su artículo “CAD for Columns” donde incluye un diagrama de flujo para generar curvas a partir de un ángulo de excentricidad determinado por la relación M_{uy}/M_{ux} a partir del análisis estructural del pórtico. Esto se lleva a cabo seleccionando valores sucesivos para la distancia al eje neutro desde un valor pequeño hasta uno muy grande, para luego calcular los valores de P_n , M_{nx} y M_{ny} . Para cada distancia seleccionada del eje neutro se realiza una iteración del ángulo θ hasta que $\lambda = \arctan M_{ny}/M_{nx}$ coincida con el valor de $\lambda = \arctan M_{uy}/M_{ux}$. De esa manera se determina un punto en la curva señalada como Caso (c) de la figura II.2-4d, procedimiento que se repite hasta obtener la curva de interacción con el valor particular de λ .

II.3.2.2. – Efectos de Esbeltez en Elementos a Compresión:

Dada la antigüedad del problema, existe una gran base teórico-analítica para el estudio del trabajo a compresión de piezas esbeltas en la Mecánica de los Materiales, tanto si se trata de compresión sola como si viene acompañada de flexión.

En forma generalizada, Euler, el principal exponente de la materia, estableció que una columna cargada concéntricamente fallará por pandeo a una carga crítica igual a:

$$P_c = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2} \quad (\text{II.2.10})$$

donde:

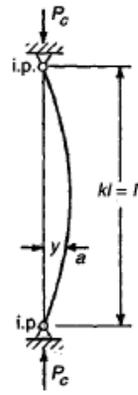
$P_c =$ carga crítica de pandeo de la pieza.

$E_t =$ módulo tangente de elasticidad del material, es decir, la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación unitaria.

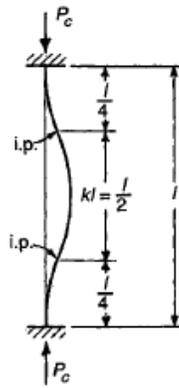
$I =$ momento de inercia de la sección.

$kl =$ longitud real de pandeo de la pieza.

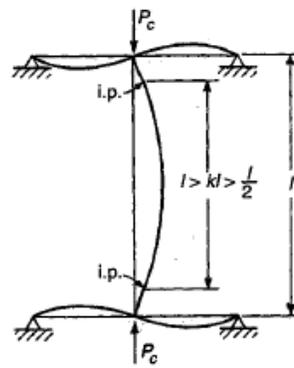
La longitud de pandeo de la pieza viene determinada por los puntos de inflexión que se generan cuando se aplica la carga crítica, tal como se ilustra en la figura II.2-5 para piezas con distintos grados de restricción.



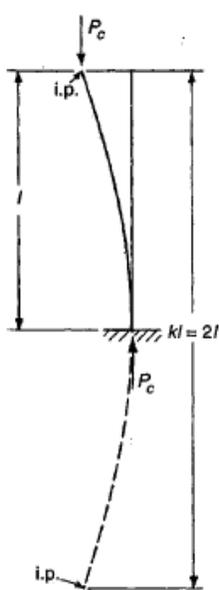
(a) $k=1$



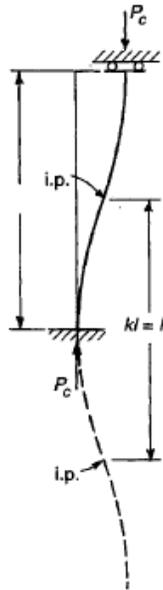
(b) $k=2$



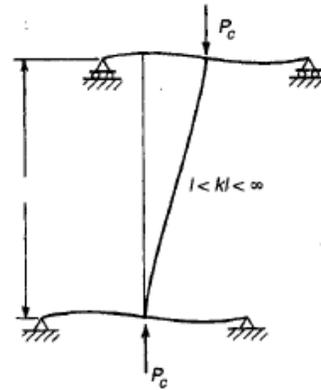
(c) $\frac{l}{2} < k < 1$



(d) $k=2$



(e) $k=1$



(f) $1 < k < \infty$

Figura II.2-5: Longitudes de pandeo para columnas comprimidas concéntricamente: (a) columna biarticulada, (b) biempotrada, (c) parcialmente empotrada, (d) en voladizo, (e) biempotrada pero con desplazamiento lateral y (f) parcialmente empotrada con desplazamiento lateral.

Fuente: “Desisgn of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

La situación de una columna sometida a carga axial más un momento flector (cuyo estudio es conocido como análisis $P-\Delta$) se ilustra en la figura II.2-6, donde se puede observar que la deflexión inicial ocasionada en respuesta a la flexión en combinación con la fuerza axial aplicada genera momentos de segundo orden a lo largo de la pieza, siendo entonces el momento resultante:

$$M = M_o + Py \quad (\text{II.2.11})$$

donde:

$M =$ momento total.

$M_o =$ momento inicial que produce la deflexión de primer orden.

$Py =$ momento adicional de segundo orden producido por la fuerza P en combinación con la deflexión lateral de primer orden.

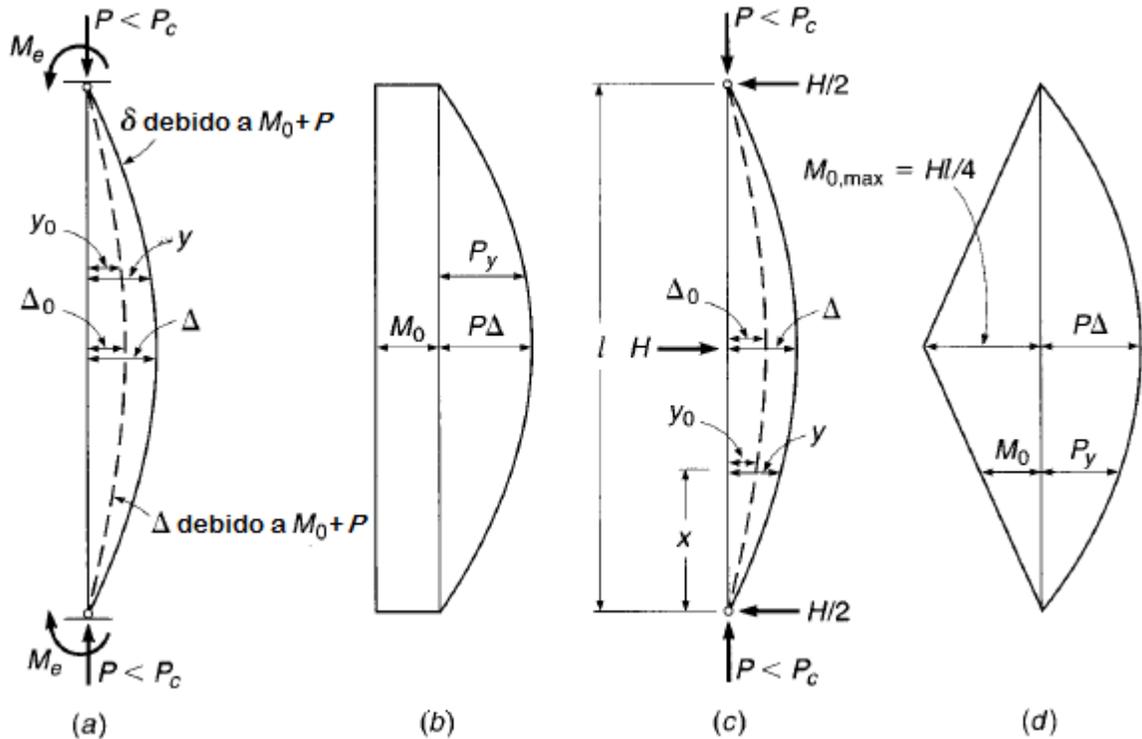


Figura II.2-6: Momentos en elementos esbeltos que se someten a compresión más flexión, deflectados en curvatura simple. (a) y (b): Momento uniforme. (c) y (d):

Momento producido por una carga puntual a media altura.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Una columna esbelta de hormigón armado alcanza el límite de su resistencia cuando la combinación de compresión y flexión en la sección sometida al máximo esfuerzo produce la falla de la misma. En general la compresión es constante en la longitud del elemento, por lo que la columna se aproxima a la falla cuando en la sección sometida a mayor esfuerzo la fuerza axial P se combina con un momento $M = M_{max}$, de tal manera que esta combinación llega a ser igual a P_n y M_n , valores que indican la falla inminente de la sección tal como se observa en la figura II.2-7.

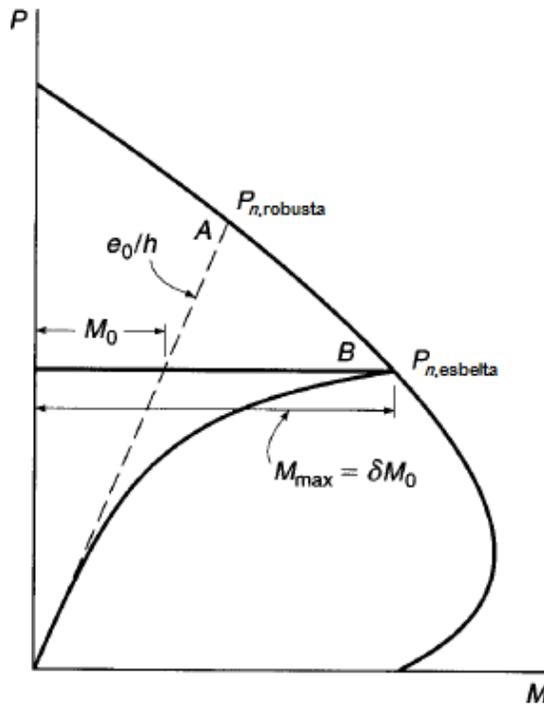


Figura II.2-7: Efecto de la esbeltez en la capacidad de carga de una columna.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Para una columna de una determinada sección transversal, la figura II.2-7 presenta una curva típica de interacción. Se observa que el efecto de la esbeltez ocasiona que la trayectoria de capacidad de carga deje de ser una recta hacia el punto de falla A , como en el caso de columnas cortas, generando un incremento de esfuerzos a flexión de segundo orden que reduce la capacidad a cargas axiales de la pieza llegando entonces a la ruptura en el punto B , para una carga axial menor.

Los procedimientos de la Norma Boliviana del Hormigón Estructural a desarrollarse en los siguientes apartados tienen por objeto definir cuándo debe ser tomada en cuenta la disminución de la capacidad de carga de una columna en particular y en qué

magnitud. La norma permite utilizar distintos métodos para el fin mencionado; el método desarrollado en este trabajo es el de los momentos magnificados.

II.2.2.2.1. – Criterios para Despreciar los Efectos de la Esbeltez:

Para permitir al diseñador prescindir de los análisis complicados que se requieren para el diseño de columnas esbeltas, el código la Norma Boliviana del Hormigón Estructural establece límites por debajo de los cuales los efectos de la esbeltez no son significativos y pueden despreciarse. Estos límites se ajustan para que generen una reducción máxima no prevista en la capacidad de la columna de no más de 5%. El análisis de esbeltez se despreciará si se cumplen las siguientes situaciones:

- a) Para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral:

$$kl_u/r \leq 34 - 12 M_1/M_2, \text{ donde: } M_1/M_2 \geq -0,5 \quad (\text{II.2.12a})$$

- b) Para pórticos no arriostrados:

$$kl_u/r < 22 \quad (\text{II.2.12b})$$

donde:

k = factor de longitud efectiva.

r = radio de giro de la sección.

l_u = distancia libre entre losas de entrepisos, vigas u otros elementos que proporcionen soporte lateral..

M_1 = el menor de los momentos extremos mayorados en el elemento a compresión, positivo si el elemento se deflecta en curvatura simple y negativo si la curvatura es doble.

M_2 = el mayor de los momentos extremos mayorados en el elemento a compresión, siempre positivo.

Para la definición del factor de longitud efectiva k , que depende del grado de empotramiento de la columna en particular en sus dos extremos, una de las ayudas de diseño más utilizadas son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland para columnas de sección transversal constante en pórticos de varios vanos:

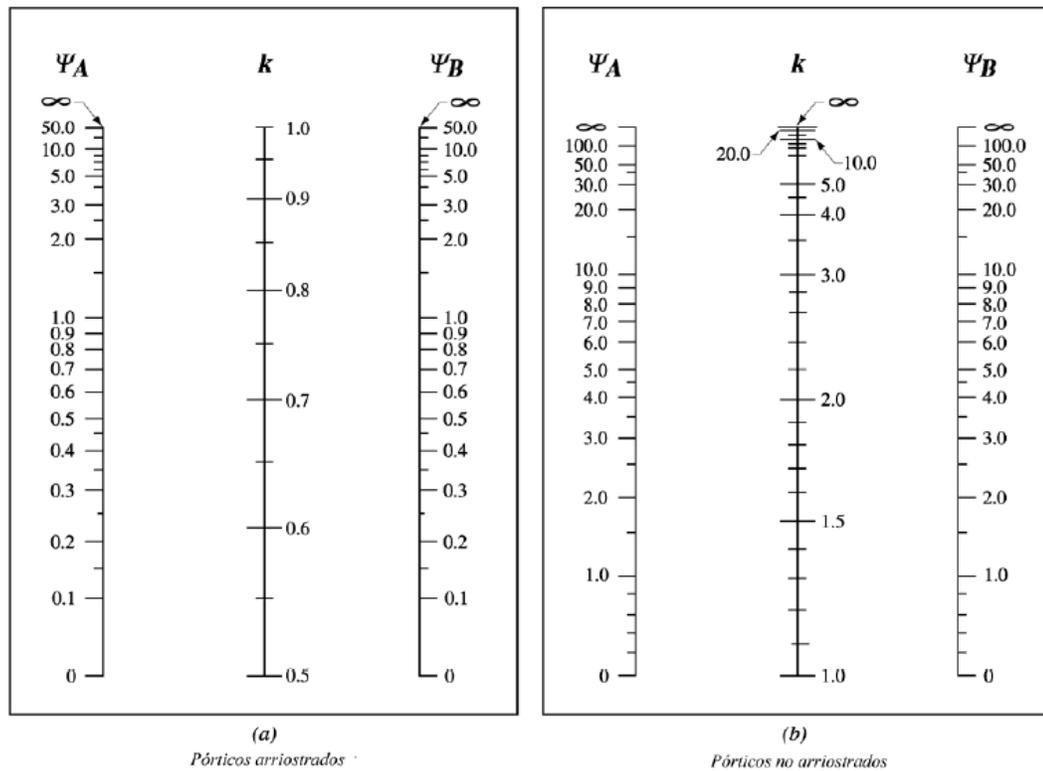


Figura II.2-8: Ábacos de Jackson y Moreland para el factor de longitud efectiva, k .
Fuente: Código ACI 318-05.

donde:

Ψ = relación de $\sum(EI/l_c)$ de los elementos a compresión respecto a $\sum(EI/l)$ de los elementos a flexión en el mismo plano del extremo del elemento a compresión.

l_c = longitud del elemento a compresión, medida entre los centros de los nudos.

l = luz del elemento a flexión medida de centro a centro de los apoyos.

Cabe señalar a esta altura que los valores de las fuerzas axiales mayoradas P_u , los momentos mayorados M_1 y M_2 en los extremos de las columnas y la deriva del entrepiso Δ_o en las expresiones expuestas en la presente y las siguientes secciones deben ser calculados a través de un análisis elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas y los efectos de la duración de las cargas en las propiedades de la sección. Las rigideces EI usadas en un análisis elástico por resistencia deben representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. La norma indica los siguientes valores, que han sido escogidos con base de ensayos de estructuras y de análisis:

Módulo de Elasticidad, E_c	
*Para $w_c = 1500 - 2500 \text{ kg/m}^3$	$w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
*Para H° de densidad normal	$4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Momentos de Inercia, I	
*Vigas	$0,35 I_a$
*Columnas	$0,70 I_a$
*Muros	
-No agrietados	$0,70 I_a$
-Agrietados	$0,35 I_a$
*Placas planas y losas planas	$0,25 I_a$
Área, A	$1,0 A_a$

Tabla II.2-2: Propiedades de cálculo de elementos estructurales.

Fuente: Código ACI 318-05.

donde:

w_c = densidad del hormigón, kg/m^3 .

f'_c = resistencia característica a compresión del hormigón, Mpa..

I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tomar en cuenta el refuerzo.

A_g = área bruta de la sección, para una sección con vacíos A_g es el área del hormigón sólo y no incluye el área de los vacíos.

II.2.3. – Diseño a Flexión:

El diseño de estructuras de hormigón armado se fundamenta en el concepto de proporcionar suficiente resistencia para sostener sobrecargas hipotéticas. De manera análoga al caso de columnas, el método de diseño del código ACI para vigas se basa en las desigualdades:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{II.2.13a})$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{II.2.13b})$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{II.2.13c})$$

Un elemento diseñado con base en una resistencia adecuada para un estado de carga hipotético, también debe comportarse en forma satisfactoria bajo condiciones normales de cargas de servicio. En el procedimiento presentado por el código ACI a partir de su

versión del año 1995, denominado método de la resistencia, después de calcular las dimensiones para obtener una resistencia adecuada, se determinan las deflexiones y luego se comparan con los valores límites (o se controlan de otra manera), y el ancho de las grietas se limita mediante métodos específicos. Este enfoque de diseño también es conocido como método de diseño para estados límites.

II.2.3.1. – Condiciones de Equilibrio:

Las vigas de hormigón armado pueden encontrarse en distintos estados de fisuración de acuerdo a la magnitud de los esfuerzos (y por tanto deformaciones) que deban resistir. La aplicación de solicitaciones de flexión en un elemento, salvo el caso de flexión compuesta con pequeña excentricidad, produce esfuerzos de compresión y de tracción. Siendo el hormigón poco apto para soportar éstos últimos, ocurre una transferencia total de los mismos a las barras de refuerzo a partir del límite del hormigón correspondiente a dicho esfuerzo. La figura II.2-9 ilustra los cambios en el comportamiento de una pieza que es sometida a esfuerzos cada vez mayores:

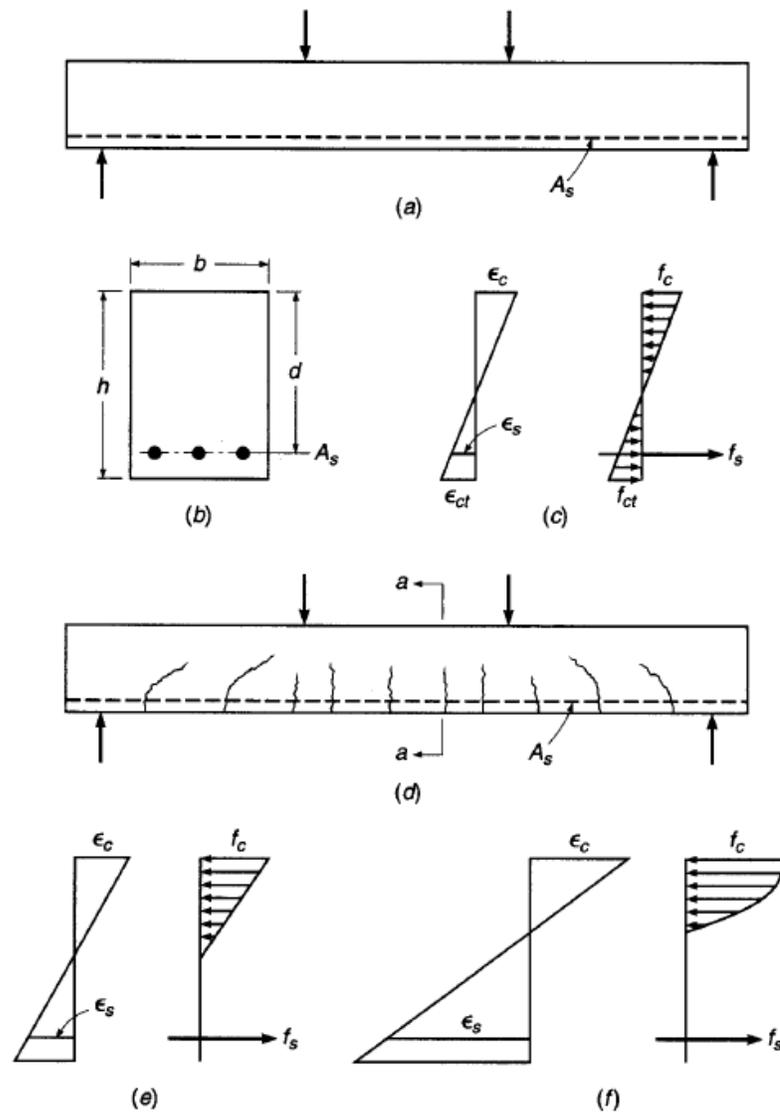


Figura II.2-9: Comportamiento de vigas de hormigón armado frente a cargas crecientes.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Se puede observar en la figura II.2-9b y c que a cargas pequeñas, que no superen la resistencia del hormigón a tracción, la sección actúa como un todo a niveles elásticos de esfuerzo. En la figura II.2-9d y e se tiene que al superar la resistencia a tracción del hormigón las fisuras aparecen y el hormigón solo trabaja a compresión, siendo la tracción resistida enteramente por el acero; los esfuerzos en el hormigón aun continúan en un rango elástico. En la figura II.2-9f se observa el diagrama de esfuerzos de la sección cuando se aproxima a su resistencia última, se tiene que el eje neutro de la sección asciende cada vez más y que el comportamiento del hormigón ahora es elasto-

plástico y que la distribución de esfuerzos toma la forma de su diagrama esfuerzo-deformación.

En el diseño de vigas en estructuras, lo que interesa primordialmente es el comportamiento de las piezas en el estado de resistencia última. La distribución de esfuerzos para la carga última se ilustra en la siguiente figura:

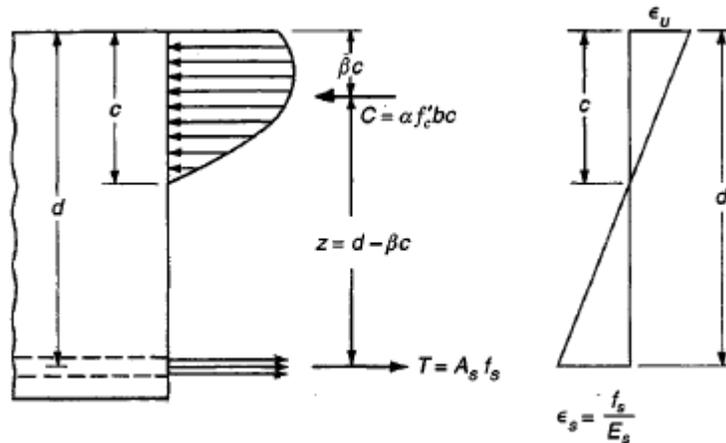


Figura II.2-10: Distribución de esfuerzos para carga última.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

En la figura II.2-10 se observa que el momento externo es resistido por un par de fuerzas resultantes de los esfuerzos en el hormigón y el acero, C y T , con un brazo interno z que depende de la altura útil d y de las dimensiones de la cabeza comprimida de hormigón y de su distribución de esfuerzos.

Se han elaborado en las últimas décadas varios métodos para la resolución del problema de determinar la resistencia última de una viga de hormigón armado con diversos enfoques y criterios. El método descrito en los siguientes apartados es el que recomienda el código y se basa en la determinación de los valores α y β (indicadores de posición y magnitud de la resultante de compresión C) para dicha resolución.

II.2.3.2. – Cuantía Balanceada de Acero:

La falla de una viga se puede dar de dos formas distintas: la falla de piezas con una pequeña o moderada cantidad de refuerzo se da por fluencia del acero a tracción, presentando grandes deformaciones antes del colapso; la falla de piezas con una cantidad tal de refuerzo que el acero no llega al esfuerzo de fluencia se da por aplastamiento del hormigón comprimido y ocurre de forma frágil, es decir, de forma brusca y sin previo aviso. Las vigas de falla dúctil son llamadas vigas sub-armadas mientras que las de falla frágil son conocidas como sobre-armadas.

