

8
2ej



Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLÁN



Análisis y Diseño de Silos Cilíndricos de Concreto Reforzado.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n :

Floria Elizabeth Galicia Vega

Serafín Sánchez Santos



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CI/011/1986.

SRITA. FLORIA ELIZABETH GALICIA VEGA
Y SR. SERAFIN SANCHEZ SANTOS
Alumnos de la carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e s .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 25 de octubre de 1983, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Análisis y Diseño de Silos Cilíndricos de Concreto Reforzado", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.

Primera Parte

- I.- Discusión de la Teoría de Silos.
- II.- Análisis y Diseño de las Paredes en Batería de Silos.
- III.- Análisis y Diseño de: Tolvas, Fondos de Intersilos y Losa de Cubierta en Batería de Silos.
- IV.- Análisis y Diseño de la Cimentación en Batería de Silos.

Segunda Parte

- I.- Proyecto de Aplicación.
 - Conclusiones.
 - Anexos.
 - Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Juan José Camarena Hernández, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 28 de enero de 1986

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

ENEP
PROGRAMA

I N D I C E

PRIMERA PARTE

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. DISCUSION DE LA TEORIA SOBRE SILOS	5
I.a Fricción y Ley de Empuje de Tierras.	7
I.b Teorías de Janssen y Reimbert	17
I.c Análisis de las Paredes de los Silos - Circulares	38
I.d Sobrepresiones de Vaciado	51
I.e Efecto de Descarga Excéntrica	54
I.f Espesor de las Paredes, Agrietamiento y Efecto de Temperatura	56
CAPITULO II. ANALISIS Y DISEÑO DE LAS PAREDES EN UNA BATERIA DE SILOS	64
II.a Cargas	65
II.b Diseño de las Paredes	75
CAPITULO III. ANALISIS Y DISEÑO DE TOLVAS, FONDOS DE - INTERSILOS Y LOSA DE CUBIERTA EN BATERIA DE SILOS	84

	Pág.
III.a Tolvas	84
III.b Losa de Cubierta	94
III.c Fondos de Silos e Intersilos	98
CAPITULO IV. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION EN UNA BATERIA DE SILOS	103
IV.a Alternativas	105
IV.b Estabilidad	111
IV.c Presiones Sobre el Terreno	114
IV.d Diseño	119
<u>SEGUNDA PARTE</u>	
- Proyecto de Aplicación	121
Conclusiones	219
Anexo	220
Bibliografía	

INTRODUCCION

Actualmente dentro del país, no existe una planeación adecuada para el almacenamiento de productos básicos como los son: el frijol maíz, trigo, harinas, etc. Siendo una de las razones principales la irregularidad de las cosechas, provocando así determinados centros de recepción de dichos productos y con ello una distribución deficiente de estos mismos.

Con el objeto de lograr una distribución más uniforme y una mayor regularidad en el consumo, se ha pensado en la utilización de grandes depósitos como son los silos.

Este tipo de almacenamiento, ofrece el poder eliminar el empleo de sacos, áreas demasiado amplias, reduce la mano de obra y hace más ágil su distribución.

Los silos son depósitos cuya finalidad es almacenar grandes volúmenes de productos en un área reducida. Así como la conservación de ellos de la mejor manera posible; bien sea; para el ciclo de producción industrial para el cual este destinado o simplemente para su distribución o almacenamiento.

Los silos se construyen generalmente en madera, metal, y concreto reforzado, siendo este último el que más se utiliza en nuestro país, ya que tiene la ventaja de ser una estructura a prueba de incendios y que también ayuda a la conservación de los productos almacenados. Estos depósitos se caracterizan por tener una altura muy grande en relación a su sección transversal. Como consecuencia de esta característica ofrece la posibilidad de airear a los productos manteniendo así su humedad y temperatura óptima. Por otro lado este tipo de estructura resulta ser la más económica ya que si se forma una batería de silos todos los huecos pueden ser ocupados o pueden almacenar diferentes tipos de productos.

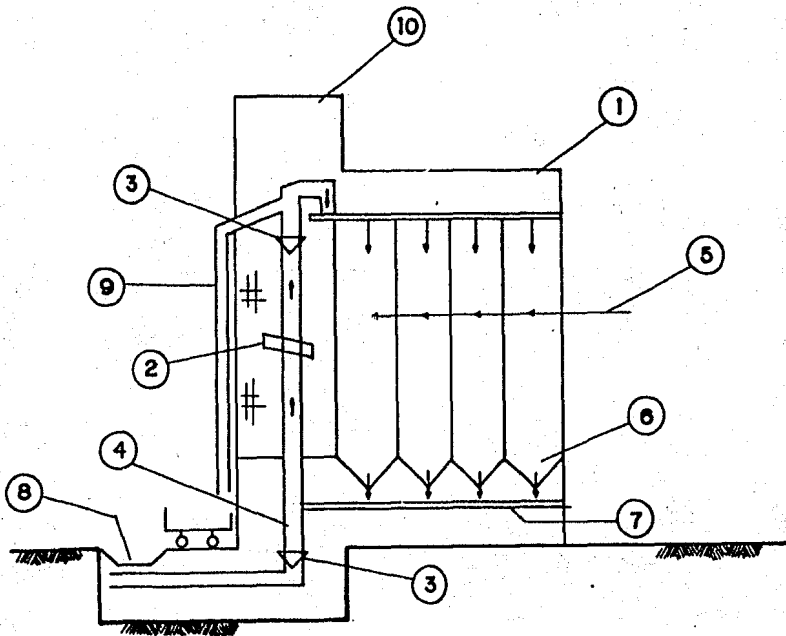
El funcionamiento general de una batería de silos comprende el siguiente proceso:

- A) El proceso se inicia con la llegada de los materiales a una tolva de recepción.
- B) Un elevador que toma los materiales de la tolva de recepción y los eleva a una banda transportadora situada por encima de las celdas.
- C) La banda transportadora que conduce los materiales desde el punto de vertido del elevador hasta el orificio del llenado de las celdas.
- D) Las celdas de los silos donde se almacena el material.
- E) Una banda transportadora inferior que recoge el material procedente de las celdas.

En la figura 1 se muestran las principales instalaciones que forman una batería de silos.

Este trabajo de tesis se divide primordialmente en dos partes; en la primera parte se expone la teoría de silos, así como también - el análisis y diseño de las paredes, tolvas, fondos de intersilos, losa de cubierta y por último el tipo de cimentación más adecuado.

En la segunda parte se presenta un proyecto de una batería de silos, en la cual se aplica la teoría anteriormente expuesta y basándose en el reglamento ACI-313-77.



BATERIA DE SILOS

- 1.- MONITOR
- 2.- CRIBA.
- 3.- BASCULA
- 4.- ELEVADOR
- 5.- CELDAS DE ALMACENAMIENTO.
- 6.- TOLVAS DE LAS CELDAS.
- 7.- BANDAS TRANSPORTADORA
- 8.- TOLVA DE RECEPCION.
- 9.- TUBO DE SALIDA PARA CARGA DE CAMIONES O FERROCARRILES.
- 10.- TORRE DE MAQUINA

Figura 1

1a PARTE

I. DISCUSION DE LA TEORIA SOBRE SILOS

Los cereales y granos que usualmente se almacenan en silos, constituyen un medio pulverulento o pseudo sólido sin cohesión, cuyas leyes de equilibrio están todavía mal definidas y para las cuales se ha buscado una solución basada en la teoría del equilibrio de un medio elástico, homogéneo isótropo e indefinido extendido a un medio pulverulento. Lamentablemente ninguna de estas hipótesis concierne al medio pulverulento, además no se toma en cuenta otro gran número de factores que se deben considerar como son: el factor -

tiempo, la velocidad de llenado, el acomodo de los granos, la altura de caída de éstos y la compresibilidad del material, todos estos factores influyen sobre las características principales del medio pulverulento como son: densidad aparente, ángulo de fricción interna y coeficiente de fricción sobre las paredes de los silos.

Así que el problema expuesto por el equilibrio de una masa pulverulenta ensilada es, por tanto, de lo más complejo; escapa a la teoría de la elasticidad y no ha estado jamás completamente resuelto.

Al principio los muros de los silos se analizaron como si estuvieran sometidos al empuje de un líquido con una densidad igual a la del material ensilado.

Luego se buscó extender a los silos las teorías del empuje de tierras sobre muros de contención, pero investigaciones realizadas por Prante y Airy ^{*} demostraron que el empuje lateral en las paredes y la presión en el fondo de un silo no aumentan indefinidamente con la profundidad.

Más recientemente, Janssen, Komen y Mursch elaboraron teorías de cálculo que se basan en la hipótesis de que la relación p/q de presión horizontal del grano (p) entre la presión vertical (q) ejercida por éste se mantiene constante, lamentablemente ensayos sistemáticos han demostrado que esta relación no es constante y que varía con la profundidad y forma de los silos.

Actualmente las teorías que más se usan para el cálculo de silos, son la de Janssen y la de Reimbert.

Antes de ver las teorías de Janssen y Reimbert, daremos un repaso a la ley -

* SILOS TEORIA Y PRACTICA, AUTOR M.T. A. REIMBERT.

de empuje de tierras para conocer el valor de la relación p/q .

I.a Fricción y Ley de Empuje de Tierras

Fricción:

Si dos cuerpos tienden a deslizarse uno sobre el otro, la fuerza resistente al deslizamiento tangente a la superficie de contacto que un cuerpo ofrece a otro se designa como fricción.

Si la resistencia entre dos cuerpos impide el movimiento entre los cuerpos, y está relacionada únicamente entre uno de los cuerpos sobre el otro, se llama fricción estática.

Si la resistencia es estática, debe mantener en equilibrio todas las fuerzas que actúan sobre el cuerpo.

Las fuerzas que actúan entre cuerpos que se encuentran en movimiento relativo se denomina fricción cinética.

Sea el cuerpo de la figura 1.a.1 en equilibrio, sobre una superficie rugosa, bajo la acción de una fuerza horizontal que tiende a moverlo, actúa además su peso propio y la reacción R del plano.

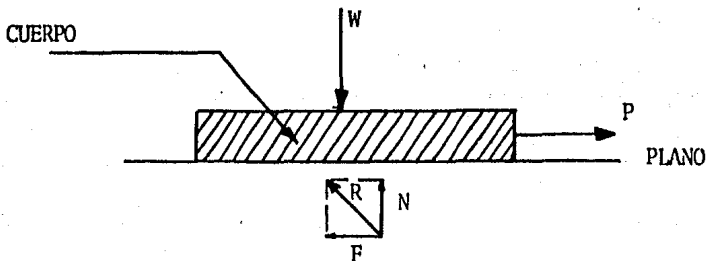


Figura I.a.1

La reacción R la descomponemos en una fuerza paralela al plano y otra normal al plano F y N respectivamente.

La fuerza F es la fuerza de fricción, la componente normal N es la presión normal y R la reacción total.

Para que el cuerpo este en equilibrio debe cumplirse:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

y entonces

$$F = P$$

$$N = W$$

Si P aumenta gradualmente, F también lo hace para mantener el equilibrio, hasta llegar a un límite, o sea cuando P provoca el movimiento, a este límite se le llama límite de fricción y se designa por F'.

El valor de F' depende de la presión normal y de la rugosidad de la superficie.

Ahora veamos un cuerpo sobre un plano inclinado un ángulo α con la horizontal, si el cuerpo esta inmóvil se debe a la aplicación de las fuerzas P, W y N; de donde finalmente resulta:(fig.I.a.2.)

$$F' = P \cos \theta - W \sin \alpha \quad y$$

$$N = W \cos \alpha - P \sin \theta$$

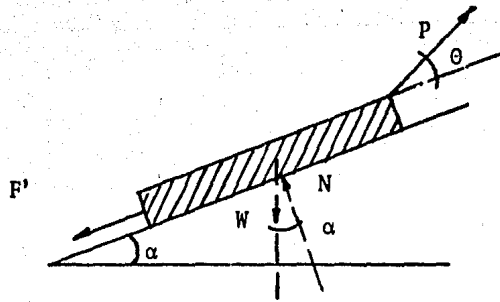


Figura I.a.2

Coefficiente de fricción.- Comparando las propiedades friccionantes de distintos materiales, bajo una fuerza friccionante máxima sometida a cualquier presión normal, se han obtenido las constantes experimentales llamadas coeficientes de fricción

El coeficiente de fricción estática para cualquier superficie se define como la relación entre la fricción límite y la correspondiente presión normal y se designa por μ expresado como sigue:

$$\mu' = \frac{F'}{N} ; F' = \mu N$$

F' corresponde a la máxima fricción que la superficie puede desarrollar, o sea la fricción corresponde al límite de equilibrio (un instante antes de iniciarse el movimiento).

La fricción máxima como fuerza entre dos superficies se calcula por el producto:

$$F = \mu N$$

La tabla siguiente se muestran algunos coeficientes de fricción:

Material	Coefficiente de Fricción
Madera sobre madera	0.25 a 0.50
Metal sobre madera	0.20 a 0.60
Metal sobre metal	0.15 a 0.30
Piedra sobre piedra	0.40 a 0.65
Metal sobre piedra	0.30 a 0.70
Tierra sobre tierra	0.25 a 1.0

Angulo de fricción.- El ángulo de fricción estática entre dos superficies, se define como el ángulo entre las direcciones de la reacción total y la presión normal cuando hay equilibrio.

En la figura 1.a.3 si la fuerza P es suficiente para producir fricción limite, el ángulo que forma R con la normal N es el ángulo de fricción estática y se designa por θ .

Los componentes de R, paralela y normal respectivamente al plano son F' y N por lo tanto;

$$\text{Tan } \theta = \frac{F'}{N} \quad \text{o sea que:}$$

$$\text{Tan } \theta = \frac{F'}{N} = \mu'$$

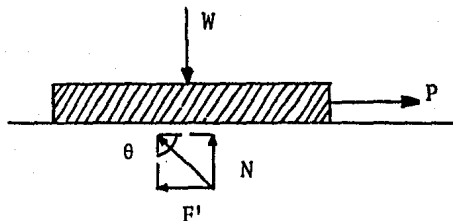


Figura 1.a.3

El coeficiente de fricción estática es igual a la tangente del plano ángulo de la fricción estática.

Angulo de reposo.- Si un cuerpo descansa sobre un plano inclinado, sujeto únicamente a su peso propio y a la reacción del plano, de manera que no haya deslizamiento, el ángulo α se le llama ángulo de reposo.

En este caso la reacción es colineal con el peso propio.

El ángulo de fricción que forma la reacción con la normal de plano: θ es igual al de reposo.

$$\mu = \tan \theta = \tan \alpha$$

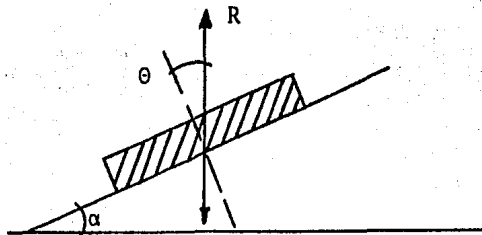


Figura I.a.4

Ley de Empuje de Tierras

Si se detiene con un retén un volumen de material a granel y enseguida se quita la pared, se desliza una parte del material comprendido entre el retén, la superficie libre y un plano de falla llamado plano de fractura. (ver fig. I.a.5).

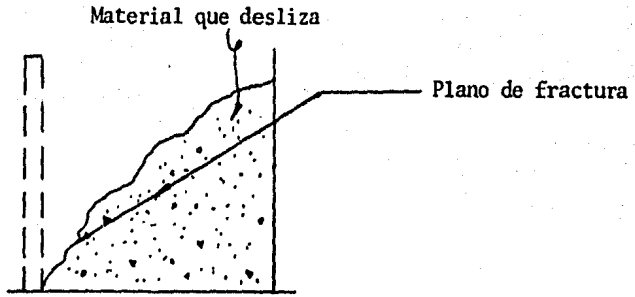


Figura I.a.5

La cuña de material que empuja al retén es triangular y las presiones siguen una ley lineal Fig. I.a.6.

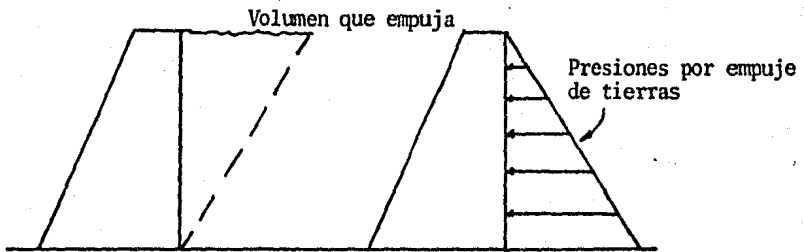


Figura I.a.6

Si después de quitar el retén, se deja el material a través del tiempo, el plano de fractura sigue inclinándose, de manera que los granos que antes estaban en equilibrio instantáneo, ruedan hacia abajo hasta lograr un equilibrio.

El plano que se presenta al final se llama plano de talud natural y el ángulo que se forma con la horizontal es el ángulo de reposo final del material, ver fig. I.a.7.

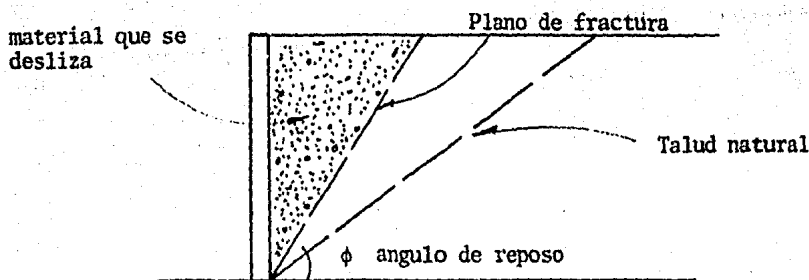


Figura I.a.7

Entre las teorías que más se emplean para el cálculo de empuje de tierras se encuentran la de Coulomb y la de Rankine, siendo esta última la que se tratará en este capítulo.

Rankine considera un muro cuyo relleno se supone que está en reposo. Para hacer fallar el muro existen 2 maneras. Una de ellas es que el relleno empuje hacia el muro y esto ocasionará que haya desplazamiento. La otra es que exista un empuje de origen exterior capaz de mover la estructura hacia el relleno y deformándolo hacia atrás.

De acuerdo con Rankine existen 2 estados plásticos prácticos. El primero de ellos es cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo, esto quiere decir que el material tiende a expandirse paralelo a su superficie y se produce un estado activo. El segundo se presenta cuando la presión llega al valor máximo o sea que el material tiende a comprimirse a esto se le denomina estado pasivo. Para el estado plástico activo se tiene que:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N\phi}$$

por lo que

$$K_a = \frac{1}{N\phi} = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

I.a.1

expresión que nos proporciona el valor del coeficiente activo de presión de tierras.

Por otro lado, para el estado plástico pasivo se tiene:

$$\frac{p_h}{P_v} = \frac{1}{N\phi}$$

Resultando

$$k_p = N\phi = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

I.a.2

siendo el coeficiente pasivo de presión de tierras.

Teniendo ya los coeficientes tanto el activo como el pasivo de presión de tierras, ahora se relacionarán a lo largo de una altura H para así obtener los empujes totales. Este procedimiento supone que ambos estados plásticos se han presentado en toda la masa del relleno, es decir que el muro se ha deformado lo necesario.

Así, para el estado plástico activo será:

$$p_h = \frac{P_v}{N\phi} = \frac{\gamma Z}{N\phi}$$

ecuación que proporciona la presión horizontal actuante sobre el muro a una profundidad Z para el caso de relleno con superficie horizontal.

En un elemento dz del respaldo del muro, a la profundidad z el empuje será:

$$d E_A + \frac{1}{N\phi} \gamma Z dz$$

Por lo tanto a una altura H el empuje total será:

$$E_A = \frac{\gamma}{N\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \text{I.a.3}$$

expresión que da el empuje total activo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro vertical.

De igual manera será para el estado plástico pasivo, quedá finalmente:

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{I.a.4}$$

donde:

K_a = coeficiente de presión activa de tierras

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierras

γ = peso volumetrico del material kg/m^3

H = altura m

En el caso de una celda de un silo, se tiene una presión debido a la ley de empuje de tierras hasta una altura H, como se muestra en la fig. I.a.8

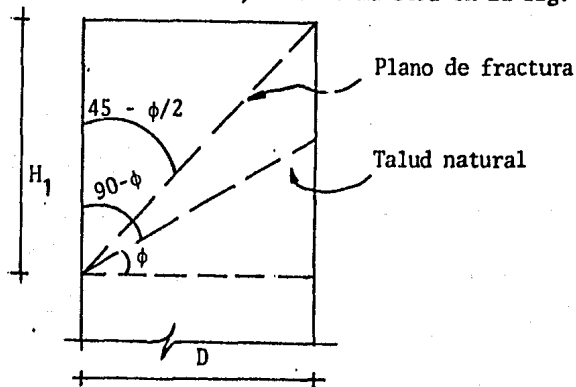


Figura I.a.8

por geometría se tiene que

$$\tan 45 - \phi/2 = \frac{D}{H_1}$$

despejando H_1

$$H_1 = \frac{D}{\tan (45 - \phi/2)}$$

I.a.5

La ecuación anterior da la profundidad hasta donde las presiones son debidas al empuje de tierras.

La presión vertical en la teoría de empuje de tierras es:

$$q = \delta h = dv$$

Como existe una relación constante entre p y q se tiene que:

$$\text{Si } p = \delta h \tan^2 (45 - \phi/2) = kh$$

$$q = \delta h$$

relacionando p y q

$$\frac{p}{q} = \frac{\delta h \tan^2 (45 - \phi/2)}{\delta h} = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

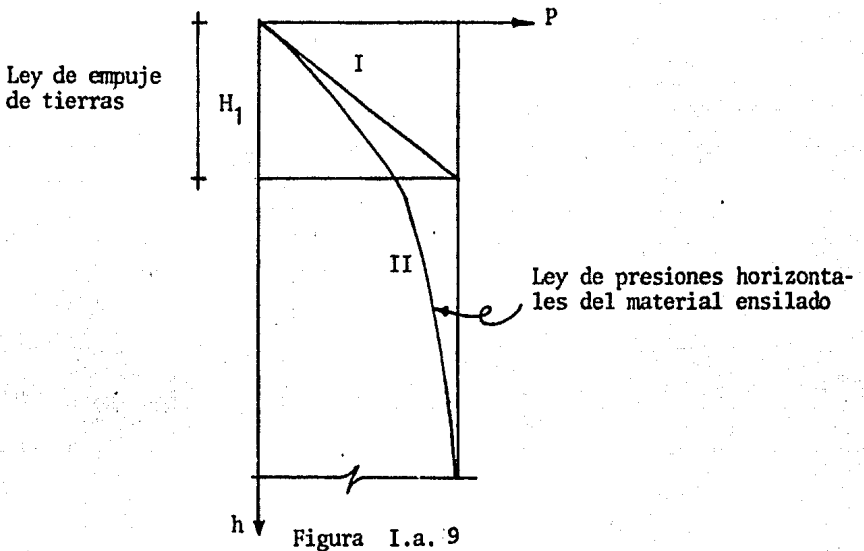
$$K = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

I.a.6.

donde k es una constante.

Siendo la expresión del coeficiente activo de presión de tierras.

Por lo tanto en un silo, se tendrá que a una profundidad H_1 se cumple la ley de empuje de tierras y cuya gráfica de presiones horizontales viene dado por la recta I de la fig. I.a. 9, y como se verá más adelante la ley de presiones horizontales del material ensilado viene dado por la curva II de la fig. -- I.a.13 y es el tipo de curva que proponen Janssen y Reimbert.



I.b Teorías de Janssen y Reimbert

Existen actualmente 2 métodos que son recomendados por el A.C.I. para la de terminación de las presiones estáticas en silos y los cuales son: el método clásico de Janssen y el método de Reimbert.

La diferencia principal entre éstos dos métodos, consiste en que Reimbert - considera que la superficie superior del material ensilado no es horizontal, como hace Janssen, sino que presenta inclinación. La diferencia se observa en la fig. I.b.1.