La cuantía balanceada de acero en una viga se define como la cantidad de refuerzo para la cual la falla se da exactamente al mismo tiempo en el acero y en el hormigón, siendo el límite divisorio entre las cuantías que ocasionarían una falla dúctil y las que derivarían en una frágil. Esta cuantía se determina con base en los criterios de falla en ambos materiales, el esfuerzo de fluencia en el acero f_y correspondiente a la deformación ϵ_y y la deformación ultima de aplastamiento del hormigón $\epsilon_u = 0,003$. Con referencia a la figura II.2-10 se obtiene (II.2.14) luego de realizar algunas sustituciones a partir de la condición de equilibrio $C = T$, se determinan las dos siguientes relaciones:

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (\text{II.2.14})$$

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (\text{II.2.15a})$$

donde:

ρ_b = cuantía de refuerzo A_s , evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

En esta última expresión, si reemplazamos $\epsilon_u = 0,003$ y $E_s = 200'000 \text{ Mpa}$, llegamos a:

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} d \quad (\text{II.2.15b})$$

Según el código Norma Boliviana del Hormigón Estructural, todas las vigas se deberían calcular para que fallen por fluencia del acero a tracción. En versiones de años anteriores, se fijaba el valor límite para asegurar que la pieza fuera sub-armada, se emplean las deformaciones en las barras de acero situadas con la mayor excentricidad para asegurar la falla dúctil, este último procedimiento se desarrollará en la siguiente sección.

II.2.3.3. – Cuantía Mínima de Acero:

Una modalidad de falla puede ocurrir en vigas con muy poco refuerzo. Si la resistencia a flexión de la sección fisurada es menor que el momento que produce agrietamiento de la sección no fisurada con anticipación, se generará una falla inmediata y sin ningún aviso de peligro una vez que se forme la primera grieta de flexión.

Para evitar este tipo de falla se puede establecer un límite inferior para la cuantía de acero igualando el momento de agrietamiento con la resistencia de la sección fisurada. El código Norma Boliviana del Hormigón Estructural indica la siguiente desigualdad para obtener cuantías mínimas:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \quad (\text{II.2.16a})$$

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (\text{II.2.16b})$$

donde:

$A_{s,min}$ = cuantía mínima de acero para flexión, mm^2 .

b_w = ancho del alma, mm .

d = altura útil, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm .

El código señala además, tomando en cuenta el caso de elementos grandes donde las cuantías antes señaladas sean excesivas, que los anteriores requisitos no necesitan ser aplicados si la cuantía proporcionada en cada sección de la pieza es al menos un tercio (1/3) mayor a la requerida por análisis.

II.2.4. – Diseño a Cortante:

El diseño de secciones de hormigón armado para resistir solicitaciones de corte, de acuerdo al código la Norma Boliviana del Hormigón Estructural, se realiza bajo la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{II.2.17})$$

en la que el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ debe tomarse igual a 0,75, valor que es más conservador que el indicado para diseño de vigas a flexión por existir mayor grado de incertidumbre en el diseño a corte que en el de flexión pero sobre todo por la naturaleza violenta de la falla a cortante de piezas de hormigón armado.

La resistencia nominal al cortante se calcula mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{II.2.18})$$

donde:

V_c = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por la armadura de cortante.

En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de hormigón. En un elemento con armadura de cortante se supone que una parte del cortante la soporta el hormigón y el resto el refuerzo para corte.

En los siguientes apartados se describe el comportamiento que presentan vigas sometidas a esfuerzos de corte y el procedimiento de diseño de una pieza para resistir determinada fuerza cortante.

II.2.4.1. – Resistencia a Cortante Proporcionada por el Hormigón:

La resistencia a cortante proporcionada por el hormigón V_c se supone que es igual para vigas con y sin armadura para cortante, y se toma como el cortante que produce un agrietamiento diagonal significativo. La expresión general para la contribución del hormigón a la resistencia a cortante nominal que incluye la contribución generada por el entrelazamiento de agregados, la acción de dovola del refuerzo principal y la del hormigón no fisurado es:

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3\sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{II.2.19})$$

donde ρ_w es la cuantía de acero longitudinal a tracción y la relación $V_u d/M_u$ no debe ser mayor a 1,0.

La ecuación (II.2.19) es apropiada para el diseño computarizado o para investigación. Para cálculos manuales su uso puede ser difícil por la variación de los valores de V_u , M_u y ρ_w a lo largo de la luz. El código Norma Boliviana del Hormigón Estructural permite una ecuación alterna para calcular V_c :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (\text{II.2.20})$$

La relación (II.2.20) es muy conservadora en regiones donde la relación V_u/M_u es grande, como cerca de los bordes de luces simples; sin embargo, debido a su simplicidad, es la que generalmente se utiliza en la práctica.

Anteriormente se indicó que el agrietamiento por tensión diagonal ocurre cuando el esfuerzo principal de tensión en el alma de la viga, producido por la acción combinada de cortante y flexión, alcanza la resistencia a tensión del hormigón. Es obvio que la introducción de una fuerza longitudinal, que modifica la magnitud y dirección del esfuerzo principal de tracción, puede alterar de manera significativa la carga de agrietamiento diagonal. Para tener en cuenta lo anterior, se parte de (II.2.17) para el cálculo del cortante crítico tomando el siguiente momento modificado en cuenta de M_u :

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h-d}{8} \right) \quad (\text{II.2.21})$$

En esta última expresión, la relación V_u/M_u no necesita limitarse a 1,0 como antes y la fuerza axial N_u se debe tomar como positiva cuando es de compresión. Para vigas sometidas a compresión axial, el límite superior para V_c de (II.3.19) se reemplaza por:

$$V_c = 0,3\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,3N_u}{A_g}} \quad (\text{II.2.22})$$

donde A_g es el área bruta de la sección de hormigón y N_u/A_g debe expresarse en Mpa . Cuando M_m calculado por (II.3.21) es negativo, V_c debe calcularse por medio de (II.2.22).

Debido a la complejidad de la obtención de V_c mediante (II.2.21) y (II.2.22), el código ACI permite el uso de la expresión simplificada:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \quad (\text{II.2.23})$$

El gráfico II.2-11 muestra una comparación entre el rango de valores obtenidos de la forma completa y los valores obtenidos mediante la forma simplificada. Se puede observar que la ecuación simplificada brinda valores muy conservadores a medida que incrementa la fuerza axial de compresión aplicada a la pieza.

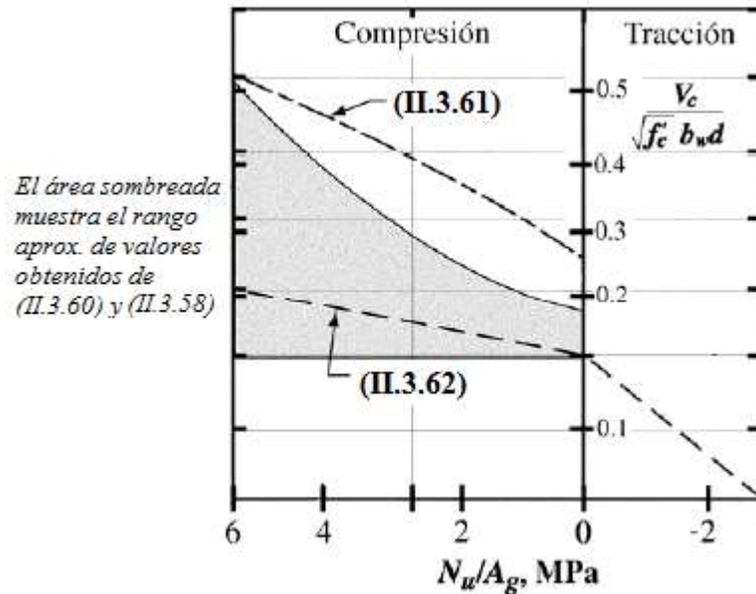


Figura II.2-11: Comparación de las ecuaciones de resistencia al cortante para elementos con carga axial. **Fuente:** “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

II.2.4.2. – Cálculo de la Armadura de Corte:

El procedimiento de cálculo para el diseño de armadura para cortante según el código Norma Boliviana del Hormigón Estructural es una sucesión de fórmulas y limitantes sencillas, cuya finalidad es proporcionar un refuerzo transversal tal que permita obtener con cierto grado de seguridad elementos que sean capaces de desarrollar su máxima capacidad a momento flector en vez de tener limitada su resistencia por una falla a cortante prematura. Lo anterior es necesario tanto por motivos económicos como de seguridad para los usuarios que deben ser protegidos de una falla súbita y explosiva como la del cortante.

Las disposiciones del código para el diseño del refuerzo a cortante se desarrollan en los siguientes apartados.

II.2.4.2.1. – Separación Máxima entre Estribos:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 600mm \end{cases} \quad (\text{II.2.24})$$

donde s es la separación entre estribos y d la altura útil de la pieza.

Si se trata de estribos inclinados o de refuerzo longitudinal inclinado, se debe tener un espaciamiento tal que cada línea a 45° que se extienda desde la mitad de la altura del elemento hasta el refuerzo longitudinal de tracción debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

Adicionalmente, si se cumple la relación:

$$V_u - V_c = V_s > \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w d \quad (\text{II.2.25})$$

las separaciones máximas dadas en (II.2.51) se deben reducir a la mitad.

II.2.4.2.2. – Armadura Mínima para Cortante:

El refuerzo para cortante restringe la formación de grietas diagonales y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la pieza y advierte del peligro de falla. Este refuerzo resulta de gran valor si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista, o a una sobrecarga. Por lo tanto, siempre debe colocarse un área mínima de armadura de cortante $A_{v,min}$ en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión donde $V_u > 0,5\phi V_c$, excepto en:

- a) Losas y zapatas.
- b) Losas nervadas de hormigón y viguetas.

c) Vigas cuya altura cumpla:

$$h \leq \begin{cases} 250mm \\ 2,5h_f \\ 0,5b_w \end{cases} \quad (\text{II.2.26})$$

Cuando se requiera refuerzo para cortante, ya sea de acuerdo con el párrafo anterior o por análisis, y cuando la torsión pueda ser despreciada, el área mínima de refuerzo de corte $A_{v,min}$ debe ser calculada según:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{II.2.27})$$

donde:

$A_{v,min}$ = área mínima de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , mm^2 .

II.2.4.2.3. –Cálculo de la Armadura para Cortante:

De acuerdo a (II.2.17) y (II.2.18) se tiene que, en las secciones donde V_u exceda a ϕV_c , el acero debe calcularse para resistir con seguridad la diferencia entre dichos valores mediante una de las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{II.2.28})$$

donde:

A_v = área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , mm^2 .

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y de la armadura transversal, Mpa .

Normalmente es conveniente para el diseño definir primero el área de refuerzo transversal y luego obtener mediante la anterior relación el espaciamiento correspondiente al área seleccionada:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \quad (\text{II.2.29})$$

Donde se utilicen estribos inclinados como refuerzo para cortante, la expresión (II.2.28) se modifica como sigue:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (\text{II.2.30})$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, y la separación s se mide en la dirección paralela al eje longitudinal. En realidad, se puede observar que la ecuación (II.2.28) es el caso particular de (II.2.30) en que $\alpha = 90^\circ$.

Donde el refuerzo para cortante consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{4} b_w d \quad (\text{II.2.31})$$

donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

Para evitar fisuras diagonales de ancho excesivo, el código ACI limita la resistencia de las barras de acero a usar en el refuerzo a corte a $f_{yt} \leq 420 \text{ Mpa}$. Además, de acuerdo a la Norma Boliviana del Hormigón Estructural, en ningún caso se puede considerar V_s mayor que:

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{II.2.32})$$

sin importar la cantidad de refuerzo transversal para corte que se use.

II.2.5. – Diseño a Torsión:

De manera similar a los anteriores apartados, el diseño de elementos a solicitaciones de torsión debe cumplir:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{II.2.33})$$

donde:

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

T_n = resistencia nominal a torsión.

T_u = torsión última, producto de la combinación más crítica de cargas mayoradas.

El coeficiente de reducción de resistencia ϕ se toma, al igual que en el diseño a cortante, con el valor de 0,75. El valor del coeficiente ϕ en torsión, al igual que en el diseño a otras solicitaciones, corresponde al grado de riesgo que correría el usuario de una estructura si se presentara una hipotética falla frágil y al nivel de incertidumbre en las suposiciones de diseño.

En los siguientes apartados se explica y desarrolla brevemente el procedimiento de diseño para solicitaciones de torsión y su combinación con tipos de acciones en una estructura.

II.2.5.1. – Modelo Idealizado para Diseño a Torsión:

El diseño para torsión según la Norma Boliviana del Hormigón Estructural fue desarrollado de acuerdo a la idealización de la viga sometida a torsión como un tubo de pared delgada, antes de su agrietamiento a torsión, y prácticamente como una cercha

espacial luego de agrietada la sección, despreciando el núcleo de hormigón de la sección transversal de la viga sólida, tal como se ilustra en la figura II.2.12.

Una vez que la viga de hormigón armado se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por los estribos cerrados y barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento donde se supone que éstos hacen las veces de tirantes mientras que el hormigón fisurado continua trabajando a compresión en las bielas comprimidas diagonalmente tal como se observa en la figura II.2-12b.

Se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones sólidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después del agrietamiento.

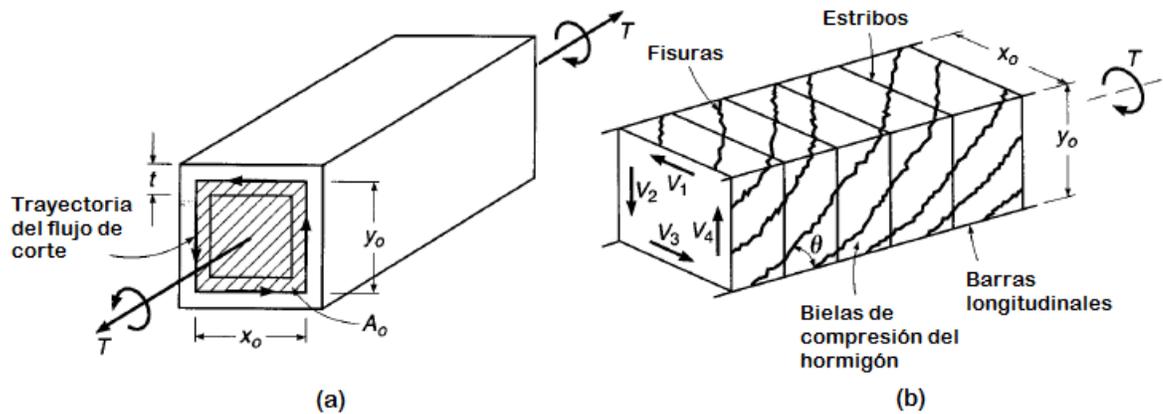


Figura II.2-12: a) Idealización como tubo de pared delgada en sección no fisurada. b) Modelado como cercha espacial de sección fisurada.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

II.2.5.2. – Momento Crítico de Torsión:

Cuando los esfuerzos de tensión diagonal en una pieza exceden la resistencia a la tensión del hormigón, se forma una grieta en algún sitio accidentalmente más débil y ésta se propaga inmediatamente a través de la viga. El valor del momento torsor que corresponde a la formación de esta grieta diagonal se conoce como el torque de agrietamiento T_{cr} .

Los torques que no exceden de aproximadamente un cuarto del torque de agrietamiento T_{cr} no producen una reducción estructuralmente significativa en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados. Se supone que el agrietamiento se produce cuando el esfuerzo principal de tracción alcanza un valor igual a $(\sqrt{f'_c}/3)$, por lo que

se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado T_u es menor que:

- a) En elementos no preesforzados

$$T_u < \frac{\phi\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (\text{II.2.34})$$

- b) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión

$$T_u < \frac{\phi\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g\sqrt{f'_c}}} \quad (\text{II.2.35})$$

en ambas relaciones:

A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm^2 .

p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm .

N_u = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.

A_g = área bruta de la sección, mm^2 . Para una sección con vacíos, A_g es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos.

Para elementos sólidos, la interacción entre la torsión de agrietamiento y el cortante por agrietamiento inclinado es aproximadamente circular o elíptica. Para un relación de este tipo, un torque de $0,25T_{cr}$, como el que se usa en las dos ecuaciones anteriores, corresponde a una reducción del 3% en el cortante por agrietamiento inclinado.

II.2.5.3. – Torsión Primaria y Secundaria:

Al considerar los efectos de torsión en las estructuras de hormigón armado, es importante diferenciar entre torsión primaria y torsión secundaria. La torsión primaria, algunas veces llamada torsión de equilibrio o torsión estáticamente determinada, se presenta cuando la carga externa no tiene otra alternativa que ser resistida por torsión. En estos casos, la torsión necesaria para mantener el equilibrio estático puede determinarse en forma “única”. Un ejemplo es el voladizo de la figura II.2-13a, donde la estructura necesita de momentos torsores resistentes en las columnas para equilibrarse. Sin estos momentos de torsión, la estructura colapsaría.

En contraste a la condición anterior se genera la torsión secundaria también llamada torsión por compatibilidad o torsión estáticamente indeterminada, a partir de los

requisitos de compatibilidad de deformaciones entre partes adyacentes de una estructura. Generalmente en este caso existe la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas y de un equilibrio alterno. Un ejemplo de torsión secundaria sería la viga de borde que sostiene una losa monolítica de hormigón como la de la figura II.2-13b. Si la viga tiene una resistencia adecuada a la torsión que se le aplica entonces los momentos serán aproximadamente los de un apoyo exterior rígido como en II.2-13c. Si la pieza no tiene la rigidez necesaria a torsión se presentará un agrietamiento que disminuirá aún más dicha rigidez y el comportamiento se aproximará al de un apoyo articulado como en II.2.13d.

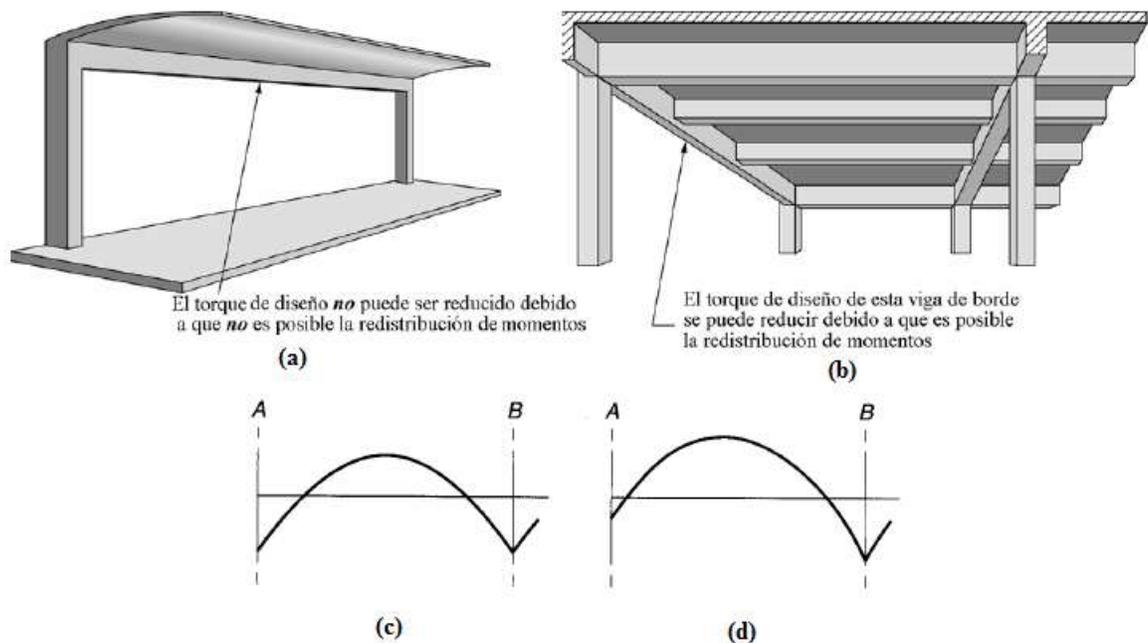


Figura II.2-13: Torsión primaria y secundaria. **Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB-1225001.

En una estructura estáticamente indeterminada, donde se puede producir una reducción del momento torsional en el elemento debido a una redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento a esfuerzos de torsión, se permite reducir el máximo momento torsor T_u a los valores dados por las siguientes expresiones:

- a) En elementos no preesforzados

$$T_u \geq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_c^2 p}{p_{cp}} \right) \quad (\text{II.2.36})$$

- b) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión

$$T_u \geq \frac{\phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)}{12} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (\text{II.2.37})$$

donde los símbolos tienen el mismo significado que el señalado en el apartado anterior.

El valor reducido de T_u que admite la Norma Boliviana del Hormigón Estructural, intenta aproximar la resistencia de torsión al agrietamiento de la viga de soporte para una carga combinada de torsión y flexión. Las grandes rotaciones que se presentan con carga de torsión esencialmente constante producirían una redistribución significativa de las fuerzas internas, justificando la utilización del valor reducido en el diseño del elemento a torsión y de los elementos de soporte.

II.2.5.4. – Límites en el Esfuerzo Cortante:

Rara vez se encuentra un elemento sujeto únicamente a torsión. La situación normal es aquella de una viga sujeta a los momentos flectores y fuerzas cortantes usuales, solicitaciones a las cuales se superponen los momentos torsores. En un elemento fisurado, tanto el corte como la torsión incrementan las fuerzas diagonales en las bielas de compresión, los anchos de las fisuras diagonales y la resistencia requerida del refuerzo transversal.

Con base principalmente en observaciones empíricas, el ancho de las grietas diagonales en condiciones de servicio puede limitarse controlando el esfuerzo cortante calculado bajo torsión y cortante mayorados. Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

- a) En secciones sólidas

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (\text{II.2.38})$$

- b) En secciones huecas

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2 \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (\text{II.2.39})$$

Si es que el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el segundo término de la ecuación (II.2.66) debe reemplazarse como sigue:

$$\left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2 \rightarrow \left(\frac{T_u}{1,7 A_{oh t}} \right)^2$$

donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección transversal que ocurre simultáneamente con T_u .

p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm .

A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2 .

II.2.5.5. – Cálculo de la Armadura para Torsión:

El refuerzo por torsión incluye tanto armadura transversal como armadura longitudinal, tal como se vio en la idealización de una pieza fisurada a torsión. A diferencia de la armadura para cortante, el refuerzo para torsión siempre debe consistir en estribos cerrados, ya que de otra manera no se brindaría una resistencia adecuada al flujo de cortante que tiene lugar alrededor de toda la pieza.

La resistencia nominal a torsión de una pieza de hormigón armado según la Norma Boliviana del Hormigón Estructural se halla mediante:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (\text{II.2.40})$$

donde:

A_o = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm^2 .

A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión con un espaciamiento s , mm^2 .

f_{yt} = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal cerrado para torsión, Mpa .

θ = ángulo entre el eje de un puntal o biela de compresión y la cuerda de tracción de un elemento.

Se permite tomar $A_o = 0,85A_{oh}$ y el valor del ángulo debe cumplir: $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Esta última expresión se obtiene analizando el modelo puntal-tensor definido para vigas fisuradas a torsión y sirve, luego de despejar el término A_t/s , para calcular la armadura transversal para torsión.

Una vez determinada la armadura transversal de torsión, debe definirse el valor del refuerzo transversal combinado entre corte y torsión A_{v+t} de la siguiente forma:

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (\text{II.2.41})$$

donde A_v es el área de dos ramas de un estribo cerrado mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado.

El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para torsión, A_t , no debe ser menor que:

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (\text{II.2.42})$$

donde:

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de torsión, *Mpa*.

El valor de A_t/s en (II.2.42) corresponde al refuerzo determinado mediante (II.2.40) sin modificar su valor para evitar el uso de cantidades excesivas de armadura longitudinal.

II.2.5.6. – Refuerzo Mínimo para Torsión:

Para controlar la pérdida de rigidez tras el agrietamiento inclinado y así permitir el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, el máximo espaciamiento para el refuerzo transversal para torsión no debe exceder al más pequeño de los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} p_h/8 \\ 300mm \end{cases} \quad (\text{II.2.43})$$

Complementariamente a la anterior disposición el código indica que el refuerzo longitudinal para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de $300mm$ entre barras y que debe haber por lo menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos.

El refuerzo a torsión debe ser desarrollado más allá del punto en que se requiera por análisis en por lo menos una distancia igual a $(b_t + d)$, donde b_t es el ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados para torsión. Esta distancia es mayor a la usada para el refuerzo de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal.

Además, donde se requiera refuerzo para torsión, el área mínima combinada por corte y torsión de estribos cerrados debe calcularse como:

$$(A_v + 2A_t) = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{II.2.44})$$

En realidad, si un elemento está sometido a un momento torsor mayor a $0,25T_{cr}$, como se había establecido anteriormente, la armadura transversal mínima para la

combinación de torsión y cortante es $0,35b_w s / f_{yt}$, siendo el otro término de la ecuación (II.2.44) añadido para compatibilizar con la ecuación de armadura mínima para cortante.

En base a un análisis experimental del comportamiento de especímenes de ensayo conformados por vigas de hormigón armado sometidas a torsión pura y a torsión combinada con corte llevado a cabo por un comité de la ACI en el año 1995, se definió que el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión $A_{t,min}$, para evitar el riesgo de falla frágil tras el agrietamiento inclinado, debe calcularse como:

$$A_{t,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{12f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{II.2.45})$$

donde:

$$\frac{A_t}{s} \geq 0,175 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (\text{II.2.46})$$

Adicionalmente, el reglamento indica que se debe utilizar un diámetro mínimo de refuerzo longitudinal de 1/24 del espaciamiento entre estribos pero que no sea menor del diámetro $\phi = 10mm$ (equivalente al No.10 en sistema decimal y al No.3 en unidades inglesas).

II.2.6. – Diseño de Fundaciones:

Las fundaciones como elemento estructural particular deben ser diseñadas para soportar esfuerzos de flexión, corte, punzonamiento y aplastamiento. El reglamento NB 1225001-1 define el formato general de diseño de la misma manera que para otros elementos estructurales según lo indicado en la sección II.2.1. y tomando en cuenta los factores de la tabla II.2-1:

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi \cdot \text{Resistencia nominal} \leq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi = \begin{cases} \text{Flexión} = 0,90 \\ \text{Punzonamiento} = 0,75 \\ \text{Corte} = 0,75 \\ \text{Aplastamiento} = 0,65 \end{cases}$$

En el presente proyecto se tiene definida la utilización de zapatas aisladas, particularmente de alzado tronco-piramidal, para lo cual se desarrolla en los siguientes apartados una breve explicación del procedimiento de diseño para éste tipo de elemento.

El reglamento NB 1225001-1 contempla solo zapatas rectangulares de fundación, siendo las zapatas inclinadas apenas mencionadas en un artículo. En nuestro medio, sin embargo, es muy común la construcción de zapatas que tienen su parte superior en forma tronco-piramidal. Las hipótesis generales que plantea el reglamento para zapatas rectangulares permiten encarar el análisis en flexión y punzonamiento de las zapatas tronco-piramidales con ajustes menores. No ocurre lo mismo en el caso de corte, para lo cual se recurrió en el presente trabajo a otras fuentes.

II.2.6.1. – Secciones Críticas

El funcionamiento de las zapatas aisladas es complejo y el cálculo se realiza mediante métodos simplificados y en secciones de particular importancia en la transmisión de esfuerzos de la columna a la zapata.

El diseño o verificación de zapatas se realiza en las denominadas “secciones críticas” mencionadas anteriormente, las cuales son indicadas por reglamento para cada una de las solicitaciones en consideración. En cada uno de los siguientes apartados el procedimiento está referido a dichas secciones.

II.2.6.2. – Flexión:

Para el diseño a flexión de zapatas aisladas, según indica el artículo 15.4.2 Pag 232 del reglamento Norma Boliviana del Hormigón Estructural: “El momento máximo mayorado, M_u , para una zapata aislada debe calcularse en la cara de la columna...” .

Para ilustrar lo anterior se muestra la siguiente figura:

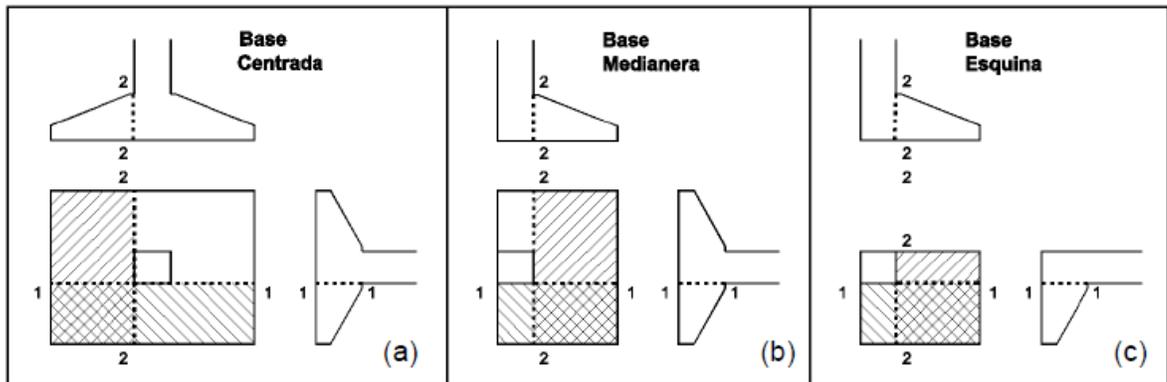


Figura II.2-14: Secciones críticas para flexión según tipo de zapata.

Fuente: “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

Dado que no existen recomendaciones en el reglamento para el diseño de zapatas de sección variable como las de alzado tronco-piramidal, se introduce una simplificación

en los cálculos del lado de la seguridad: se supone que la sección resistente es de ancho constante e igual al menor ancho de la sección transversal (figura II.2-15).

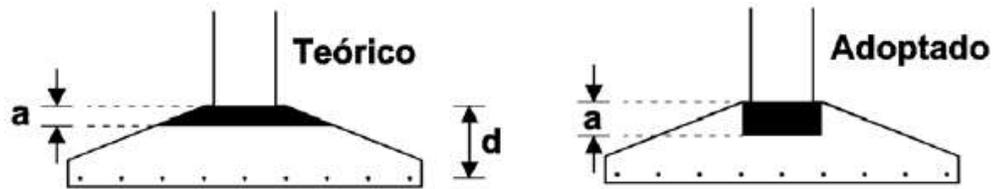


Figura II.2-15: Simplificación de la sección resistente a flexión en zapatas aisladas de alzado tronco-piramidal.

Fuente: “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

II.2.6.3. – Corte:

El código NB 1225001-1 indica en el capítulo 11 que las secciones críticas para el corte, en las condiciones de carga de los elementos estructurales en estudio, se deben ubicar a una distancia no mayor a “d” de las caras de las columnas (Figura II.2-16) pero no contempla específicamente el análisis bajo solicitaciones de corte de secciones de ancho variable.

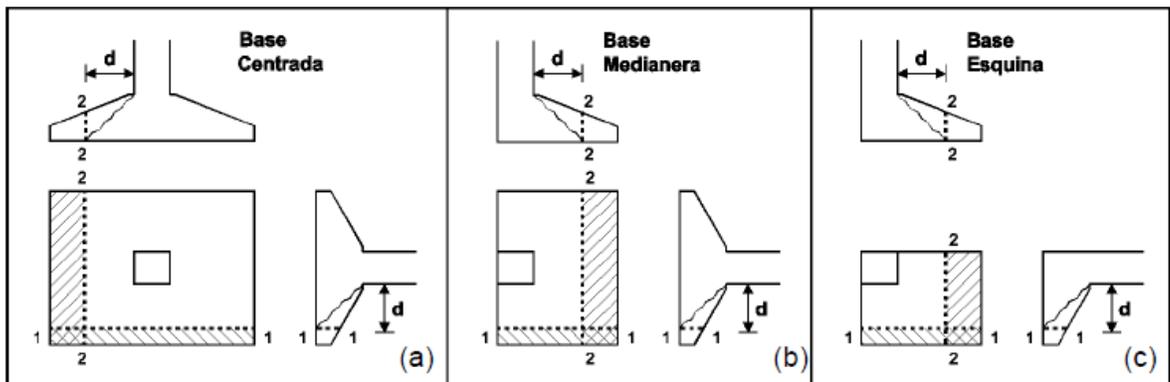


Figura II.2-16: Secciones críticas para corte según tipo de zapata. **Fuente:**

“Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

Si bien una hipótesis del lado de la seguridad podría consistir en tomar con ancho resistente el menor ancho de la sección, de la misma forma que en flexión, esto resultaría en un diseño exageradamente conservador y obligaría bien a diseñar zapatas con alturas innecesariamente grandes o a dejar de utilizar zapatas de sección variable.

En la referencia 10 se indica que en elementos sin estribos, la resistencia al corte puede suponerse compuesta por:

1. El aporte de la zona de hormigón comprimido
2. El efecto pasador de las armaduras de flexión y
3. El efecto de engranamiento de agregados de la zona fisurada.

En la referencia 10, al no existir indicaciones reglamentarias ni referencias bibliográficas más específicas, se propone adoptar el siguiente criterio para evaluar la resistencia al corte:

- a) Suponer que la resistencia al corte de la zona comprimida de hormigón está provista por un sector de ancho constante e igual al menor ancho de la sección.
- b) Suponer que el resto del corte está provisto por una sección con un ancho igual al ancho promedio entre el mínimo y el máximo que presenta la sección.

Además, en dicha referencia se explica brevemente que para elementos sin armadura de corte, según ensayos publicados en los últimos 30 años, el aporte de la zona comprimida representa solamente alrededor del 25% de la resistencia total al corte. De lo anterior es que se propone la expresión:

$$V_n = V_c = [0,25 b_{min} + 0,75 (b_{max} + b_{min})/2] d \sqrt{f'_c} / 6$$

$$V_n = (5 b_{min} + 3 b_{max}) d \sqrt{f'_c} / 48 \quad \text{(II.2.47)}$$

II.2.6.4. – Punzonamiento:

Según reglamento, los perímetros críticos pueden tomarse a una distancia no menor que $d/2$ del perímetro de las columnas:

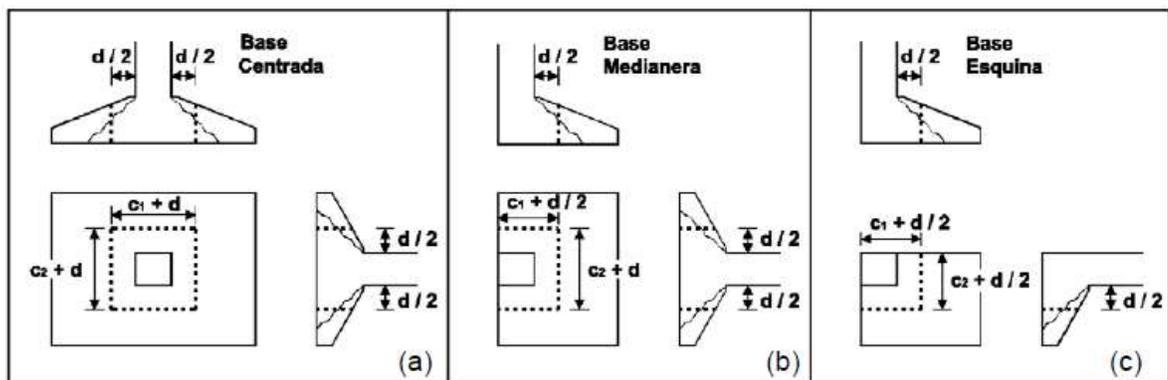


Figura II.2-17: Perímetro crítico a punzonamiento. **Fuente:** “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

La carga efectiva de punzonamiento puede calcularse bien considerando la reacción del suelo que se encuentra por fuera del perímetro crítico o bien como la carga de la columna descontada de la reacción del suelo que se encuentra encerrada por el perímetro crítico.

El artículo 11.12.2.1 del código NB 1225001-1 indica que la resistencia al punzonamiento debe ser tomada como el menor de los siguientes valores:

$$V_c = (1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} b_o d/6 \quad (\text{II.3.48a})$$

$$V_c = [\alpha_s d/b_o + 2]\sqrt{f'_c} b_o d/12 \quad (\text{II.3.48b})$$

$$V_c = \sqrt{f'_c} b_o d/3 \quad (\text{II.3.48c})$$

donde:

β = relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

α_s = 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

b_o = perímetro crítico a punzonamiento.

II.2.6.5. – Aplastamiento:

La sección 10.17 del reglamento NB 1225001-1 cubre la resistencia al aplastamiento en apoyos de hormigón limitando el esfuerzo por aplastamiento permisible al valor de $0,85f'_c$:

$$B_r = \phi(0,85f'_c A_1) \quad (\text{II.3.49a})$$

La expresión anterior es de validez general y solo puede ser modificada en caso de que el área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, lo que da un aumento de la resistencia al aplastamiento por efecto de confinamiento:

$$B_r = \phi(0,85f'_c A_1)\sqrt{A_2/A_1} \quad (\text{II.3.49b})$$

donde:

B_r = carga máxima admisible por aplastamiento.

A_1 = área cargada, no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

A_2 = área de apoyo, se obtiene mediante la aplicación de un tronco-piramidal (ver figura II.2-17).

El reglamento limita el incremento de resistencia por confinamiento. El valor de la relación $\sqrt{A_1/A_2}$ no debe ser tomado mayor a 2.

II.2.6.6. – Transmisión de Esfuerzos en la Base de Columnas:

La sección 15.8 del código NB 1225001-1 cubre este tema con varias disposiciones que en el caso de estructuras de hormigón construidas in situ se pueden resumir como sigue:

- a) Las fuerzas de compresión se transmiten por aplastamiento del hormigón, se debe efectuar la verificación ya descrita en la sección anterior tanto en la cabeza de la zapata como en la base de la columna.
- b) Los momentos son transmitidos a las zapatas a través del refuerzo y por lo tanto este debe anclarse como pasadores dentro de las zapatas, cumpliendo las disposiciones de la sección 12.17 que indica los requisitos especiales para empales en columnas.
- c) Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones a cortante por fricción de la sección 11.6 del reglamento ya revisadas en la sección de cortante, o mediante otros medios apropiados.

II.3. – Diseño Estructural de Tanques de Almacenamiento

Los tanques son estructuras cuya función es almacenar líquidos. Son de tres tipos: enterrados, superficiales o elevados. Los primeros están constituidos por piscinas, cisternas, reservorios de agua potable, etc. Los segundos son aquéllos que están apoyados sobre la superficie del terreno y son utilizados como una alternativa a los tanques enterrados cuando el costo de la excavación del terreno es elevado o cuando se desea mantener la altura de presión por la topografía del terreno.

Los tanques elevados se emplean cuando se necesita elevar la altura de presión del agua para su distribución. Son de diferentes tamaños dependiendo del volumen de líquido que almacenarán. En la figura II.3-1 se muestran algunos tipos de tanques. Los tanques también se clasifican por su forma en planta en: cuadrados, rectangulares o circulares.

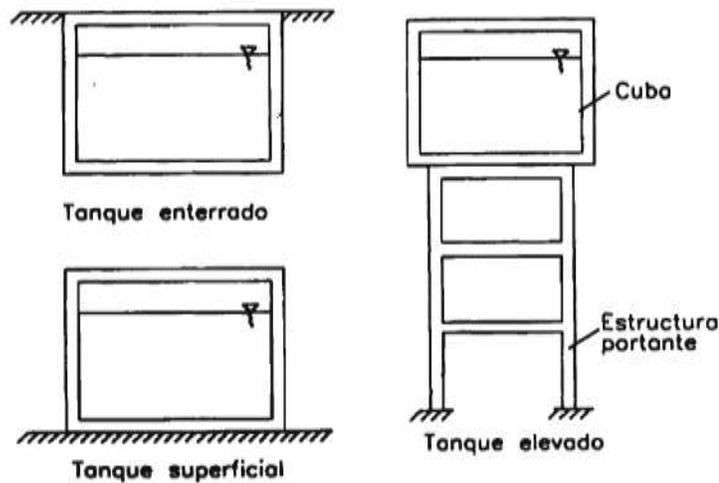


Figura II.3-1 Tipos de tanques de almacenamiento

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

Los tanques deben proyectarse y construirse buscando garantizar su hermetismo. Esto se consigue controlando el fisuramiento del concreto, ubicando, diseñando y detallando juntas, distribuyendo convenientemente el refuerzo, etc.

Para el diseño, algunos autores recomiendan emplear el método elástico. De este modo, controlan directamente el esfuerzo de trabajo del acero manteniéndolo en límites que no agudicen el agrietamiento del concreto. Sin embargo, el ACI recomienda tanto el método de diseño a la rotura como el método elástico, presentando algunos criterios adicionales a ser tomados en cuenta en este tipo de estructuras.

En el presente capítulo se desarrollarán los criterios propuestos por el código del ACI para el diseño de tanques por el método de diseño a la rotura.

II.3.1 – Consideraciones Generales para el Diseño

II.3.1.1 – Recubrimiento del Refuerzo

Para las estructuras retenedoras de líquidos, el ACI sugiere los recubrimientos mínimos mostrados en la Tabla II.3-1.

Condiciones	Recubrimiento cm)
<u>Losas:</u> Bajo condiciones secas: -Varillas #14 y #18 -Varillas #11 y menores Concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie,	4.00 2.00

aguas servidas vaciado contra encofrado; concreto en elementos apoyados sobre losas de cimentación o que soportan terreno: -Varillas #5 y menores -Varillas #6 a #18	4.00 5.00
<u>Vigas y columnas:</u> Bajo condiciones secas: -Estribos -Refuerzo principal Superficies en contacto con el terreno, agua, intemperie: -Estribos -Refuerzo principal	4.00 5.00 5.00 6.50
<u>Muros:</u> Bajo condiciones secas: -Varillas #11 y menores -Varillas #14 y #18 Superficies expuestas al terreno, agua, aguas servidas, intemperie, vaciadas contra encofrado: -Tanques circulares -Otros	2.00 4.00 5.00 5.00
<u>Zapatas:</u> Superficies vaciadas contra encofrado apoyadas en losas de cimentación: Superficies vaciadas directamente contra el terreno y en contacto con él: Refuerzo en la cara superior de la zapata: Zapatas sobre pilotes:	5.00 7.50 Similar a losas 5.00

Tabla II.3-1 Recubrimientos mínimos del refuerzo en estructuras retenedoras de líquidos.

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

II.3.1.2 – Método de diseño a la rotura

Las combinaciones de carga presentadas en el capítulo II serán utilizadas para el diseño de estructuras retenedoras de líquidos con la única diferencia que el factor de amplificación del empuje hidrostático será 1.7 y no 1.4, en las expresiones (II.2.1a) y (II.2.1b).

Adicionalmente, las cargas amplificadas evaluadas a través de las expresiones planteadas en el capítulo II, serán incrementadas por los coeficientes de durabilidad presentados en la Tabla II.3-2

Solicitud	Coficiente de durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1.30
Refuerzo provisto para resistir tensión pura	1.65
Refuerzo provisto por corte	$1 + 1.3(V_u - \phi V_c)$
Concreto sometido a compresión	1.00

Tabla II.3-2 Coeficientes de durabilidad

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

II.3.2 – Análisis de Tanques Rectangulares y Circulares

Los tanques rectangulares trabajan principalmente a flexión y corte mientras que los circulares, a tracción pura, cuando son superficiales o elevados y a compresión para cuando son enterrados.

II.3.2.1 – Tanques rectangulares

Las paredes, la base y la tapa de los tanques rectangulares son losas sometidas cargas uniformemente distribuidas, triangulares o trapezoidales. Dependiendo de sus dimensiones, experimentan flexión en una o dos direcciones. Conservadoramente, se puede considerar que estos elementos trabajan en ambas direcciones independientemente, analizando la flexión primero en una dirección y luego en la otra. Las fuerzas internas se calculan resolviendo los marcos obtenidos de cortes horizontales y verticales, como se muestra en la figura II.3-2.

Este procedimiento de análisis suele dar como resultado armaduras excesivas. Sin embargo, en tanques pequeños un análisis más exhaustivo no reduce considerablemente la cantidad de refuerzo ya que el diseño se ve dominado por el control del fisuramiento.

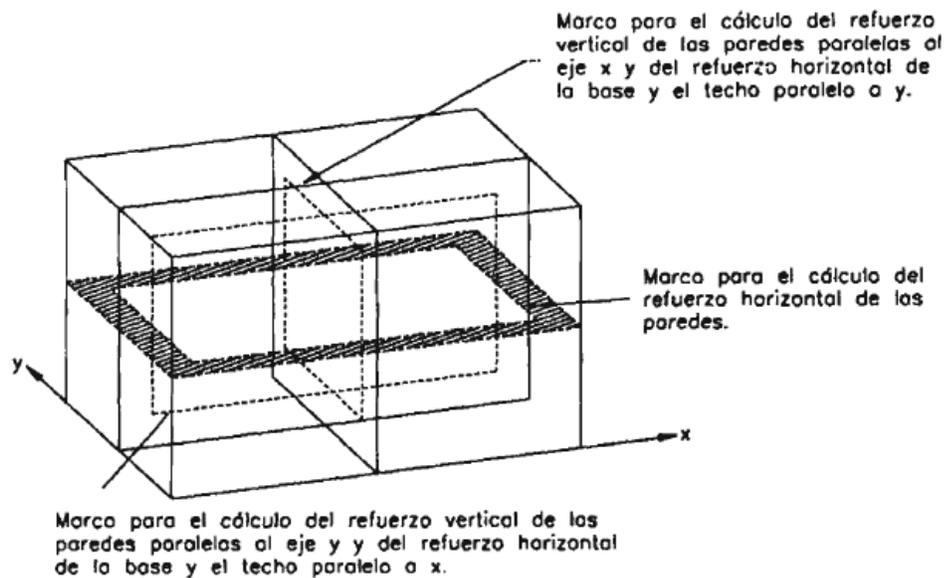


Figura II.3-2. Secciones a considerar para el análisis de tanques rectangulares
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

En tanques grandes, un análisis más cuidadoso es justificable pues la cantidad de acero que puede ser ahorrada es considerable. Para ello, se toma en cuenta que las paredes, base y techo del tanque trabajan como losas armadas en dos sentidos.

Por las características geométricas de estas estructuras y el tipo de carga a que están sometidas, no es posible emplear los métodos de diseño de losas armadas en dos direcciones. En estos casos se emplean tablas como las mostradas en el apéndice A en las cuales se muestran los esfuerzos que se desarrollan en diversos puntos de las losas, con diferentes condiciones de apoyo, sometidas a diversos tipos de carga.

Las paredes se analizan como losas con dos lados continuos los que corresponden a las paredes adyacentes a ellas. La condición de apoyo de sus otros dos lados depende de cada caso particular. Si el tanque es cuadrado, los momentos en las paredes adyacentes serán iguales y la esquina no rotará. Sin embargo, en el caso de un tanque rectangular, los momentos en dos paredes adyacentes no serán iguales y para conservar el equilibrio será preciso efectuar una redistribución de momentos en función a sus rigideces. Puesto que los momentos varían a lo alto del tanque, la redistribución se efectuará en varios niveles. Los esfuerzos en los puntos interiores de la losa, se ajustarán acorde con la variación de éstos en sus extremos.

Todas las caras de un tanque, además de los esfuerzos de flexión y corte, soportan fuerzas de tracción o compresión provenientes de las reacciones de las caras perpendiculares.

Al acero necesario para soportar estas tracciones debe sumarse el necesario para la flexión y el concreto de la sección debe estar capacitado para resistir la compresión adicional.

II.3.2.2 –Tanques circulares

Los tanques circulares presentan la ventaja que la relación entre la superficie de contacto con el agua y su capacidad es menor que la correspondiente a los tanques rectangulares, requiriendo, además, menor cantidad de materiales. Por otro lado, presentan la desventaja que el costo de su encofrado es mayor. Para estructuras de gran capacidad, su utilización resulta más económica, sin embargo, no es conveniente emplearlos en estructuras pequeñas.

En la figura II.3-3(a) se muestra la distribución de la fuerza anular en la pared de un tanque circular considerándola empotrada en la base en un caso y rotulada en el otro. Como se aprecia, la distribución no es triangular la cual se presentaría si la base no restringiera su desplazamiento. En la figura II.4-3(b) se presenta la distribución de los momentos verticales en la pared. Si se considera que la base de la pared está empotrada, la tensión en la cara interior se presenta en la parte baja, mientras que, en casi toda su altura, la cara exterior está traccionada.

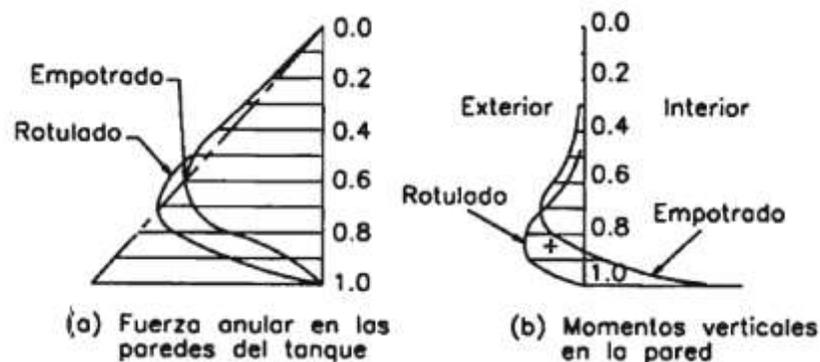


Figura II.3-3 Fuerzas internas en las paredes de tanques circulares

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

Al igual que para el diseño de tanques rectangulares, existen tablas que permiten determinar la fuerza anular y los momentos verticales en las paredes de tanques circulares. Conocidas estas fuerzas internas es posible determinar el refuerzo horizontal y vertical de las paredes del reservorio. Del mismo modo, existen tablas que permiten determinar los momentos y fuerzas cortantes en losas circulares sometidas a cargas uniformemente distribuidas. En el apéndice I se presentan tablas para la determinación de los esfuerzos en tanques circulares.