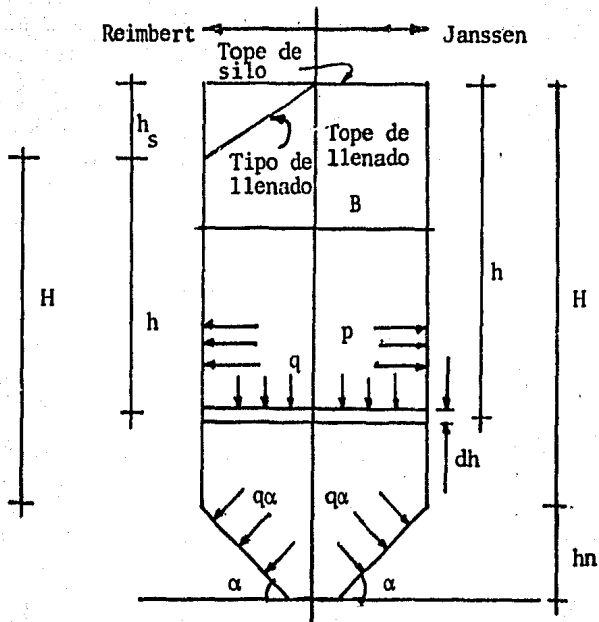


Figura I.b.1

En la mayoría de las baterías de silos construidas en la República Mexicana se ha considerado para su cálculo la teoría expuesta por Janssen, habiéndose obtenido resultados satisfactorios, sin embargo la teoría de Janssen se asemeja mucho en sus resultados a la teoría de Reimbert.

Teoría de Janssen

Esta teoría está basada en los mismos principios que la ley empuje de tierras para materiales no cohesivos y homogéneos. A continuación se presenta el desarrollo de esta teoría.

Teniéndose en cuenta la siguiente anotación:

δ = peso volumétrico del material (kgs/m^3)

h = altura del grano desde el punto donde se calcula la presión

hasta la superficie del grano (m)

A = área de la sección horizontal del silo (m^2)

L = perímetro de la misma sección (m)

R = A/L = radio hidráulico de la sección (m)

μ = coeficiente de fricción interna del grano o sea la tangente del ángulo de fricción interna.

μ' = coeficiente de fricción del grano con las paredes del silo es decir, la tangente del ángulo de fricción.

ϕ = ángulo de reposo del material ensilado (grados)

ϕ' = ángulo de fricción del material ensilado con las paredes del silo (estática)

q = presión vertical (kg/m^2)

p = presión horizontal en las paredes de silo (kg/m^2)

$$K = \frac{p}{q} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

Si se considera una porción de material ensilado de espesor dh , sometido a las fuerzas que se indican en la siguiente fig. I.b.2.

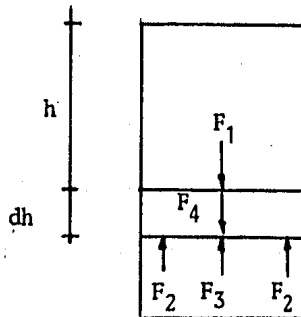


Figura I.b.2

siendo:

$$F_1 = \text{fuerza vertical que actúa sobre la franja} = Aq$$

$$F_2 = \text{fuerza de fricción entre el grano y las paredes} = p \, dh \, \mu' \, L$$

$$F_3 = \text{fuerza de reacción que impide el deslizamiento}$$

$$F_3 = A (q + dq)$$

$$F_4 = \text{peso propio de la franja} = A \, dh \, \delta$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas:

$$F_1 + F_4 - F_2 - F_3 = 0$$

$$Aq + Ad \, \delta \, dh - L \, \mu' \, p \, dh - A (q + dq) = 0$$

$$A \, q + A \, \delta \, dh - L \, \mu' \, p \, dh - A \, q - A \, dq = 0$$

$$Adq = A \, \delta \, dh - L \, \mu' \, p \, dh$$

dividiendo entre A

$$dq = \frac{A \, \delta \, dh - L \, \mu' \, p \, dh}{A};$$

$$dq = dh \left(\delta - \frac{p \, L \, \mu'}{A} \right)$$

I.b.1

$$\text{como } \frac{p}{q} = K; \quad p = K \, q$$

por otra parte se sabe que

$$R = \frac{A}{L}; \quad \frac{L}{A} = \frac{1}{R}$$

sustituyendo en (I.b.1.)

$$dq = \left(\delta - \frac{K q \mu'}{R} \right) dh \quad \text{I.b.2}$$

En esta expresión las constantes son: K , μ' y R haciendo: $n = \frac{K \mu'}{R}$ sustituyendo en (I.b.2.)

$$dq = (\delta - nq) dh$$

Como se observa se trata de una ecuación diferencial ordinaria.

$$dh = \frac{dq}{\delta - nq}$$

multiplicando por $(-n)$

$$-n dh = \frac{-n dq}{(\delta - nq)} \quad \text{I.b.3}$$

y recordando que:

$$\int \frac{du}{u} = \ln u + c$$

siendo

$$u = \delta - nq$$

$$\frac{du}{dq} = -n$$

$$du = -n dq$$

integrando (I.b.3.)

$$-nh = \ln(\delta - nq) + C_1$$

I.b.4

Para conocer C_1 se dan valores en la frontera

cuando

$$h = 0, \quad q = 0$$

sustituyendo

$$0 = \ln(\delta - 0) + C_1$$

$$\therefore C_1 = -\ln \delta$$

sustituyendo en la ecuación (I.b.4.)

$$-nh = \ln(\delta - nq) - \ln \delta$$

como la resta del logaritmo representa una división,

$$-nh = \ln \frac{\delta - nq}{\delta}$$

Pero el logaritmo de un número es el exponente al que hay que elevar la base para obtener el número. La base de los logaritmos naturales es e.

$$e^{-nh} = \frac{\delta - nq}{\delta}$$

$$\delta - nq = \delta e^{-nh}$$

$$-nq = \delta e^{-nh} - \delta$$

$$-nq = \delta (e^{-nh} - 1)$$

mult. por - 1

$$q = \frac{\delta}{n} (1 - e^{-nh})$$

como $n = \frac{K\mu'}{R}$

$$q = \frac{\delta R}{K\mu'} (1 - e^{-\frac{\mu' Kh}{R}}) \quad \text{I.b.5}$$

y como $p = kq$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} (1 - e^{-\frac{\mu' Kh}{R}}) \quad \text{I.b.6}$$

Con (I.b.5.) y (I.b.6.) se obtienen las presiones verticales y horizontales respectivamente.

La curva es exponencial asintota ya que si $h = \infty$ se obtiene

$$p_{\text{máx.}} = \frac{\delta R}{\mu'} \quad q_{\text{máx.}} = \frac{\delta R}{K\mu'}$$

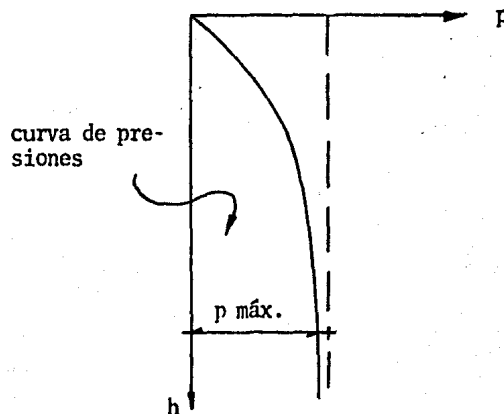


Figura I.b.3

Si se toma un ancho unitario de franja y de una altura igual a la que hay entre la superficie de grano y el nivel en donde se encuentra la presión horizontal, se puede conocer el empuje que obra sobre la pared del silo en toda esta altura.

El empuje valdrá:

$$p = \int_0^h p dh = \int_0^h \frac{\delta R}{\mu'} (1 - e^{-\frac{\mu' kh}{R}}) dh = \frac{\delta R}{\mu'} \int_0^h dh - \frac{\delta R}{\mu'} \int_0^h e^{-\frac{\mu' kh}{R}} dh$$

$$\text{si } u = -\frac{\mu' k}{R} h \quad du = -\frac{\mu' k}{R} dh$$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} h - \frac{\delta R}{\mu'} \left(-\frac{R}{\mu' k} \right) \int_0^h -\frac{\mu' k}{R} e^{-\frac{\mu' kh}{R}} dh$$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} h + \frac{\delta R^2}{(\mu')^2 k} \left[e^{-\frac{\mu' kh}{R}} \right]_0^h$$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} h + \frac{\delta R^2}{(\mu')^2 k} e^{-\frac{\mu' kh}{R}} - \frac{\delta R^2}{(\mu')^2 k}$$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} \left(h - \frac{R}{\mu' k} + \frac{R}{\mu' k} e^{-\frac{\mu' kh}{R}} \right) \quad \text{I.b.7}$$

El peso que se trasmite por fricción a las paredes del silo, por unidad de longitud de perímetro será:

$$p f_{\mu} = p \mu' = \delta R \left(h - \frac{R}{\mu' k} + \frac{R}{\mu' k} e^{-\frac{\mu' kh}{R}} \right) \quad \text{I.b.8}$$

Si se quiere conocer el peso total que se transmite por fricción a las paredes, se multiplicará la ecuación (I.b.8) por el perímetro del silo quedando:

$$p_f = \delta A \left(h - \frac{R}{\mu'k} + \frac{R}{\mu'k} e^{-\frac{\mu'}{R} h} \right) \quad \text{I.b.8A}$$

Según el A.C.I. 313-77 para el cálculo de Pfu por el método de Janssen deberá ser:

$$p_{fu} = R (\delta h - 0.8q) \quad \text{I.b.9}$$

Como puede apreciarse la ecuación (I.b.9) es semejante a la ecuación (I.b.8), ya que si se sustituye el valor de q de la ecuación (I.b.5) en la ecuación (I.b.9) queda un resultado muy similar al de la ecuación (I.b.8).

Teoría de Reimbert.

Con la nomenclatura ya conocida, se harán las siguientes consideraciones:

Si se considera una franja horizontal de material, con un espesor dh en el interior del silo; su peso será:

$$W = \delta A dh$$

Y la presión ejercida en todo el perímetro del silo será entonces:

$$p L dh$$

Esta presión va creciendo a medida que aumenta la profundidad del silo, hasta un máximo $p_{m\acute{a}x}$, tal que la fricción equilibra el peso de la franja considerada. Por lo tanto en ese momento se tiene:

$$p_{m\acute{a}x} L dh \mu' = \delta A dh$$

$$p_{\text{máx}} = \frac{\delta A}{L \mu'} \text{ pero } \frac{A}{L} = R$$

$$p_{\text{máx}} = \frac{\delta R}{\mu'} \quad \text{I.b.10}$$

Con respecto a la relación existente entre las presiones horizontal y vertical, el autor propone el mismo valor dado en la teoría de Janssen, suponiendo que el silo tiene una profundidad indefinida.

$$k = \frac{p}{q} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{p_{\text{máx}}}{k} = \frac{\delta R}{\mu' k} \quad \text{I.b.11}$$

Conociendo la presión horizontal máxima y la presión vertical máxima, se pueden buscar los valores intermedios correspondientes a distintas profundidades en el interior del silo.

Para hallar estos valores, se encuentra primero la función de la curva que representa las cargas equilibradas por la fricción en las paredes. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Se llevan sobre dos ejes rectangulares en ordenadas las presiones sobre las paredes y sobre el fondo, y en abscisas las profundidades en el interior del silo, el punto 0 de origen de coordenadas corresponde al nivel superior de contacto de la materia ensilada con las paredes (ver fig. I.b.4.)

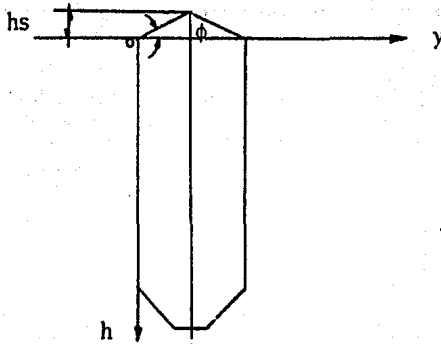


Figura I.b.4

Encima de este nivel se encuentra un cono de materia ensilada que se llama cono superior de ensilaje y cuya altura es:

$$hs = \frac{D}{2} \operatorname{tg} \phi$$

Donde D es el diámetro de la célula en el caso de un silo cilíndrico (en el caso de silos de forma poligonal regular D es el diámetro del círculo inscripto en el contorno poligonal de la sección recta, y ϕ ángulo de reposo del material).

El peso del cono superior de ensilaje es:

$$Q_0 = \delta.A. \frac{hs}{3}$$

Si el material estuviese ensilado sin frotamiento sobre las paredes, la carga sobre el fondo sería, a una profundidad h de:

$$Q_h = \delta.A.h. + Q_0$$

La curva representativa (figura I.b.5) de esta carga para $h \geq 0$ será la recta (I) de pendiente δA el peso y de ordenado en el origen

$$Q_0 = \delta.A. \frac{hs}{3}$$

La curva (II) de la fig I.b.5 representa las cargas en el fondo, con los valores obtenidos en los ensayos realizados por Reimbert, considerando el peso y la fricción sobre las paredes.

Con estas dos curvas, se puede obtener fácilmente la curva que representa las cargas equilibradas por la fricción en las paredes.

Efectivamente, si se traza una curva construida con la diferencia de ordenadas, entre las ordenadas de la recta (I) y las de la curva (II), se obtiene la curva representativa de las cargas equilibradas por la fricción en las paredes (curva III).

También se observa que la curva (II) es tangente a la recta (I), cuando $h=0$ y tiene una asíntota paralela al eje de las h , de ordenada igual al valor de la presión máxima sobre el fondo. Este valor por la ecuación I.b.11 es igual a:

$$Q \text{ máx} = \frac{\delta R}{\mu' K} A$$

La curva (III) será tangente al eje de las h , cuando $h = 0$ y tiene una asíntota paralela a la recta I. Las ordenadas de esta asíntota serán siempre menores en la cantidad $Q \text{ máx}$ a las ordenadas correspondientes de la recta (I).

Por lo tanto la asíntota de la curva (III) tiene una pendiente igual a δA y una ordenada al origen igual a:

$$- (Q \text{ máx} - Q_0)$$

A partir de estas propiedades, Reimbert encontró que la curva III se puede

de representar con bastante precisión por una rama de la hipérbola de la forma:

$$y = \frac{a h^2 + bh + c}{db + e} \quad \text{I.b.12}$$

Se encontrarán los valores de las distintas constantes que aparecen en la ecuación (I.b.12)

La ecuación de la asíntota a esta curva es:

$$y = \delta Ah - (Q_{\max} - Q_0) \quad \text{I.b.13}$$

Y la pendiente de la asíntota corresponde al límite de $\frac{y}{h}$ cuando $h \rightarrow \infty$. en efecto:

$$\frac{y}{h} = \frac{ah^2 + bh + c}{h(hd + e)} = \frac{ah^2 + bh + c}{h^2 d + eh}$$

Cuando $h \rightarrow \infty$, la relación y/h tiende a la relación a/d , como se demuestra a continuación:

$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{y}{h} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{ah^2 + bh + c}{h^2 d + eh} = \frac{\infty}{\infty}$$

$$h \rightarrow \infty \quad h \rightarrow \infty$$

La indeterminación $\frac{\infty}{\infty}$, para resolverla se divide cada término de la función entre la variable de mayor exponente.

$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{y}{h} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{\frac{ah^2}{h^2} + \frac{bh}{h^2} + \frac{c}{h^2}}{\frac{h^2 d}{h^2} + \frac{eh}{h^2}} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{a + \frac{b}{h} + \frac{c}{h^2}}{d + \frac{e}{h}}$$

$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{y}{h} = \frac{a + \frac{b}{\infty} + \frac{c}{\infty}}{d + \frac{e}{\infty}} = \frac{a}{d}$$

$$\therefore \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{y}{h} = \frac{a}{d} = \delta A$$

$$\therefore a = \delta A d$$

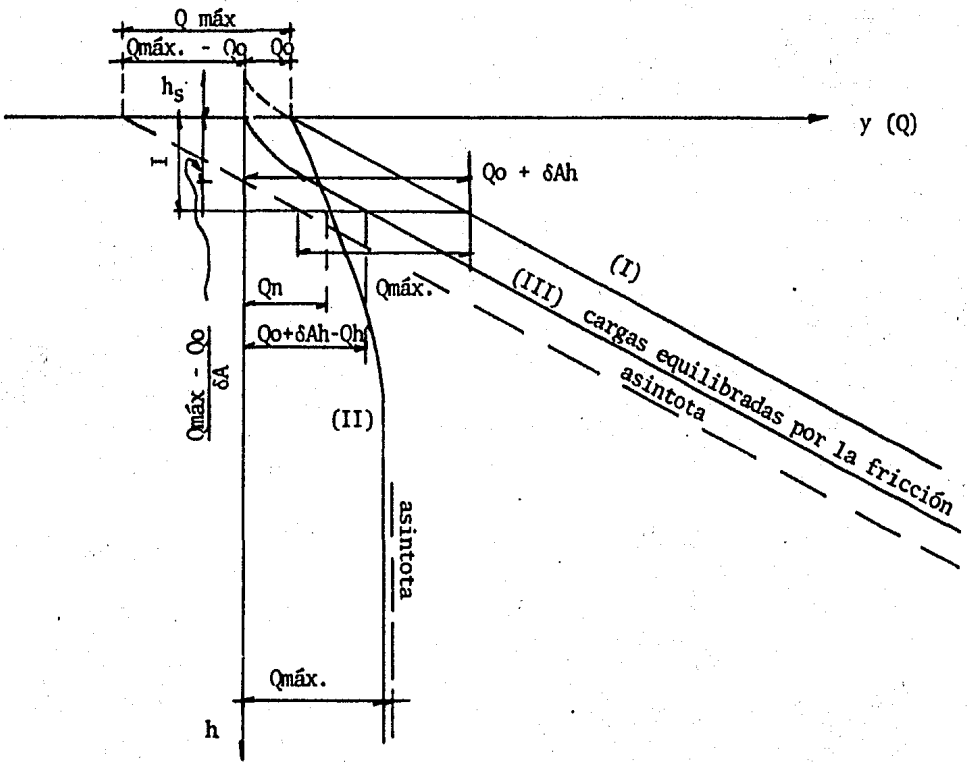


Figura I.b.5

Para $h = 0$, el empuje es cero, por lo tanto la carga equilibrada por la fricción nula, y para que esto se cumpla, el numerador de la función debe ser ce

ro.

De la ecuación I.b.12

$$\text{Para } h = 0 \quad y = \frac{c}{e} = 0 \quad \therefore c = 0$$

Por lo tanto la ecuación (I.b.12) nos queda:

$$y = \frac{\delta Ah^2d + bh}{hd + e} \quad \text{I.b.14}$$

Como la curva es tangente al eje de las h cuando $h = 0$, la derivada en este punto debe ser cero, entonces se tiene que:

$$\frac{dy}{dh} = 0 \quad \frac{d}{dh} \quad \frac{\delta Ah^2d + bh}{hd + e}$$

y recordando que:

$$d \left(\frac{u}{v} \right) = \frac{vdu - u dv}{v^2}$$

$$\therefore \frac{dy}{dh} = 0 = \frac{(hd+e) (2\delta Ahd + b) - (\delta Ah^2d+bh) (d)}{(hd + e)^2}$$

Y como en este punto $h = 0$, se obtiene que:

$$\frac{dy}{dh} = 0 = eb$$

$$\therefore eb = 0$$

Para que este producto sea cero, uno de los factores debe ser cero o bien los dos.

Si $e = 0$, la ecuación I.b.14 queda de la forma siguiente

$$y = \frac{\delta Ah^2d + bh}{hd} = \frac{\delta Ahd + b}{d}$$

Ahora bien, e no puede ser cero porque la función se volvería lineal, de donde es necesario que $b=0$ y la ecuación (I.b.14) quede:

$$y = \frac{\delta Ah^2d}{hd + e} \quad \text{I.b.15}$$

De la ecuación de la asíntota a la curva ecuación (I.b.13) se tiene que:

$$- (Q_{\text{máx.}} - Q_0) = y - \delta Ah$$

Substituyendo en esta ecuación el valor de y obtenido en (I.b.15) se obtendrá lo siguiente:

$$- (Q_{\text{máx.}} - Q_0) = \frac{\delta Ah^2d}{hd + e} - \delta Ah$$

$$\therefore - (Q_{\text{máx.}} - Q_0) = \frac{\delta Ah^2d - \delta Ah (hd + e)}{(hd + e)} = \frac{\delta Ah^2d - \delta Ah^2d - \delta Ah e}{(hd + e)}$$

$$- (Q_{\text{máx.}} - Q_0) = - \frac{\delta Ahe}{hd + e}$$

Esta igualdad es cierta cuando $h \rightarrow \infty$, porque los puntos de la curva tienden a unirse con los de la asíntota. Por lo tanto, si $h \rightarrow \infty$:

$$- (Q_{\text{máx.}} - Q_0) = \frac{\infty}{\infty}$$

Como ya se vió anteriormente para resolver la indeterminación $\frac{\infty}{\infty}$, se divide cada término de la función entre la variable de mayor exponente, por lo

tanto:

$$\lim_{h \rightarrow \infty} - \frac{\delta A h e}{hd + e} = \lim_{h \rightarrow \infty} - \frac{\frac{\delta A h e}{h}}{\frac{hd}{h} + \frac{e}{h}} = \lim_{h \rightarrow \infty} - \frac{\delta A e}{d + \frac{e}{h}} = - \frac{\delta A e}{d + \frac{e}{\infty}}$$

$$\lim_{h \rightarrow \infty} - \frac{\delta A h e}{hd + e} = - \frac{\delta A e}{d}$$

$$\therefore - (Q_{\text{máx}} - Q_0) = - \frac{\delta A e}{d} \text{ y de aquí } e = \frac{d (Q_{\text{máx}} - Q_0)}{\delta A}$$

Substituyendo este valor de e en la ecuación (I.b.15).

$$y = \frac{\delta A h^2 d}{hd + \frac{d (Q_{\text{máx}} - Q_0)}{\delta A}} = \frac{\delta A h^2}{h + \frac{(Q_{\text{máx}} - Q_0)}{\delta A}} \quad \text{I.b.16}$$

De la ecuación (I.b.13) de la asíntota y cuando $y = 0$

$$Q_{\text{máx}} - Q_0 = \delta A h \quad \therefore h = \frac{Q_{\text{máx}} - Q_0}{\delta A}$$

Si $h = C$ se tiene

$$C = \frac{Q_{\text{máx}} - Q_0}{\delta A}$$

La magnitud C tiene las dimensiones de una longitud. Define la abscisa en el origen de la asíntota a la curva de las cargas equilibradas por la fricción y se llamará abscisa característica.

Substituyendo C en la ecuación (I.b.16)

$$y = \frac{\delta A h^2}{h + C}$$

I.b.17

Esta ecuación proporciona el valor de la carga que se equilibra por medio de la fricción del grano con las paredes del silo.

A partir de esta ecuación, se puede encontrar la presión unitaria horizontal que se produce sobre las paredes del silo a una h determinada.

Conociendo la carga total que se equilibra por la fricción del grano, o sea "y", la diferencial de esta carga respecto a la altura será:

$$\frac{dy}{dh} = \frac{2 \delta A h (h + C) - \delta A h^2}{(h + C)^2} = \frac{\delta A \cdot h^2 + 2 \delta A h C}{(h + C)^2}$$

$$\therefore \frac{dy}{dh} = \delta A \left[\frac{h^2 + 2 h C}{(h + C)^2} \right] = \delta A \left[\frac{h^2 + 2 h C + C^2 - C^2}{(h + C)^2} \right]$$

$$\frac{dy}{dh} = \delta A \left[\frac{(h + C)^2 - C^2}{(h + C)^2} \right] = \delta A \left[1 - \frac{C^2}{(h + C)^2} \right]$$

$$\frac{dy}{dh} = \delta A \left[1 - \frac{(h+C)^{-2}}{C} \right]$$

$$\frac{dy}{dh} = \delta A \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1 \right)^{-2} \right] \therefore dy = \delta A dh \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1 \right)^{-2} \right]$$

Si p es la presión horizontal sobre las paredes en el nivel h, y μ' la tangente del ángulo de fricción del grano con la pared, la carga equilibrada por la fricción en una franja de espesor dh será:

$$p dh L \mu'$$

Igualando las 2 últimas expresiones se tiene:

$$p \, dh \, L\mu' = \delta A \, dh \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1\right)^{-2} \right]$$

$$p = \frac{\delta A}{L\mu'} \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1\right)^{-2} \right] \quad \text{como } \frac{A}{L} = R$$

$$p = \frac{\delta R}{\mu'} \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1\right)^{-2} \right]$$

teniendo en cuenta la ecuación I.b.10

$$p = p \, \text{máx} \left[1 - \left(\frac{h}{C} + 1\right)^{-2} \right] \quad \text{I.b.18}$$

Para hallar la presión vertical el procedimiento será el siguiente.

La descarga total en el fondo será la diferencia entre el peso total del grano en el silo y el peso del grano transmitido por la fricción, (ecuación I.b.17), como se muestra a continuación.

$$Q = \delta Ah + Q_0 - \frac{\delta Ah^2}{h + C}$$

$$Q = \delta Ah + \delta A \frac{hs}{3} - \frac{\delta Ah^2}{h+C}$$

$$Q = \delta A \left(h + \frac{hs}{3} - \frac{h^2}{h+C} \right)$$

como $Q = q A$

$$q = \delta \left(h - \frac{h^2}{h+C} + \frac{hs}{3} \right)$$

$$q = \delta \left[h \left(1 - \frac{h}{h+C} \right) + \frac{hs}{3} \right]$$

$$q = \delta \left[h \left(\frac{h + c - h}{h + C} \right) + \frac{hs}{3} \right]$$

$$q = \delta \left[h \left(\frac{h + C}{C} \right)^{-1} + \frac{hs}{3} \right]$$

Finalmente se tiene que:

$$q = \delta \left[h \left(\frac{h}{C} + 1 \right)^{-1} + \frac{hs}{3} \right] \quad \text{I.b.19}$$

Valor de la abscisa característica del silo cilíndrico de la ecuación -

I.b.11 donde:

$$q \text{ máx.} = \frac{\delta R}{\mu' k}$$

La presión vertical total máxima es igual a:

$$Q_{\text{máx}} = A q \text{ máx.} = \frac{\delta A R}{\mu' k}$$

para el caso de silo cilíndrico.

$$R = \frac{A}{L} = \frac{\pi D^2/4}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

Y se tiene:

$$Q \text{ máx.} = \frac{\delta A D}{4 \mu' k} \quad \text{I.b.20}$$

$$\text{como } C = \frac{Q \text{ máx.} - Q_0}{\delta A}$$

Sustituyendo la ecuación I.b.20 en la ecuación anterior se tiene:

$$C = \frac{D}{4\mu'k} - \frac{Q_0}{\delta A}$$

como $Q_0 = \delta A \frac{hs}{3}$

$$C = \frac{D}{4\mu'k} - \frac{hs}{3} \quad \text{I.b.21}$$

Esta última ecuación nos da la abscisa característica del silo cilíndrico.

Por último según el A.C.I 313-77 la fuerza que se transmite por fricción a las paredes del silo, por unidad de longitud de perímetro a la profundidad h según el método de Reimbert será:

$$P_{fu} = (\delta h - q) R \quad \text{I.b.22}$$

Resumen de fórmulas

1) Presión horizontal en las paredes del silo

$$\text{Janssen } p = \frac{\delta R}{\mu'} \left(1 - e^{-\frac{\mu' kh}{R}} \right) \quad \text{I.b.6}$$

$$\text{Reimbert } p = p \text{ máx} \left[1 - \left(\frac{h}{c} + 1 \right)^{-2} \right] \quad \text{I.b.18}$$

Para silos circulares

$$p \text{ máx} = \frac{\delta R}{\mu'} \quad \text{I.b.10}$$

$$C = \frac{D}{4\mu'k} - \frac{hs}{3} \quad \text{I.b.21}$$

El valor de C para las siguientes fórmulas de Reimbert será el mismo .

2) Presión vertical a la profundidad de análisis.

$$\text{Janssen } q = \frac{\delta R}{\mu'k} \left(1 - e^{-\frac{\mu'kh}{R}} \right) \quad \text{I.b.5}$$

$$\text{Reimbert } q = \delta \left[h \left(\frac{h}{c} + 1 \right)^{-1} + \frac{hs}{3} \right] \quad \text{I.b.19}$$

3) Fuerza que se transmite por fricción en las paredes

$$\text{Janssen Pf} = \delta A \left(h - \frac{R}{\mu'k} + \frac{R}{\mu'k} e^{-\frac{\mu'kh}{R}} \right) \quad \text{I.b.8.A}$$

$$\text{Reimbert Pf} = \frac{\delta Ah^2}{h + c} \quad \text{I.b.17}$$

4) Fuerza que se transmite por fricción a las paredes por unidad de longitud de perímetro a una profundidad h, según el A.C.I. 313-77.

$$\text{Janssen Pfu} = R (\delta h - 0.8q) \quad \text{I.b.9}$$

$$\text{Reimbert Pfu} = R (\delta h - q) \quad \text{I.b.22}$$

I.C Análisis de las Paredes de los Silos Circulares

El cálculo de las paredes de los silos cilíndricos no presenta dificultad en particular. A continuación se dará la secuela de cálculo.

Ya que una vez conocidas las presiones que se ejercen sobre las paredes de los silos, en los diferentes niveles de éstas, se pueden obtener los elementos mecánicos producidos debido a estas presiones.

Además de su peso propio y de las cargas que pueden soportar durante su construcción, las paredes están sometidas a dos esfuerzos principales: el empuje horizontal debido al material ensilado que tiende a abrir el cuerpo cilíndrico del silo según sus generatrices, y la fuerza de rozamiento vertical debida a la fricción del material con las paredes, que da lugar a

esfuerzos verticales de compresión.

La fuerza de frotamiento del material ensilado con las paredes, por metro lineal de perímetro a la profundidad h es:

$$P_{fu} = R (\delta h - 0.8 q)$$

Siendo la ecuación I.b.9, vista anteriormente y es la que recomienda el A.C.I 313-77 para el método de Janssen.

Según el A.C.I 313-77 el máximo esfuerzo vertical admisible para las paredes en que no domina el pandeo no deberá exceder de:

$$f_{cvert} = 0.55 Fr f' c \quad (I.c.1.)$$

donde: $Fr = 0.7$

En las paredes donde domina el pandeo, el valor máximo anterior debe reducirse.

Para determinar los esfuerzos tangentes, se considera al silo sujeto exclusivamente a una presión normal a las paredes, es decir radial, bajo estas condiciones se aísla del silo una parte de longitud l, cuyo diagrama de cuerpo libre (para la mitad de una sección transversal) se muestra la figura I.c.1.

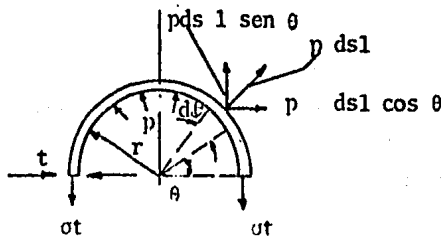


Figura I.c.1

En la dirección vertical se tiene la siguiente ecuación de equilibrio.

$$\Sigma F_v = -2\sigma_t t l + \int_0^\pi p r l \sin \theta = 0$$

como $ds = r d\theta$

$$\Sigma F_v = -2\sigma_t t l + \int_0^\pi p r d\theta l \sin \theta = 0$$

integrando

$$2\sigma_t t l = -p r l \left[\cos \theta \right]_0^\pi$$

$$y \quad \sigma_t = \frac{pr}{t}$$

I.c.2

Las componentes horizontales de las presiones radiales se anulan entre sí en virtud de la simetría respecto al eje vertical.

La fuerza de tensión T será:

$$T = \sigma_t t l$$

$$\sigma_t = \frac{T}{t l}$$

Iguando esta última expresión con la ecuación I.c.2

$$\frac{T}{t l} = \frac{pr}{t} \quad \therefore T = pr l$$

Si se toma una longitud unitaria

$$T = pr \text{ como } r = \frac{D}{2}$$

$$T = p \frac{D}{2}$$

I.c.3

La ecuación I.c.3 representa la tensión directa debido a la presión radial por unidad de altura.

De acuerdo con el A.C.I 313-77 las paredes de los silos circulares están sujetos a tensión directa debido a la presión radial del material almacenado y la fuerza máxima de tensión por unidad de altura será:

$$F_u = 1.7 p_{des} D/2 \quad \text{I.c.4}$$

donde: 1.7 = factor de carga (La Comisión Federal de Electricidad recomienda un factor de carga de 1.6).

p_{des} = presión de diseño

D = diámetro interior

Asimismo recomienda que el área de acero necesario por tensión por unidad de altura para presiones radiales uniformes del material solamente sea:

$$A_s = \frac{F_u}{\phi F_y} \quad \text{I.c.5}$$

donde: $\phi = 0.9$

A continuación se verá si existe momento flexionante en alguna sección, tomando para ello momentos respecto a la sección A (figura I.c.2), de la parte derecha a esta sección.

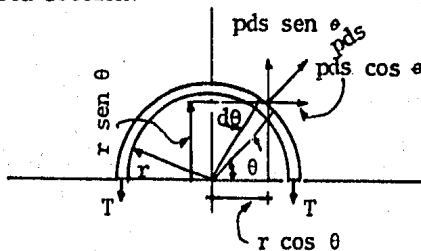


Figura I.c.2
40

$$\Sigma M_a = -Tr + \int_0^{\pi/2} pr d\theta \cos\theta (r-r\sin\theta) + \int_0^{\pi/2} pr d\theta (r\cos\theta) \sin\theta$$

$$\Sigma M_a = -pr^2 + pr^2 \int_0^{\pi/2} \cos\theta d\theta - pr^2 \int_0^{\pi/2} \cos\theta \sin\theta d\theta + pr^2 \int_0^{\pi/2} \cos\theta \sin\theta d\theta$$

$$\Sigma M_a = -pr^2 + pr^2 \left[\sin\theta \right]_0^{\pi/2}$$

$$\Sigma M_a = -pr^2 + pr^2$$

$$\Sigma M_a = 0$$

Por lo que se puede observar, en cualquier sección el momento flexionante es cero por lo tanto las paredes no trabajarán a flexión en el sentido horizontal y como se demostró anteriormente sólo estarán sometidos a tensión.

Lo anterior será válido cuando sea un sólo silo; o en una batería de silos, cuando el silo este lleno y los intersilos adyacentes vacíos, pero cuando un silo este vacío y el intersilo lleno se genera un efecto de arco el cual da lugar a momentos flexionantes y fuerzas cortantes, este caso será visto más adelante cuando se vea el efecto de los intersilos.

Silo vacío intersilo lleno

Si se tiene el caso de un intersilo lleno y un silo vacío como se aprecia en la figura I.c.3 se genera un efecto de arco empotrado, sobre las paredes del silo vacío figura I.c.4.

Las presiones laterales aparecidas en el intersilo se pueden considerar exponenciales y del tipo de Janssen para el llenado con los coeficientes de seguridad correspondientes para así absorber las sobrepresiones de vaciado.

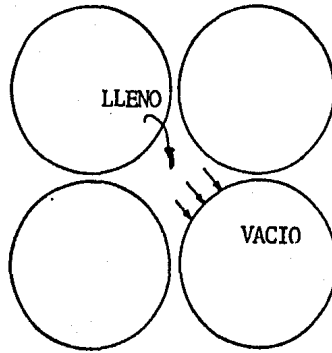


Figura I.c.3

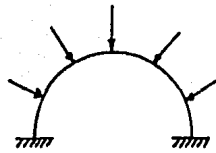


Figura I.c.4

La demostración de las ecuaciones para hacer el análisis de un arco empotrado se ilustra a continuación.

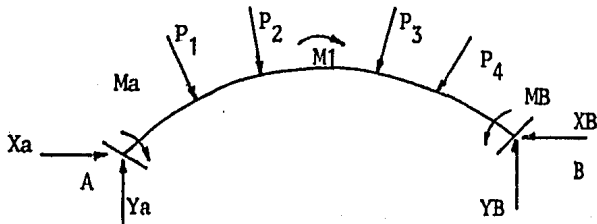


Figura I.c.5

Si se tiene una pieza doblemente empotrada como la anterior en la que se sabe que los puntos A y B no tienen desplazamientos ni giros angulares, y llamando X_A , Y_A , M_A , X_B , Y_B y M_B a las componentes de las reacciones en los apoyos, se puede escribir la siguiente expresión de acuerdo al teorema del trabajo mínimo:

$$\frac{\delta T}{\delta X_A} = \Delta X_A = 0 = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta X_A} \frac{ds}{EI}$$

$$\frac{\delta T}{\delta Y_A} = \Delta Y_A = 0 = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta Y_A} \frac{ds}{EI}$$

$$\frac{\delta T}{\delta M_A} = \Delta M_A = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta M_A} \frac{ds}{EI}$$

De la expresión general únicamente se considera como causa deformante al momento flexionante, ya que no existen momentos de torsión por estar las cargas contenidas en el plano que contiene el eje de la pieza y el efecto de las deformaciones de fuerza normal y cortante ha sido despreciado.

Para simplificar el problema supóngase que el apoyo A se encuentra unido con un punto "O" por medio de un elemento ficticio, infinitamente rígido, por lo que el arco contará ahora con los apoyos "O" y "B".

En el apoyo ficticio "O" se tendrán las reacciones X_O y M_O , por lo que lo que si se conocen los valores de estas, y asimismo, se considera al punto "O" como origen de los ejes coordenados (figura I.c.6), el transporte de dichas reacciones al punto A será:

$$X_A = X_0$$

$$Y_A = Y_0$$

$$M_A = M_0 + Y_0 X_A^* - X_0 Y_A^*$$

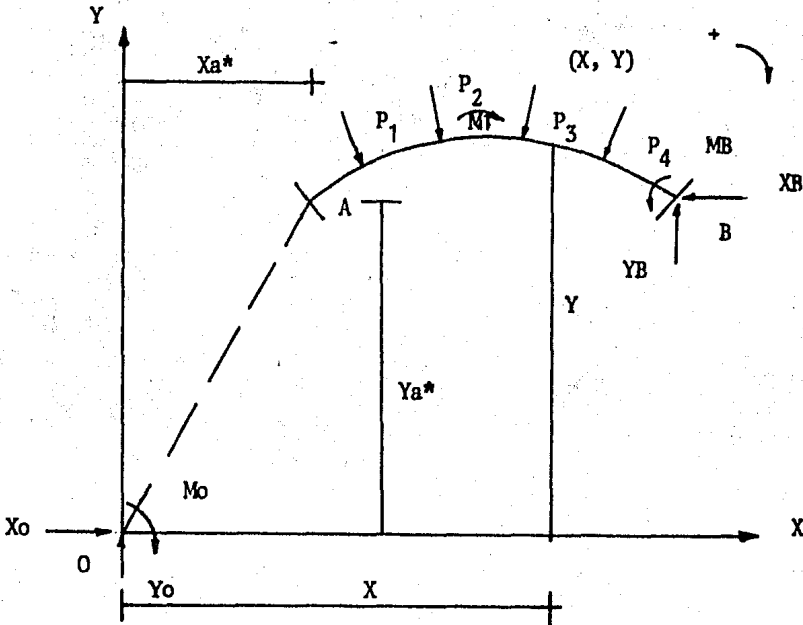


Figura I.c.6

Ya que el punto "A" y el "O" están unidos por una barra indeformable; si en el punto "A" no hay ni desplazamientos ni giros, tampoco lo habrá en "O", - por lo que también será aplicable el teorema del trabajo mínimo, tomando - únicamente la deformación por flexión, por la razón antes expuesta.

$$\frac{\delta T}{\delta X_0} = \Delta_{X_0} = 0 = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta X_0} \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.6}$$

$$\frac{\delta T}{\delta Y_0} = \Delta_{Y_0} = 0 = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta Y_0} \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.7}$$

$$\frac{\delta T}{\delta M_0} = \Theta_{M_0} = 0 = \int_0^S M_X \frac{\delta M_X}{\delta M_0} \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.8}$$

Observando la figura I.c.6 se tiene:

$$M_X = -X_0 Y + Y_0 X + M_0 - mx$$

Donde mx es la suma de los momentos de las cargas exteriores a la izquierda del punto (X, Y) . Este sería el momento flexionante en dicho punto si el arco estuviese en voladizo y empotrado en "B".

Se tendrá:

$$\frac{\delta M_X}{\delta X_0} = -Y ; \quad \frac{\delta M_X}{\delta Y_0} = X ; \quad \frac{\delta M_X}{\delta M_0} = 1$$

Sustituyendo en la ecuación I.c.6 se tiene:

$$0 = \int_0^S (-X_0 Y + Y_0 X + M_0 - mx) (-Y) \frac{ds}{EI}$$

$$0 = X_0 \int_0^S Y^2 \frac{ds}{EI} - Y_0 \int_0^S XY \frac{ds}{EI} - M_0 \int_0^S Y \frac{ds}{EI} + \int_0^S mx Y \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.9}$$

Sustituyendo en la ecuación I.c.7

$$0 = \int_0^S (-X_0 Y + Y_0 X + M_0 - mx) X \frac{ds}{EI}$$

$$0 = -X_0 \int_0^S X Y \frac{ds}{EI} + Y_0 \int_0^S X^2 \frac{ds}{EI} + M_0 \int_0^S X \frac{ds}{EI} - \int_0^S X \frac{ds}{EI} mx X \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.10}$$

Sustituyendo en la ecuación I.c.8

$$0 = \int_0^S (-X_0 Y + Y_0 X + M_0 - mx) \frac{ds}{EI}$$

$$0 = -X_0 \int_0^S Y \frac{ds}{EI} + Y_0 \int_0^S X \frac{ds}{EI} + M_0 \int_0^S \frac{ds}{EI} - \int_0^S mx \frac{ds}{EI} \quad \text{I.c.11}$$

Las ecuaciones I.c.9, I.c.10 y I.c.11 forman un sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, para obtener los valores de X_0 , Y_0 y M_0 habrá que resolver este sistema. Siendo el punto "0" un punto cualquiera (puede ser el mismo punto A) y las direcciones de X_0 y Y_0 las mismas de los ejes coordenados, - que están orientados arbitrariamente.

Aquí se introducirá un concepto que nos simplificará el problema.

Si el término ds/EI se le considera como una diferencial de una área imaginaria, alojada en el eje del arco a la que se le llamará "Área Elástica", - se tiene que:

$$\int_0^S \frac{ds}{EI} = \int_0^S d \frac{A}{e} = \frac{A}{e} = \text{Área Elástica}$$

$$\int_0^S Y \frac{ds}{EI} = \int_0^S Y d \frac{A}{e} = \frac{M_x}{e} = \text{Momento estático elástico con respecto a X}$$

$$\int_0^S X \frac{ds}{EI} = \int_0^S X d \frac{A}{e} = \frac{M_Y}{e} = \text{Momento estático elástico con respecto a Y}$$

$$\int_0^S Y^2 \frac{ds}{EI} = \int_0^S Y^2 d \frac{A}{e} = \frac{I_X}{e} = \text{Momento de inercia elástico con respecto a X}$$

$$\int_0^S X^2 \frac{ds}{EI} = \int_0^S X^2 dA = I_e = \text{Momento de inercia elástica con respecto a Y}$$

$$\int_0^S X Y \frac{ds}{EI} = \int_0^S X Y dA = I_{eXY} = \text{Producto de inercia elástico con respecto a X e Y.}$$

Sustituyendo estas expresiones se tiene:

en la ecuación I.c.9

$$0 = X_0 I_{ex} - Y_0 I_{eXY} - M_0 \frac{Mx}{e} + \int_0^S mx Y dA \quad \text{I.c.12}$$

en la ecuación I.c.10

$$0 = -X_0 I_{eXY} + Y_0 I_{eY} + M_0 \frac{My}{e} - \int_0^S mx X dA \quad \text{I.c.13}$$

en la ecuación I.c.11

$$0 = -X_0 \frac{Mx}{e} + Y_0 \frac{My}{e} + M_0 \frac{A}{e} - \int_0^S mx dA \quad \text{I.c.14}$$

Si el punto "O" se toma de tal manera que sea el centroide del área elástica y los ejes X e Y orientados de tal manera que sean los ejes principales y centroidales del área elástica;

$$\frac{Mx}{e} = 0$$

$$\frac{My}{e} = 0$$

$$I_{eXY} = 0$$

Al punto "O" se le llamará "e", centro de gravedad del área elástica.

Con lo que:

La ecuación I.c.12 se reduce a:

$$0 = X_e I_{ex} + \int_0^S m x Y d A_e \quad \text{I.c.15}$$

La ecuación I.c.13 se reduce a:

$$0 = Y_e I_{ey} - \int_0^S m x X d A_e \quad \text{I.c.16}$$

La ecuación I.c.14 se reduce a:

$$0 = M_e \Delta_e - \int_0^S m x d A_e \quad \text{I.c.17}$$

Despejando se tiene:

De la ecuación I.c.15

$$X_e = - \frac{\int_0^S m x Y d A_e}{I_{ex}} \quad \text{I.c.18}$$

De la ecuación I.c.16

$$Y_e = \frac{\int_0^S m x X d A_e}{I_{ey}} \quad \text{I.c.19}$$

De la ecuación I.c.17

$$M_e = \frac{\int_0^S m x d A_e}{\Delta_e} \quad \text{I.c.20}$$

Estas 3 últimas ecuaciones dan las incógnitas en "e", centro de gravedad - del área elástica, orientadas según las direcciones de los ejes principales y centroidales de dicha área elástica.

Para resolver las expresiones de este tipo de arcos pueden aplicarse incrementos finitos, es decir dividiendo el arco en dovelas.

Las 3 últimas ecuaciones quedan:

$$X_e = - \frac{\sum_0^S mx Y \frac{\Delta s}{EI}}{I_{ex}} \quad \text{I.c.21}$$

$$Y_e = \frac{\sum_0^S mx X \frac{\Delta s}{EI}}{I_{ey}} \quad \text{I.c.21}$$

$$M_e = \frac{\sum_0^S mx \frac{\Delta s}{EI}}{\Delta_e} \quad \text{I.c.23}$$

recordando que:

$$I_{ex} = \sum_0^S Y^2 \frac{\Delta s}{EI}$$

$$I_{ey} = \sum_0^S X^2 \frac{\Delta s}{EI}$$

$$\Delta_e = \sum_0^S \frac{\Delta s}{EI}$$

Para localizar el centroide elástico así como los valores Δ_e , I_{ex} y I_{ey} se propone la tabulación en la forma siguiente.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dovela No	Δs	I	$\frac{\Delta s}{EI}$	Y'	X'	$Y' \frac{\Delta s}{EI}$	$X' \frac{\Delta s}{EI}$	Y''	X''	$(Y'')^2 \frac{\Delta s}{EI}$	$(X'')^2 \frac{\Delta s}{EI}$

13	14	15	16	17
$X'' Y'' \frac{\Delta s}{EI}$	X	Y	$X^2 \frac{\Delta s}{EI}$	$Y^2 \frac{\Delta s}{EI}$

Escogiéndose 2 ejes ortogonales X' y Y' , localizados y orientados arbitrariamente, es posible llenar hasta la columna 8.