II.3.3. - Tanques Elevados

Los tanques elevados constan de dos partes principales: el tanque propiamente dicho o cuba y la estructura portante (ver figura II.3-1). La estructura portante puede estar constituida por un fuste cilíndrico o tronco-cónico, el cual es usado para tanques de grandes dimensiones o por una serie de columnas arriostradas, usadas en tanques pequeños y medianos. La presente sección está orientada al diseño de éstos.

II.3.3.1. - Diseño del Vaso Contenedor

El diseño del vaso contenedor es básicamente igual que en los casos ya presentados. Las cargas que actúan sobre la estructura son las mostradas en la figura II.3-4. Si el tanque es grande, puede ser necesario disponer vigas que sirvan de apoyo a la losa de fondo. Sin embargo, para tanques pequeños, ésta se apoya en las paredes. El diagrama de momentos obtenido por el método simplificado se presenta en la figura II.3-4.

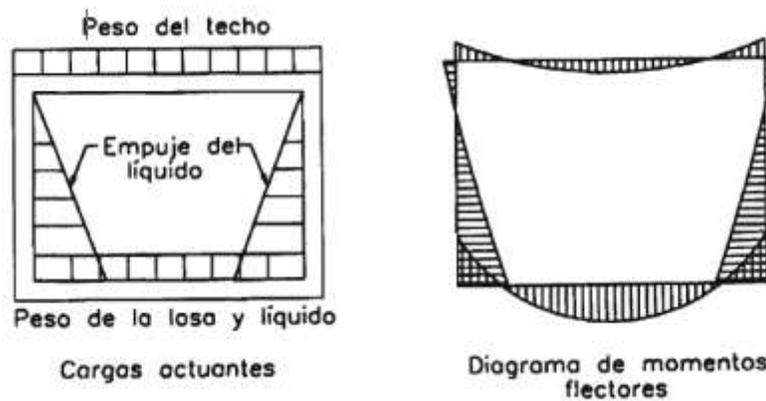


Figura II.3-4. Análisis del vaso contenedor de un tanque elevado

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

Las paredes, además del refuerzo requerido por el empuje hidrostático del agua, deben diseñarse para soportar tanto la carga que le transmite el techo como la que le transmite la losa de fondo. Las cargas a considerar serán las mostradas en la figura II.4-5.

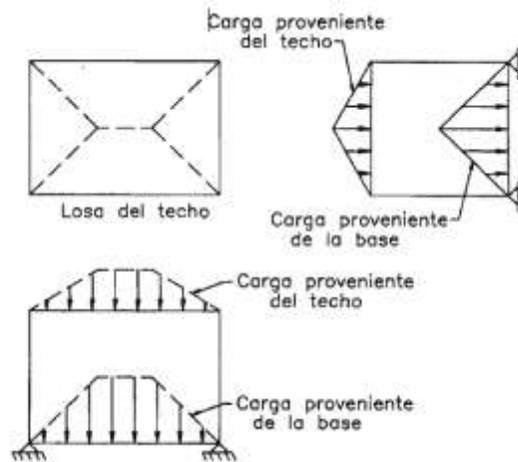


Figura II.3-5. Cargas transmitidas a las paredes del contenedor

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

II.3.3.2 Diseño de la estructura portante

Los tanques elevados apoyados en columnas arriostradas se caracterizan porque son estructuras con gran masa concentrada en su parte superior y una estructura portante flexible.

Las columnas se diseñan para resistir el peso del contenedor. Para su pre dimensionamiento se puede asumir que toda la estructura del tanque es una viga en voladizo. Bajo esta suposición, las cargas axiales en las columnas se determinan en función a la distancia del elemento al eje neutro del conjunto, el cual es también su eje de simetría. En la figura II.3-6(a) se muestra una distribución de cuatro columnas y el eje neutro está trazado en líneas punteadas. El momento de inercia del conjunto respecto al eje neutro, despreciando la inercia propia de las columnas es:

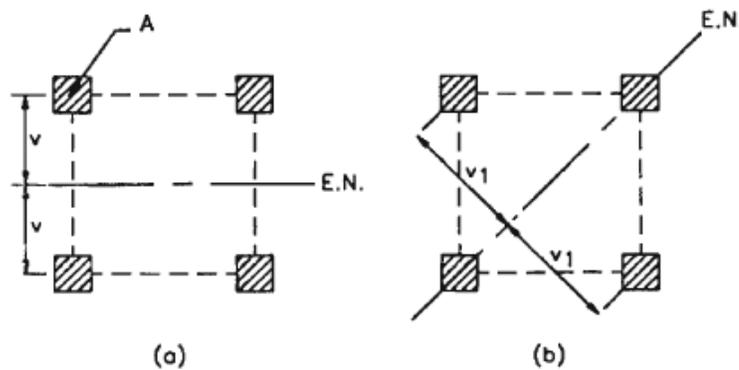


Figura II.3-6. Fuerzas en las columnas del tanque elevado

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E. (2002).

$$I = 4Av^2$$

- donde: I: Momento de inercia del conjunto respecto al eje neutro.
A: Área de una columna.
v: Distancia de la columna al eje neutro del conjunto.

La carga axial en la columna más esforzada será:

$$P = \frac{W}{4} + \frac{Hh}{4v}$$

- donde: P: Carga axial en la columna.
W: Peso de la cuba incluyendo todas sus cargas de diseño.
H: Fuerza sísmica (se recomienda un mínimo de 0.20W a 0.25W).
h: Distancia entre el punto de aplicación de la fuerza H y la base de la estructura portante.

La flexión alrededor del eje neutro constituido por la recta que une dos columnas opuestas también debe considerarse. En este caso el momento de inercia será (ver figura II.4-11(b).):

$$I = 2Av_1^2$$

- donde: v_1 : Distancia de la columna al nuevo eje neutro.

Como se aprecia, las columnas ubicadas sobre el eje neutro no participan para la determinación del momento de inercia del conjunto. La carga axial en las columnas más esforzadas será:

$$P = \frac{W}{4} + \frac{Hh}{4v_1}$$

Las columnas se pre dimensionan con la carga más crítica. Para otras distribuciones de columnas, el procedimiento es similar, es decir, se analiza la flexión respecto a los ejes de simetría que ésta presente.

Por su parte, los arriostres se pre dimensionan con un peralte de aproximadamente 1/8 a 1/10 de su longitud y un ancho que es de 1/2 a 2/3 del peralte. Se especifica que el ángulo formado entre dos arriostres adyacentes varíe entre 75° y 105° para que el elemento pueda considerarse eficiente. Además el espaciamiento vertical de estos elementos debe definirse buscando siempre que la esbeltez de las columnas no se incremente al punto de requerir un diseño especial bajo consideraciones de esbeltez.

Estando los elementos pre dimensionados, la estructura portante se analiza. Se determinan los esfuerzos y se diseña el refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo transversal también se extiende a todo lo largo de las piezas para que sirva de apoyo al refuerzo longitudinal y para que absorba las fuerzas cortantes que se desarrollan.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

III.1. – Topografía del Terreno:

Se realizó el levantamiento topográfico del terreno para el diseño. Se observa que el terreno es relativamente plano con una pendiente en dirección sudeste, teniendo los mayores desniveles en el área de emplazamiento de la obra del orden de 40cm. La planilla de coordenadas se encuentra adjunta en el anexo A.

III.2. – Estudio de Suelos:

El estudio de suelos del sitio de emplazamiento de la obra fue ejecutado en el mes de septiembre del año 2014 sobre una muestra extraída de la zona central del área de la construcción, a una profundidad de 3.95 metros, comprendiendo los siguientes ensayos:

- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Ensayo de Carga Directa (S.P.T.)

Por medio de estos ensayos se procedió a la clasificación del suelo y a la determinación de la capacidad portante del mismo, siendo los resultados los resumidos a continuación:

Clasificación del Suelo:

Gravas bien graduadas, mezcla de arena y grava con poco o nada de material fino.

SUCS: GP

AASHTO: A-1-a(0)

Resistencia Admisible del Suelo:

$$\sigma_{adm} = 3,40 \text{ kg/cm}^2$$

El informe completo de estos estudios se encuentra adjunto en el anexo C, se optará por usar un factor de reducción $\phi=0,80$ para la resistencia calculada de forma de residir en el lado de lo seguro, obteniendo un esfuerzo admisible de:

$$\sigma_{adm} = 2,70 \text{ kg/cm}^2$$

III.3. – Cargas en la Estructura:

En el presente proyecto se optó por seguir las especificaciones del reglamento ACI 318-05 para el diseño estructural de elementos de hormigón armado, los que conforman toda la estructura portante del edificio. Dicho reglamento señala que se deben obedecer los valores de cargas que se dictan en la norma de la sociedad americana de ingenieros civiles “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-05” (Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras), documento en el cual se describen de forma organizada los valores de las cargas vivas y muertas y el procedimiento adecuado para su aplicación, así como la obtención adecuada de los

efectos de viento, nieve, lluvia y sismos y las combinaciones respectivas de todas estas acciones a aplicarse para todo tipo de estructuras, no solo para las de hormigón armado.

En los siguientes apartados se resumen los valores adoptados para los distintos casos de carga siguiendo las indicaciones de la normativa de cargas mencionada en el párrafo anterior para la determinación de las acciones que se deben aplicar al edificio para garantizar su integridad estructural. Todas las tablas y figuras indicadas como referencia en los siguientes párrafos pertenecen al cuerpo del reglamento ASCE 7-05.

III.3.1. – Cargas Permanentes:

Se considerará como carga permanente únicamente al peso propio de la estructura y el peso del volumen máximo de almacenamiento de agua.

Los valores de los pesos unitarios de los materiales para la obtención de dichos pesos propios se adoptarán como los valores característicos señalados en las tablas C3-1 “Minimum Design Dead Loads” (Cargas muertas mínimas de diseño) y C3-2 “Minimum Densities for Design Loads from Materials” (Densidades de materiales mínimas de diseño), las unidades fueron transformadas del sistema inglés al internacional y se redondeó al mayor:

Hormigón normal: $23kN/m^3$

Hormigón normal armado: $24kN/m^3$

III.3.2. – Acción del Viento:

Dado que la estructura cumple con los requisitos enunciados en la sección 6.4 del capítulo de cargas de viento del código ASCE 7-05, estaría permitido utilizar el procedimiento simplificado indicado en dicho documento como “Método 1” para la obtención de cargas de viento de diseño para la estructura. Dichos requisitos son los siguientes:

- La estructura es de diafragma simple. Las cargas de barlovento y sotavento son transmitidas verticalmente a través de un solo diafragma (sin separaciones estructurales).
- Es una estructura de baja altura. Estructura cerrada o parcialmente cerrada con techo de altura media no mayor a 18m y cuya menor dimensión horizontal es mayor o igual a dicha altura.
- La estructura es de perímetro cerrado y no es sujeto de provisiones de protección a impacto de objetos arrojados por el viento.
- La estructura es de forma regular. Edificios u otras estructuras que no tengan irregularidades geométricas inusuales en su forma espacial.

- La estructura no es flexible. Estructuras esbeltas que tienen una frecuencia fundamental natural menor a 1Hz.
- La estructura no tiene características que la hagan sujeta de cargas por viento cruzado, formación de remolinos, inestabilidad debido a ráfagas o corrientes bruscas; y no está localizado de forma que efectos de túnel o de vibración en la cara ameriten especial atención.
- La estructura tiene una sección transversal aproximadamente igual en ambas direcciones ya sea con un techo plano o uno inclinado a un ángulo menor a 45°.
- La estructura está exenta de casos de carga torsionales o dichos casos de carga no controlan el diseño de ninguno de los miembros de la estructura resistente a cargas de viento.

La expresión básica para la obtención de la presión ejercida por el viento sobre la estructura, p_s , por el método simplificado según el reglamento ASCE 7-05, denotada como ecuación 6-1 de dicho documento, es la siguiente:

$$p_s = \lambda K_{zt} I p_{S30}$$

donde:

λ = factor de ajuste por altura y categoría de exposición.

K_{zt} = factor topográfico evaluado a la altura media de la cubierta.

I = factor de importancia.

p_{S30} = presión de viento simplificada para categoría de exposición B a una altura $h = 10m$ e $I = 1,0$.

Los siguientes apartados detallan resumidamente la determinación de los parámetros necesarios para obtener las cargas de viento de diseño.

III.3.2.1. – Factor de Importancia, I :

La estructura se clasifica según la tabla 1-1 del reglamento como categoría II, al tratarse de una estructura destinada al almacenamiento de líquidos sin peligro de derrames químicos y/o explosivos a la comunidad en caso de falla y se encuentra en una zona donde no ocurren huracanes, por lo que según la tabla 6-1:

$$I = 1,00$$

III.3.2.2. – Categoría de Exposición:

La estructura se clasifica en la Categoría A “Estructuras Esenciales” al encontrarse en un área rural con pocos obstáculos al viento a distancias menores a los 800m en todas las direcciones de la estructura, cumpliendo con el artículo 6.5.6.3 del reglamento.

III.3.2.3. – Factor de Ajuste de Altura y Exposición, λ :

El factor de ajuste de altura y categoría de exposición λ se utiliza para corregir el valor de p_{S30} que, como se indicó anteriormente, corresponde a una altura de 10 m en categoría de exposición A.

La siguiente tabla detalla las superficies de los distintos niveles de la cubierta y sus respectivas cotas para la determinación de la altura media de la cubierta:

Nivel	Cota	Superficie
Cubierta	m	m ²
A	13.00	7.85

Tabla III.3-1: Cotas y superficies correspondientes de la cubierta del edificación.

La altura media ponderada obtenida es:

$$\bar{h} = 13,00 \text{ m}$$

altura ligeramente mayor a la definida para la obtención de p_{S30} , tomando entonces el factor de ajuste por interpolación de la figura 6-2 del reglamento:

$$\lambda = 1,04$$

III.3.2.4. – Factor Topográfico, K_{zt} :

El factor de topografía, como lo señala el artículo 6.5.7 del reglamento, es utilizado para tomar en cuenta efectos de aumento de velocidad en colinas aisladas, barrancos o en cualquier cambio abrupto en la topografía general para cualquier categoría de exposición. El edificación en estudio no cumple con las condiciones para la aplicación de este factor de corrección, por lo tanto:

$$K_{zt} = 1,00$$

III.3.2.5. – Presión Simplificada de Viento de Diseño, p_{S30} :

La sección 6.5.4 del ASCE 7-05 indica que se deben utilizar los valores de velocidad media de viento dados por la figura 6-1 del mismo código, salvo que se trate de regiones especialmente ventosas o se estime la velocidad media del viento por medio de datos climáticos locales.

Dado que el gráfico 6-1 solo brinda valores de velocidades medias de viento para territorio norteamericano, se opta por utilizar valores estimados por medio de datos locales. Para este último propósito el reglamento ASCE 7-05 indica lo siguiente:

“[...] En zonas no vulnerables al paso de huracanes, cuando la velocidad básica del viento es estimada por medio de datos climáticos locales, ésta no debe tomarse menor a la velocidad de viento asociada a una probabilidad anual de 0,02 (50 años de periodo de retorno), y el estimado debe ser ajustado para equivaler a mediciones de intervalos de viento de 3 segundos de duración medidos a una altura de 10m sobre el suelo en exposición Categoría C. [...]”

Para tratar de cumplir lo más aproximadamente posible lo anterior se recurrió a los datos de velocidad máxima del viento de la estación climatológica recopilados por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología), en la estación ubicada más cercana al sitio del proyecto. La estación tiene registros continuos y consistentes desde el año 1954 hasta el año 2004, de donde se extrajo el valor máximo para ser utilizado en el cálculo. El valor a utilizarse es el siguiente:

Velocidad Básica del Viento (T=50años): $45 \text{ nudos/hr} \cong 84 \text{ km/hr}$

De acuerdo a la velocidad de viento adoptada para el cálculo del proyecto se encuentran los valores de las presiones a aplicarse en las distintas zonas de la estructura mediante las tablas de la figura 6-2 del reglamento. Debido a que en dichas tablas no se incluyen valores básicos de velocidad de viento menores a 137km/h (85mph) se obtuvieron las presiones mediante la extrapolación de los datos existentes en las mismas. La siguiente tabla detalla las presiones obtenidas por el procedimiento mencionado:

Zonas		
Presión Horizontal (kN/m ²)		Presión Vertical (kN/m ²)
A	B	C
0,25	-0,13	-0,27

Tabla III.3-2: Presión simplificada de viento de diseño p_{S30} por zonas para el proyecto.

III.3.2.6. – Presión Simplificada de Viento de Diseño, p_s :

La presión simplificada de viento de diseño se obtiene aplicando los factores de corrección a la homónima presión p_{S30} tabulada en la figura 6-2 del reglamento. Aplicando los coeficientes obtenidos en los anteriores apartados resulta que:

$$p_s = 1,04p_{S30}$$

quedando entonces las presiones calculadas por zonas:

Zonas							
Presión Horizontal (kN/m ²)				Presión Vertical (kN/m ²)			
A	B	C	D	E	F	G	H
0,22	-0,14	0,15	-0,07	-0,23	-0,15	-0,15	-0,15

Tabla III.3-3: Presión simplificada de viento de diseño p_s por zonas del proyecto.

Para la aplicación de las presiones detalladas en la tabla III.2-5 del presente proyecto se toma en cuenta que al tratarse de una cubierta plana no existen las zonas B ni D y el valor del término “a”, necesario para la delimitación de las zonas es:

$$a \leq \begin{cases} 10\% * 24,60m \\ 0,40 * 10,30m \end{cases} \rightarrow a = 2,46m$$

La presión mínima de diseño según el reglamento es de $0,48kN/m^2$, aplicada horizontalmente sobre el área de la proyección de la estructura en un plano vertical perpendicular a la dirección asumida del viento, mientras se considera nulo el valor de la presión vertical en la cubierta.

Adicionalmente a las presiones obtenidas por cálculo se aplicará en combinaciones separadas la presión mínima establecida para asegurar el cumplimiento de los efectos mínimos.

III.4. – Combinaciones de Carga:

Para obtener los máximos efectos sobre los distintos elementos estructurales se consideraron las expresiones indicadas en la sección de diseño estructural, dado que éstas incluyen los casos de carga que se tienen en cuenta en el presente proyecto. Las expresiones mencionadas para las cargas a tener en cuenta toman en este proyecto las siguientes formas:

$$U = 1.4 (D + F) \quad (II.3.1a)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (II.3.1b)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (II.3.1d)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (\text{II.3.1f})$$

Cada una de las combinaciones indicadas en estas últimas dos ecuaciones se multiplica por la cantidad de casos de carga que se tenga para cada una de las cargas que la componen para obtener el número total de combinaciones. En el presente proyecto se tienen los siguientes casos de carga:

- Cargas muertas y permanentes, D : Un solo caso de carga por ser pequeña la posibilidad de cambio de posición de los elementos considerados como peso muerto.
- Presión a causa del agua en el contenedor, F : Dos casos de carga. Un caso para obtener momentos máximos en los elementos del vaso y columnas estando el contenedor lleno a su máxima capacidad y un caso de carga cuando este se encuentra vacío dispuesto para su limpieza.
- Carga viva en techo, L_r : Dos casos de carga por ser pequeña la posibilidad de aplicación simultánea con la carga máxima de viento.
- Cargas de viento, W : Un caso de carga. Cuatro casos de carga para obtener los efectos del viento calculados por el procedimiento simplificado indicado en el capítulo III.2. aplicados según las cuatro direcciones posibles del viento y otros cuatro casos para aplicar los efectos de la carga mínima por viento indicada por el reglamento ASCE 7-05 en cada una de las cuatro direcciones.

De acuerdo a lo anterior y considerando que en la tercera combinación de carga solo se hicieron las permutaciones para carga de viento, se obtuvieron 7 combinaciones de carga en total para la obtención de las solicitaciones presentadas en la siguiente sección de análisis estructural.

III.5. – Análisis Estructural:

El análisis de la estructura se realizó por el método de Elementos Finitos con el programa “SAP2000v.14” utilizando un modelo tridimensional de elementos lineales para representar columnas y elementos de arriostre y elementos superficiales para representar las paredes del vaso contenedor. Se tomaron en cuenta las cargas y combinaciones de carga obtenidas mediante el reglamento ASCE 7-05 ya señaladas en secciones anteriores.

III.5.1. – Observaciones de la Comprobación del Análisis Estructural:

La comparación de resultados entre el modelo realizado con el programa citado en el párrafo anterior fue satisfactoria con el cálculo manual realizado mediante el uso del método de cálculo expuesto en la norma *PCA (Circular Concrete Tanks Without Pre Stressing)* en base al reglamento Norma Boliviana del Hormigón Estructural ya que se presentaron resultados similares al orden del 12% en los esfuerzos obtenidos.

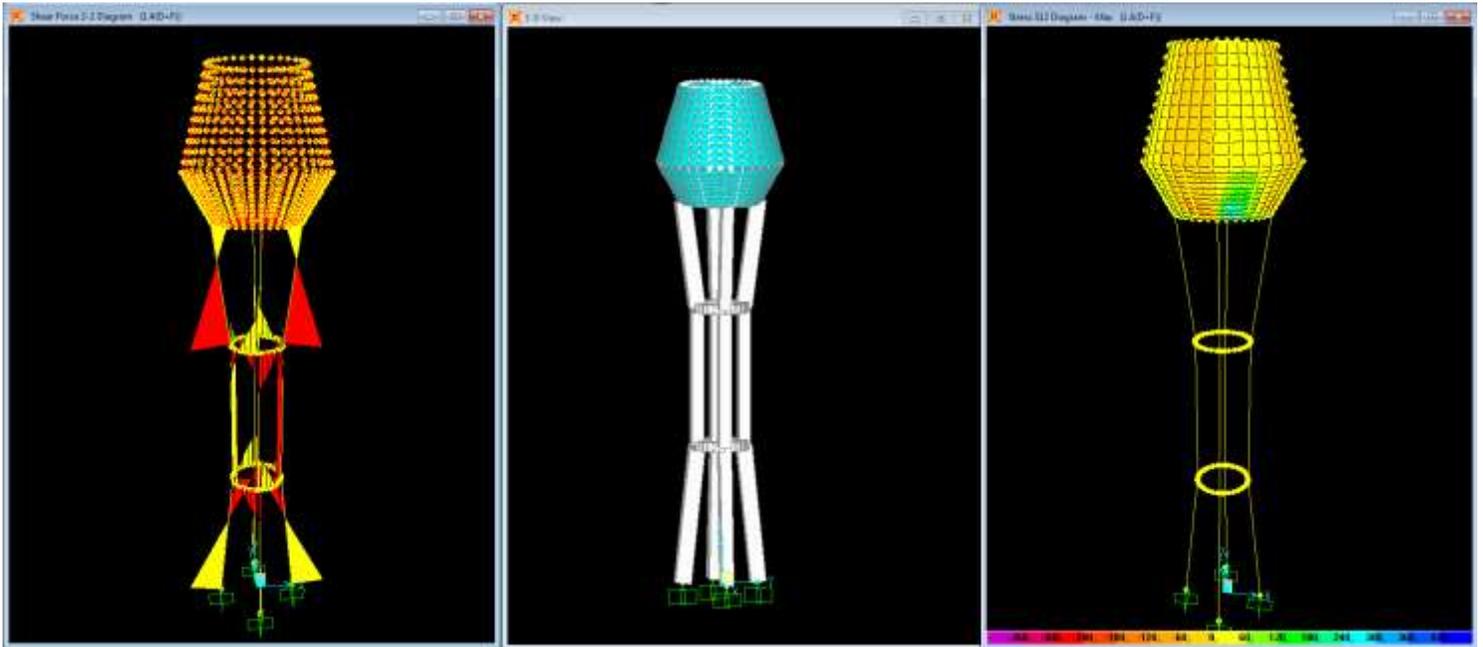
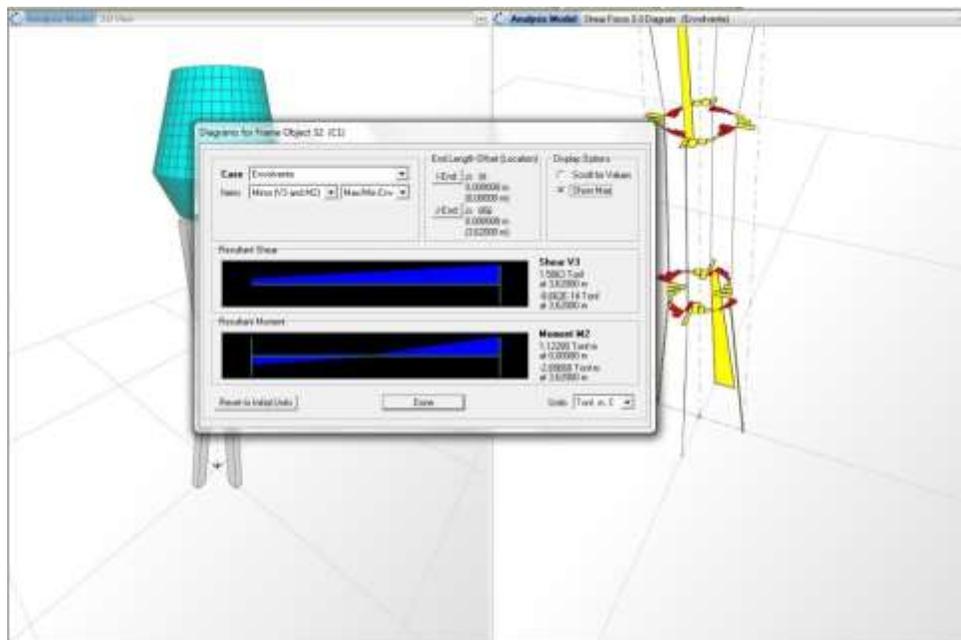


Fig. III.1- Modelos realizados en el programa “SAP 2000v.14”.