De acuerdo a la siguiente ecuación se localiza el centroide elástico.

$$\bar{X}' = \frac{\sum_0^S X' \frac{\Delta s}{EI}}{\sum_0^S \frac{\Delta s}{EI}} \quad \text{I.c.24}$$

$$\bar{Y}' = \frac{\sum_0^S Y' \frac{\Delta s}{EI}}{\sum_0^S \frac{\Delta s}{EI}} \quad \text{I.c.25}$$

Si el arco es simétrico con respecto a la corona, el centro elástico se encuentra sobre una línea normal a la tangente en la corona. En este caso se ahorrarán cálculos si se toma el origen del sistema de coordenadas temporales (ejes $X' - Y'$) en la corona y se miden las coordenadas paralelas a la tangente y a la normal. Para determinar \bar{Y}' , la distancia desde la corona hasta el centro elástico, se puede utilizar la ecuación I.c.25 y las sumas se limitan a la mitad del arco entre la corona y cualquiera de los apoyos. Además, para un arco simétrico, el sistema de coordenadas finales se debe seleccionar paralelo a la tangente y normal a la corona.

Después de haber localizado el centro elástico, el origen de un nuevo sistema de coordenadas se debe tomar en el centro elástico. Para conveniencia las nuevas coordenadas X'' , Y'' se pueden tomar paralelas a las del sistema temporal. Luego para un arco asimétrico, los ejes de coordenadas finales se deben de seleccionar de modo que el eje X forme un ángulo α , medido en el sentido de las manecillas del reloj, con el eje X'' , en forma tal que:

$$\tan 2 \alpha = \frac{2 \Sigma_0^S X'' Y'' \frac{\Delta S}{EI}}{\Sigma_0^S (X'')^2 \frac{\Delta S}{EI} - \Sigma_0^S (Y'')^2 \frac{\Delta S}{EI}} \quad \text{I.c.26}$$

Las fuerzas desconocidas X_e y Y_e en el centro elástico, se deben tomar paralelas a los ejes X y Y finales.

Si el arco es simétrico en forma y carga, el único eje que hay que localizar es el eje X, por lo tanto se eliminan las columnas 6 y 8. Además como el valor del ángulo $\alpha = 0^\circ$ se eliminan las columnas 9, 10, 11, 12 y 13.

I.d Sobrepresiones de Vaciado

Actualmente no existen teorías que consideran satisfactoriamente los excesos de presión. Deutsch y Clyde han estudiado con mucho detenimiento el flujo de material en silos y las presiones dinámicas que ejerce el material contra las paredes.

Hay teorías que atribuyen las sobrepresiones a efectos de ondas de shock-acústico, a la ruptura del arqueado del material en el interior del silo o procesos de falla.

Ellos recurrieron a un proceso experimental para observar el proceso de flujo y representaron sus resultados mediante la teoría de flujo.

Sus estudios mostraron que el flujo que se presenta al descargar un silo no

resulta un flujo laminar ya que el comportamiento del material depende de las condiciones locales en cada punto y de frontera, por que resulta necesario conocer la distribución del flujo para calcular las presiones que se generaran.

Observaron 2 tipos de flujo bien definido, que se muestra en la figura - (I.d.I), al iniciarse el movimiento y algún tiempo después, cuando ya se había estabilizado el flujo.

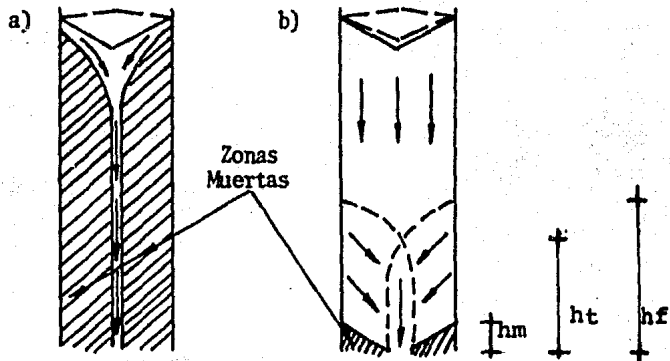


Figura I.d.I

Resultando que las alturas h_m , h_t y h_f dependen de la forma del fondo, de la relación del diámetro del orificio y del diámetro del silo.

Si el material es compactado, el flujo difiere al principio del movimiento presentándose el tipo de zonas mostradas en la figura I.d.I.a, ya que el tubo central se forma inmediatamente desde la base hasta la superficie y se forma una depresión conica con el ángulo de reposo natural sin que se mueva el material próximo a las paredes, estableciéndose poco tiempo después -

el flujo estandar, reapareciendo la zona de émbolo por lo tanto la estabilidad del flujo estandar depende de la existencia de una relación de vacios critica.

La aparición del tubo central provoca excesos de presión en las paredes del silo. Las soluciones propuestas por diversos autores para la disminución de sobrepresiones consisten en disminuir el efecto del tubo central y de las zonas laterales de alimentación mediante el uso de estructuras internas.

En general, durante el llenado, la presión lateral es menor que durante el vaciado como se observa en la figura I.d.2.

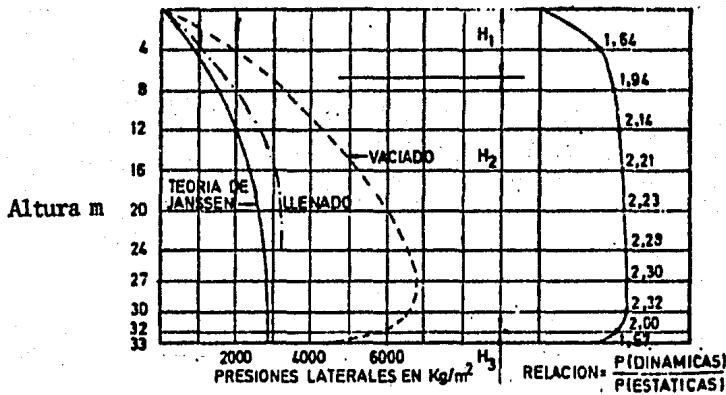


Figura I.d.2

Las presiones laterales, calculadas según los métodos de Janssen y Reimbert, son válidas para materiales granulares en reposo, o para el tipo de flujo no dinámico durante el vaciado de las celdas.

Deutsch y Clyde recurren a un planteamiento matemático y obtienen una curva de variación de las presiones con la profundidad similar a la de las teorías estáticas,

Sin embargo las presiones resultan de 4 a 8 veces los valores de la teoría de Janssen, siendo estos valores muy conservadores, ya que en ensayos experimentales se muestran que las presiones dinámicas de vaciado alcanzan valores de 2.4 veces mayores que los obtenidos por la teoría de Janssen.

En la práctica se ha optado por aproximaciones usando factores de presión - dinámica C_d , para transformar las presiones estáticas en presiones del diseño. En general se puede establecer que:

$$\text{presión de diseño} = C_d \text{ presión estática.}$$

$$p_{\text{dis}} = C_d p$$

I.d.1

Ver anexo A, tabla 1-A valores mínimos recomendados del factor de sobrepresión C_d para silos ACI-313-77.

I.e Efecto de Descarga Excéntrica

Los ensayos realizados han demostrado que la descarga de materiales por medio de aberturas excéntricas ocasiona cambios de presión lateral y son diferentes a las que se producen durante un vaciado centrado.

Debido a que todavía no se llega a una conclusión con relación, a que lado las presiones son mayores o menores de la descarga, se recomienda aplicar el incremento de presiones en el lado más alejado y más cercano de la des-

carga.

En los silos cilindricos el aumento debe ser considerado como constante alrededor de la circunferencia.

El efecto de la descarga excéntrica puede ser considerado añadiendo una corrección p_e a la presión lateral de diseño p_{des} (calculada para silos con descarga centrada), ver fig. I.e.1

El cambio de presión debido a la excentricidad p_e varía de cero en la parte alta del silo a un máximo en $h = H$.

Dentro de la altura H el diseño de la presión lateral en la profundidad h es entonces:

$$p_{des} = C d_p + \frac{h}{H} p_e \quad \text{I.e.1}$$

La corrección p_e a una profundidad H es:

$$p_e = p_i - p \quad \text{I.e.2}$$

de donde:

p_{des} = presión lateral de diseño con descarga excéntrica.

h = altura del grano donde se calcula la presión hasta la superficie del grano.

p_e = presión debida a la descarga excéntrica

p_i = presión lateral estática en la profundidad H en un silo imaginario como se muestra en la fig. I.e.1.

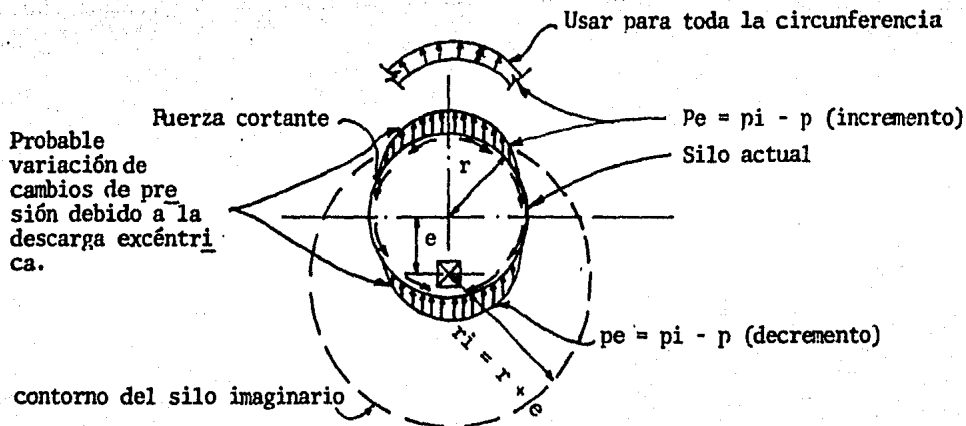


Figura I.e.1

El silo circular imaginario de la figura está centrado en la abertura de descarga y tiene un radio igual al radio del silo actual más la excentricidad.

Donde hay múltiples aberturas de descarga, aunque el grupo este centralmente localizado, la descarga excéntrica es siempre posible y deben considerarse.

I.f Espesor de las Paredes, Agrietamiento y Efecto de Temperatura

Son varias las fórmulas que se pueden utilizar para obtener el espesor de las paredes de los silos cilíndricos, aunque la fundamental es la obtenida por el PCA (Portland Cement Association). Basada en las siguientes hipótesis.

- Esfuerzos debidos a la contracción en el concreto.
- Esfuerzos de tensión debidos a la presión radial que actúa en

las paredes del silo.

- Se considera un área equivalente acero que actúa en la pared del silo.

Quedando como resultado la siguiente expresión:

$$e = \left[\frac{m E_s + f_s - n f_{ct}}{f_s f_{ct}} \right] \frac{p_{max} D}{2} \quad \text{I.f.1}$$

de donde:

- e espesor de la pared en cm
- m coeficiente de contracción del concreto e igual a 0.0003
- E_s módulo de elasticidad del acero kg/cm²
- f_s esfuerzo permisible del acero f_s = 0.5 f_y kg/cm²
- n relación entre el módulo de elasticidad del acero y el concreto.
- f_{ct} esfuerzo de tensión admisible en el concreto e igual 0.10 f'_c kg/cm²
- p_{max} presión máxima kg/cm²
- D diámetro interior en cm

Agrietamiento

Todos los silos de concreto reforzado presentan grietas que no son tomadas en cuenta hasta que no alcanzan valores superiores a los 0.2 mm de espesor.

Existe un método para el cálculo del ancho total de las grietas, este método

do se basa en la hipótesis de que las paredes están sujetas a tensión para de tal manera que no aparecen momentos flexionantes y que el acero de refuerzo es simétrico.

El ancho total de una grieta vertical W_{cr} debido a la acción simultánea de las cargas a corto y largo plazo, se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3 \quad \text{I.f.2}$$

siendo:

W_1 = ancho de la grieta debido a la aplicación de la carga total (presión estática, mas sobrepresión a corto plazo)

W_2 = ancho de la grieta debido a la presión estática durante el tiempo que dura la sobrepresión (corto plazo)

W_3 = ancho de la grieta debido a la presión estática a largo plazo

W_{cr} = ancho total de la grieta en cm. (ver figura I.f.1)

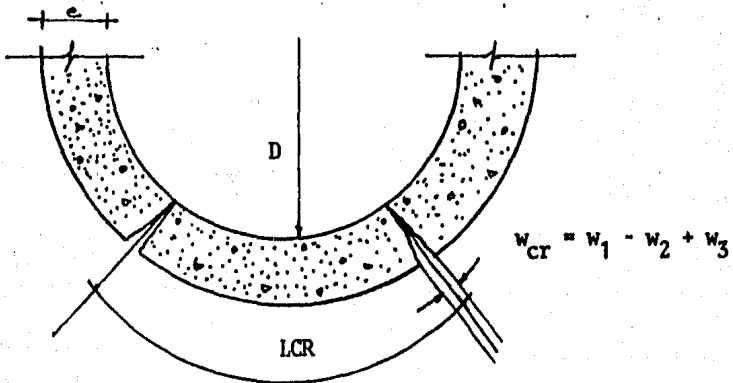


Figura I.f.1

El valor de L_{cr} puede calcularse igualando la resistencia en tensión del elemento del concreto con la fuerza de tensión transferida por adherencia, quedando finalmente la siguiente fórmula:

$$L_{cr} = \frac{A}{\Sigma O} \beta \quad \text{I.f.3}$$

de donde:

A = área de la pared de concreto por unidad de altura cm^2

ΣO = suma de los perímetros de las varillas por unidad de altura en cm^2

β = 0.7 para varillas corrugadas según ACI-318-71 y 1.0 para varillas lisas

Los valores de W_1 , W_2 y W_3 se obtienen de acuerdo al siguiente desarrollo.

De acuerdo al concepto de deformación:

$\Delta = \epsilon L$; donde Δ = deformación total del elemento; ϵ = deformación unitaria; L = Longitud del elemento.

El ancho de la grieta, W_n , es igual a la elongación del acero entre 2 grietas menos la elongación del concreto. Debido a que la elongación del concreto es muy pequeña comparada con la del acero, se puede despreciar y se obtiene de acuerdo al concepto de deformación anteriormente enunciado:

$$W_n = \epsilon_s L_{cr} \quad ; \quad \text{como } \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{queda:}$$

$$W_n = \psi_1 L_{cr} \frac{f_s}{E_s} \quad \text{I.f.4}$$

El factor ψ_1 se calculará de acuerdo a las siguientes fórmulas empíricas recomendadas por el ACI-313-71:

Durante la aplicación de la carga a corto plazo:

$$\psi_1 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 A f't}{T \text{ sobrepresión}} \right] < 0.3 \quad \text{I.f.5}$$

Durante la aplicación de la carga a largo plazo:

$$\psi_1 = 1 - 0.35 \left[\frac{0.8 A f't}{T \text{ estática}} \right] < 0.65 \quad \text{I.f.6}$$

siendo:

$$f't = 6 \text{ kg/cm}^2 + 0.06 f'c \text{ para } 150 \leq f'c \leq 450$$

$f't$ = resistencia a la tensión del concreto

T sobrepresión = presión dinámica por el diámetro del silo dividido por 2 en kg/m

T estática = presión estática por el diámetro del silo dividido por 2 en kg/m

de donde:
$$f_s = \frac{T}{A_s}$$

f_s = esfuerzo admisible del acero kg/cm²

A_s = área de la varilla en cm²/m

T = tensión máxima que dependerá si es a corto o largo plazo kg

Efecto de temperatura

En muchas ocasiones el producto a ensilar entra a una temperatura muy elevada que produce una diferencia de temperatura entre la cara exterior e inte-

rior de la pared del silo.

Generalmente se considera la acción térmica cuando la diferencia de temperatura es superior a 44.5°C entre la pared interior y exterior del silo, se considera que la temperatura interior de diseño es:

$$T_i \text{ dis} = T_i - 44.5^{\circ}\text{C} \quad \text{I.f.7}$$

T_i = temperatura máxima del producto

La temperatura de material granular caliente en silos tiende a disminuir - apreciablemente cerca de la pared interior del silo. Por ejemplo con el cemento caliente algunos autores sugieren que 20 cm de material próximo a la pared se considere como material aislante en el cual la temperatura varía linealmente. La figura I.f.2 muestra la variación.

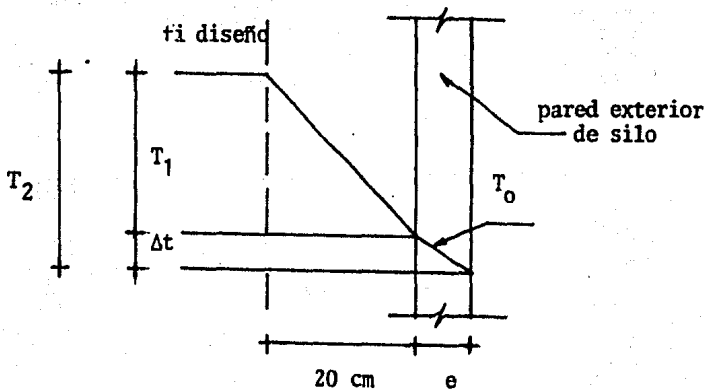


Figura I.f.2

La diferencia de temperatura ΔT entre el interior y exterior de la pared del silo es entonces:

$$\Delta T = \left[T_i \text{ dis} - T_0 \right] K_t \quad \text{I.f.8}$$

de donde:

ΔT = variación de la temperatura en °C

T_o = temperatura exterior en invierno en °C

K_t = factor para el cálculo de la variación de la temperatura $K_t = \frac{0.08 e}{4.09 + 0.08 e}$

donde:

e = espesor de la pared en pulgadas

El momento flexionante debido a la diferencia de temperatura se deriva de una sección agrietada. El refuerzo adicional de acero, por lo tanto es determinado también para una sección agrietada.

El momento flexionante (en la dirección horizontal) debido a la diferencia de temperatura ΔT entre la superficie exterior e interior del muro del silo ha sido dada por la Portland Cement Assotiation (desarrollada a partir de la fórmula de la escuadría).

$$M_t = E_c I \alpha t \Delta T/e \quad \text{I.f.9}$$

e = espesor de la pared cm

E_c = módulo de elasticidad del concreto kg/cm²

αt = coeficiente térmico de expansión del concreto igual a 10.8×10^{-6}

ΔT = variación de temperatura °C

$I = 100 e^3 / 12 = 8.33 T^3 \text{ cm}^4$

siendo:

$$M_t = 8.33 E_c \alpha t \Delta T e^2 \quad \text{I.f.10}$$

Por lo tanto, la ecuación anterior está basada en una derivación, la cual ignora la existencia de esfuerzos térmicos verticales. Incluyendo este efecto y usando un análisis de esfuerzos dados para el momento flexionante horizontal se tiene la siguiente ecuación:

$$M_t = 8.33 E_c \alpha t \Delta T \left[\frac{1}{1 - \mu} \right] \quad \text{I.f.11}$$

En donde μ es la relación de Poisson; para concreto la relación es de 0.3, por lo tanto la ecuación anterior queda de la siguiente forma:

$$M_t = 11.9 E_c \alpha t \Delta T \quad \text{I.f.12}$$

El momento último debido a la temperatura que se considera es:

$$M_{t_u} = 1.5 M_t \quad \text{I.f.13}$$

II. ANALISIS Y DISEÑO DE LAS PAREDES EN UNA BATERIA DE SILOS

Introducción. La investigación mundial en busca de una mejor comprensión del comportamiento de los materiales almacenados y su efecto sobre los silos de concreto, unido a la completa aceptación del diseño basado en la resistencia última, ha sugerido la necesidad de un enfoque confiable y seguro para el diseño estructural de silos.

En este capítulo, el diseño se desarrollará de acuerdo al "Método recomendado para el diseño y construcción de silos de concreto para el almacenamiento de materiales granulares" (ACI-313-77).

Este método indica las cargas recomendadas y los procedimientos para determinar los esfuerzos en el concreto y el acero, que resulta de esas cargas.

II.a Cargas

Los silos serán diseñados para resistir todas las cargas que a continuación se enumeran:

1. Carga Muerta: peso de la estructura y los equipos incorporados que soporta la estructura.
2. Carga Viva
 - 2.1 Fuerzas del Material Almacenado: presión estática, impacto y sobrepresión.

La presión que el material ejerce contra las paredes del silo se determinará por el método de Janssen o Reimbert.

Las presiones del material a considerar incluirán no solo las presiones estáticas, sino todos los posibles incrementos de presión causados por el llenado, la descarga del material, arqueamientos, caída del material abovedado, ventilación y la descarga excéntrica. Para batería de silos se debe considerar la posibilidad de que algunas celdas se llenen y otras queden vacías.

Las presiones estáticas ejercidas por el material almacenado en reposo serán calculadas por los métodos de Janssen y Reimbert (ver resumen de fórmulas en el capítulo I.b.)

La presión estática unitaria normal a una superficie inclinada un ángulo α respecto a la horizontal a una profundidad h por debajo de la superficie del

material almacenado es:

$$q\alpha = p \sin^2 \alpha + q \cos^2 \alpha \quad \text{II.a.1}$$

Las presiones de diseño p_{des} , q_{des} , $q\alpha$, des y las fuerzas de diseño $P_{fu_{des}}$, se obtendrán multiplicando simplemente la presión o fuerza estática por el factor de corrección o sobrepresión C_d adecuado o por el factor de impacto C_i (se elegirá el que de la presión o fuerza total mayor). Los valores mínimos requeridos de los factores C_d y C_i serán los dados en el anexo A: tabla 1.A y 1.3.

La presión de diseño para silos homogeneizantes p_{des} , q_{des} y q_{cdes} se calcularán con los criterios vistos anteriormente, o aplicando la siguiente expresión (la que sea mayor):

$$p_{des} = q_{des} = q_{cdes} = 0.6 \gamma h \quad \text{II.a.2}$$

Los silos homogeneizantes son aquellos en los cuales la presión de aire es usada para revolver materiales pulverulentos. El material al ser mezclado deberá manejarse como un fluido, por lo tanto la posibilidad de presiones hidráulicas deberá ser considerada. El factor 0.6 refleja el hecho de que las partículas en suspensión no están en contacto, y el promedio de densidad es menor que para el resto del material.

La fuerza que se trasmite por fricción a las paredes por unidad de longitud de perímetro a la profundidad h será calculada mediante la ecuación I.b.9 ó I.b.22.

Quando se llegue a presentar una descarga excéntrica el ACI recomienda el siguiente método:

Considerando que el incremento de diseño de la presión lateral puede ser al menos 25% de la presión estática en el fondo del silo cuando una abertura es próxima al muro del silo. Si la excentricidad (e) de la abertura desde el centro del silo es menor que el radio (r), se puede establecer que el incremento puede ser al menos e/r veces 25%. Y suponiendo esta presión de diseño incrementada para ser constante desde el tope de la tolva a una altura igual a D y reducirla linealmente desde este punto hasta el punto del tope del silo. El incremento no necesita ser multiplicado por C_d . Expresado como una ecuación; la presión de diseño, en cualquier profundidad h abajo de la superficie del material almacenado podrá ser:

$$p_{des_e} = p_{des} + p_e$$

II.a.3

siendo:

p_{des_e} = presión de diseño considerando la excentricidad

$p_{des} = C_d p$ = presión de diseño sin considerar la excentricidad

p_e = corrección por excentricidad.

2.3 Cargas accidentales.- Análisis sísmico estático.

El análisis dinámico de cierto tipo de estructuras puede ser demasiado complicado y en otras puede no justificar un análisis de esta naturaleza. Es precisamente por esta razón que en esta tesis se adoptará un criterio simplificado de análisis: el llamado análisis estático.

En el análisis estático, se ha partido de una comparación de las resistencias requeridas de diversas estructuras ante la presencia de un sismo. Me-

diante la observación del comportamiento de distintas estructuras se ha llegado a proponer una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada nivel es aproximadamente equivalente a los efectos dinámicos de un sistema.

Este tipo de análisis es conservador. Da una distribución adecuada de cortantes en el caso de estructuras en las que la contribución del modo fundamental de vibración representa un porcentaje elevado de la respuesta máxima de todos los niveles.

En el análisis estático, para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los puntos en los que se suponen concentradas las masas de la estructura.

Cada una de las fuerzas se obtiene con el producto del peso de la masa correspondiente, por un coeficiente que varía linealmente desde un valor nulo en la base o nivel a partir del cual las deformaciones en la estructura pueden ser despreciables, hasta un máximo en el extremo superior.

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en 4 zonas, según se indica en la figura 2.3.1. La zona A es la de menor intensidad sísmica mientras que la mayor es la zona D.

En los casos de que existan estudios específicos de riesgo sísmico para el sitio de la construcción se tomará como intensidad de diseño para construcciones del grupo B, a la aceleración y velocidad máxima del terreno que tengan una probabilidad de ser excedidas del 2% (período de recurrencia de 50 años). Para construcciones del grupo A, la intensidad de diseño tendrá

una probabilidad de ser excedida del 0.5%. (ver figura 2.3.1.)

De la segunda ley de Newton se sabe que $F=ma$. Se acostumbra expresar la aceleración del sismo como una fracción de la aceleración de la gravedad:

$$F = m_i a_i$$

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$F_i = \frac{W_i a_i}{g}$$

Se entiende por coeficiente sísmico C_s , el cociente de la fuerza cortante horizontal V en la base de la estructura y el peso W del mismo sobre dicho nivel.

$$C_s = \frac{V}{W}$$

donde

C_s = coeficiente sísmico.

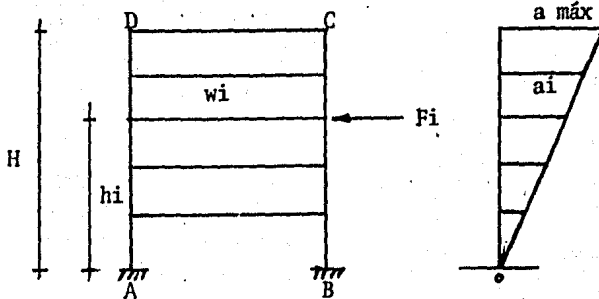


FIGURA 2.3.1
REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

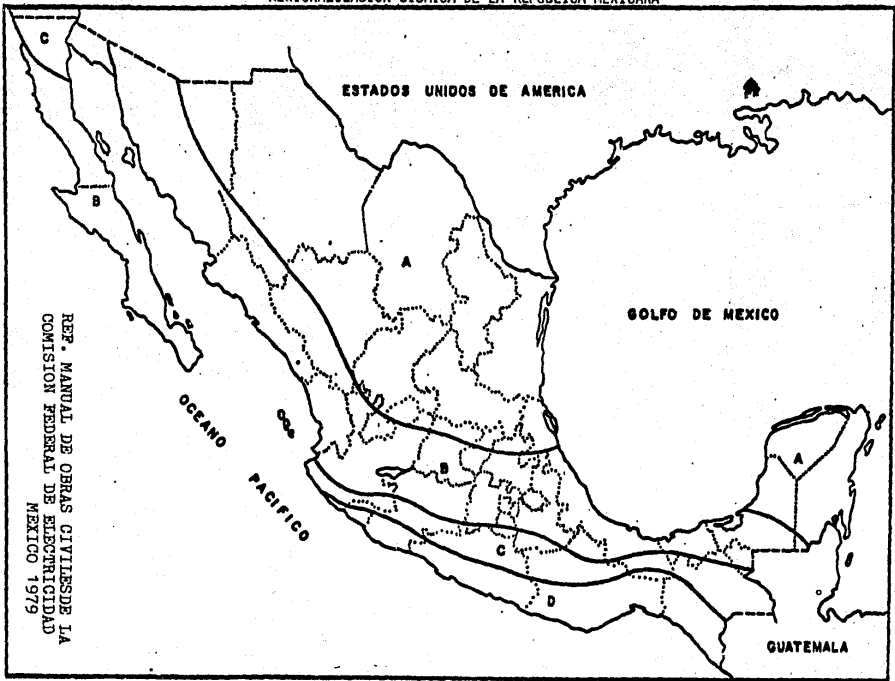
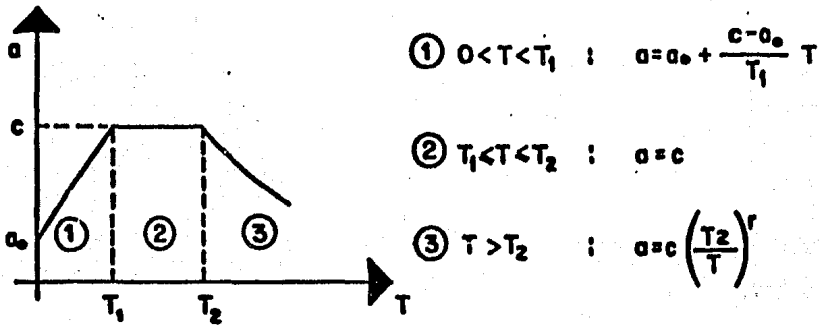


FIGURA 2.3.1 (Cont.)

ESPECTROS DE DISEÑO



donde: a : ordenada espectral
 a_0 : ordenada espectral para $T = 0$
 c : coeficiente sísmico básico
 r : exponente adimensional
 T : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
 T_1 T_2 : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	a_0	T_1	T_2	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

REF. MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO 1979

El coeficiente sísmico está en función de la zona geográfica, tipo de subsuelo, características estructurales y usos o destino de la estructura.

Siendo el diagrama de aceleraciones triangular e idealizando la estructura de modo que sus masas se concentran en cada nivel por triángulos semejantes:

$$\frac{a}{H} = \frac{a_i}{h_i} ; a_i = \frac{a}{H} h_i$$

sustituyendo el valor de a:

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{a}{H} h_i$$

Determinando el valor de la aceleración, la fuerza cortante en la base es:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

sustituyendo

$$V = a \sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} ; V = C \sum_{i=1}^n W_i$$

igualando

$$C \sum_{i=1}^n W_i = a \sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H}$$

$$C \sum_{i=1}^n W_i = a \sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H}$$

$$C \sum_{i=1}^n W_i = \frac{a}{gH} \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

$$a = C g H \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Sustituyendo el valor de a en la ecuación general.

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} a$$

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} C g H \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$F_i = \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} W_i h_i C$$

II.a.4

F_i = fuerza sísmica que obra en el nivel i .

Aplicando la fórmula II.a.4 para 2 condiciones de carga en la batería de silos.

- a) A silos llenos
- b) A silos vacíos

En la primera alternativa se deben considerar todos los pesos que actúan en la batería de silos como son: peso del grano en celda, peso del grano en tolva, peso propio de las tolvas, peso propio de los muros de los silos, peso losa de cubierta, etc. Actuando cada una de estas cargas en su correspondiente centro de gravedad.

Con estos datos se elabora una tabla como la siguiente:

Pi Ton	Hi Mts	Wi Ton	WiHi Ton-m	Fi Ton	Vi Ton	M = Hi Fi Ton - m
Sumas						

de donde:

Pi = cargas actuantes

Hi = altura en donde actúa la carga

Wi = peso en el nivel i

Fi = fuerza sísmica actuante en el nivel i

Vi = cortante sísmico en el nivel i

M = momento de volteo

Se realizará una segunda tabla que corresponderá al análisis de centro de cargas de la siguiente manera:

Dn	Pn	Px Ton	Py Ton	D Mts	Px Dx T-M	Py Dy T-M	$\bar{x} = \frac{\sum Px Dx}{\sum Px}$	$\bar{y} = \frac{\sum Py Dy}{\sum Py}$
dx								
dy								
Sumas								

de donde:

D_n = coordenadas dx y dy

P_n = cargas actuantes

P_x = carga en sentido x

P_y = carga en sentido y

D = coordenada eje x y en eje y

\bar{x} = localización del centro de cargas dirección x

\bar{y} = localización del centro de cargas dirección y

La finalidad de la tabla anterior es poder localizar la fuerza resultante de la suma de todas las cargas actuantes. Por lo tanto se tendrá un centro de cargas que nos será útil para el cálculo de la cimentación.

Para la segunda condición (a silo vacío) se procederá de manera similar al anteriormente descrita. El ACI-318-77 recomienda que para calcular las fuerzas sísmicas en silos, debe usarse como una carga viva efectiva no menos del 80% del peso del material almacenado.

Análisis por viento. En el caso de una batería de silos este análisis no se lleva a cabo, debido a que una batería de silos es un conjunto que forma una estructura muy pesada.

II.b Diseño de las Paredes

Generalidades. Las paredes de los silos deberán diseñarse para soportar cargas de compresión, tensión y otro tipo de cargas.

El espesor mínimo de las paredes de los silos de concreto reforzado deberán ser de 15 cm, ya que valores menores dificultan la construcción por métodos ordinarios.

Para el diseño de los silos los factores de carga y factores de reducción - de la capacidad cumplirán con lo especificado en el reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI-318-77 capítulo 9, que se recomienda un factor de carga, para carga viva de 1.7 y 1.4 para carga muerta. Se requiere un factor más alto para carga viva, debido a que esta última no puede ser normalmente estimada o controlada como ocurre con la carga muerta.

Los factores de reducción de la capacidad ϕ , serán los especificados en el reglamento ACI-318-77 capítulo 9. Este factor será de $\phi=0.95$ para cimbra deslizante.

En el diseño de las paredes se considera tensión directa debido a la presión radial del material almacenado. La fuerza de tensión última en el anillo y el área de acero requerida por unidad de longitud de pared, para presiones - radiales uniformes del material solamente, se calcula de la manera siguiente:

$$F_u = 1.7 \text{ pdes } \left(\frac{D}{2} \right) \quad \text{II.b.1}$$

de donde

F_u = fuerza de tensión última tn

pdes = presión estática tn/m

el área de acero será:

$$A_s = \frac{F_u}{\phi F_y} \quad \text{II.b.2}$$

de donde

ϕ = factor de carga. ACI-318-77

f_y = límite de fluencia del acero. 4 200 kg/cm²

El refuerzo de acero adicional, por encima de lo requerido por la fórmula II.b.2, se proporcionará en base a los efectos de temperatura y para resistir el momento flexionante.

El área del refuerzo adicional debido a los efectos de temperatura puede ser determinado de la siguiente manera:

El momento flexionante generado por la diferencia de temperatura entre el exterior e interior de la pared (por unidad de altura de pared) será:

$$M_{xtu} = M_{ytu} = 11.9 E c e^2 \alpha t \Delta t \quad \text{II.b.3}$$

Por lo tanto el momento último por efecto de temperatura es:

$$M_{tu} = 1.5 M_{xtu} = 1.5 M_{ytu} \quad \text{II.b.4}$$

ver capítulo I inciso f.

Y entonces el refuerzo por temperatura tanto vertical como horizontal por unidad de altura o longitud es:

$$A_{st} \text{ ó } x = \frac{M_{tu}}{f_y (d-d'')} \quad \text{II.b.5}$$

en donde:

Mtu = momento final

fy = límite de fluencia del acero

d = peralte efectivo

d' = distancia desde la cara de tensión al refuerzo más cercano

El acero horizontal por unidad de altura en la parte baja de la zona de presión (excluyendo acero por temperatura) se deberá continuar por debajo de la altura del silo H (ver figura II.b.I) hasta una longitud mínima de 6 veces el espesor de la pared del silo.

Por debajo de este punto el refuerzo horizontal no será menor que:

$$A_{sHor} = 0.0025 be$$

II.b.6

donde

b = ancho unitario cm

e = espesor del muro cm

El esfuerzo vertical admisible para las paredes en las que no influyen el pandeo no excederá de:

$$f_{cvert} = 0.55 \phi f'c$$

II.b.7

en donde $\phi = 0.70$

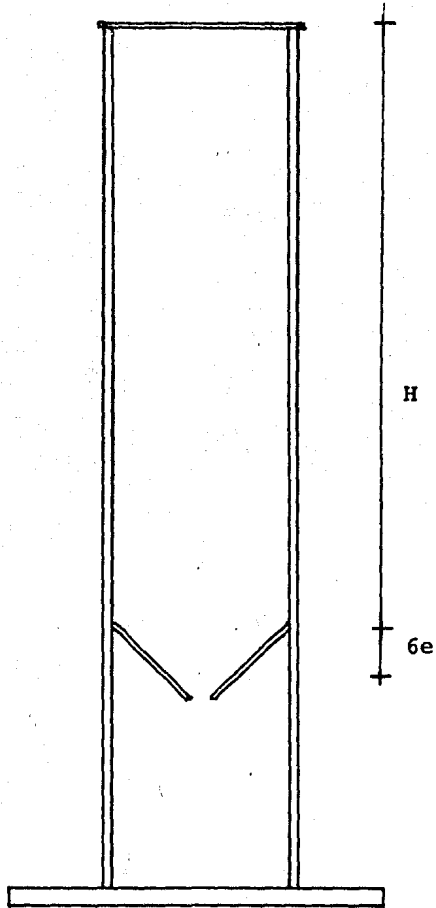


Figura II.b.1

Colocación del refuerzo de acuerdo al reglamento ACI-313-77. Las especificaciones generales en cuanto a la colocación del refuerzo que contiene el reglamento ACI-313-77 son las siguientes:

El acero vertical en la zona de presión será como mínimo varillas del No. 4 (área 1.3 cm²).

La relación mínima entre el refuerzo vertical y el área de concreto no debe ser menor que 0.0015 para paredes exteriores ó 0.0010 para paredes interiores a menos que los cálculos muestren que el refuerzo vertical no sea requerido. La separación de las varillas verticales no excederán de 4e ó 45 cm para paredes exteriores y 60 cm para paredes interiores.

El acero vertical en las paredes deberá soportar los momentos flexionantes que se presentan en las juntas de las paredes con la parte baja del silo.

La relación mínima entre el refuerzo vertical y el área de concreto en las paredes debajo de la zona de presión no será menor de 0.0020 por unidad de ancho de la pared.

Sin embargo, donde las paredes cambian de espesor, el área del refuerzo vertical por temperatura por unidad de ancho en las paredes inferiores no deberá ser menor que el área necesaria por unidad de ancho en las paredes superiores.

Los empalmes de varillas, horizontales y verticales deben estar escalonados. Los empalmes del refuerzo horizontal adyacentes en la zona de presión, deberán cumplir las disposiciones siguientes: serán escalonados horizontalmente en no menos que una longitud de su vuelta o un 1 m y no deberán coincidir -

con el refuerzo vertical con una frecuencia mayor que a cada tercera varilla.

Colocación del refuerzo en zonas de aberturas. El refuerzo en aberturas situadas en la zona de presión deberá cumplir las siguientes recomendaciones.

- a) A menos que todas las áreas de esfuerzos concentrados sean analizados y evaluados se colocará acero de refuerzo. El refuerzo horizontal interrumpido por una abertura deberá ser sustituido por no menos de 1.2 veces el área del acero horizontal, la mitad abajo de la abertura y la otra arriba de la abertura.
- b) Para el refuerzo vertical, el acero adicional para cada lado de la abertura podrá ser no menos de la mitad del área de acero eliminado por la abertura.

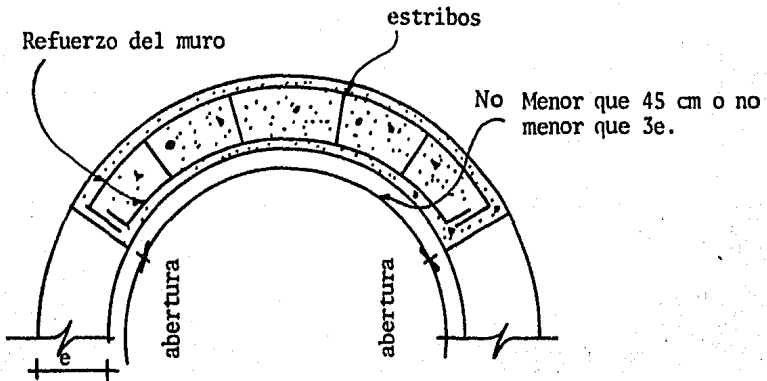
En las aberturas donde no existen presiones la cantidad de refuerzo horizontal adicional tanto superior como inferior de la abertura deberá ser cada una no menos que el área de acero horizontal contenida en una altura de pared igual a la mitad del ancho de la abertura. Las paredes por arriba y debajo de la abertura serán diseñadas para llevar todas las cargas verticales aplicadas a la pared para el acero vertical se sigue el mismo procedimiento que para cuando se tiene aberturas en la zona de presión.

La longitud de varilla en todas las aberturas se deberá extender en cada dirección, más allá del hueco de la forma siguiente:

- a) suficiente para desarrollar la longitud de adherencia
- b) no menor de 60 cm

c) no menor que la mitad de la dimensión del hueco en una dirección perpendicular a las varillas de refuerzo en cuestión.

La distancia mínima entre aberturas no será menor que 3 veces el espesor de la pared y deberá ser diseñada como columna. A menos que pueda demostrarse que no sea necesario. (ver figura II.b.2).

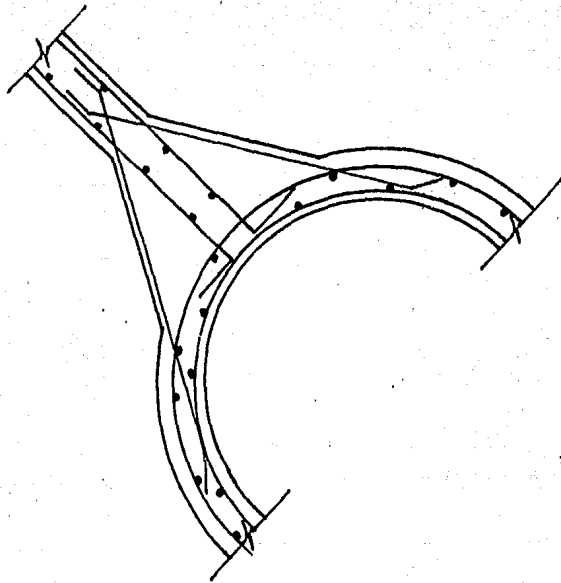
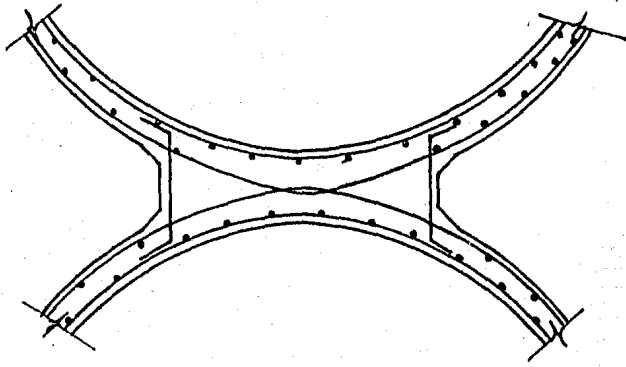


Refuerzo típico del muro de silo entre aberturas

Figura II.b.2

El área de acero A_{st} requerida para los esfuerzos térmicos, debidos al material que se almacena a altas temperaturas u otras causas será agregado al acero para tensión requerido para la presión del material de la siguiente manera:

En paredes de un sólo refuerzo, se adicionará al armado principal. En paredes doblemente armadas, toda la cantidad A_{st} será agregada a la capa más cercana de la superficie más fría. En paredes circulares simplemente reforzadas el acero del anillo principal será colocado cerca de la cara exterior.



Refuerzos típicos para intersección de paredes.

III. ANALISIS Y DISEÑO DE: TOLVAS, FONDOS DE INTERSILOS Y LOSA DE CUBIERTA EN BATERIA DE SILOS.

III.a Tolvas

Las tolvas se localizan en la parte inferior del silo y estan constituidas - por una superficie inclinada, apoyada a su vez en las paredes del silo. Existe muy poca información con respecto a las tolvas, así que en este capítulo se analizarán y diseñarán de acuerdo al reglamento ACI-313-77.

La presión unitaria de diseño, normal a una superficie con un determinado ángulo de inclinación α respecto a la horizontal y a una profundidad h por debajo del material almacenado será:

$$q_{\alpha \text{ des}} = p_{\text{des}} \sin^2 \alpha + q_{\text{des}} \cos^2 \alpha \quad \text{III.a.1}$$

Las tolvas cónicas están sujetas a 2 fuerzas de tensión siendo una de ellas la fuerza meridiana F_m que es paralela a la línea generadora del cono y la fuerza tangencial F_t ubicada en el plano del cascarón y horizontal.

La fuerza meridiana por unidad de ancho o altura está calculada del equilibrio de las cargas sobre el cono abajode la profundidad h . Estas cargas se muestran en la siguiente figura III.a.1

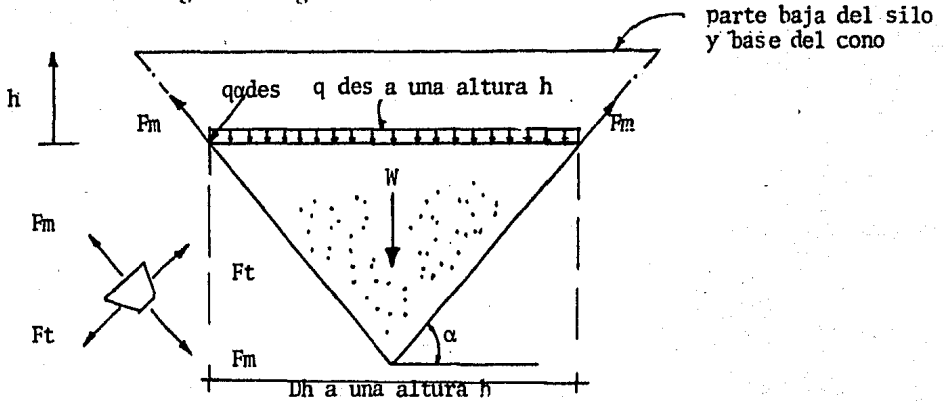


Figura III.a.1

La fuerza meridiana y la fuerza tangencial son el resultado de las presiones $q_{\alpha \text{ des}}$ (a una altura h), W que es el peso combinado de la tolva, el material almacenado abajode la altura h y por último el peso de equipos que pueda estar apoyado en la tolva.

Por lo que se tiene que la fuerza meridional última será:

$$F_{mu} = 1.7 \left[\frac{q_{des} D_{pt}}{4 \sin \alpha} + \frac{W_m}{\pi D_{pt} \sin \alpha} \right] + 1.4 \frac{W_g}{\pi D_{pt} \sin \alpha} \quad \text{III.a.2}$$

siendo

q_{des} = presión vertical de diseño en la parte alta de la tolva

D_{pt} = diámetro promedio de la tolva a el nivel considerado M

W_m = peso del material almacenado en la tolva. ton

W_g = peso propio de la tolva. ton.

El área de acero requerida para la fuerza meridiana por unidad de ancho es:

$$A_{s \text{ req}} = \frac{F_{mu}}{\phi f_y} \quad \text{III.a.3}$$

donde

ϕ = factor de reducción de capacidad

f_y = límite de fluencia del acero Kg/cm²

Para el cálculo de la fuerza tangencial F_{tu} por unidad de ancho de pared la expresión será la siguiente:

$$F_{tu} = 1.7 \left[\frac{q_{des} D_{pt}}{2 \sin \alpha} \right] \quad \text{III.a.4}$$

en donde:

q_{des} = presión de diseño sobre una superficie inclinada ver fórmula III.a.1.

D_{pt} = diámetro promedio de la tolva a el nivel considerado M.

α = inclinación de la tolva.

El área de refuerzo necesario por unidad de ancho es:

$$A_{sreq} = \frac{F_{tu}}{\phi F_y}$$

III.a.5

Ambas fuerzas son máximas en el borde superior de la tolva y aproximadamente cero en el borde inferior.

El espesor mínimo aceptable para la tolva podrá ser determinado considerando el ancho aceptable del agrietamiento.