Fuente: Elaboración Propia.

Los esfuerzos obtenidos mediante este análisis se presentan en las siguientes tablas.



	Momento máximo [Ton-m]	Cortante máximo [Ton]	Esfuerzo axial [Ton]
Eje xx	1,223	-1,444	-
Eje yy	3,083	-1,586	-
Eje longitudinal	-	-	36,95

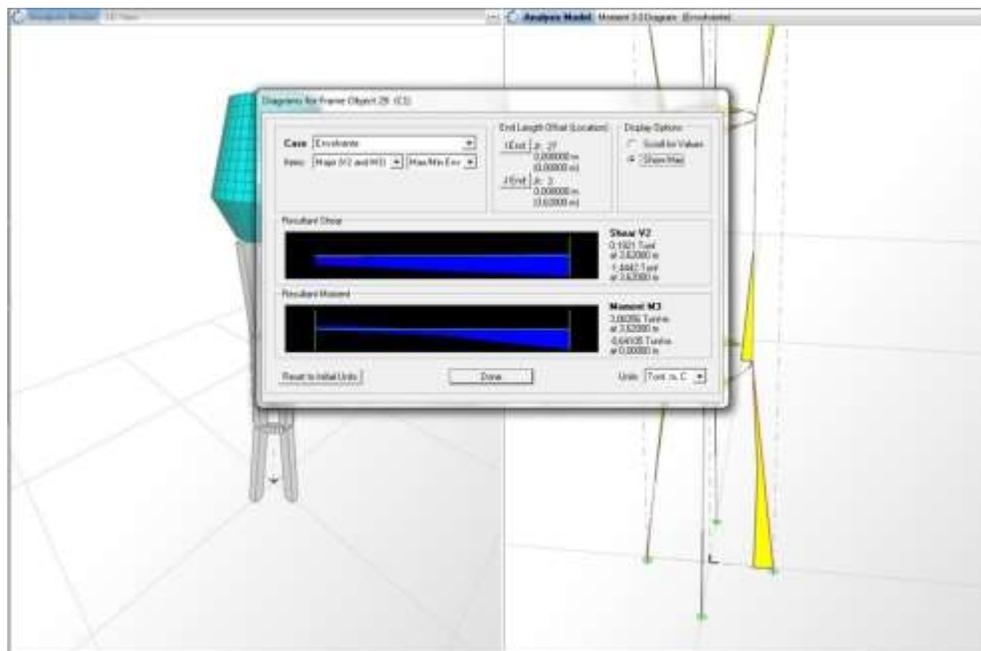
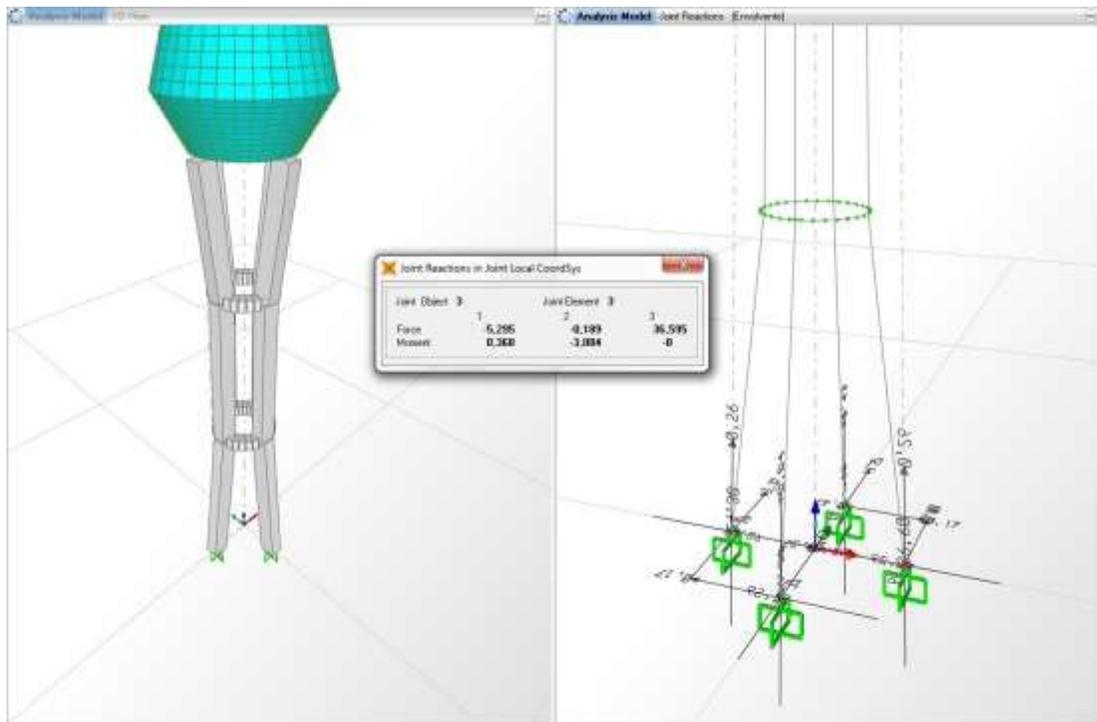


Fig. III.2- Esfuerzos en Columnas obtenidos mediante el programa “SAP 2000v.14”.

Fuente: Elaboración Propia.



Eje	X	Y	Z
Fuerza [Ton]	-5,295	0,189	36,595
Momento [Ton-m]	0,368	3,084	0,00

Tabla III.4. – Esfuerzos transmitidos a Zapatas obtenidos mediante el programa “SAP 2000.14” **Fuente:** Elaboración Propia.

III.5.2. - Diseño Estructural del Contenedor

Como espesor de pared se adopta,

$$e = 0.05 \cdot h + 0.01 \cdot r = 0.25m$$

y para la losa de fondo, $e' = 0.30m$.

La comprobación a cortante se efectúa mediante la fórmula proporcionada para placas sin armadura transversal:

$$\gamma \cdot v \leq v_u = 0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot p \cdot f_{ck}} \cdot d$$

con el valor de $k = 1,3 \cdot \frac{h}{\sqrt{r \cdot e}} = 6,66$, se calcula $v_{max} = 3,6257 \cdot r \cdot e \cdot \gamma = 12,42kN/m$.

Por otra parte si consideramos $p = 0.002$ y $d = e - 0,047 - \phi/2 = 0,198m$ (se ha supuesto $\phi = 10mm$) con $f_{ck} = 25N/mm^2$, resulta para v_u el valor $81,46 N/mm^2$ o $81,46 kN/m$.

El coeficiente γ_1 vale v_u/v_{max} , es decir, $81,46/12,42$ igual a $6,56$, lo cual resulta satisfactorio.

La armadura vertical de la pared se determina por condiciones de fisuración, a partir del momento m_{ve} a partir de $K=6,66$ se obtiene $\alpha_m = 0,2449$, que corresponde al momento máximo de empotramiento:

$$m_{ve} = \alpha_m \cdot r \cdot h \cdot e \cdot \gamma = 2,51 kNm/m$$

a partir del cual se calcula el módulo de fisuración k y la armadura:

$$k = \frac{0,75 \cdot m}{(1,37 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4} = 0,0026$$

$$A_{(mínima)} = 5cm^2/m; \phi 10 c/20cm.$$

La comprobación en rotura de esta sección se hace con la fórmula $\mu = \omega \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega)$, resultando un coeficiente de seguridad muy elevado.

La armadura horizontal de la pared se determina a partir del esfuerzo de tracción máximo, n_p . con el valor $k=6.66$, se obtiene $\alpha = 0,6$, que corresponde al esfuerzo

$$n_p = \alpha \cdot r \cdot h \cdot \gamma = 24,66 kN/m \quad A = \frac{n_p}{\sigma_{s,adm}} = 5cm^2/m$$

en donde se ha tomado una tensión admisible de $100 N/mm^2$; la mitad de esta armadura hay que ponerla en cada cara, es decir, $2,5 cm^2/m = \phi 10 c/20cm$.

Las armaduras ortogonales para solera se determinan a partir de los momentos (con $p = 25kN/m$ y $e'=0.3m$):

$$\text{cara inferior: } m = 0,34 \cdot p \cdot r = 11,65 kNm/m$$

$$k=0,012; \quad A_{(mínima)}=8cm^2/m;$$

$$\text{cara superior: } m=m_{ve}= 2,51 kNm/m$$

$$k=0,0026 \quad A_{(mínima)}=8cm^2/m.$$

A estas armaduras hay que sumarles las de tracción correspondiente al empuje hidrostático sobre las paredes. Con $K=6,66$, se obtiene $\alpha = 0,6$, de donde:

$$n_t = 0,5 \cdot h^2 \cdot \gamma \cdot (1 - \alpha) = 18 kN/m \quad A = \frac{n_t}{2 \cdot \sigma_{adm}} = 2 cm^2$$

con lo que las armaduras totales son

cara inferior: $A = 8 + 2 = 10\text{cm}^2/\text{m}$ $\quad \quad \quad \varnothing 12 \text{ c}/20\text{cm}.$

cara superior: $A = 8 + 2 = 10\text{cm}^2/\text{m}$

III.5.3 – Diseño de Columnas

La columna a ser verificada, de sección rectangular de 300 x 400, con recubrimiento mecánico de 50 mm está sometida a los esfuerzos siguientes: $N_d = 36,95 \text{ kN}$, $M_{xd} = 30,83 \text{ kN.m}$, $M_{yd} = 28,72 \text{ kN.m}$,

La resistencia de cálculo del hormigón es $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.15} = 16,67 \text{ N/mm}^2$ y los esfuerzos adimensionales son:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{N_d}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = \frac{36,95 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 300 \cdot 400} = 0,0184 \rightarrow \beta \approx 0.5$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{30,83 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,0385 \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{28,72 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300^2 \cdot 400} = 0,0478$$

La flexión compuesta esviada puede reducirse a una flexo-compresión recta alrededor del eje xx (porque μ_y es el mayor de los flectores adimensionales):

$$\mu = \mu_1 + \beta \cdot \mu_2 = 0,0478 + 0.5 \cdot 0,0385 = 0,0671$$

El problema original de flexo compresión se reduce a otro de flexión compuesta recta con axil $N_d = 36,95 \text{ kN}$ y esfuerzo flector calculado según:

$$M_d = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2 = 0,0671 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2 = 53,69 \cdot 10^6 \text{ N.mm} \\ = 53,69 \text{ kN.m}$$

El dimensionamiento de las armaduras simétricamente dispuestas en flexión compuesta se puede hacer conforme al canto útil $d = 400 - d' = 350\text{mm}$. De esta manera:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 16,67 \cdot 300 \cdot 350 = 1,75 \cdot 10^6 \text{ N} = 1750 \text{ kN}$$

Como el axil $N_d < 0,5 U_o$, este problema corresponde al caso 2º el cual se resuelve con la ecuación:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \cdot d}{d - d'} \cdot \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_o}\right) \\ = \frac{53,69}{0,35 - 0,05} + \frac{36,95}{2} - \frac{36,95 \cdot 0,35}{0,35 - 0,05} \cdot \left(1 - \frac{36,95}{2 \cdot 1750}\right) = 154,79 \text{ kN}$$

De las dos armaduras principales, A_{s2} es la armadura comprimida y se calcula con la capacidad U_{s2} y la tensión limitada por $f_{yd} \neq 365,22 \text{ N/mm}^2$

$$A_{s2} = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} = \frac{154790N}{365,22N/mm^2} = 479,11mm^2 \rightarrow 2barras \text{ de } \emptyset 18 (508,94mm^2)$$

La armadura del soporte estaría entonces compuesta por 4 \emptyset 18 que tienen una capacidad mecánica de 855,02kN (con $f_{yd} = 420N/mm^2$) y una capacidad adimensional con respecto a la sección bruta de valor:

$$\omega = \frac{U_{s1total}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,077$$

Como el dimensionamiento ha conducido a un valor $\omega < 0,2$, entonces debe volver a resolverse el problema reducido de flexo-compresión recta, restando 0,1 el valor inicial de β , por tanto:

$$\beta = 0,5 - 0,1 = 0,4 \rightarrow \mu = \mu_1 + \beta \cdot \mu_2 = 0,0478 + 0,4 \cdot 0,0385 = 0,0632$$

$$N_d = 36,95 \text{ kN} \quad M_d = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2 = 50,57 \cdot 10^6 N \cdot mm$$

$$A_{s2} = A_{s1} = 446,91mm^2$$

Esta revisión de cálculos vuelve a conducir a una armadura de 2 \emptyset 18 en cada cara y 4 \emptyset 18 en total.

III.5.4 – Diseño de Fundaciones

En esta sección se realiza la comprobación de zapatas en la estructura:

Datos:

En el diseño de esta zapata aislada se consideraron los esfuerzos obtenidos mediante el modelo realizado en el software.

Para el pre dimensionamiento se utilizaron los valores esfuerzos sin mayorar $CM=36,595 \text{ tn}$, $CV=1,352 \text{ tn}$, $M_x=0,368 \text{ tn}\cdot\text{m}$, $M_y=0,268 \text{ tn}\cdot\text{m}$, $\sigma_{adm}=2,7 \text{ tn}/m^2$.

$$N = CM + CV = 37,947 \quad A = \frac{N}{\sigma_{adm}} = 1,41 \text{ m}^2.$$

Obtenemos el lado $L = \sqrt{A} = 1,19 \text{ m}$ y procedemos a calcular la excentricidad relativa de la carga con respecto a los momentos:

$$\eta = \frac{e}{a} \rightarrow n_x = 0,00818; \quad n_y = 0,00582$$

Debido a que los valores son menores a 1/9 se puede prescindir de la excentricidad y calcular la zapata como si la carga N estuviera centrada.

$$\beta = \frac{2,5-0,75\sigma}{100} = 0,0475 \quad A = \frac{N \cdot (1+\beta)}{\sigma_{adm}} = 1,47m^2 \quad L_{adoptado}=1,30m$$

Para los cálculos siguientes utilizamos los esfuerzos obtenidos por el programa $N_d=36,595$ tn, $M_d=3,084$ tn.m. con los cuales calculamos la carga última:

$$q_u = \frac{N_d}{A_{req}} = 23,42 \text{ tn/m}^2$$

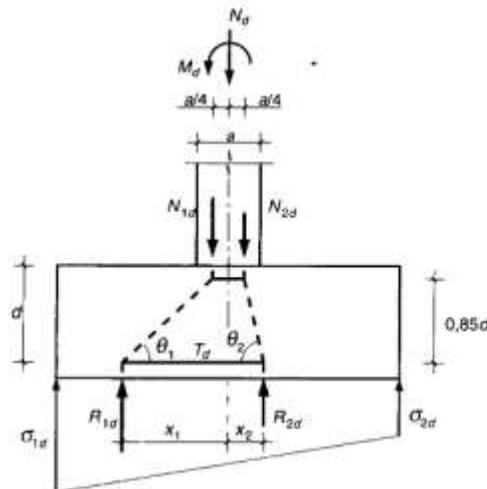
Con esta se estima el canto útil según la expresión:

$$d = \frac{1,1(q_u \cdot 10)}{(q_u \cdot 10) + 370} \cdot v = 0,203 \text{ m}; \text{ (altura mínima de canto}=0,24 \text{ m)}$$

donde v , es el vuelo en la mayor dirección, en nuestro caso $v = (0,40 - 1,35)/2 = 0,53$ m. con lo cual se adopta:

$$h = d + 0,6 = 0,30 \text{ m.}$$

Por las características geométricas se trata de una zapata rígida, por lo cual se procede a aplicar el método de cálculo expresado a continuación:



$$T_d = \frac{N_d}{2 \cdot 0,85d} \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{N_d}{6,8d} (a - a_o) = A_s \cdot f_{yd}$$

$$T_d = \frac{36,60}{2 \cdot 0,85 \cdot 0,24} \left(\frac{1,30}{4} - \frac{0,40}{4} \right) = \frac{36,60}{6,8 \cdot 0,24} (1,30 - 0,40) = A_s \cdot f_{yd}$$

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} = 20,183 \text{ tn} = 20183,82 \text{ kg.}$$

$$f_{yd} = 3545,217 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = \frac{U_s}{f_{yd}} = 10,95 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ usar barras de } \phi 12 \text{ mm c/10 cm} \quad A_s = 12,67 \text{ cm}^2$$

A continuación se realiza la comprobación al vuelco de la sección mediante la siguiente expresión:

$$(N + P) \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_{1f} \geq (M + V \cdot H) \cdot \gamma_{1df}$$

Siendo γ_{1f} y γ_{1df} coeficientes de seguridad al vuelco desfavorable y favorable, los valores adoptados serán 0,9 y 1,8 respectivamente y el esfuerzo cortante se calcula mediante:

$$V_d = q_u \cdot L \cdot (v - d) = 8,81 \text{ tn} \quad P = A \cdot h \cdot \gamma_h = 1,13724 \text{ tn}$$

$$(N + P) \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_{1f} \geq (M + V \cdot H) \cdot \gamma_{1df}$$

$$20,375 \geq 9,674 \quad \text{Cumple.}$$

Luego se procede a realizar la comprobación al deslizamiento mediante:

$$(N + P) \cdot \text{tg}\theta \geq 1,5 \cdot V$$

$$(36,60 + 1,13) \cdot \text{tg}40 \geq 1,5 \cdot 8,81$$

$$31,66 \geq 13,21 \quad \text{Cumple.}$$

La cuantía geométrica debe ser menor a la mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{L \cdot d} = 0,00047 < 0,0009$$

Se realiza la comprobación a cortante obteniendo primero la cortante a través de la fórmula calculando la resistencia virtual al cortante:

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2,00 \rightarrow f_{cv} = 12 \cdot \varepsilon \cdot (10\rho \cdot p \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 54,891 \text{ tn/m}^2.$$

Obtenemos luego la resistencia virtual mínima:

$$f_{cm} = 5 \cdot \varepsilon^{\frac{3}{2}} \cdot (0,1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 71,414 \text{ tn/m}^2.$$

y se realice la comprobación de Cortante ultimo:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot L \cdot d = 19,28 \text{ tn}$$

$$V_u > V_d$$

$$19,28 \text{ tn} > 8,81 \text{ tn}$$

Pasamos luego a la comprobación al punzonamiento, obteniendo el área interna del perímetro de punzonamiento, área externa del perímetro de punzonamiento, carga de punzonamiento y tensión de punzonamiento:

$$A_i = 4 \cdot \pi \cdot d^2 + b \cdot (a + 4d) + a \cdot (b + 4d) = 1,303 \text{ m}^2.$$

$$A_e = L^2 - A_i = 0,5198 \text{ m}^2.$$

$$u = 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot (a + b) = 3,913$$

$$F_{sd} = q_u \cdot A_e = 10,44 \text{ tn}$$

$$\tau = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} = 13,34 \text{ tn/m}^2$$

El valor es menor a la resistencia virtual a cortante por tanto cumple la comprobación.

CAPÍTULO IV:

APOORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

IV.1. Resumen.

En esta sección se realizó una adaptación tanto lingüística como de sistema de unidades de la norma norteamericana basada en el código ACI titulada: *Portland Concrete Association – Circular Concrete Tanks Without Pre-Stressing* ó *Asociación de Concreto Portland – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzos*. La cual es de gran utilidad para el cálculo estructural de depósitos elevados contenedores de agua. La misma proporciona una metodología simplificada y estructurada para el cálculo de dichas estructuras pero no cuenta con una edición oficial traducida al idioma español. Por lo tanto se decide realizar una adaptación y aplicación metodológica detallada a continuación.

Notación del Reglamento

Lista general de términos utilizados en el reglamento:

<i>A</i>	área efectiva de tensión en el concreto rodeando el esfuerzo de flexión producido en las barras de refuerzo
<i>Ac</i>	área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante
<i>A_{s,min}</i>	área mínima de refuerzo de flexión
<i>b</i>	ancho de la cara en compresión del elemento
<i>C</i>	relación de valores geométricos del depósito para el cálculo de esfuerzos
<i>d</i>	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
<i>D</i>	Diámetro del depósito
<i>E_c</i>	módulo de elasticidad del concreto
<i>E_s</i>	módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural
<i>F</i>	factor de selección en base a dimensiones geométricas del depósito
<i>f_c</i>	esfuerzo máximo de tracción en el hormigón debido a tracción anular y encogimiento
<i>f'_c</i>	resistencia a compresión del hormigón
<i>f_y</i>	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
<i>f_s</i>	esfuerzo calculado en el refuerzo a carga de servicio, $2/3 f_y$
<i>H</i>	altura del tanque
<i>I</i>	momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide
<i>M_{max}</i>	momento máximo mayorado producido en la sección crítica calculada
<i>M</i>	máximo momento no mayorado debido a cargas de servicio
<i>R</i>	radio del depósito
<i>S_{max}</i>	espaciamiento máximo
<i>t</i>	espesor de la pared del depósito
<i>T</i>	tracción en un punto dado de la pared del depósito

T_{\max}	tracción máxima en la pared del depósito
V_u	fuerza cortante mayorada en la sección
V	cortante en un punto dado de la pared del depósito
z	cantidad limitante de distribución para armadura a flexión
V_c	capacidad cortante del hormigón
V_{\max}	cortante máxima producida en la sección crítica calculada
w_u	carga última mayorada por longitud de viga o losa en una sola dirección
w_L	carga viva mayorada por unidad de área
w_D	carga muerta mayorada por unidad de área
ρ	cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd
Φ	factor de reducción de resistencia
γ_{co}	peso específico del concreto, kg/m^3
ρ	relación mínima de refuerzo requerido para variación de temperatura y encogimiento
ω	índice del refuerzo a tracción
ℓ_d	longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo
ℓ_{db}	longitud básica de desarrollo en armaduras

**PCA (Portland Concrete Association) – Circular Concrete Tanks Without Pre
Stressing.**
**“Asociación de Concreto Portland – Tanques Circulares de Concreto Sin Pre
Esfuerzos”**

IV.1.1. Introducción

Convencionalmente los tanques circulares de hormigón reforzado (no-pretensado) han sido usados extensivamente en edificaciones municipales e industriales. El diseño de estas estructuras requiere que la atención no sea prestada solamente a los requerimientos del esfuerzo, sino también a los requerimientos de servicio. Un tanque propiamente diseñado debe ser capaz de soportar las cargas aplicadas sin presentar fisuras que permitan la aparición de fugas. La meta de proveer un tanque estructuralmente seguro y libre de fugas se logra proporcionando la cantidad apropiada de espaciamiento y detalle de las juntas constructivas, y con el uso de hormigón de calidad colocado utilizando practicas de construcción adecuadas.