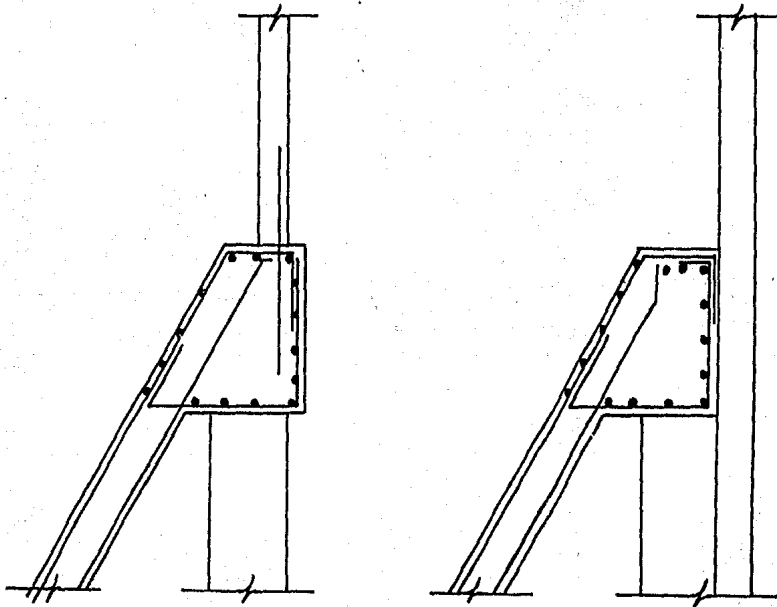
Se prefiere sin embargo que el espesor de la tolva nunca debe ser menor que 13 cm.

Una tolva cónica está comúnmente soportada en su borde superior por una trabe circular y a la vez se apoya en una serie de columnas.

Esta viene siendo una parte proporcional del espesor del cascarón de la tolva con una sección transversal para poder satisfacer la condición de apoyo y de carga. El peralte de la viga circular no podrá ser menor que 1/10 del diámetro de la tolva.

Si la tolva se apoya directamente alrededor de toda la pared del silo la viga circular será diseñada para la componente horizontal de F_{mu} . Si el muro de la tolva es excéntrico al centroide de la trabe circular, la trabe también recibirá momento de torsión uniforme. La unión entre la trabe circular y el cascarón de la tolva es rígido, sin embargo este momento es usualmente descuidado en el diseño de la trabe circular.

El área de acero longitudinal en la trabe circular es arbitrario, pero no deberá ser menor que 0.5% del área de la sección transversal de la trabe circular.



detalles típicos de armado en la trabe circular

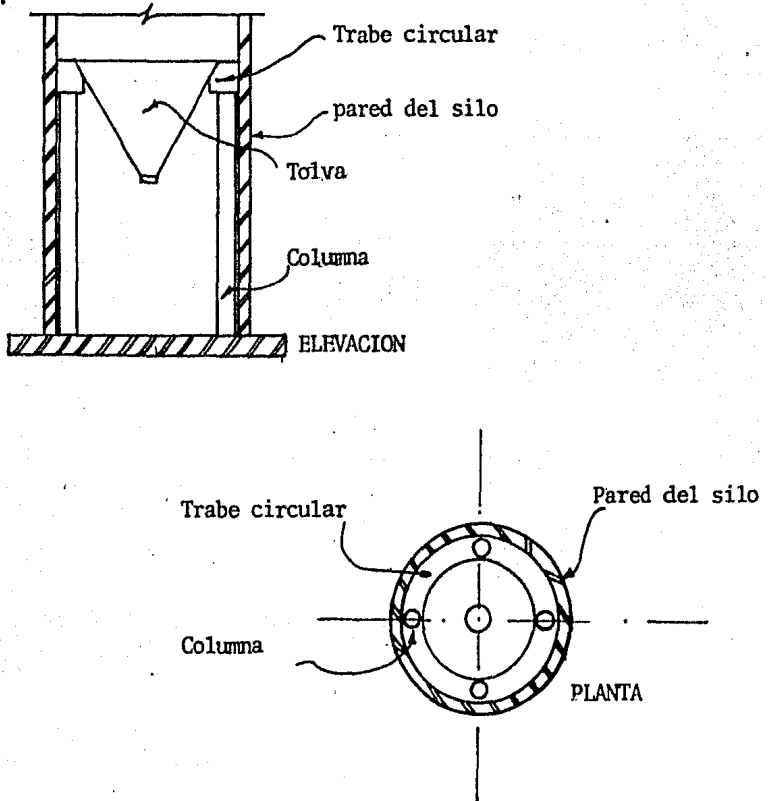
Si el borde superior de la tolva está ligado alrededor de los muros del silo o unido monolíticamente con los muros, el refuerzo negativo adecuado deberá suministrarse en la pared de la tolva hasta la intersección de la tolva y el muro del silo. El acero negativo se extenderá dentro de las paredes del silo para completar el anclaje por especificación.

La trabe circular y el borde superior de una tolva cónica apoyada en puntos aislados a lo largo de su longitud por columnas deberán ser diseñados para cuando existen tolvas de acero y estén apoyadas sobre una trabe circular de concreto. Este diseño se mostrará posteriormente. Si se desea considerar-

la rigidez y esfuerzos añadidos por el cascarón de la tolva de concreto deberá considerarse un ancho del cascarón de la tolva (se sugiere 4 veces el espesor de la tolva) para actuar como una parte de la trabe circular.

Análisis y diseño de la trabe circular y sistema de columnas.

Una tolva metálica puede provocar esfuerzos en la trabe circular, sin embargo todas las cargas que se aplican a la trabe incluyendo torsión deben ser consideradas.



Tolva metálica apoyada en una trabe circular y en un sistema de columnas

Figura III.a.1'

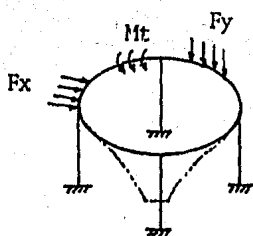
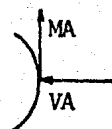


Diagrama de cuerpo libre



(regla de la mano derecha)

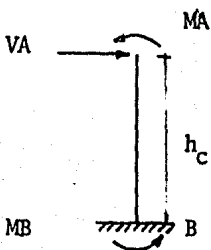


Figura III.a.2

Las siguientes tablas y ecuaciones que a continuación se enuncian serán válidas para el diseño de todo el conjunto (trabe circular y sistema de columnas). Bajo la condición de un número mayor de 4 y menor de 12 de espacios iguales entre ejes de columnas y éstas a su vez empotradas a una base.

Las fuerzas de diseño externas que actúan en la trabe circular ver figura III.a.2 son las siguientes:

$$F_x = F_m \cos \alpha \quad \text{III.a.6}$$

$$F_y = gr + F_m \sin \alpha \quad \text{III.a.7}$$

de donde

F_m = fuerza meridional kg

gr = peso de la trabe circular por unidad de longitud kg/m.

Las ecuaciones III.a.6 y III.a.7 son para cargas de trabajo. En este tipo de estructura la carga viva es mucho más grande que la carga muerta. Si se utiliza F_{m1} en los cálculos, F_x y F_y quedan de la siguiente manera.

$$F_x = \frac{F_{m1} \cos \alpha}{1.7} \quad \text{III.a.8}$$

$$F_y = gr + \frac{F_{m1} \sin \alpha}{1.7} \quad \text{III.a.9}$$

Si la presión vertical, debido al material almacenado actúa a un lado de la trabe circular se deberá considerar y sumarse gr a f_y .

Por lo tanto el momento torsionante será:

$$M_t = F_m e \quad \text{III.a.10}$$

donde

F_m = fuerza meridional en ton

e = excentricidad en m

El área de la sección transversal de la trabe circular (ver figura III.a.3)

es:

$$A_r = a_1 b_1 - \frac{b_2 a_2}{2} \quad \text{III.a.11}$$

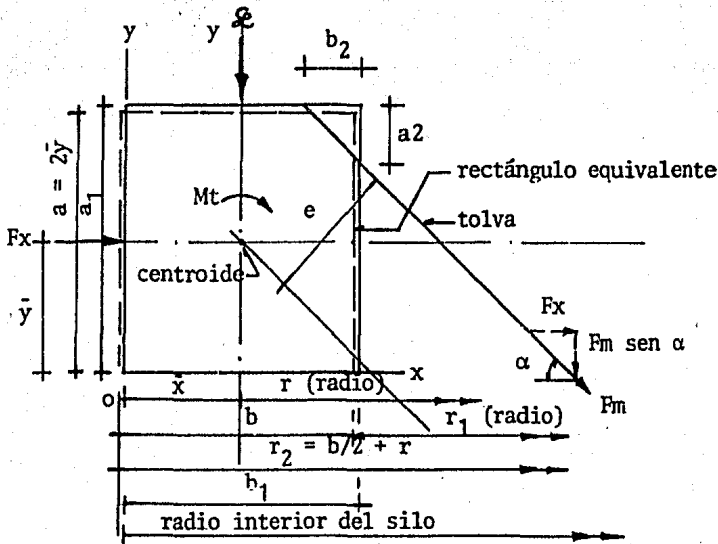


Figura III.a.3

Las coordenadas del centroide medido desde el origen son:

$$\bar{x} = \frac{a_1 b_1^2 / 2 - (a_2 b_2 / 2) (b_1 - b_2 / 3)}{Ar} \quad \text{III.a.12}$$

$$\bar{y} = \frac{a_1^2 b_1 / 2 - (a_2 b_2 / 2) (a_1 - a_2 / 3)}{Ar} \quad \text{III.a.13}$$

Un rectángulo equivalente punteado en la figura III.a.3 de altura "a" y ancho "b" son sustituidos por el rectángulo

$$a = 2\bar{y} \quad \text{III.a.14}$$

$$b = Ar/a \quad \text{III.a.15}$$

El cortante en la columna denominado V_A y el momento final superior llamado M_A son encontrados resolviendo simultáneamente las siguientes ecuaciones:

$$\frac{F_x r^2}{Ar} = M_A \left[\frac{hc^2}{2I_c} \right] - V_A \left[\frac{hc^3}{3I_c} + \frac{\eta r^3}{2I_r} \right] \quad \text{III.a.16}$$

$$\frac{12 M_t r}{a^3 / \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)} = M_A \left[\frac{hc}{I_C} + \frac{\eta r z}{6.8 b^2 \lambda} \right] - V_A \left[\frac{hc^2}{2 I_C} \right] \quad \text{III.a.17}$$

en donde

F_x = fuerza en x calculada por la ecuación III.a.6

A_r = área de la sección transversal III.a.11

r = radio int desde el centro de la tolva al centro de la columna

M_A = momento final superior

hc = altura de la columna

I_C = momento de inercia de la columna

V_A = cortante en la columna

η = coeficiente ver tabla de coeficientes (tabla III.a.1)

I_r = momento de inercia de la trabe circular

M_t = momento torsionante

a = altura del área de la sección transversal

L_n = logaritmo natural

r_1 = radio int desde el centro de la tolva al centro del rectángulo equivalente ver figura III.a.III

$r_2 = b/2 + r$

b = ancho del rectángulo equivalente

$\eta = 3.1416$

z = coeficiente ver tabla de coeficientes (tabla III.a.1)

λ = propiedad torsionante de la sección del rectángulo equivalente ver tabla de propiedades torsionantes (tabla III.a.II)

El momento de trabajo en la base de la columna será entonces:

$$M_B = V_A hc - M_A \quad \text{III.a.18}$$

Los valores máximos del cortante vertical, momento de torsión y momentos flexionantes en los apoyos, tramos medios, y puntos de máxima torsión para traveses circulares de 4, 6, 8, 10 ó 12 apoyos son tabulados en la tabla -- III.a.III.

Los momentos y fuerzas finales deberán ser multiplicados por un factor de carga. Hay que tener cuidado debido a que las tablas anteriores nos darán resultados en el sistema inglés.

Las columnas que soportan a la parte inferior de los silos tienen grandes relaciones entre carga viva y carga muerta.

Cuando el silo es descargado después de largos períodos de estar lleno, las columnas pueden presentar grietas horizontales. Para minimizar el agrietamiento lipnitski sugiere 1.5% para el refuerzo vertical como límite superior.

El área para el refuerzo vertical en columnas no deberá exceder del 2% del área de la columna.

III.b Losa de Cubierta

La losa de cubierta de los silos, como su nombre lo indica sirve como tapa de los silos. Evitando así la contaminación del material almacenado.

Esta losa de cubierta se deberá diseñar para soportar cargas vivas, pueden ser almacenamiento del material en alguna parte determinada, impacto que -

COEFICIENTES n y z

NUMERO DE SOPORTE	n	z
4	.012159	1.000
6	.003364	1.1158
8	.001387	1.3633
10	.000701	1.6199
12	.000404	1.8972

TABLA II a I

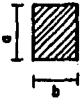
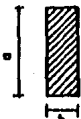
SECCION	CONSTANTE DE TORSION cm ⁴	MODULO DE SECCION TORSIONANTE cm ³	PUNTOS DONDE EL ESFUERZO CORTANTE ES MAXIMO. Kg/cm ²	VALOR DE LOS COEFICIENTES <i>λ, β, γ</i>			
				$m = \frac{a}{b}$	λ	β	γ
 $a > b$	$J = \lambda b^4$	$Z_t = \beta b^3$	AL CENTRO DEL LADO LARGO $T_{max} = \frac{\text{MOMENTO}}{Z_t}$	10	0.140	0.208	100
			AL CENTRO DEL LADO CORTO $T = \beta \times C_{max}$	1.5	0.294	0.346	0.859
			EN LA ESQUINA $\phi = 0$	2.0	0.457	0.493	0.796
				3.0	0.790	0.801	0.753
				4.0	1.123	1.150	0.745
 $a > b$	$J = \frac{(m-0.83)b^4}{3}$	$Z_t = \frac{(m-0.83)b^3}{3}$	TODOS LOS PUNTOS SOBRE EL LADO LARGO EXCEPTO LAS ESQUINAS $T_{max} = \frac{\text{MOMENTO}}{Z_t}$	6.0	1.789	1.789	0.743
			AL CENTRO DEL LADO CORTO $T = 0.74 \times T_{max}$	8.0	2.456	2.456	0.742
				10.0	3.123	3.123	0.742

TABLA III a II

NUMERO DE SOPORTE	LOCALIZACION DE LA FUERZA	FUERZA						
		ESFUERZO VERTICAL	FUERZA DE COMPRESION EN EL ANILLO DEBIDO A F_x	MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A M_x	MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A F_y	MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A M_A	MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO A F_y	MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO A M_A
4	SOPORTE	0.7854r F_y	$F_x r$	$M_x r$	-2146r ² F_y	-5000 M_A	0	.5000 M_A
	CENTRO DEL CLARO	0	$F_x r$	$M_x r$	0.107r ² F_y	-7.071 M_A	0	0
	10°12' DEL SOPORTE	0.4503r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0	-5.368 M_A	.0333r ² F_y	.3089 M_A
6	SOPORTE	0.5236r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0-0931r ² F_y	-3860 M_A	0	.500 M_A
	CENTRO DEL CLARO	0	$F_x r$	$M_x r$	0.0472r ² F_y	-1000 M_A	0	0
	12°44' DEL SOPORTE	0.3014r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0	-3849 M_A	.0099r ² F_y	.2982 M_A
8	SOPORTE	0.3927r F_y	$F_x r$	$M_x r$	-0.520r ² F_y	-1.12071 M_A	0	.500 M_A
	CENTRO DEL CLARO	0	$F_x r$	$M_x r$.0261r ² F_y	-1.13071 M_A	0	0
	9°33' DEL SOPORTE	0.2260r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0	-1.12890 M_A	.0040r ² F_y	.2928 M_A
10	SOPORTE	0.3142r F_y	$F_x r$	$M_x r$	-0.331r ² F_y	-1.15390 M_A	0	.500 M_A
	CENTRO DEL CLARO	0	$F_x r$	$M_x r$.0167r ² F_y	-1.16170 M_A	0	0
	7°37' DEL SOPORTE	0.1812r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0	-1.15915 M_A	.0020r ² F_y	.2916 M_A
12	SOPORTE	0.2518r F_y	$F_x r$	$M_x r$	-0.229r ² F_y	-1.16660 M_A	0	.500 M_A
	CENTRO DEL CLARO	0	$F_x r$	$M_x r$.0119r ² F_y	-1.19313 M_A	0	0
	6°21' DEL SOPORTE	0.1510r F_y	$F_x r$	$M_x r$	0	-1.19049 M_A	.0011r ² F_y	.2905 M_A

TABLA III a III RESUMEN DE CORTANTE, EMPUJES, TORSION Y MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA TRABE CIRCULAR
* PUNTO DE MAXIMA TORSION DEBIDO A F_y .

REF. CONCRETE HANDBOOK, AUTOR FINTAL, 1974

puede ser producido por algún tipo específico de maquinaria y una de las más importantes es la producida por la succión dentro del silo cuando se efectúa el vaciado. Por esta razón es necesario dejar huecos, entrada-hombre suficientes en la losa de cubierta.

Para el análisis de este tipo de losas, la losa se considerará apoyada sobre los muros de los silos, lo cual da por resultado el análisis de una losa circular.

Uno de los métodos para el análisis de losas circulares y anulares es el mostrado en este capítulo, basado en el "Folleto del Ingeniero" por los siguientes autores A. Grekow, V. Isnaro y P. Mrozowicz.

El cual contiene cerca de 50 casos de placas circulares, anulares y poligonales bajo distintas condiciones de carga. La resolución de estas es a base de coeficientes.

Con estas tablas se obtienen los siguientes valores:

- deformación W
- momentos de flexión en el sentido radial por unidad de longitud de la circunferencia M_r .
- momento de flexión tangencial por unidad de longitud del diámetro M_p
- esfuerzos cortantes radiales por unidad de longitud de la circunferencia T_r
- esfuerzos cortantes tangenciales por unidad de longitud del diámetro T_p
- momentos torsionantes por unidad de longitud de la circunferencia o diámetro M_{rp}

Las anotaciones que se emplean en las tablas son las siguientes:

r, ϕ = coordenadas polares de un punto de la placa (el origen se encuentra en el centro de la placa)

$p = r/a$ = distancia relativa del punto estudiado.

a = radio del borde exterior de la placa

b = radio de la abertura de la placa

$\beta = b/a$ = tamaño relativo de la abertura de la placa

μ = módulo de Poisson = 0.15

h = espesor de la placa

E = modulo de elasticidad del material de la placa

q = carga total por longitud

D = rigidez de flexión en la placa

En este trabajo se presentan las tablas que contienen el tipo de carga más usual. Una vez substituidos los valores en las fórmulas dadas en las tablas se procede a diseñar por cualquier método de diseño. Tabla III.b.I.

Se diseñará por el método plástico y en base al reglamento de construcción ACI-318-77.

III.c Fondos de Silos e Intersilos

Los fondos de silos e intersilos sirven para tener una descarga propia, de modo que es necesario proporcionar una estructura que facilite la descarga del material almacenado dentro de los silos, construida alrededor de la - abertura de descarga. Las aberturas concéntricas en la losa no deberá ser mayor de un 1/3 del diámetro del silo.

TABLA III.b.I.

	<p>Para la parte descargada ($b \leq r \leq a$):</p> $w = \frac{Qa^2}{16D\pi} \left[\frac{3+\mu}{1+\mu} (1-e^2) + 2e^2 \lg e \right]$ $M_r = \frac{Q}{4\pi} (1+\mu) \lg e, \quad M_\phi = \frac{Q}{4\pi} [(1-\mu) - (1+\mu) \lg e]$ $T_r = -\frac{Q}{2\pi a} \frac{1}{e}$ <p>En la parte central cargada ($0 \leq r \leq b$):</p> $w = \frac{Qa^2}{8\pi D} \left[\frac{3+\mu}{2(1-\mu)} (1-e^2) + e^2 \lg e \right] - \frac{Qa^2}{8\pi(1-\mu)D} \lg e.$ $M_r = M_\phi = \frac{Q}{4\pi} [1 - (1+\mu) \lg e]$
	$w = \frac{qa^2}{64D} (1-e^2) \left(\frac{3+\mu}{1+\mu} - e^2 \right)$ $M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\mu) (1-e^2)$ $M_\phi = \frac{qa^2}{16} [3+\mu - (1+3\mu)e^2]$ $T_r = -0,5qa$
	$w = \frac{Qa^2}{16\pi D} (1-e^2 + 2e^2 \lg e)$ $T_r = -\frac{Q}{2\pi a} \frac{1}{e}$ $M_r = M_\phi = -\frac{(1+\mu)Q}{4\pi} \left(\lg \frac{a}{b} + \frac{b^2}{4a^2} \right)$ $M_\phi = -\frac{Q}{4\pi} \left(1 - \frac{b^2}{2a^2} \right)$ <p><i>b es el radio de la pequeña superficie de aplicación de la carga concentrada Q</i></p>
	$w = \frac{qa^2}{64D} (1-e^2)^2$ $M_r = \frac{qa^2}{16} [(1+\mu) - (3+\mu)e^2]$ $T_r = -0,5qa$ $M_\phi = \frac{qa^2}{16} [(1+\mu) - (1+3\mu)e^2]$ $A = 0,5qa$

Fórmulas para el cálculo de distintos tipos de placas circulares

Para una losa que no soporta tolvas formadas a base de rellenos con pendientes, las cargas de diseño son las siguientes:

peso propio de la losa (g) y,
presión de diseño vertical (q des)

La presión será la calculada en la parte superior de la losa. Por lo tanto la carga vertical por unidad de área será:

$$q^* = 1.4 g + 1.7 q \text{ des} \quad \text{III.b.1}$$

Quando se presentan fuerzas sísmicas, la presión vertical en el muro se toma igual a cero por lo que la presión vertical es entonces:

$$q^* = 0.75 (1.4 g + 1.7 \delta H) \quad \text{III.b.2}$$

Para una losa que soporta rellenos con pendiente formando éstos a su vez una tolva se le sumará el peso del relleno a la carga muerta y el peso del material almacenado a la presión vertical de diseño.

Calculado el peso que actúa sobre la losa, se obtendrán los momentos radial y tangencial para losas circulares (con o sin abertura) de las tablas del "Folleto del Ingeniero" de los autores A. Grekow, V. Isnaro (las tablas se muestran en el inciso anterior, por lo que aquí solo se hace referencia).

La fuerza cortante se debe checar cuidadosamente.

Quando las aberturas concéntricas no son mayores de $1/10$ del diámetro del silo, pueden ser despreciadas para el cálculo de los momentos. En este caso se proporciona un refuerzo extra en la parte superior de la losa y alrededor de la abertura.

Para el caso de las losas de intersilos, debido a que la sección transversal del intersilo es de dimensiones menos grandes que la de un silo, el claro que es necesario diseñar permite el empleo de una losa horizontal, sin necesidad de reforzarla excesivamente.

Esta losa es anclada mediante una caja de preparación comúnmente a base de espuma de poliestireno y el acero de refuerzo se prolonga hacia el muro del silo.

Además será necesario proporcionar una pendiente para que el grano fluya por la abertura, esta se obtendrá mediante rellenos como son la mampostería, concreto armado, grava, etc.

Para la obtención de las cargas que actúan sobre la losa se sigue el mismo procedimiento descrito arriba; usando las fórmulas III.b.1. y III.b.2.

Posteriormente se analizará como una losa en voladizo y considerando una franja unitaria.

$$M_{\max} = \frac{wl^2}{2} \quad \text{III.b.3}$$

$$R = V = wl \quad \text{III.b.4}$$

La flecha máxima al centro será (ref. AISC 8ª edición).

$$\Delta_{\max} = \frac{wl^4}{8 EI} \quad \text{III.b.5}$$

El porcentaje de acero de refuerzo para ambas losas no será menor del 2%.

$$A_s = p b h$$

III.b.6

de donde

p = porcentaje

b = franja unitaria cm

h = peralte total cm

A_s = área de acero requerida cm^2/cm

Al igual que en el caso de la losa de fondo de un silo se tendrá que colocar un refuerzo en la abertura de la losa. El refuerzo podrá ser igual tanto en el lecho inferior como el superior de la losa.

IV. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION EN UNA BATERIA
DE SILOS.

Generalidades

Una cimentación es la parte de la estructura que es capaz de transmitir las cargas de una superestructura al terreno firme.

Al igual que cualquier otro material el suelo puede fallar si se le impone una carga muy grande.

Además de considerar la falla del suelo se tiene que considerar la falla en la estructura, que no es forzosamente coincidente con la falla del terreno, en realidad es conveniente considerar 2 clases de falla:

- a) Falla catastrófica.- Ocurre cuando se excede la resistencia del terreno y la cimentación se hunde rápidamente en el terreno, ladeándose la mayoría de las veces, la estructura queda inservible o destruida.
- b) Falla funcional.- Es aquella por cuya causa la estructura no cumple el propósito para el cual fue diseñada o la mayoría de sus funciones resultan afectadas, este tipo de falla se debe primordialmente asentamientos diferenciales entre las diferentes partes de la estructura.

Las cimentaciones se pueden clasificar en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas. Una cimentación superficial es aquella estructura que descansa sobre el terreno a una profundidad tal que la relación de desplante a ancho del cimiento $Df/B. \leq 1$, en la práctica esta relación puede llegar a ser del orden de 5, los tipos más frecuentes de cimentación poco profundas son las zapatas y las losas de cimentación. En baterías de silos las cimentaciones superficiales más empleadas son las losas de cimentación.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida la presión trans-

mitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste, habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayor profundidad, llegándose así a las cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas son aquellas en que la sustentación o apoyo tiene lugar a una cierta profundidad bajo la estructura, en la práctica se dice que es una cimentación de tipo profundo cuando su relación de la profundidad de desplante con respecto a su ancho es mucho mayor de 5. Un caso típico de una cimentación de tipo profundo es cuando el terreno próximo a la superficie es muy blando, entonces una cimentación de tipo profunda se utiliza para transmitir la carga de la estructura, pasando sobre el estrato blando y llegando a una base más firme. Los tipos de cimentaciones profundas son los pilotes, las pilas, los cilindros y los cajones. En baterías de silos las cimentaciones profundas más empleadas son los pilotes y las pilas, los pilotes son elementos con dimensiones transversales entre 0.30 m y 1.0 m y los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m, pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas.

IV.a Alternativas

Los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación pueden agruparse en tres clases:

- 1) Los relativos a la superestructura, que abarcan su función, cargas que trasmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.

- 2) Los relativos al suelo, que se refieren a sus propie-
dades mecánicas, especialmente a su resistencia y -
compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3) Los factores económicos que deben balancear el cos-
to de la cimentación en comparación con el costo de
la superestructura,

Las tablas IVa y IVb son una compilación que pueden servir para orientar y para sugerir tentativamente, basado en una explora-
ción de suelos preliminar, un cierto tipo de cimentación acorde a varias condiciones de suelo y agua en el sitio. El tipo de -
cimentación elegido dictará entonces, la naturaleza de una ex-
ploración de suelos más detallada, el tipo de muestreo y las
pruebas de laboratorio a efectuar.

Dependiendo de la estructura en consideración y de las condicio-
nes del lugar, uno elegirá aquel tipo de cimentación que no só-
lo sea seguro sino económico. El influjo del agua dentro de la
excavación, incrementa en forma considerable el costo de la ci-
mentación,

Las tablas son un resumen de tipos elegibles de cimentación pa-
ra varios sitios y varias condiciones del subsuelo y serán mera-
mente una ayuda para escoger un tipo de cimentación, eliminando
aquellas que no sean adecuadas para resolver el problema parti-
cular que se este analizando, en nuestro caso baterías de si- -
lus. De la experiencia puede decirse que generalmente existi-
rán varios tipos de cimentación aceptables a elegir, y todas -

TABLA IV.a

TIPOS ADECUADOS DE CIMENTACION PARA VARIAS
CONDICIONES DEL SITIO

CONDICIONES DEL SITIO		Tipos de cimenta- ción adecuados
Suelo	Condiciones de agua rela- tivas a la excavación.	
1.- Suelo firme cerca de la superficie o a una profundidad moderada	a) Abierta, excavación seca b) Excavación abierta con agua. 1. Agua superficial 2. Agua profunda	Directa, cimentación aislada, corridas. Apoyos directos Cajones Pilotes Pilas
2.- Suelo firme a una profundidad apreciable	a) Abierta, excavación seca o excavación con flujo de agua moderado Manantiales. b) Excavación bajo agua	Cimentaciones directas Pilotes de concreto reforzado, cimentaciones a base de pilas. Simplas de tablas, vigas de concreto reforzado Cajones de cimentación Cimentaciones directas utilizando ademe
3.- Suelo firme sobreya siendo a suelo blando	a) Abierta, excavación seca b) Excavación abierta con presencia de agua	Cimentaciones directas Losa de cimentación Pilotes de fricción
4.- Suelo de poca resistencia sobreyado a suelo firme	a) Abierta, excavación seca b) Excavación abierta con presencia de agua	Pilotes de punta o pilas Pilotes de punta o pilas
5.- Estrato débil de gran espesor. Suelo firme, inalcanzable	a) Abierta, excavación seca b) Construcción en agua y bajo el NAF	Losa de cimentación, losa de concreto reforzado en joramento del suelo; pilotes de fricción. Losa de cimentación, caja sea

TABLA IV.b

SELECCION TENTATIVA DE TIPOS DE CIMENTACION
BASADA EN LAS CONDICIONES DEL SITIO

CONDICIONES DEL SUELO EN EL SITIO	TIPOS DE ESTRUCTURAS	
	LIGERA, FLEXIBLE	PESADA, RIGIDA
Estrato firme, grueso	<p>Zapatas aisladas</p> <p>Zapatas corridas</p> <p>Zapatas combina_ das</p>	<p>Zapatas aisladas.</p> <p>Zapatas corridas.</p> <p>Zapatas combinadas.</p> <p>Losas de cimenta_ ción.</p>
Estrato firme sobreyaciendo a un estrato blando	<p>Zapatas aisladas</p> <p>Zapatas corridas</p> <p>Zapatas combina_ das.</p> <p>Losas superficia_ les</p>	<p>Losas de cimenta_ ción.</p> <p>Pilotes de fric_ ción.</p>
Estrato blando, grueso	<p>Pilotes de fric_ ción</p> <p>Losas de cimenta_ ción</p>	<p>Losas de cimenta_ ción</p> <p>Pilotes de Fricción</p>
Estrato blando que sobreyace a un estrato firme y resis_ tante a una profundidad eco_ nómicamente alcanzable	<p>Pilotes de punta</p> <p>Pilas</p> <p>Cajones de cimen_ tación</p>	<p>Pilotes de punta</p> <p>Pilas</p> <p>Cajones de cimenta_ ción.</p>

ellas deberán dar una solución acorde con la economía y la seguridad.

No existe un conjunto de reglas que conduzcan al "mejor" tipo de cimentación. La elección de un tipo particular dependerá de las condiciones hidráulicas y del subsuelo del sitio. La elección es también materia del juicio personal basado en la exploración de campo, en los datos de laboratorio de las muestras extraídas y la experiencia obtenida en estudios de cimentación.

La elección del tipo correcto de cimentación es uno de los problemas de más importancia en la ingeniería de cimentaciones. Un mismo problema puede tener varias soluciones correctas pero cada una de ellas puede ser diferente. Generalmente, tales soluciones difieren cualitativamente en que algunas pueden ser más sencillas que otras o más caras que las demás.

Así pues, después que se ha obtenido toda la información del caso, deberá realizarse un segundo paso para elaborar varias alternativas de cimentación.

Para formar una opinión acerca de la "decisión correcta" deberá ser tomados en cuenta los siguientes factores prácticos:

- 1.- Obtener una información completa sobre la estratigrafía del subsuelo en el sitio y sus propiedades físicas y mecánicas.
- 2.- Observar el comportamiento de estructuras aledañas y si es posible obtener información acerca del tipo de cimentación empleado.

Dependiendo de la naturaleza del suelo y el propósito de la estructura, el diseño marcará una cierta profundidad de desplante bajo el nivel del terreno natural. Así, a esa profundidad de desplante, el problema ahora será deter-

minar la capacidad de carga del suelo de apoyo de la cimentación.

Si el suelo a esa profundidad tiene una capacidad de carga adecuada, la prudencia y la economía indicarán el uso de apoyos directos, como son las zapatas de cimentación, y uno de los principios básicos en el diseño de cimentaciones es efectuar el desplante de las zapatas lo más superficialmente posible, acorde con el reglamento de construcciones de la entidad, si es que es posible, obteniéndose las siguientes ventajas:

- 1.- Evitar bombeo de agua freática con el consiguiente ahorro.
- 2.- Los esfuerzos en estratos profundos blandos que pudieran existir pueden reducirse en una magnitud considerable.
- 3.- La excavación y la construcción se podrán realizar en seco. -
Las zapatas nunca deberán apoyarse en turbas o materia orgánica.

Sin embargo, si un suelo resistente o un manto de roca se encuentra a gran profundidad bajo la superficie del terreno natural, subyaciendo a un estrato blando, el uso de una cimentación profunda se hace indispensable cuando:

- 1.- Las descargas de la estructura son grandes.
- 2.- El abatimiento del nivel freático en la excavación trae consigo serios problemas en la construcción.
- 3.- En suelos arcillosos, existe una gran tendencia a los asentamientos.

En tales casos las cargas serán transferidas a través del suelo blando por medio de elementos tales como pilotes o pilas a estratos profundos más resis-

minar la capacidad de carga del suelo de apoyo de la cimentación,

Si el suelo a esa profundidad tiene una capacidad de carga adecuada, la prudencia y la economía indicarán el uso de apoyos directos, como son las zapatas de cimentación, y uno de los principios básicos en el diseño de cimentaciones es efectuar el desplante de las zapatas lo más superficialmente posible, acorde con el reglamento de construcciones de la entidad, si es que es posible, obteniéndose las siguientes ventajas:

- 1.- Evitar bombeo de agua freática con el consiguiente ahorro.
- 2.- Los esfuerzos en estratos profundos blandos que pudieran existir pueden reducirse en una magnitud considerable.
- 3.- La excavación y la construcción se podrán realizar en seco. -
Las zapatas nunca deberán apoyarse en turbas o materia orgánica.

Sin embargo, si un suelo resistente o un manto de roca se encuentra a gran profundidad bajo la superficie del terreno natural, subyaciendo a un estrato blando, el uso de una cimentación profunda se hace indispensable cuando:

- 1.- Las descargas de la estructura son grandes.
- 2.- El abatimiento del nivel freático en la excavación trae consigo serios problemas en la construcción.
- 3.- En suelos arcillosos, existe una gran tendencia a los asentamientos.

En tales casos las cargas serán transferidas a través del suelo blando por medio de elementos tales como pilotes o pilas a estratos profundos más resis-

tentes de suelo o roca, empleando entonces una cimentación de tipo profunda.

IV.b Estabilidad (volteo)

La batería de silos y su cimentación (considerando una losa de cimentación) se pueden idealizar como una gigantesca columna descansando en una zapata, por lo tanto en adelante se abocará al análisis y diseño de zapatas aisladas sujetas a compresión y flexión.

Considerando la figura IV.b.1 y considerando las siguientes hipótesis:

- a) Se supone una variación lineal de presiones.
- b) Si $M_y \gg M_x$ el efecto de flexión biaxial puede sustituirse por un sólo momento M_v (Momento de volteo) alrededor del eje y cuyo valor es:

$$M_v = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

Se deberá cumplir que $MR \geq FS \cdot MV$

donde:

MR = momento resistente

F.S = factor de seguridad

M_v = momento de volteo

La desigualdad anterior se deberá cumplir para la condición más crítica, es decir aquéllas en que las cargas verticales (P) sean mínimas y los momentos (M_x , M_y) máximas (y por ende M_v), la condición límite será cuando se presen

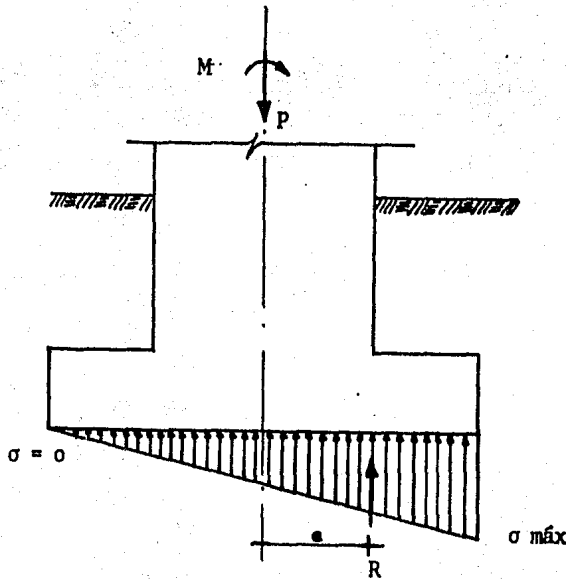
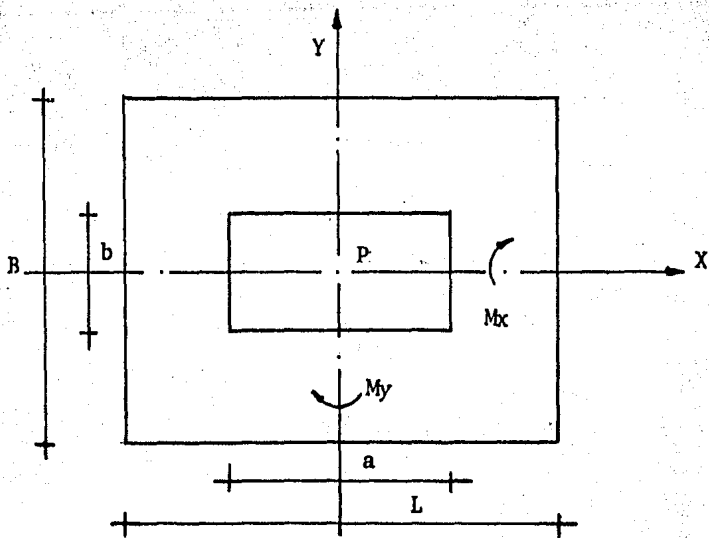


Figura IV.b.1

te un diagrama triangular de presiones como el mostrado en la figura IV.b.1 y cuya excentricidad es:

$$e = \frac{L}{6}$$

si $M_v = P_e$

$$M_v = \frac{PL}{6}, \quad MR = PL/2$$

Si el factor de seguridad de volteo se define como la relación del momento resistente al momento de volteo se tendrá:

$$F.S = MR/MV$$

Sustituyendo

$$F.S = \frac{PL/2}{PL/6} = 3$$

$$\therefore MR = 3 M_v$$

Para la distribución de presiones mostrada en fig. IV.b.I F.S = 3, normalmente los reglamentos consideran un F.S = 2

El deslizamiento causado por fuerzas horizontales también debe investigarse, cuidando la siguiente desigualdad:

$$\frac{F}{V} \leq 2$$

donde

F = Fuerza de fricción

V = Fuerza horizontal

IV. c Presiones sobre el terreno

Generalmente se supone que la presión en el suelo es uniforme, cuando las cargas son concéntricas y trapezoidal y triangular, cuando las cargas son excéntricas.

Los códigos permiten el uso de una reacción uniforme del suelo bajo cimientos amplios o sea:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

La presión del suelo establecida en la ecuación anterior se refiere a cimientos para los cuales la carga resultante de la columna está aplicada en el centroide de la base del cimiento. Si la carga fuera excéntrica, la presión del suelo variará uniformemente y se tendrá uno de los dos casos ilustrados en la fig. IV.C.1

La resultante R está compuesta por la carga aplicada P más el peso del cimiento.

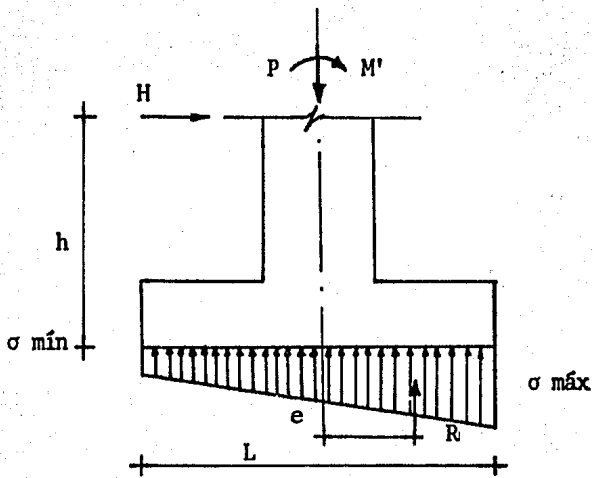
Si se combinan los efectos de M' y del momento debido a H para formar un solo momento M, se pueden obtener las presiones máxima y mínima como sigue, considerando que el cimiento tiene un ancho constante B:

Para el caso 1,

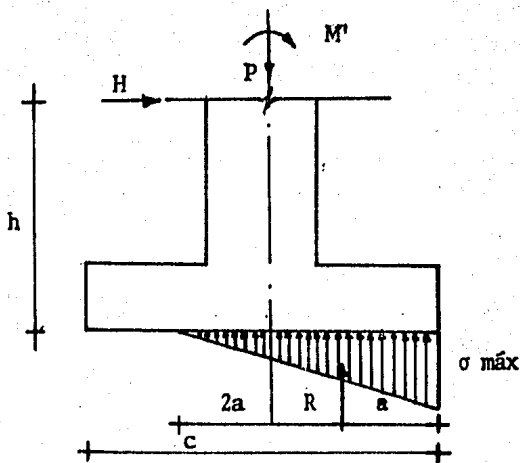
$$\sigma \text{ máx} = R/BL + 6M/BL^2 \quad \text{IV.C.1}$$

$$\sigma \text{ mín} = R/BL - 6M/BL^2 \quad \text{IV.C.2}$$

El caso 2 no se debe presentar ya que se debe tener en cuenta que no puede existir tensión entre el suelo y el cimiento.



a) La totalidad del cimiento está sometido a la presión del suelo caso 1.



b) Una parte del cimiento no está sometida a la presión del suelo caso 2. (inadmisible).

Figura IV.c.1

La posición de la resultante R se encuentra determinando la excentricidad de la carga,

$$e = (M' + Hh)/R$$

IV.C.3

Existirá el caso 1 siempre que la resultante R esté dentro del tercio medio del cimiento, como se demuestra a continuación:

Condición límite:

$$\frac{R}{BL} - \frac{6 Re}{B L^2} = 0$$

$$\frac{R}{BL} = \frac{6 Re}{B L^2}$$

$$e = \frac{L}{6}$$

de lo contrario, se tendrá el caso 2

Las anteriores ecuaciones para cimientos con carga excéntrica se aplican para flexión con relación a un eje únicamente y se han deducido usando la fórmula de la escuadría o sea:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

en la cual, A = Area de la base del cimiento, M = Re, C = $\frac{L}{2}$, I = $BL^3/12$, B=ancho del cimiento.

Quando se presenta flexión respecto a los ejes x e y, la totalidad del cimiento está sometida a la presión:

$$\max = R/A + M_x c_y/I_x + M_y c_x/I_y$$

IV.C.4

$$\min = R/A - M_x y/I_x - M_y C_x/I_y$$

IV.C.5

Los valores de e_x y e_y se encuentran aplicando la ecuación IV.C.3 en primer lugar respecto al eje x y luego respecto al eje y . Si el punto de aplicación de e está colocado fuera del núcleo de la sección (el cual se indica sombreado en la fig. IV.C.2), se tiene un caso en el cual los puntos de presión nula se deben determinar por tanteos, o sea que se presentan tensiones entre el suelo y el cimiento lo cual es inadmisibles.

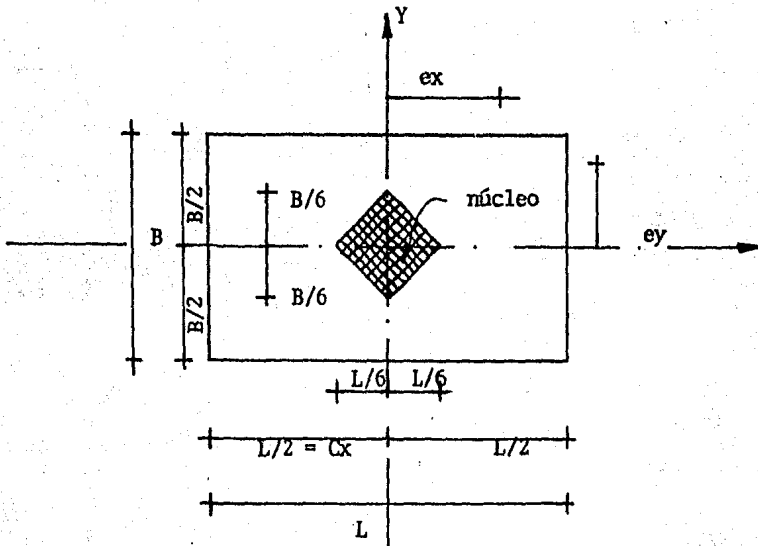


Fig. Iv.c.2

Los esfuerzos de compresión en el concreto se suponen que se distribuyen en la cimentación en forma de una presión de contacto.

Al considerar la presión de contacto sobre la cimentación, se deben comprobar 2 casos:

- 1.- Presión sobre la totalidad del área superior de la cimentación y
- 2.- Presión sobre un tercio del área de la cimentación.

Para la situación del caso 1, la presión de contacto sobre el área total del cimiento no debe exceder de $0.25f'c$ para diseño por esfuerzos de trabajo, ni e $0.475f'c$ para diseño a la última resistencia.

La situación del caso 2 permite esfuerzos mayores a los del caso 1, pero esta sometida a ciertas restricciones (figura IV.c.3). El área cargada es igual a $A_1 = ca$, y el área descargada. $A_u = LB - A_1$

Restricciones para la figura

el valor menor entre b_1 y b_2 debe ser $\geq c/4$

el valor menor entre l_1 y l_2 debe ser $\geq a/4$

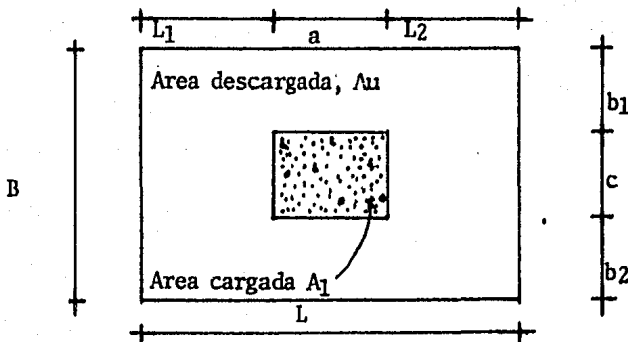


Figura IV.C.3

Si se cumplen las restricciones, la presión de contacto admisible sobre el área $BL/3$ puede ser $0.375f'c$ para el método de esfuerzos de trabajo y $0.7125f'c$ --- cuando se usa el método de la última resistencia.

IV.d

Diseño

Un procedimiento general para el diseño de cimentaciones comprende generalmente tres puntos que son los siguientes:

- 1.- Exploración y muestreo de suelos, así como la determinación de la capacidad de carga.
- 2.- Selección del tipo de cimentación y la determinación de las cargas en la misma. Deben hacerse varias alternativas para establecer una comparación.
- 3.- El diseño de la cimentación elegida, verificando esfuerzos en la misma y en el suelo.

Antes de iniciar el diseño de la estructura, deberá realizarse la exploración de campo, a fin de determinar las condiciones del sitio y la capacidad de carga de trabajo en el suelo. Además en el diseño de una cimentación se determina primero las dimensiones así como la profundidad de desplante. Después se determina la estructuración de la cimentación, a continuación se verifica la presión ejercida en el suelo por la cimentación y se verifica la estabilidad del sistema suelo estructura para la peor condición de carga.

El diseño estructural de la cimentación se puede determinar mediante el método de diseño elástico, o bien el método de la resistencia última. En ambos procedimientos son idénticos los métodos para obtener los momentos y fuerzas cortantes básicas. La diferencia al usar uno y otro método radica en los factores de seguridad. En el método elástico se usan las fuerzas cortantes y los momentos tal como se calcularon, mientras que estos valores

se incrementan con los factores para el método de diseño de la resistencia última.