Una revisión exhaustiva del último reporte del Comité ACI 350 es esencial para el entendimiento del diseño de tanques. La última edición (1995) de ese documento recomienda que, a menos que se indique lo contrario, el diseño estructural debe ser realizado conforme el Código ACI de Hormigón Armado (ACI 318). Por lo tanto es necesario también un conocimiento previo del ACI 318.

Los temas discutidos en esta publicación son:

- Condiciones de carga (Sección 2)
- Métodos de diseño (Sección 3)
- Espesor de pared (Sección 4)
- Refuerzos (Sección 5)
- Control de fisuración (Sección 6)
- Diseño de las paredes del tanque (Secciones 7 -13)
- Diseño de Losa de Techo (Secciones 14 – 16)
- Efecto de la variación en Espesor de Pared (Sección 17)
- Variación de temperatura en paredes del tanque (Sección 18)
- Diseño de la Losa en la Base (Sección 19)

Un ejemplo detallado de diseño está explicado en el Capítulo 3 de este documento.

IV.1.2. Condiciones de Carga

Un tanque debe estar diseñado para soportar las cargas a las que será sujeto en la duración de su vida útil. Pero es igual de importante considerar las cargas durante su construcción. Un ejemplo de condiciones de carga a ser consideradas en un tanque se muestra en la Fig. IV.1. El tanque debe ser diseñado a detalle para soportar las fuerzas de cada una de estas condiciones de carga. Es importante que el diseñador considere todas las posibles condiciones de carga en la estructura. De acuerdo a ACI 350, los efectos de cargas deben ser analizados sin el beneficio de cargas resistentes que puedan minimizar los efectos de sí mismas.

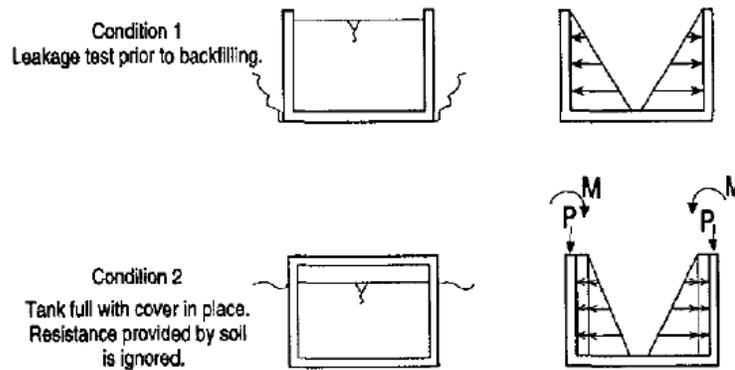


Fig. IV.1 – Posibles condiciones de carga en un depósito.

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

IV.1. 3. Métodos de Diseño

Actualmente existen dos enfoques principales para el diseño de este tipo de estructuras de hormigón reforzado:

(1) Diseño por Resistencia, y (2) Diseño por Esfuerzos Permisibles (referido en el código ACI 318).

El reporte del comité ACI 350 recomienda procedimientos para el uso de ambos métodos, Diseño a Diseño por Esfuerzos Permisibles y Diseño por Resistencia para estructuras contenedoras de líquidos. Las nuevas recomendaciones del Comité 350 para el diseño por resistencia esencialmente sugieren factores agrandados para controlar fisuras por cargas de servicio al rango de 0.01016 cm a 0.02032 cm.

El análisis del estado de servicio de estructuras de hormigón deberá incluir computaciones de anchos de fisuras y sus efectos a largo plazo sobre la estructura en términos de su estabilidad y desempeño funcional.

La siguiente discusión describe las alteraciones en los métodos de diseño de ACI 318 provistos por ACI 350.

Diseño por Resistencia – Las combinaciones de carga que determinan el esfuerzo requerido, U se dan en la sección 9.2 del ACI 318. ACI 350 requiere las siguientes dos modificaciones a esa sección.

Modificación 1 – El factor de carga usado para presión lateral por presión de líquido, F , se asume 1.7 en cuenta del valor 1.4 especificado en ACI 318. Este valor puede ser sobre-conservador para algunos tanques, ya que solamente estarán llenos a su máxima capacidad durante la prueba de filtración o por desbordamiento accidental. Ya que la prueba de filtración solo ocurre una vez y ya que la mayoría de los tanques están equipados con tuberías de desbordamiento, algunos diseñadores consideran usar el valor de carga de 1.4 en un intento de reducir la cantidad de acero requerido el cual resulta en menor restricción de encogimiento. Sin

embargo, ésta publicación sugiere que los diseños del tanque satisfacer al ACI 350 y por lo tanto, recomiendan el uso de factor de carga de 1.7.

Modificación 2 – Los miembros deberán estar diseñados para satisfacer el esfuerzo, U, bajo ACI 318. ACI350 requiere que el valor de U sea incrementado usando un multiplicador llamado el coeficiente sanitario. El coeficiente sanitario incrementará las cargas de diseño para proveer un diseño más conservador y con menos fisuración. El esfuerzo incrementado estará dado por:

$$\text{Fuerza Requerida} = \text{Coeficiente Sanitario} \times U$$

donde el coeficiente sanitario es igual a:

- 1.3 para Flexión
- 1.65 para tensión directa
- 1.3 para cortante que supera la capacidad provista por el hormigón.

Diseño a Resistencia de Trabajo – ACI 350 recomienda que éste método de diseño alternativo esté en conformidad con ACI 318. ACI 350 implica en este documento que el esfuerzo máximo admisible para refuerzos de Grado 60 se asuma como 2100 kg/cm². El cual es significativamente mayor a los 1700 kg/cm² permitidos en el apéndice A de ACI 318.

También recomienda que el esfuerzo admisible en tensión tangencial para refuerzos de acero Grado 60 sea 1400 kg/cm² y para refuerzos de acero Grado 40 sea de 1000 kg/cm².

IV.1.4. Espesor de la Pared

Típicamente, en el diseño de miembros de hormigón reforzado, el esfuerzo de tracción del hormigón es ignorado. Cualquier fisura significativa en un tanque contenedor es inaceptable. Por esta razón, se debe de asegurar el esfuerzo en el hormigón en tensión anular se mantenga al mínimo para prevenir fisuración excesiva. Ni el comité ACI 350 ni el código ACI 318 presentan guías para la capacidad de soportar tensiones para esta condición. Normalmente la resistencia a tracción del hormigón está entre el 7% y 12% de la resistencia a compresión. En esta publicación se asume un valor del 10% de la resistencia a compresión del hormigón.

De acuerdo a ACI 350, las paredes con una altura de 3m o mayor que están en contacto con líquidos, deberán tener un espesor mínimo de 30cm.

A medida que el hormigón se seca y pierde humedad, se contrae en tamaño. Esta contracción, si restringida, producirá esfuerzos de tracción que pueden exceder la capacidad del hormigón y causar fisuras. En la Fig. IV.2 (a) se ilustra un bloque de hormigón con una barra sin restricción. La altura del bloque en el ejemplo es de 30cm, ya que la tensión en la pared del tanque está calculada a esa altura. La dimensión marcada, t, corresponde al espesor. El área de acero es A_s , y el porcentaje de acero es ρ .

Si se retira la barra como mostrado en Fig. IV.2 (b), el encogimiento acortará el bloque de una pulgada por una distancia C, lo cual denota el encogimiento por unidad de longitud. La

presencia de la barra de acero previene parte del encogimiento del hormigón, entonces la diferencia en longitud del bloque en Fig. 2(b) y Fig. 2(c) es una distancia xC , en el cual x es un valor desconocido.

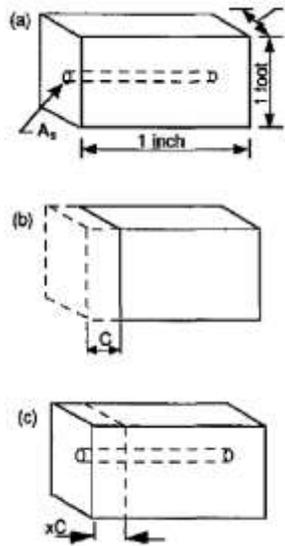


Fig. IV.2 –Encogimiento en una sección de hormigón.

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

Comparado con (b), el hormigón en (c) es alargado una distancia xC de su condición original sin esfuerzos, entonces el esfuerzo del hormigón es:

$$f_{cs} = xCE_c$$

Comparado con (a), el acero en (c) es acortado una distancia $(1-x)C$ de su condición original sin esfuerzos, entonces el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = (1 - x)CE_s$$

Considerando el equilibrio, la tensión total en el hormigón debe ser igual a la compresión total en el acero, entonces $\rho f_{ss} = f_{cs}$. Los esfuerzos derivados de estas ecuaciones son:

$$f_{ss} = CE_s \frac{1}{1+n\rho} \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{cs} = CE_s \frac{\rho}{1+n\rho} \quad (\text{Tracción})$$

El esfuerzo del hormigón debido a tracción anular, T , es prácticamente igual a $T/A_c (1+n\rho)$, cuando n es la relación E_s/E_c y la combinación de esfuerzos de tracción anulares es igual a:

$$f_{cs} = \frac{CE_s A_s + T}{A_c + nA_c} \quad (\text{IV.1})$$

Esta fórmula será usada para investigar esfuerzos anulares en paredes circulares.

El procedimiento normal en diseño de tanques es realizado para calcular el acero horizontal, A_s , para toda la tensión anular a un esfuerzo permisible, f_s , como si fuese diseñado para una sección fisurada. Luego de la determinación de $A_s = T/f_s$, se comprueba el esfuerzo a tracción en la sección no-fisurada del hormigón debido a tensión anular y encogimiento al insertar el valor de A_s en la ecuación 1., y resolviendo para t :

$$t = \frac{CE_s + f_s - n f_c}{12 f_c f_s} * T \quad (IV.2)$$

Esta fórmula puede ser usada para la estimación del espesor de la pared. El valor de C , coeficiente de encogimiento para hormigón reforzado, estará en el rango de 0.0002 a 0.0004. El valor de C para hormigón puro está en el rango de 0.0003 a 0.0008. El coeficiente de encogimiento para hormigón puro fue usado para derivar la Ecuación 2 la cual requeriría un valor de C entre 0.0003 y 0.0008. Sin embargo, esta ecuación usó tradicionalmente el valor de 0.0003, el valor promedio para hormigón reforzado, exitosamente. Para ilustrar, asumiendo un coeficiente de encogimiento, C , del hormigón como 0.0003, el esfuerzo permisible del hormigón como $0.1 \times 280 = 28 \text{ kg/cm}^2$, (para $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$) y el esfuerzo en el acero como $1,300 \text{ kg/cm}^2$:

$$t = \frac{0.0003 * 2.1 * 10^6 + 1300 - 8 * 28}{28 * 1300} * T$$

$$t = \frac{8700 + 18,000 - 3200}{86,400,000} * T = 0.00003T$$

IV.1.5. Refuerzos de Acero

La cantidad, tamaño, y espaciamiento de las barras de refuerzo tiene un gran efecto en medida de la fisuración. La cantidad de refuerzo provisto debe ser suficiente para resistir el estado de normal de carga y servicio incluyendo los efectos de temperatura y encogimiento del hormigón. La cantidad de refuerzo para temperatura y encogimiento depende de la longitud entre juntas constructivas como se muestra en Fig.IV.3. La Figura IV.3. está basada en la suposición que el segmento de la pared será capaz de completar el movimiento de encogimiento sin ser restringido en los bordes por las secciones adyacentes. El diseñador deberá proveer detalles propios para asegurar que la fisuración ocurrirá en las juntas y que las juntas estarán propiamente resguardadas contra fugas. De acuerdo a ACI 350, las secciones de hormigón de 60 cm. o más de espesor tendrán el refuerzo mínimo para contrarrestar los efectos de variación de temperatura y encogimiento en cada cara, basado en un espesor de 30 cm.

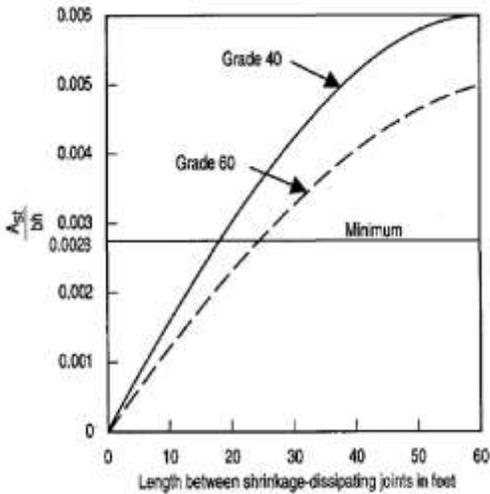


Fig. IV.3 – Radio mínimo de refuerzo para variación de temperatura y encogimiento (ACI 350)

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

El tamaño de las barras de refuerzo deberá ser escogido reconociendo que varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de gran diámetro de un área equivalente. El tamaño de las barras de refuerzo según ACI 350, deberá ser de preferencia no mayor a #11. El espaciamiento de las barras de refuerzo deberá estar limitado a un máximo de 250 mm., y el recubrimiento mínimo de hormigón sobre el refuerzo en la pared del contenedor deberá ser por lo menos 5 cm.

El espesor de la pared deberá ser suficiente para prevenir la fisuración del hormigón. Si el hormigón presentara fisuración, el anillo de acero debe ser capaz de sobrellevar toda la tensión por sí mismo. Esto puede ser logrado con ayuda del procedimiento explicado en la Sección 2.

Los esfuerzos con bajas cantidades de acero usualmente logran fisuración en el hormigón debido a que mientras menor sea el esfuerzo permisible del acero, mayor será el área de acero provisto para sobrellevar los esfuerzos de tracción. Esto resulta en esfuerzos mayores en el hormigón debido a encogimiento. Si $A_s = T/f_s$ se inserta en la Ecuación IV.1, el esfuerzo en el hormigón se da de la siguiente manera:

$$f_c = \frac{CE_s + f_s}{A_c f_s + nT} * T$$

Para ilustración, se usaran los siguientes datos:

$$T = 11,000 \text{ kg.}$$

$$n = 8$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.0003$$

$$A_c = 30 \times 25 = 750 \text{ cm.}^2$$

f_s	10,000	12,000	14,000	16,000	18,000	20,000	Infinity*
f_c	322	304	291	281	272	266	200

*When $f_s = \text{infinity}$, $A_s = 0$ and $f_c = T/A_c$.

Si el esfuerzo permisible en el acero es reducido desde 1400 kg/cm² a 700 kg/cm², el esfuerzo del hormigón es en realidad incrementado de 18.7 kg/cm² a 22.6 kg/cm². Desde este punto de vista, es deseable usar un mayor esfuerzo permisible para el acero y por consecuencia se usarán menores cantidades de acero, resultando en menos esfuerzo por restricción y menores esfuerzos admisibles en el hormigón.

Los empalmes de refuerzo deberán estar en conformidad con los requerimientos de ACI 318. La longitud requerida de empalme está en función a varios factores. La longitud depende en la clase de empalme requerido, la cubierta libre, la distancia libre entre barras adyacentes y del tamaño de cada barra. Otros factores que influyen en la longitud de empalme incluyen: el tipo de hormigón utilizado (alivianado o de peso normal), recubrimiento de la barra, si usado, y la cantidad de hormigón fresco usado debajo de la barra. El capítulo 12 del ACI 318 deberá ser referido en cm. determinando los espaciamientos de empalmes.

En tanques circulares, la ubicación de empalmes horizontales deberá estar escalonada. Los empalmes deberán estar escalonados horizontalmente por no menos de la longitud de una vuelta o 1 m y no deberá coincidir en orden vertical en una frecuencia mayor de cada tercera barra (ver Fig. IV.4).

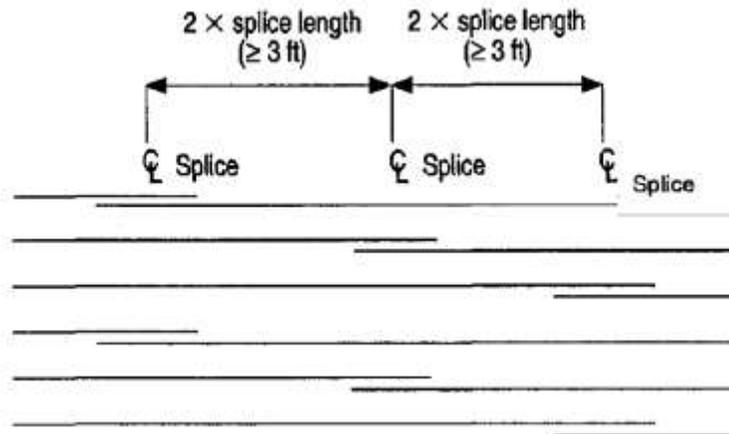


Fig. IV.4 – Escalonamiento de empalmes en las barras anulares.

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

IV.1.6. Control De Fisuración

Los anchos de fisuras deben ser minimizados en paredes de contenedores para prevenir fugas y corrosión de los refuerzos. Un criterio para ancho de fisuración a flexión es provisto

por la ACI 318 (10.6.4). Esta limitación está basada en la expresión de fisuración de Gergely-Lutz, la cual expresa:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (\text{IV.3})$$

Donde,

z = cantidad limitante de distribución de refuerzo a flexión.

f_s = esfuerzo calculado en el refuerzo para las cargas de servicio, kg/cm².

d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra tensionada más extrema al centro de la barra ubicada más cercana al mismo, cm.

A = área de tracción efectiva de hormigón que rodea al refuerzo flexionante, teniendo el mismo centroide que el refuerzo, y dividido por el número de barras, cm².

La determinación de d_c y A están mostradas en la Fig. IV.5. En ACI 350, el recubrimiento se asume como 5 cm. para cualquier recubrimiento mayor a 5 cm. Acomodando la Ecuación 3 y resolviendo para el espaciamiento máximo de barras para un valor dado z obtenemos:

$$\text{Espaciamiento máximo} = \frac{z^3}{2 * d_c^2 * f_s^3}$$

La ACI 318 no permite que z exceda 31000 kg/cm. para exposición interior y 26000 kg/cm. para exposición exterior. Estos valores de z corresponden a anchos de fisuración entre 0.0406 cm. y 0.0330 cm., respectivamente. ACI 350 tiene requerimientos más estrictos que la ACI 318, ya que la fisuración tiene mayores consecuencias en estructuras contenedoras de líquidos.

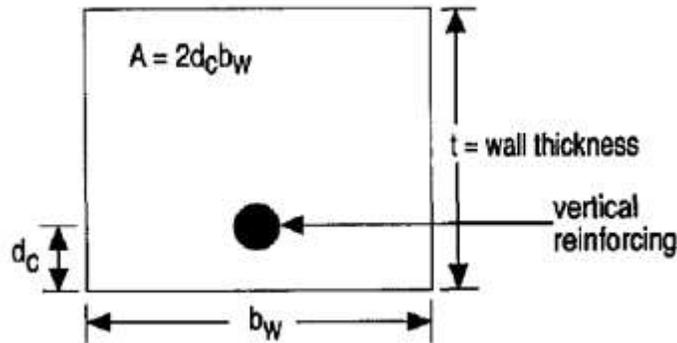


Fig. IV.5 – Diagrama para determinación de área de tracción efectiva del hormigón para el cálculo de z . **Fuente** – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

El valor límite de z especificado en ACI 350 es 20,500 kg/cm. Para exposiciones ambientales extremas, la cantidad de z no deberá exceder 17,000 kg/cm. Nótese que el factor z es válido solo para elementos flexionados en una sola dirección y no es aplicable a tracción anular.

Las juntas en las paredes de contenedores circulares, permitirán la disipación de esfuerzos por encogimiento y por variación de temperatura y por lo tanto reducirán la fisuración. Como se discutió previamente, la cantidad de refuerzo para encogimiento y temperatura es una función de la distancia entre las juntas de disipación de encogimiento. Por lo tanto, es prudente limitar el desplazamiento del hormigón. La longitud máxima de pared colocada a la vez no excederá 20 m., con valores de 10 m. a 15 m. siendo los más comunes. Nótese que juntas impermeables deberán ser usadas en todas las juntas para prevenir la posibilidad de fugas. La fisuración por variación de temperatura y encogimiento será una función de la restricción de movimiento en la base. Una pared articulada no tiene base fija y tendrá menos restricción que tanques con bases empotradas. Los contenedores con bases empotradas tienden a desarrollar fisuras por encogimiento justo sobre la losa.

IV.1.7. Pared Con Base Empotrada y Carga Triangular con Borde Libre

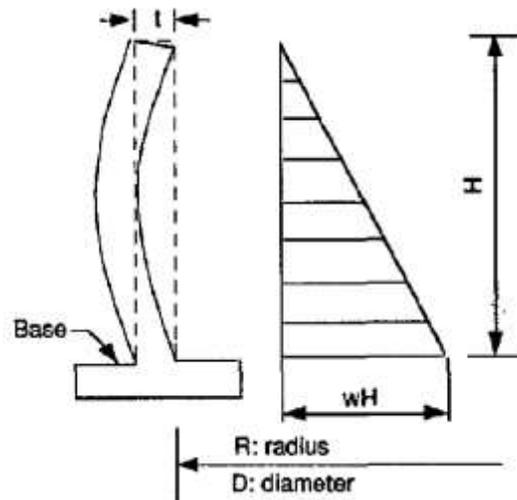


Fig. IV.6 – Pared con base empotrada y carga triangular con borde libre.

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

En esta sección se discutirá el análisis de la pared del contenedor asumiendo que el borde superior de la pared está libre a desplazamiento y rotación, y que la base está impedida de movimiento. En práctica, sería raro que una base sea fija contra rotación y tal suposición podría conducir a una pared impropriadamente diseñada. Por lo tanto, los cálculos en esta sección son solo para fines ilustrativos.

Los valores numéricos listados a continuación serán usados para cálculos de diseño en esta y subsecuentes secciones.

Altura, $H = 3$ m

Diámetro del interior a la pared, $D = 2.76$ m

Peso del líquido, $w = 1000 \text{ kg por m}^3$
 Coeficiente de encogimiento, $c = 0.0003$
 Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 Fuerza de compresión del hormigón, $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 Módulo de fluencia del acero, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Relación del módulo de elasticidad, $n = 8$

Para una pared con base empotrada y borde libre como se muestra en la Fig. IV.6, el coeficiente para determinar la tracción anular, momentos y cortantes en la pared del tanque están mostrados en las Tablas de Anexo H-1, H-2, y H-12 (Nótese que los números de las tablas precedidos por la letra H pueden ser encontrados en el Apéndice). Los valores apropiados a ser usados para las dimensiones dadas de un tanque están determinados por la el valor H^2/Dt . Este término es un factor común involucrado en todos los valores de tensión anular, momento, y cortante y es por lo tanto una característica conveniente a ser usada en las tablas proporcionadas. El valor de H^2/Dt con el espesor t del depósito, estimado como 20 cm. es:

$$H^2/(Dt) = (3)^2/(2.76 \times 0.20) = 16.30, \text{ asumir } 16.0$$

La tracción anular por pie de altura es computada multiplicando w_uHR por los coeficientes de la Tabla Anexo H-1 con el valor de $H^2/Dt = 9.$, w_u , para tensión anular se determina de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 w_u &= \text{coeficiente sanitario} \times (1.7 \times \text{Fuerza Lateral}) \\
 &= 1.65 \times (1.7 \times 1000) = 2805 \text{ kg por m}^3
 \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$w_uHR = 2805 \times 3 \times 2.76/2 = 11612.7 \text{ kg por m}^3$$

Esta es la tracción anular mayorada que puede existir en la base si ésta podría deslizarse libremente. Ya que la base no presenta movimiento libre, éste valor debe ser ajustado por los coeficientes tomados de la Tabla Anexo H-1 y mostrados en Tabla IV.1.

Nótese que el punto 0.0H denota el punto más alto del contenedor y 1.0H la base del contenedor.

Altura	Coeficiente	kg-m
0,0H	-0,001	-11,613
0,1H	0,099	1149,657
0,2H	0,199	2310,927
0,3H	0,304	3530,261
0,4H	0,412	4784,432

0,5H	0,531	6166,344
0,6H	0,641	7443,741
0,7H	0,687	7977,925
0,8H	0,582	6758,591
0,9H	0,265	3077,366
1,0H	0	0,000

Tabla IV.1 – Tracción anular en la pared del depósito con base empotrada y borde libre.

El signo positivo denota tracción, entonces existe compresión en la parte alta, pero es despreciable. La tensión anular es cero en la base ya que se asume que la base no tiene desplazamiento radial. La Fig. IV.7 compara la tracción anular para un depósito con base empotrada con uno de base articulada.

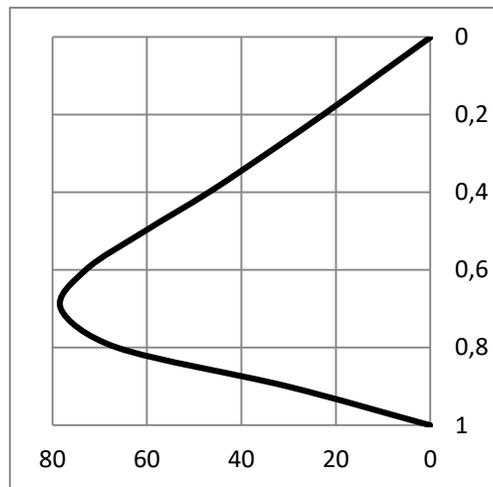


Fig. IV.7 - Tracción anular en la pared de depósito con base empotrada y carga triangular en borde libre. **Fuente** – Elaboración Propia

La cantidad de acero en los anillos está dada por:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \text{tracción anular máxima} / (0.9 \times f_y) \\
 &= 7977.93 / (0.9 \times 4200) \\
 &= 2.11 \text{ cm}^2 \text{ por m.}
 \end{aligned}$$

Usar barras 10 mm con espaciamiento de 20 cm., en dos capas ($A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ por m}$) en esta ubicación. El refuerzo para tensión anular a cualquier otra altura de la pared se determina de manera similar, sin embargo puede no ser económicamente prudente cambiar tamaños de barras y espaciamientos.

El esfuerzo máximo de tracción en el hormigón bajo cargas de servicio e incluyendo los efectos de encogimiento es:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= CE_s A_s + T_{\max(\text{no mayorado})} / (A_c + nA_s) \\
 &= [(0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.08) + 7977.925 / (1.65 \times 1.7)] / (20 \times 30 + 8.79 \times 2.08) \\
 &= (1310.4 + 2844.18) / (600 + 18.28) \\
 &= 6.72 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Siendo que 25 kg/cm^2 (0.1×250) es considerado aceptable, la pared de 20 cm. de espesor es suficiente.

Los momentos en franjas de pared vertical se consideran de 30 cm. de ancho y se calculan con la multiplicación de $w_u H^3$ por los coeficientes de la Tabla Anexo H-2. El valor de w_u por flexión es:

$$\begin{aligned}
 w_u &= \text{coeficiente sanitario} \times (1.7 \times \text{Fuerza Lateral}) \\
 &= (1.3 \times 1.7 \times 1000) = 2210 \text{ kg por m}^3
 \end{aligned}$$

Los momentos resultantes a lo largo de la altura se muestran en la Tabla IV.2. Estos momentos se muestran diagramados en la Fig. IV.8 con valores negativos denotando tracción en la cara interna.

Altura	Coficiente	M [kg/m por m]
0,1H	0,0000	0
0,2H	0,0000	0
0,3H	-0,0001	-5,967
0,4H	-0,0002	-11,934
0,5H	-0,0001	-5,967
0,6H	0,0004	23,868
0,7H	0,0013	77,571
0,8H	0,0019	113,373
0,9H	0,0001	5,967
1,0H	-0,0079	-471,393

Tabla IV.2 - Momentos en la pared del depósito con base empotrada y borde libre.

Fuente – Elaboración Propia

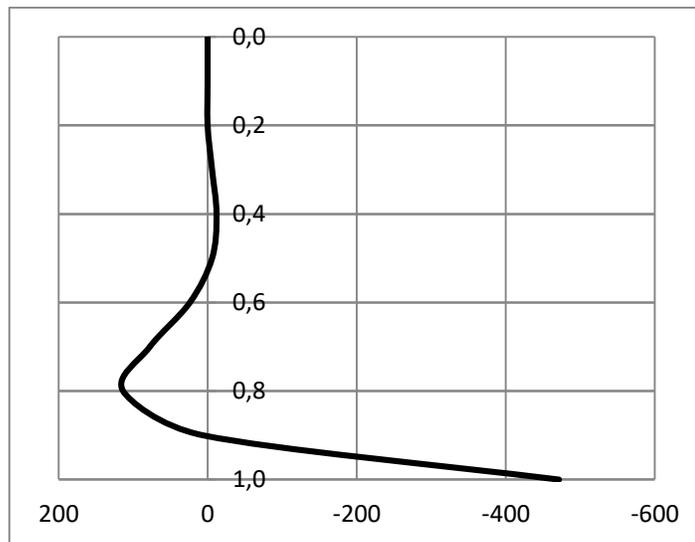


Fig. IV.8 – Momentos en la pared del depósito con base empotrada y borde libre con carga triangular.

Fuente – Elaboración Propia

La tracción en la cara interna está presente por una distancia de aproximadamente $0.12 \times 3 = 0.36$ m sobre la base. Se requerirá que la extensión de las barras de refuerzo sea desde la base hasta 0.36 m más la longitud de desarrollo sobre la base.

La cantidad requerida de acero de refuerzo en la cara interior para el momento máximo de -471.393 kg/m-m es:

$$M_w / (\phi f_c b d^2) = -471.393 / (0.9 \times 250 \times 10^4 \times 0.20 \times (0.145)^2) = 0.0498$$

$$\text{donde } d = 20 - 5 (\text{recubrimiento}) - 1/2 = 14.5$$

De las tablas de apoyo para diseño en Apéndice H:

$$\omega = 0.0476$$

$$A_s = \omega b d f_c / f_y = 0.0476 \times 20 \times 14.5 \times 28 / 420 = 0.92 \text{ cm.}^2$$

Usar barras 10 mm cada 25 cm. ($A_s = 2.84 \text{ cm.}^2$)

Estas barras son solo necesarias en la cara interna cercanas al fondo de la pared y el refuerzo para variación de temperatura y encogimiento para el resto de la misma. El refuerzo vertical para la cara externa de la pared con un momento máximo de 113,373 kg-m es:

$$M_w / (\phi f_c b d^2) = 113,373 / (0.9 \times 250 \times 10^4 \times 0.20 \times (0.145)^2) = 0.019$$

De las tablas de apoyo para diseño del Apéndice H:

$$\omega = 0.02$$

$$A_s = \omega b d f_c / f_y = 0.02 \times 20 \times 14.5 \times 25 / 420 = 0.35 \text{ cm.}^2$$

Usar barras 10 mm cada 25 cm. ($A_s = 2.84 \text{ cm.}^2$)

Calculamos la capacidad cortante de una pared de 20 cm. de espesor con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ de la siguiente manera:

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{250} * 20 * 14.5$$
$$= 2430.21 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 2430.21 = 2065.68 \text{ kg.}$$

La fuerza cortante aplicada es dada por el producto de $w_u H^2$ por el coeficiente 0.127 de la Tabla Anexo H-12. El valor w_u se determina usando un coeficiente sanitario de 1.0 si V_u es menor que V_c .

$$W_u = \text{coeficiente sanitario} \times (1.7 \times \text{Esfuerzo Lateral})$$

$$= 1.0 \times (1.7 \times 1000)$$

$$= 1700 \text{ kg por m}^3$$

Entonces,

$$w_u H^2 = 1700 \times (3)^2 = 15,300$$

La fuerza cortante resultante es:

$$V_u = 0.127 \times 15,300 = 1943.1 \text{ kg} < 2065.68 \text{ kg.} \quad \text{Cumple.}$$

IV.1.8.Pared con Cortante Aplicada en el Borde

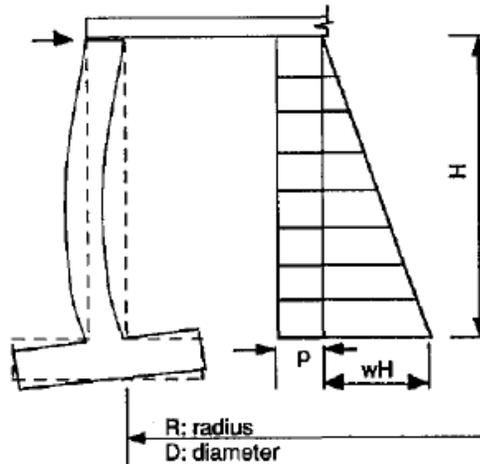


Fig. IV.8 – Pared con cortante aplicada en el borde.

Fuente – Tanques Circulares Sin Pre Esfuerzo (Portland Cement Association, 1993)

Como se muestra en la Fig. IV.8, la presencia de una losa en el borde superior del tanque puede prevenir el movimiento libre en esta ubicación. Los diseños previos discutidos se realizaron asumiendo que la parte superior del tanque estaba libre al desplazamiento. Cuando se previene el desplazamiento, el borde superior no puede expandirse y la tensión anular será cero en esa ubicación. En el diseño de la Sección IV.8, con el borde libre para expandirse, la tensión anular es de 30,418. Para prevenir el desplazamiento, una cortante debe ser añadida en la parte superior para eliminar esta tensión anular.

La tensión anular debido a la cortante, V , en el borde superior se computa utilizando los coeficientes de la Tabla H-8 para $H^2/Dt = 6$. Los coeficientes aplicables son iguales a $-14.74 VR/H$ por metro en la parte superior. La fuerza cortante requerida en el borde superior del tanque para producir cero tensiones anulares es:

$$-14.74 \frac{VR}{H} = -1943.13$$

$$V = \frac{-1943.13 H}{-14.74 R}$$

$$V = 131.83 \frac{3}{1.38}$$

$$V = 286.58 \text{ kg.m}$$

Para determinar la tensión anular, multiplicar los coeficientes de la Tabla Anexo H-8 por $VR/H=131.83 \text{ kg por m}$. Los resultados se muestran en la Tabla IV.3

Altura	Coficiente	T [Kg-m]
0,1H	-14,740	-1943,127
0,2H	-5,220	-688,136

0,3H	-0,330	-43,503
0,4H	0,960	126,554
0,5H	0,760	100,188
0,6H	0,320	42,185
0,7H	0,050	6,591
0,8H	-0,040	-5,273
0,9H	-0,080	-10,546
1,0H	-0,020	-2,637

Tabla IV.3 – Tensión anular en la pared del depósito con base empotrada y borde libre.

Fuente – Elaboración Propia

La cortante factorizada utilizada para modificar la tensión anular es 286.58kg.m, el coeficiente sanitario para la tensión anular es 1.65, el coeficiente para momentos es 1.3. Por lo tanto, la cortante factorizada para determinar momentos es $286.58 \times 1.3/1.65 = 225.33$. Los momentos actuantes se determinan los coeficientes de Tabla H-9 por $VH = 225.33 \times 1.38 = 310.96$ kg.m-m. Los resultados se presentan en la Tabla IV.4.

Altura	Coeficiente	M [Kg-m por m]
0,1H	0,044	13,682
0,2H	0,031	9,640
0,3H	0,012	3,732
0,4H	0,001	0,311
0,5H	-0,002	-0,622
0,6H	-0,002	-0,622
0,7H	-0,001	-0,311
0,8H	0,000	0,000
0,9H	0,000	0,000
1,0H	0,000	0,000

Tabla IV.4 - Momentos en la pared del depósito con base empotrada y borde libre.

Fuente – Elaboración Propia

Las tensiones anulares y momentos se diagraman en la Fig. IV.9. Nótese que los valores en la mitad inferior de la pared son suficientemente pequeños y pueden ser ignorados.

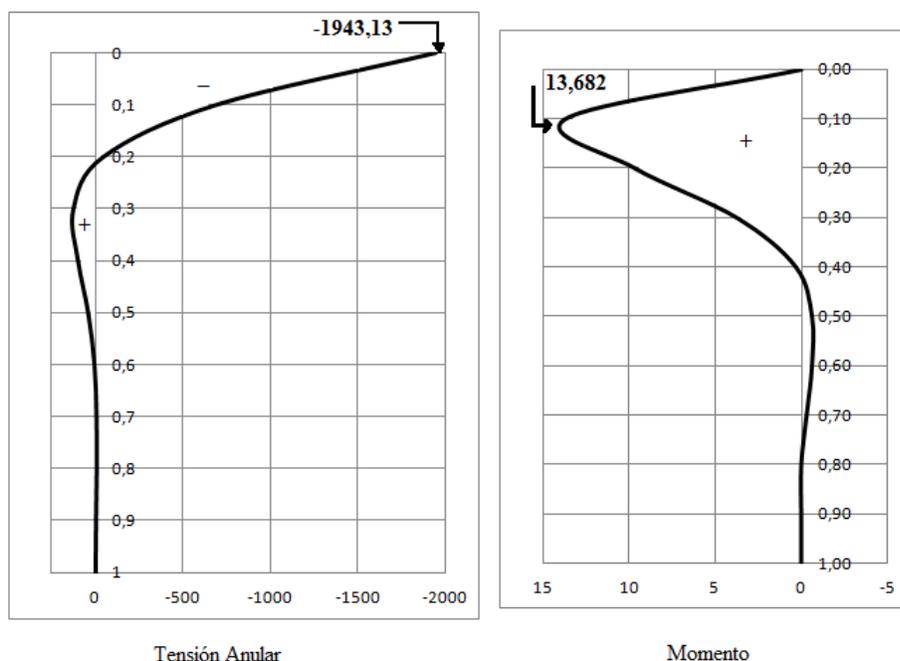


Fig. IV.9 – Tensión Anular y momentos en la pared con cortante aplicada al borde.
Fuente –Elaboración Propia

Las tensiones anulares y momentos computados en esta sección se sumarán entonces a los de la sección previa de cálculo. Se puede ver desde esta figura que la suposición de que el borde será libre sería satisfactoria. Consecuentemente, la investigación hecha en esta sección puede ser omitida en la mayoría de los casos con la excepción de tanques en los cuales la tensión anular es relativamente grande en el borde y la pared está rígidamente empotrada a la losa de tapa.

IV.1.9. Efecto de la variación en Espesor de Pared

Todas las tablas y ejemplos numéricos en las secciones precedentes están basados en la suposición de que la pared tiene un espesor uniforme desde el borde hasta la base. El efecto del ensanchamiento en la pared será discutido ahora.

Si las recomendaciones de ACI 350 son seguidas, las paredes de concreto reforzado que miden 3.00 m de altura o más y están en contacto con líquidos, tendrán un espesor mínimo de 31 cm. Por lo tanto, es improbable que grandes ensanchamientos ocurran. En ejemplos precedentes, 38 cm es el espesor requerido para soportar la tensión anular máxima que ocurre aproximadamente a 0.6H del borde superior. La investigación para una cortante aplicada en la base de la pared puede ser omitida al diseñar para la tensión anular máxima desde la ubicación de esta tensión máxima hasta la base del tanque. Por lo tanto, en ejemplos precedentes, la pared del tanque puede ser ensanchada desde 31 cm hasta 38 cm. solo para la mitad superior de la pared. El área de la sección transversal será reducida desde $1.25 \times 20 = 25.0$ hasta $25 - 0.5 \times 10 \times 3 / 12 = 23.75$. La reducción en costo de volumen de hormigón probablemente no superará el costo añadido de formar el ensanchamiento de la pared circular.

Gray ha presentado datos para secciones de pared que varíen de un máximo en la base hasta cero en el borde. Para ilustración, considere una pared con $H= 6\text{m}$, $D= 16.50\text{m}$, $t= 1.25$. Para esta pared, los datos de Gray muestran que la tensión anular máxima es aproximadamente un ocho por ciento mayor para la sección de pared triangular que para secciones rectangulares. En cualquier rango, el incremento parece ser despreciable.

Timoshenko^[17] da un ejemplo con $H= 4.30\text{m}$ y $D= 18.30\text{m}$. El espesor de la pared es de 36cm en un caso pero varía de 36cm a 9cm en el otro caso. Los momentos y cortantes en la base son los siguientes:

	Momento,	Cortante,
Espesor uniforme (36cm)	13,960	564
Espesor variable (9cm)	13,900	527

Se puede observar que el momento prácticamente es invariable y la cortante solo se reduce en un 6.5 por ciento. El cambio será aún menor cuando el ensanchamiento sea de 36cm a media altura hasta 32cm en el borde superior. Sin embargo, el ensanchamiento incrementará la tensión anular y la disminución en ancho de pared debe ser tomada en cuenta. En este caso, para el momento y cortante, el ensanchamiento puede ser ignorado, pero bajo circunstancias extremas es aconsejable tomarlo en cuenta. Esto puede ser realizado aproximadamente insertando en H^2/Dt el valor de t el cual existe al momento de ser investigado en la pared, o, en otras palabras, usar los valores de H^2/Dt los cuales varían desde el borde superior hasta la base.

IV.1.10. Diseño de la losa de fondo

El diseño de la losa de fondo se realizará tomando en cuenta la condición de carga más desfavorable (carga viva en el techo, peso de la losa de techo, y peso de la pared más los momentos ocasionados por el peso del agua).

$$\begin{aligned} \text{Techo: Carga Viva} &= 1.7 \times w_L \times \text{Área Sup.} \\ &= 1.7 \times 133 \times \pi \times (2.56)^2/4 \\ &= 1352.7 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta} &= 1.4 \times w_D \times \text{Área Sup.} \\ &= 1.4 \times (1000 \times 3) \times \pi \times (2.56)^2/4 \\ &= 17948.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pared: Carga Muerta} &= 1.4 \times \text{peso por metro radial} \times \text{Circunferencia} \\ &= 1.4 \times (1 \times 2400 \times 3) \times 2 \times \pi \times 1.38 \\ &= 87401.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Carga Total} = 1352.7 + 17948.5 + 87401.6 = 106702.8 \text{ kg.}$$

La carga total se asume distribuida uniformemente sobre la losa de fondo:

$$p = 106702.8 / (\pi \times (1.38/2)^2) = 17834.8 \text{ kg/m}^2. = 1.78 \text{ kg/cm}^2.$$

Se calculan los momentos en la losa de fondo mediante el producto de los coeficientes de Tabla Anexo H-5 por $p \times R^2$, los cuales fueron tabulados a continuación:

Distancia	Coef. Radial	Momento Radial [kg-m por m]	Coef. Tangencial	Momento Tangencial [kg-m por m]
0,00R	0,075	2547,34	0,075	2547,34
0,10R	0,073	2479,42	0,074	2513,38
0,20R	0,067	2275,63	0,071	2411,49
0,30R	0,057	1935,98	0,066	2241,66
0,40R	0,043	1460,48	0,059	2003,91
0,50R	0,025	849,11	0,05	1698,23
0,60R	0,003	101,89	0,039	1324,62
0,70R	-0,023	-781,19	0,026	883,08
0,80R	-0,053	-1800,12	0,011	373,61
0,90R	-0,087	-2954,92	-0,006	-203,79
1,00R	-0,125	-4245,57	-0,025	-849,11

Tabla IV.5 –Momentos en la Losa.

*Signo negativo denota compresión en la superficie cargada.

IV.1.11. Juntas y detallado de las uniones

El concreto, por su naturaleza, es un material que está sometido a continuos cambios de volumen los cuales son respuesta a cambios de humedad y temperatura. Para evitar el agrietamiento que esto ocasiona es necesario proveer juntas de contracción. En la figura 18.2 se muestra algunos tipos de juntas que se utilizan en tanques. El ancho de estas juntas depende de la magnitud del desplazamiento que se espera en la estructura.

El detallado de la unión de la base y las paredes del tanque también es muy importante para garantizar el almacenamiento del líquido. En la figura 18.3 se muestran algunos tipos de uniones pared-base. El primero permite deslizamiento entre ambos, el segundo actúa como un apoyo rotulado y el tercero, como uno empotrado. Este último es el más usado.

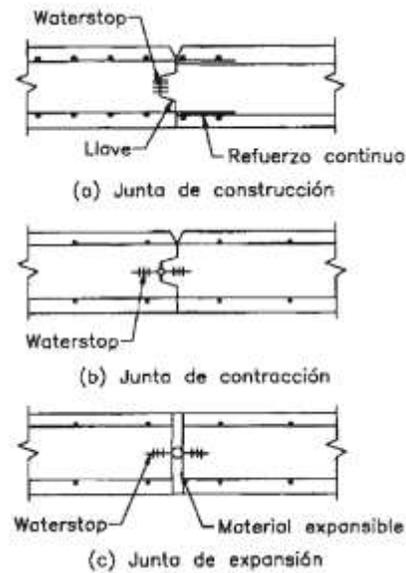


Figura IV.10- Tipos de juntas utilizadas en tanques

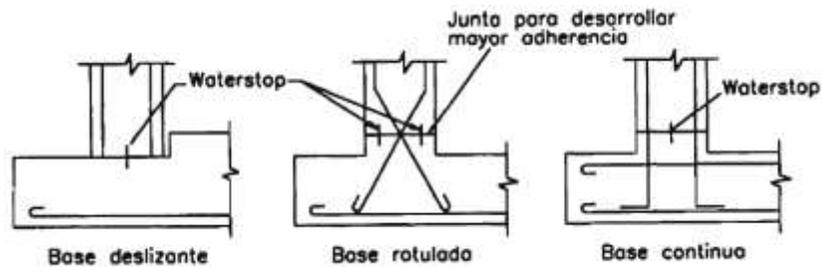


Figura IV.11- Tipos de juntas en tanques

IV.2. Aplicación Metodológica: Cálculo Estructural del Depósito Mediante el Método PCA

Se realiza el cálculo estructural para el presente depósito con los siguientes datos de diseño:

Presión ejercida por fluido = 1000 Kg/m^3

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

La tapa de hormigón se considera articulada a la pared.

IV.2.1. Estimación del Espesor de Pared

El espesor de pared del depósito será estimado limitando el esfuerzo de tensión anular en la pared a 10% de f_c . Inicialmente, se asume un espesor de pared de 20cm. Esto nos da un valor de $H^2/(Dt) = (3)^2/(2.76 \times 0.20) = 16.30$.

La tracción anular máxima es determinada por el producto del mayor coeficiente para tracción (Tabla H-1) para $H^2/(Dt) = 16$, por w_uHR .

$$\begin{aligned} \text{Mayor coeficiente tracción} &= 0.687 \\ w_u &= \text{coeficiente sanitario} \times 1.7 \times w \\ &= 1.65 \times 1.7 \times 1000 = 2805 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Esto nos da una tracción máxima de:

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 0.687 \times w_u \times H \times R \\ &= 0.687 \times 2805 \times 3 \times 1.38 \\ &= 7977.92 \text{ kg.} \end{aligned}$$

El refuerzo de acero necesario para resistir esta fuerza de tracción es:

$$\begin{aligned} \text{Área} &= T_{\max}/(0.9 \times f_y) \\ &= 7977.92/(0.9 \times 4200) \\ &= 2.11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Barras 10 mm cada 25 cm. ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$)

El esfuerzo máximo de tracción en el hormigón debido a tracción anular y encogimiento es:

$$f_c = \frac{CE_s A_s + T_{\max(\text{sin mayorar})}}{A_c + nA_s}$$

donde $T_{\max}(\text{sin mayorar}) = 7977.92/(1.7 \times 1.65) = 2844.18 \text{ kg}$.

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.84 + 2844.18}{20 \times 100 + 9 \times 2.84} \\ &= 2.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \text{Cumple.} \end{aligned}$$

IV.2.2. Análisis de esfuerzos en la pared del depósito

Durante la construcción y previa a la colocación de la tapa, el depósito deberá ser sometido a una revisión de fugas (prueba hidráulica). El siguiente procedimiento será utilizado para esta condición de carga.

Para una pared con una base empotrada y borde libre sujetas a carga triangular, la tracción anular es calculada mediante el producto de los coeficientes de la Tabla Anexo H-1 por w_uHR como se muestra en la Tabla-III.7.1

Altura	Coeficiente	T [Kg-m]
0,0H	0,000	0,00
0,1H	0,099	1149,66
0,2H	0,199	2310,93

0,3H	0,304	3530,26
0,4H	0,412	4784,43
0,5H	0,531	6166,34
0,6H	0,641	7443,74
0,7H	0,687	7977,92
0,8H	0,582	6758,59
0,9H	0,265	3077,37
1,0H	0,000	0,00

Tabla IV.2.1 – Tensiones en la pared del tanque para condición de carga 1

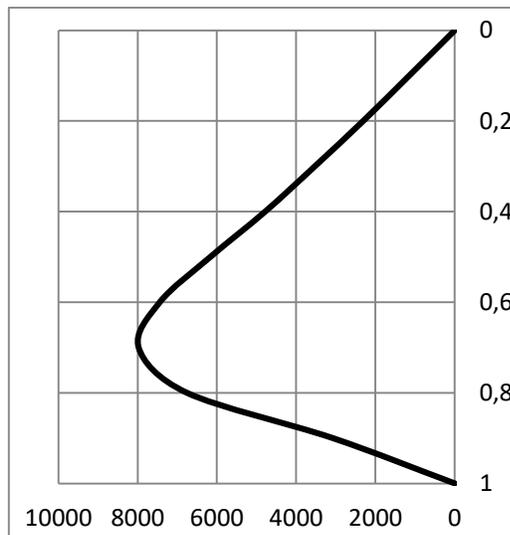
Los momentos para la misma condición de carga se determinan multiplicando los coeficientes tomados de la Tabla Anexo H-2 por $w_u H^3$ como se muestra en la Tabla III.7.2.

Altura	Coficiente	M [kg/m por m]
0,1H	0,0000	0
0,2H	0,0000	0
0,3H	-0,0001	-5,967
0,4H	-0,0002	-11,934
0,5H	-0,0001	-5,967
0,6H	0,0004	23,868
0,7H	0,0013	77,571
0,8H	0,0019	113,373
0,9H	0,0001	5,967
1,0H	-0,0079	-471,393

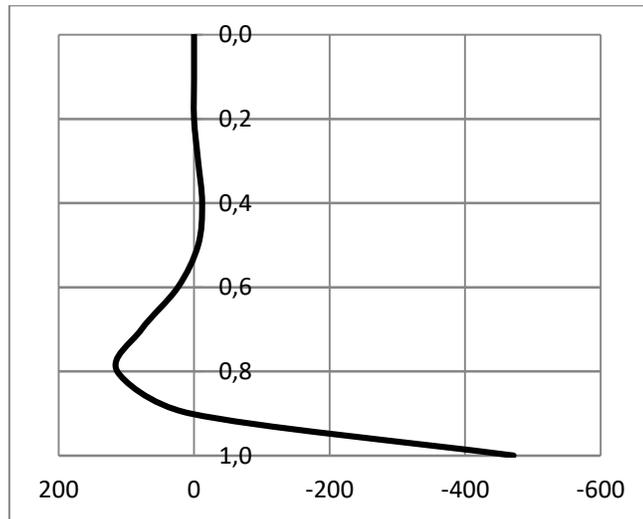
Tabla IV.2.2 – Momentos en la pared del tanque para la condición de carga 1

En el análisis para borde libre y base empotrada, se asume que la base está restringida de desplazamientos laterales. Nótese que la losa de fondo puede no ser capaz de proveer restricción completa a desplazamientos. También se nota, y también será utilizado para este diseño, que este complejo análisis puede ser omitido con el uso de la tracción máxima para toda la sección inferior de la pared, e ignorando el aminoramiento en momentos a causa del desplazamiento de la base.

Podemos encontrar los esfuerzos de tracción y momentos máximos en Fig. III.7.1



Esfuerzos de Tracción (Kg vs H)



Momentos (Kg-m vs H)

Fig IV.2.1 – Esfuerzos de tracción y momentos en la pared del depósito.

IV.2.3. Análisis aplicando una fuerza cortante en el borde superior del depósito

Esta condición de carga ocurre cuando el tanque está en uso. La tapa en su lugar, y el tanque está lleno a su capacidad máxima.

Para prevenir desplazamiento, una fuerza cortante debe ser añadida a la parte superior del depósito.

$$-14.74 \frac{VR}{H} = 1943.13$$

$$V = -286.58 \text{ kg.}$$

La variación de fuerza anular está determinada por el producto de los coeficientes de la Tabla Anexo H-3 por VR/H. Estos resultados se muestran en la Tabla III.7.3.

Altura	Coef.	Fuerza Anular debido a V [Kg]	Fuerza por Carga Triangular [Kg]	Esfuerzo total [Kg]
0,0H	-14,74	1943,13	0,00	1943,13
0,1H	-5,22	688,14	1149,66	1837,79
0,2H	-0,33	43,50	2310,93	2354,43
0,3H	0,96	-126,55	3530,26	3403,71
0,4H	0,76	-100,19	4784,43	4684,24
0,5H	0,32	-42,18	6166,34	6124,16
0,6H	0,05	-6,59	7443,74	7437,15
0,7H	-0,04	5,27	7977,92	7983,20
0,8H	-0,05	6,59	6758,59	6765,18
0,9H	0,02	-2,64	3077,37	3074,73
1,0H	0	0,00	0,00	0,00

Tabla V.2.3 –Variación de fuerza anular en la pared.

El cambio en fuerzas anulares y momentos ocasionados por la losa de tapa son relativamente pequeños en comparación con aquellos por fuerzas laterales y por lo tanto los gráficos serán prácticamente los mismos que aquellos en primer análisis de carga.

IV.2.4. Diseño de los anillos de acero

La fig. III.7.2 muestra la distribución de máxima tensión anular y compresión a lo largo de la altura de la pared.

Comprobación a compresión:

$$f_c = C/A = 7977.92 / (20 * 100) = 3.99 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

Diseño del refuerzo de acero para esfuerzos de tracción:

$$T = A_s \times 0.9 \times f_y$$

Capacidad de barras 10 mm. cada 25 cm.

$$T = 100/25 \times 0.71 \times 0.9 \times 4200 = 10735.2 \text{ kg.}$$

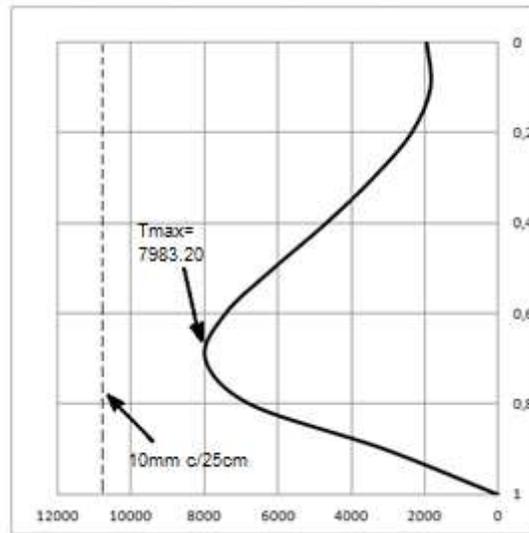


Fig IV.2.2 – Envolvente de tracción en la pared (kg vs H).

∴ usar barras 10 mm cada 25 cm a lo largo de toda la altura de la pared del contenedor.

Se usarán empalmes para los anillos de refuerzo de acero ya que el área de refuerzo no es mayor que el doble requerido por análisis. La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db} , para barras de 10 mm se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \ell_{db} &= 0.075f_y d_b / \sqrt{f_c} > 0.0043f_y d_b \\ &= 0.075 \times 4200 \times 0.95 / \sqrt{250} > 0.0043 \times 4200 \times 0.95 \\ &= 18.93 \text{ cm.} > 17.16 \text{ cm.} \end{aligned}$$

La longitud de desarrollo se determina mediante el producto de la longitud de desarrollo básica por los coeficientes provistos en ACI 318. Para el presente caso, los siguientes coeficientes son aplicables:

- Barras horizontales colocadas de tal manera que no más de 30 cm. de hormigón fresco es colocado en el elemento debajo de la longitud de desarrollo o empalme. Usar un coeficiente de 1.3.
- Para barras de 12 mm de diámetro o menores, con espaciamiento libre no menor a $5d_b$ y una distancia al borde no menor a $2.5 d_b$. Usar un coeficiente de 0.8.
- Para barras en capa interna de la pared con espaciamiento libre no menor a $3d_b$. Usar un coeficiente de 1.0

Con estos coeficientes, la longitud de desarrollo para las barras de 10 mm es:

$$\ell_d = 1.3 \times 0.8 \times 1.0 \times 17.16 \text{ cm} = 17.85 \text{ cm} > 17.16 \text{ cm.} \quad \text{Cumple.}$$

La longitud de empalmes por traslapo es igual a $1.3 \times \ell_d$.

$$\ell_d = 1.3 \times 17.85 = 23.20 \text{ cm. (usar 24 cm.)}$$

Los empalmes de refuerzo deberán estar escalonados horizontalmente (de centro a centro de traslapo) por no menos de una longitud de traslapo o 1m., deberán coincidir en orden vertical en una frecuencia mayor que cada 3 barras.

Los requerimientos de refuerzo mínimo a temperatura y encogimiento en la Fig. III.7.3.

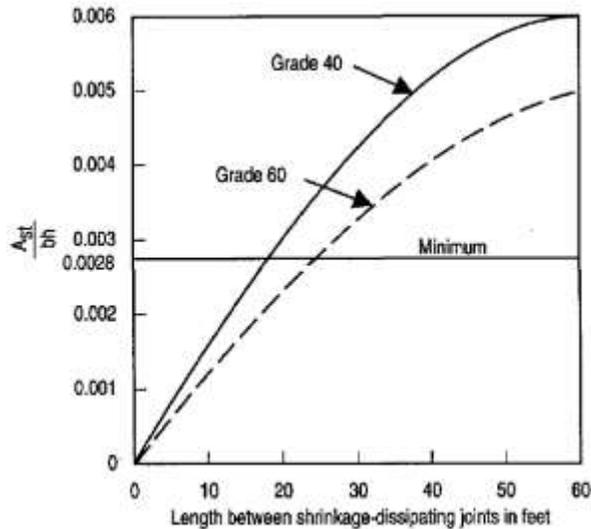


Fig. IV.2.3 – Relación mínima de refuerzo para temperatura y encogimiento en el hormigón.

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Pre-Stressing (PCA)

La relación de refuerzo mínimo en dirección horizontal es entonces:

$$\rho = (2.84 \times 2)/(100 \times 20) = 0.00284$$

La relación mínima de refuerzo requerido para variación de temperatura y encogimiento es $0.0028 < 0.0284$. Por lo tanto los requerimientos mínimos de refuerzo están satisfechos.

IV.2.5. Diseño del refuerzo para momentos

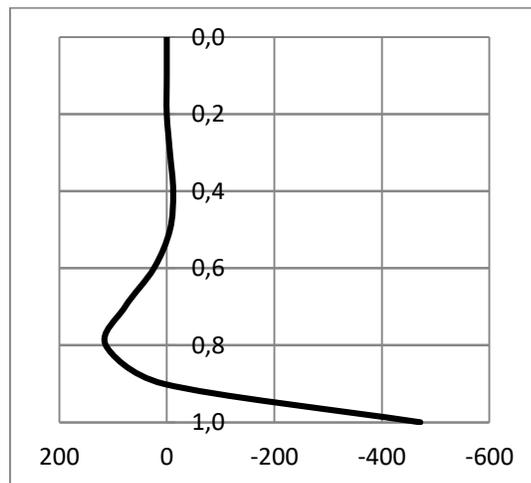


Fig. IV.2.4 – Envolvente de momentos en la pared del depósito (kg-m vs H).

La cantidad requerida de refuerzo vertical en la cara interior para el momento de -471.393 kg/m-m es:

$$M_w/(\phi f'_c b d^2) = -471.39/(0.9 \times 250 \times 10^4 \times 0.20 \times (0.145)^2) \\ = 0.0498$$

donde $d = 20 - 5$ (recubrimiento) $- 1/2 = 14.5$

De las tablas de apoyo para diseño en Apéndice H-4:

$$\omega = 0.0476$$

$$A_s = \omega b d f'_c / f_y = 0.0476 \times 20 \times 14.5 \times 250 / 4200 = 0.92 \text{ cm.}^2$$

∴ Usar barras 10 mm cada 25 cm. ($A_s = 2.84 \text{ cm.}^2$)

El Momento Máximo (M_a) que resiste la sección será:

$$M_a = 0.263 \times f'_c \times b \times d^2 \\ = 0.263 \times 250 \times 1 \times 0.145^2 = 13823.94 > 471.39$$

Entonces colocar cuantía mínima como refuerzo en la sección:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times b \times d$$

$$= 0.0018 \times 100 \times 14.5 = 2.18 \text{ cm}^2 < 2.84 \text{ cm}^2 \therefore \text{ Usar el mayor valor}$$

Estas barras son solo necesarias en la cara interna cercanas al fondo de la pared y el refuerzo para variación de temperatura y encogimiento para el resto de la misma. El refuerzo vertical para la cara externa de la pared con un momento máximo de 113,373 kg-m es:

$$M_w/(\phi f'_c b d^2) = 113,373 / (0.9 \times 250 \times 10^4 \times 0.20 \times (0.145)^2) \\ = 0.019$$

De las tablas de apoyo para diseño del Anexo H-4:

$$\omega = 0.02$$

$$A_s = \omega b d f'_c / f_y = 0.02 \times 20 \times 14.5 \times 25 / 420 = 0.35 \text{ cm.}^2$$

Usar 10 mm cada 25 cm. ($A_s = 2.84 \text{ cm.}^2$)

La longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar que estará empotrada a la losa de fondo es igual a:

$$\ell_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} d_b > \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

$$\ell_d = \frac{4200 \times 1 \times 1 \times 1}{6.6 \sqrt{250}} 0.95 = 38.24 \text{ cm.} > 19.15 \text{ cm.}$$

La longitud para empalme clase B es igual a $1.3 \ell_d$.

$$\ell = 1.3 \times 38.24 = 49.72 \text{ cm. (se asume 50 cm.)}$$

La misma longitud de empalme será usada para las barras de la cara exterior de la pared.

Siendo el espaciamiento máximo $3t = 60 \text{ cm.}$

El espaciamiento máximo de barras deberá estar limitado para el control de fisuras por flexión con la siguiente ecuación.

$$S_{\max} = z^3 / (2 \times d_c^2 \times f_s^3)$$

Donde: $d_c = 4.5 \text{ cm.}$

$$z = 21000 \text{ kg/cm.}$$

$$f_s = 2/3 f_y = 2800$$

$$S_{\max} = (21000)^3 / (2 \times (0.4525)^2 \times (2800)^3) \\ = 10.3 \text{ cm.} > 10 \text{ cm.}$$

∴ Usar un espaciamiento de 10 cm. para separación de barras horizontales.

III.7.1.6. Esfuerzo de cortante

La capacidad a cortante de la pared está dada por:

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{250} * 100 * 14.5 \\ = 12151.05 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 12151.05 = 10328.39 \text{ kg.}$$

La fuerza cortante máxima es:

$$V_{\max} = \text{coef.} \times w_u \times H^2$$

$$V_{\max} = 0.127 \times 1700 \times 3^2 = 1943.1 \text{ kg} < 10328.39 \text{ kg.} \quad \text{Cumple.}$$

III.7.1.7. Diseño de la losa de fondo

El diseño de la losa de fondo se realizará tomando en cuenta la condición de carga más desfavorable (carga viva en el techo, peso de la losa de techo, y peso de la pared más los momentos ocasionados por el peso del agua).

$$\text{Techo: Carga Viva} = 1.7 \times w_L \times \text{Área Sup.} \\ = 1.7 \times 133 \times \pi \times (2.56)^2 / 4 \\ = 1352.7 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga Muerta} = 1.4 \times w_D \times \text{Área Sup.} \\ = 1.4 \times (1000 \times 3) \times \pi \times (2.56)^2 / 4 \\ = 17948.5 \text{ kg}$$

$$\text{Pared: Carga Muerta} = 1.4 \times \text{peso por metro radial} \times \text{Circunferencia} \\ = 1.4 \times (1 \times 2400 \times 3) \times 2 \times \pi \times 1.38 / 2 \\ = 87401.6 \text{ kg}$$

$$\text{Carga Total} = 1352.7 + 17948.5 + 87401.6 = 106702.8 \text{ kg.}$$

La carga total se asume distribuida uniformemente sobre la losa de fondo:

$$p = 106702.8 / (\pi \times (2.56)^2 / 4) = 17834.8 \text{ kg/m}^2. = 1.78 \text{ kg/cm}^2.$$

Se calculan los momentos en la losa de fondo mediante el producto de los coeficientes de Tabla Anexo H-5 por $p \times R^2$, los cuales fueron tabulados a continuación:

Distancia	Coef. Radial	Momento Radial [kg-m por m]	Coef. Tangencial	Momento Tangencial [kg-m por m]
0,00R	0,075	2547,34	0,075	2547,34
0,10R	0,073	2479,42	0,074	2513,38
0,20R	0,067	2275,63	0,071	2411,49
0,30R	0,057	1935,98	0,066	2241,66
0,40R	0,043	1460,48	0,059	2003,91
0,50R	0,025	849,11	0,05	1698,23
0,60R	0,003	101,89	0,039	1324,62
0,70R	-0,023	-781,19	0,026	883,08
0,80R	-0,053	-1800,12	0,011	373,61
0,90R	-0,087	-2954,92	-0,006	-203,79
1,00R	-0,125	-4245,57	-0,025	-849,11

Tabla IV.2.4 –Momentos en la Losa.

*Signo negativo denota compresión en la superficie cargada.

Se verifica a flexión

$$M_{\max} = 0.263 f'_c b d^2 \quad [\text{kg-m/m}]$$

$$= 0.263 \cdot 250 \times 10^4 \cdot 0.20 \cdot 0.145^2$$

$$= 2764.79 > 2547.34 \quad \text{Cumple.}$$

Ya que el $M_{\max} >$ máximo momento actuante⁺, la sección es correcta.

*Se procede al cálculo de refuerzo.

Sentido radial

$$A_{s+} = \frac{M^+}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$= \frac{2547.34}{0.9 \cdot 4200 \times 10^4 \left(0.145 - \frac{0.01}{2}\right)} = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = \frac{M^-}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$= \frac{4245.57}{0.9 \times 4200 \times 10^4 \left(0.145 - \frac{0.01}{2}\right)} = 8.02 \text{ cm}^2$$

Sentido anular

$$A_{s+} = \frac{M^+}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_{s+} = \frac{2547.34}{0.9 \times 4200 \times 10^4 \left(0.145 - \frac{0.01}{2}\right)} = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = \frac{M^-}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_{s-} = \frac{849.11}{0.9 \times 4200 \times 10^4 \left(0.145 - \frac{0.01}{2}\right)} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 b \cdot d$$

$$= 0.0018 \times 100 \times 14.5 = 2.61 \text{ cm}^2.$$

- ∴ Usar barras 12 mm cada 10 cm para la parte inferior de la losa ($A_{s-} = 10.16 \text{ cm}^2$).
Usar barras 10 cada 12 cm para la parte superior de la losa ($A_{s+} = 5.68 \text{ cm}^2$).

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

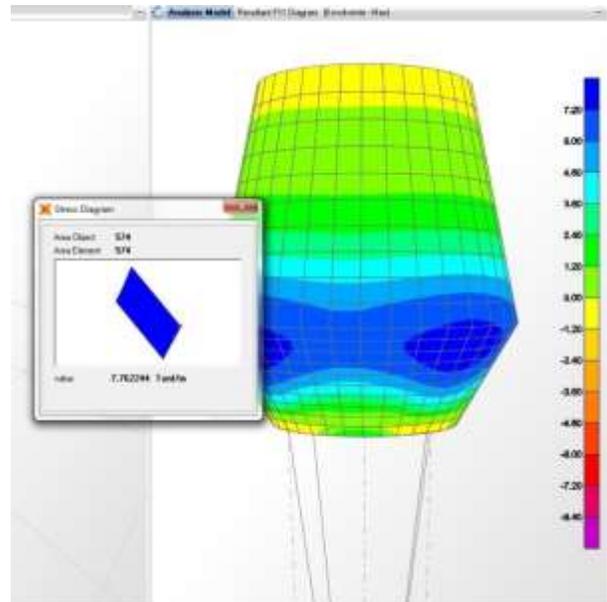
Podemos observar que los esfuerzos obtenidos mediante el método de cálculo de “PCA (Portland Cement Association) - Circular Concrete Tanks Without Prestressing” y los esfuerzos obtenidos del modelo generado mediante el software de cálculo estructural “SAP 2000 v.14” entregan variaciones en un orden del 8-12%, obteniendo los resultados más conservadores con el primer método.

El diseño de estas estructuras requiere que la atención sea prestada no solamente a los requerimientos de cargas de servicio, sino también a los requerimientos durante la construcción. Por lo tanto, se debe tener especial atención al utilizar las tablas de diseño de la PCA, tomando cuidado adicional en la selección del tipo de caso en el que se trabaja.

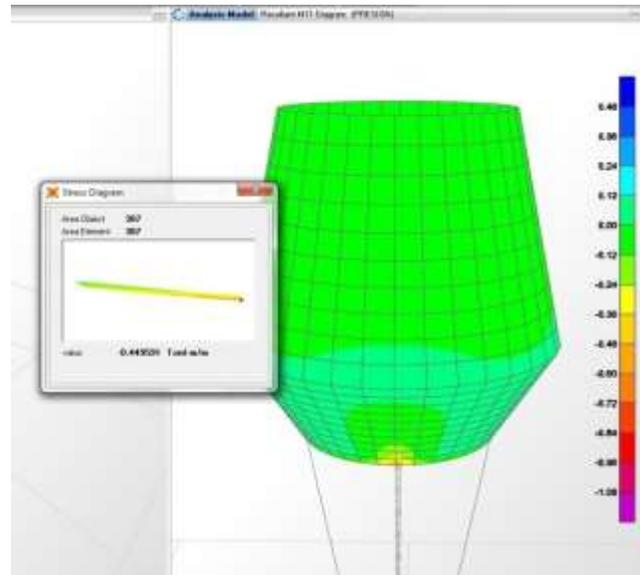
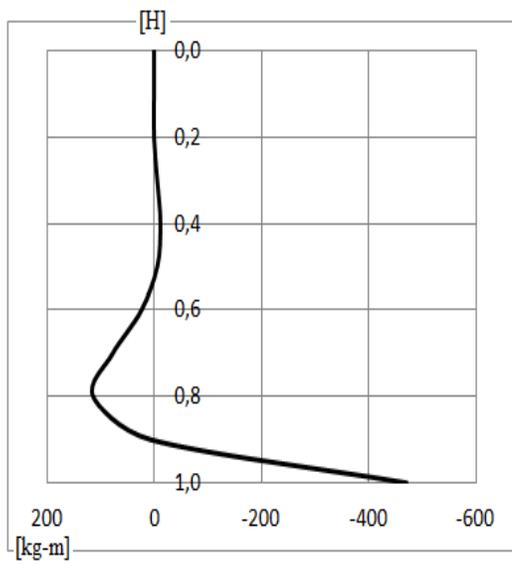
Se debe recalcar la necesidad del conocimiento de métodos constructivos para lograr materializar un comportamiento estructural deseado, obtenido durante el diseño. En este ámbito, la necesidad de juntas de dilatación, transiciones entre el depósito-columnas y revestimientos internos del tanque deberán ser tomados en cuenta para la construcción del mismo.

Al comparar los resultados de diseño estructural mediante los métodos utilizados se concluye un análisis válido para este tipo de estructuras, obteniendo valores similares en esfuerzos por consiguiente, armaduras.

A continuación se presentan los esfuerzos en el depósito obtenidos mediante tablas de PCA y los esfuerzos obtenidos mediante el programa SAP 2000.



Esfuerzos de Tensión Anular en el depósito



Esfuerzos de Momentos en el depósito

RECOMENDACIONES

Se sugiere realizar continuas revisiones durante la generación del modelo estructural en el software “SAP 2000”, tomando especial cuidado al modelar el contenedor con el uso de elementos “Shell” y con la transmisión de cargas respectivas a los elementos portantes.

Al mismo tiempo tomar especial atención a las posibles acciones en el depósito, estructura contenedora y zapatas a causa de combinaciones de cargas que puedan estar presentes, con el fin de lograr una correcta obtención de reacciones en la estructura.

Teniendo en cuenta que éste es un método principalmente utilizado para estructuras contenedoras a nivel del suelo pero sin limitaciones en el mismo se recomienda que, al ser un método de origen norte-americano la equivalencia en fórmulas y unidades al sistema internacional sea cuidadosamente examinada.

Un tanque propiamente diseñado debe ser capaz de soportar las cargas aplicadas sin presentar fisuras que permitan la aparición de fugas. La meta de proveer un tanque estructuralmente seguro y libre de fugas se logra proporcionando la cantidad apropiada de espaciamiento y con el uso de hormigón de calidad utilizando prácticas de construcción adecuadas.

Se considera entonces, una alternativa viable a la presentada en este proyecto, entregando a la institución una opción estética que satisface las necesidades de capacidad y funcionalidad requeridas por el CECH de la Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales de la U.A.J.M.S.