Se deberá tener en cuenta que el método elástico es más conservador que el método de la resistencia última, por lo que en muchas ocasiones se prefiere usar el método elástico debido a la incertidumbres que se tienen con respecto a la interacción suelo-estructura.

2a PARTE

PROYECTO DE APLICACION

Se desarrollará a continuación el análisis y diseño de una batería de silos, para ilustrar en forma práctica la teoría dada en los anteriores capítulos.

La batería constará de 6 silos con una capacidad de 1 225 tn c/u; ocupando un área de 468.00 m² (26.0 x 18.0) e incluyendo 2 intersilos. El diámetro de cada una de las celdas es de 8.20 m a ejes exteriores.

1. Datos de Proyecto

1.1 Granos

Peso volúmetrico $\gamma = 720 \text{ kg/m}^3$

Angulo de reposo $\phi = 30^\circ$

Coefficiente de fricción entre el material y el concreto $\mu' = 0.40$

Coefficiente K de Rankine $k = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{0.5}{1.5} = 0.333$

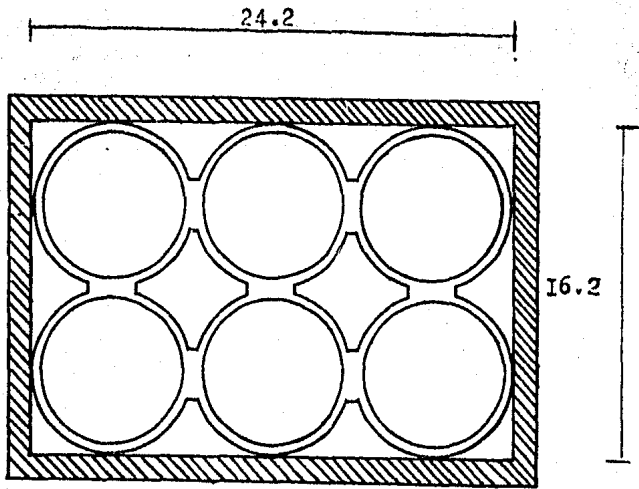
1.2 En el techo de los silos se considerará una presión interna de - 650 kg/m²

1.3 Temperatura máxima del material almacenado $t_i = 50^\circ\text{C}$

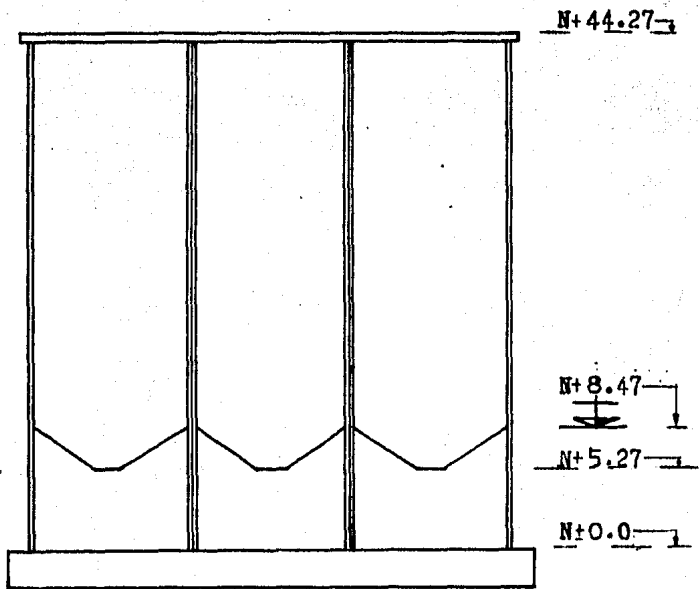
1.4 Velocidad de diseño por viento = 220 km/h

1.5 Se supondrá un coeficiente sísmico = 0.08

1.6 Para concreto se utilizará un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$: para diseño de muros, losas de intersilos y silos, losas de piso y cimentación y se utilizará un $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ para rellenos y plantillas.



PLANTA



ELEVACION

1.7 Acero de refuerzo

2 acero grado estructural de $f_y = 2\ 320\ \text{kg/cm}^2$

2.5 a # 12 acero grado duro de $f_y = 4\ 000\ \text{kg/cm}^2$

1.8 Acero estructural

Perfiles y placas de acero estructural ASTM-A-36

2. Nomenclatura

Para el desarrollo de este trabajo se usará la siguiente nomenclatura:

H_c = altura de la celda

H_T = altura de la tolva

H_{CI} = altura de la celda del intersilo

H_{TI} = altura de la tolva del intersilo

3. Análisis y diseño

Para proceder al análisis y diseño de la batería de silos se seguirán los reglamentos siguientes:

ACI - 313 - 77

ACI - 318 - 77

3.1 Cálculo del radio hidráulico

$D_1 = 8.20\ \text{m}$ (exterior)

$D_2 = 7.80\ \text{m}$ (interior)

$D = 8.00\ \text{m}$ (a ejes)

$$A = 0.785 (7.80)^2 = 47.76 \text{ m}^2$$

$$L = 2 \pi r = 2 (3.1416) (3.9) = 24.50 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{L} = \frac{47.76}{24.50} = 1.94 \approx 2.0 \quad R = 2.0$$

$$K = \frac{p}{q} = 0.333$$

3.2 Cálculo de la presión horizontal

Se empleará la fórmula de Janssen dada por la ecuación I.b.6 (ver capítulo I).

$$p = \frac{\gamma R}{\mu'} \left[1 - e^{-\frac{K\mu' h}{R}} \right]$$

como:

$$\gamma = 720 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu' = 0.40$$

$$\frac{\gamma R}{\mu'} = \frac{720 (2.0)}{0.40} = 3600$$

$$\frac{K\mu' h}{R} = \frac{0.333 (0.40) h}{2.0} = 0.067 (h)$$

$$p = 3600 \left[1 - e^{-0.067 h} \right]$$

Los valores de p de acuerdo a la altura h serán los datos en la siguiente tabla:

h	p
1.0	233.3
4.0	846.4
8.0	1493.6
12.0	1989.0
16.0	2367.7
20.0	2657.5
24.0	2878.9
28.0	3048.5
30.0	3117.6
35.6	3268.4
40.0	3353.0
45.0	3423.6

3.3 Cálculo de la presión vertical

para $h = \infty$ sustituyendo en la ecuación de Janssen $p_{\text{máx}} = 3\ 600\ \text{kg/m}^2$

$$q = \frac{p}{k} = \frac{3\ 600}{0.333} = 10\ 810.8\ \text{kg/m}^2$$

$$\text{para } h = 35.6 \quad q = \frac{3268.4}{0.333} = 9\ 815\ \text{kg/m}^2$$

3.4 Cálculo de la presión horizontal a la profundidad H_1 de acuerdo a la fórmula I.a.5 (ver capítulo I).

$$H_1 = \frac{D}{\text{Tg}(45^\circ - \phi/2)}$$

$$H_1 = \frac{7.8}{\text{Tg}(45^\circ - 30^\circ/2)} = 13.86\ \text{m}$$

Por efecto de empuje de tierras (fórmula I.a.5a) se tiene:

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$p = 720 (13.86) \operatorname{tg}^2 30^\circ = 3\,326.4 \text{ kg/m}^2$$

La presión del material ensilado a una altura de $h = 13.86 \text{ m}$ (fórmula de - Janssen) será:

$$p_1 = 3\,600 \left[1 - e^{-0.067 (13.86)} \right] = 2\,177.6 \text{ kg/m}^2$$

por lo tanto para una altura de 13.86 m se tomará una presión horizontal - de 3 326.4 kg/m²

3.5 Cálculo de espesor de los muros

Según la fórmula I.f.1 del capítulo I

$$e = \left[\frac{m E_s + f_s - n f_{ct}}{f_s f_{ct}} \right] \frac{p \text{ máx } D}{2}$$

donde:

$$f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ct} = 0.10 f'_c = 20 \text{ kg/cm}^2$$

coeficiente de contracción $m = 0.0003$

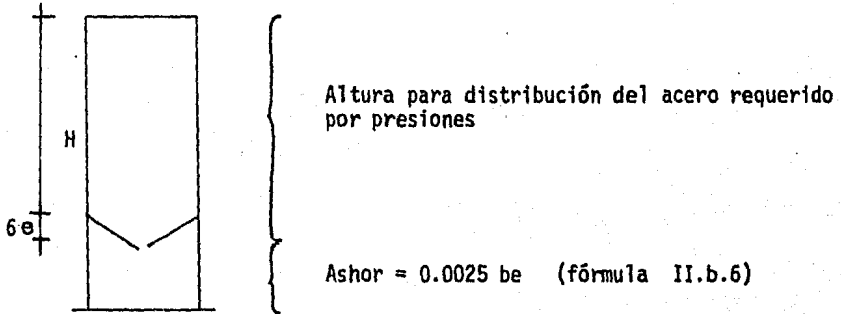
$$E_c = 15\,000 \sqrt{f'_c} = 212,132 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ACI-318-77)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,100\,000}{212\,132} = 9.9$$

$$e = \left[\frac{0.0003 (2,100\,000) + 2\,000 - 9.9 (20)}{2\,000 (20)} \right] \frac{3\,600 \times 780}{2 \times 10^4}$$

$e = 8.5 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ especificado en el capítulo II inciso b por lo tanto se dejará $e = 20 \text{ cm}$ por procedimientos constructivos.

3.6 Distribución del refuerzo de acuerdo al capítulo II inciso b.



$e =$ espesor del muro

$$6(e) = 6(20) = 120$$

$$A_{smn} = 0.0025 \cdot 100(20) = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \# 4 @ 25$$

3.7 Cálculo de las tensiones y acero de refuerzo

De la fórmula II.b.1 capítulo II tenemos que:

La tensión máxima última es:

$$F_u = 1.7 \text{ pdes} \left(\frac{D}{2} \right) = 6.63 \text{ pdes} \quad \text{y}$$

de acuerdo con la fórmula II.b.2

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y}$$

donde:

$$\phi = 0.90 (0.95) = 0.855$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{6.63 \text{ pdes}}{0.855 (4\ 200)} = 0.00185 \text{ pdes (cm}^2/\text{m)}$$

$$\text{sep} = \frac{100 \text{ AS}}{0.00185 \text{ pdes}}$$

Las presiones de diseño serán: pdes, qdes, qades

$$\text{pdes} = p \times C_d$$

donde:

C_d = factor de presión lateral. ver anexo A tablas 1A y 1B

$$\frac{H}{D} = \frac{3\ 560}{780} = 4.56$$

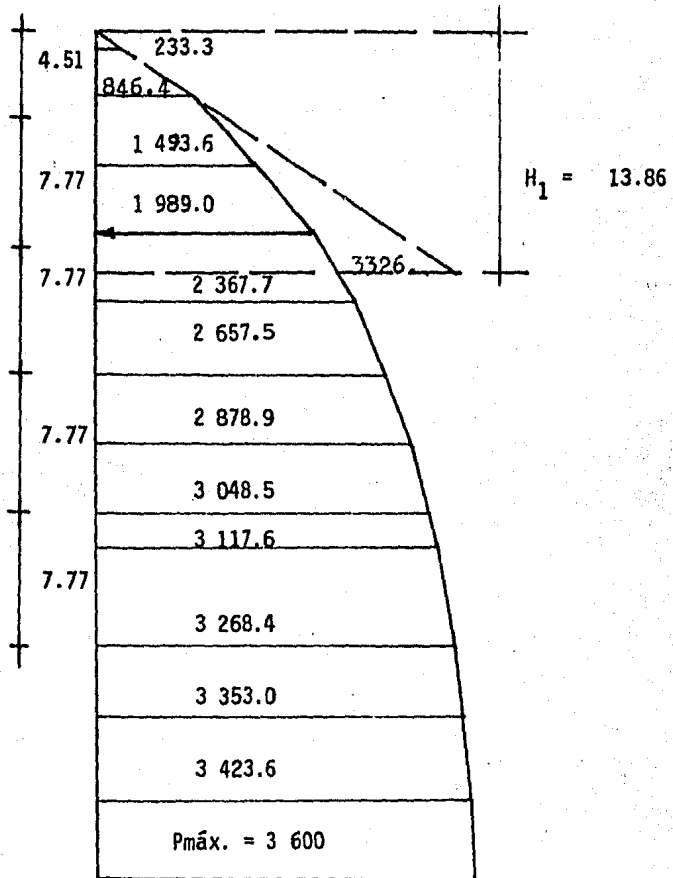
$$H_1 = D \text{ tg } \phi \quad H_1 = 780 \text{ tg } 30^\circ = 450.33 \text{ cm}$$

$$H_2 = \frac{(H - H_1)}{4} \quad H_2 = \frac{3\ 560 - 450.33}{4} = 777.41 \text{ cm}$$

Los resultados obtenidos se ilustran en la tabla III.3.7.1

Tabla 11.3.7.1 Presiones Horizontales sobre el silo y refuerzo horizontal

PROFUNDIDAD h (m)	PRESIONES p (kg/m ²)	COEFICIENTE Cd	PRESIONES DE DISEÑO pdes (kg/m ²)	As cm ² /m	REFUERZO HORIZONTAL
1.0	233.3	1.5	349.95	0.647	
4.0	846.4	1.5	1269.6	2.348	#4 @ 25
8.0	1493.6	1.6	2389.76	4.421	#4 @ 25
12.0	1989.0	1.6	3182.4	5.88	#5 @ 30
16.0	2367.7	1.75	4143.5	7.66	#5 @ 30
20.0	2657.5	1.75	4650.6	8.6	#5 @ 20
24.0	2878.9	1.85	5326.0	9.85	#5 @ 20
28.0	3048.5	1.85	5639.7	10.43	#5 @ 17
30.0	3117.6	1.85	5767.56	10.67	#5 @ 17
35.6	3268.4	1.85	6046.5	11.18	#5 @ 17



Curva de presiones horizontales

3.8 Efecto de Temperatura.- Area de refuerzo

La temperatura máxima del material almacenado es:

$$t_i = 50^\circ\text{C}$$

De acuerdo a las fórmulas:

$$T_{ids} = T_i - 44.5^\circ\text{C} \quad (\text{I.f.7})$$

$$\Delta T = [T_{ids} - T_o] kt \quad (\text{I.f.8})$$

donde:

$$T_o = 10^\circ\text{C}$$

$$kt = \frac{0.08 (7.87)}{4.09 + 0.08 (7.87)} = 0.133$$

sustituyendo se tiene:

$$T_{ids} = 50^\circ\text{C} - 44.5^\circ\text{C} = 5.5^\circ\text{C}$$

para ΔT :

$$\Delta T = [5.5^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C}] 0.133 = - 0.6^\circ\text{C}$$

calculando el momento con la ecuación I.f.12

$$M_t = 11.9 E_c e^2 \text{ at } \Delta T$$

sustituyendo:

$$\begin{aligned} M_t &= 11.9 (15,000 \sqrt{200}) (20)^2 (10.8 \times 10^{-6}) (0.6) \\ &= 6\,543 \text{ kg} - \text{cm} \end{aligned}$$

según la fórmula I.f.13

$$M_{tu} = 1.5 M_t$$

$$M_{tu} = 9,814 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del área de acero será por la fórmula II.b.5

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{f_y (d-d'')}$$

$$d-d'' = 10 \text{ cm (por estar el acero al centro)}$$

tenemos que:

$$A_{st} = \frac{9\ 814}{4000 (10)} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

como esta cantidad es despreciable no se tomará en cuenta para adicionarla al acero por tensión.

Acero Vertical

Como el área de acero por temperatura dió una cantidad despreciable, regirá el área de acero vertical en zona de presión dada en el capítulo II.

$$A_{sv} = 0.002 \text{ be}$$

$$A_{sv} = 0.002 (100) (20) = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \# 4@30$$

3.9 Agrietamiento

$$p = 3\ 268.4 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{ver tabla II.3.7.1.})$$

$$T_{EST} = \frac{3\ 268.4 \times 7.80}{2} = 12\ 747 \text{ kg} \quad (\text{carga larga duración})$$

$$P_{des} = 3\ 268.4 \times 1.85 = 6\ 046.5 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{ver tabla II.3.7.1.})$$

$$T_{sobrepresión} = \frac{6\ 046.5 \times 7.80}{2} = 23\ 581.35 \text{ kg} \quad (\text{carga corta duración})$$

Cálculo del ancho de la grieta debido a la aplicación de la carga total - (w_1).

W_1 = presión estática + sobrepresión a corto plazo, según la fórmula I.f.5

$$\psi_1 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 A f't}{T_{sobrepresión}} \right]; \quad f't = 6 \text{ kg/cm}^2 + 0.06 (200) \\ = 18 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo:

$$\psi_1 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 \times 2000 \times 18}{23\ 581.35} \right] = 0.145 < 0.3$$

$$A_s = \frac{100 \times 1.99}{17} = 11.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{ver tabla II.3.7.1})$$

$$f_{s1} = \frac{Tcd}{A_s} = \frac{23\ 581.35}{11.7} = 2015.0 \text{ kg/cm}^2$$

de acuerdo a la fórmula I.f.3

$$L_{cr} = \frac{A}{\Sigma O} \beta = \frac{2000 \times 0.7}{\frac{100 \times \pi \times 1.59}{17}} = 47.64 \text{ cm}$$

Esto quiere decir que la separación entre grieta y grieta es de 47.64 cm.

según la fórmula I.f.4 se tiene que:

$$W_n = \psi_1 L_{cr} \frac{f_s}{E_s} = 0.145 (47.64) \left(\frac{2\ 015}{2.1 \times 10^6} \right) = 0.00663$$

Cálculo del ancho de la grieta debido a la presión estática durante el tiempo que dura la sobrepresión (corto plazo) (W_2).

$$\psi_2 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 A f' t}{T_{\text{ESTATICA}}} \right] \quad ; f' t = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi_2 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 \times 2000 \times 18}{12\,747} \right] = -0.58 < 0.3$$

$$f_{s2} = \frac{T_{st}}{A_s} = \frac{12\,747}{11.7} = 1\,090 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{cr} = 47.64 \text{ m}$$

$$W_2 = \psi_2 L_{cr} \frac{f_{s2}}{E_s}$$

$$W_2 = -0.58 (47.64) \left(\frac{1\,090}{2.1 \times 10^6} \right) = -0.0143 \text{ cm}$$

Cálculo del ancho de la grieta debido a la presión estática a largo plazo.

según la ecuación I.f.6.

$$\psi_3 = 1 - 0.35 \left[\frac{0.8 A f' t}{T_{\text{ESTATICA}}} \right] \quad ; f' t = 18 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo:

$$\psi_3 = 1 - 0.35 \left[\frac{0.8 \times 2000 \times 18}{12\,747} \right] = 0.209 < 0.65$$

$$f_{s3} = \frac{T_{EST}}{A_s} = \frac{12\,747}{11.7} = 1\,090 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{cr} = 47.64 \text{ cm}$$

$$W_3 = \psi_3 L_{cr} \frac{f_{s3}}{E_s} = 0.209 (47.64) \left(\frac{1.090}{2.1 \times 10^6} \right) = 0.005$$

El ancho total de la grieta sera según la ecuación I.f.2.

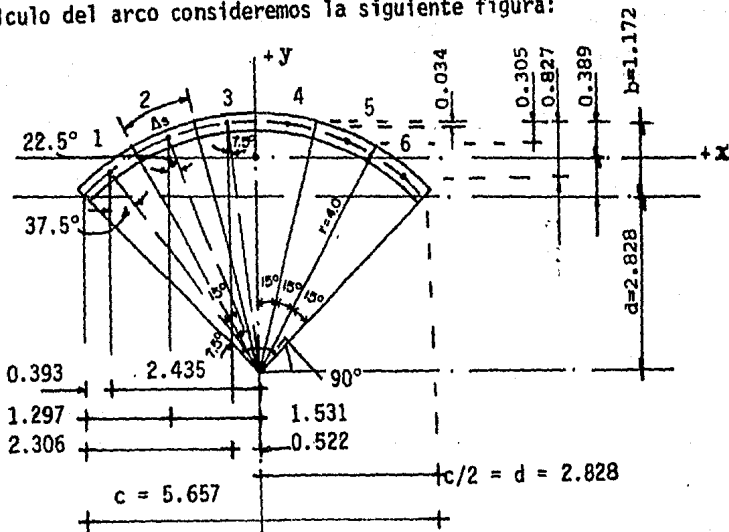
$$W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3$$

$$W_{cr} = 0.00663 - (-0.0143) + 0.005$$

$$W_{CR} = 0.00259 \text{ mm} = 0.002 \text{ mm}$$

3.10 Efecto de arco al tener un intersilo lleno y un silo vacío (ver capítulo I.c.)

Para el cálculo del arco consideremos la siguiente figura:



Cuarta parte de un segmento de círculo.

$$\frac{C}{2} = 4 \text{ sen } 45^\circ$$

$$C = 8 \text{ sen } 45^\circ$$

$$C = 5.656$$

$$\frac{C}{2} = d = \frac{5.656}{2} = 2.828$$

$$b = 4 - 2.828 = 1.172$$

$$Y_1' = 4 \cos 7.5^\circ - 4 = -0.034$$

$$Y_2' = 4 \cos 22.5^\circ - 4 = -0.305$$

$$Y_3' = 4 \cos 37.5^\circ - 4 = -0.827$$

$$X_1 = 4 \text{ sen } 7.5^\circ = 0.522$$

$$X_2 = 4 \text{ sen } 22.5^\circ = 1.531$$

$$X_3 = 4 \text{ sen } 37.5^\circ = 2.435$$

Considerando que el arco ocupa la cuarta parte del cilindro y que el arco - esta dividido en 6 dovelas se tiene:

$$\Delta_s = \frac{\pi (2r)}{4 \times 6} = \frac{\pi r}{12} = \frac{\pi (4)}{12}$$

$$\Delta_s = 1.047 \text{ m}$$

y teniendo en cuenta que:

$$p_{des} = 3\,600 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{presión en el fondo del intersilo})$$

$$\text{carga por dovela} = 3\,600 \text{ kg/m}^2 (1.047 \text{ m}) (1 \text{ m}) = 3\,769.2 \text{ kg}$$

Para localizar el centroide elástico y los valores de A_e , I_{ex} y I_{ey} se utilizará la tabla vista en el capítulo I.c.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 (0.2)^3}{12} = 0.000666$$

Tabla para el cálculo del centro elástico y geometría

Dovela No.	ΔS	I	$\Delta s/I$	Y'	$Y' \Delta s/I$	X	$Y = \bar{Y}' - Y'$	$X^2 \Delta s/I$	$Y^2 \Delta s/I$
6	1.047	0.000666	1 572	- 0.827	- 1 300	+ 2.435	- 0.438	9 320.7	301.6
5	1.047	0.000666	1 572	- 0.305	- 479.5	+ 1.531	+ 0.084	3 684.7	11.1
4	1.047	0.000666	1 572	- 0.034	- 53.5	+ 0.522	+ 0.355	428.3	198.1
		Σ^*	9 432		- 3 666			26 867.4	1 021.6

* Por ser simétrico se multiplicarán los valores dados por 2.

Por la fórmula I.c.25

$$\bar{y} = \frac{\int_0^s y' \frac{\Delta s}{I}}{\int_0^s \frac{\Delta s}{I}} = \frac{-3\ 666}{9\ 432} = -0.389 \text{ m}$$

A continuación se presentan los cálculos para obtener los valores de M_e , Y_e y X_e , por medio de la siguiente tabla (véanse los valores de $\frac{\Delta s}{EI}$, X e y en la tabla anterior.

Tabla para el cálculo de elementos mecánicos aplicados en el centro elástico.

DOVELA No.	mx	$\frac{mx \Delta s}{I}$	$\frac{mx \Delta s X}{I}$	$\frac{mx \Delta s Y}{I}$	mx	$\frac{mx \Delta s}{I}$	$\frac{mx \Delta s X}{I}$	$\frac{mx \Delta s Y}{I}$	mx	$\frac{mx \Delta s}{I}$	$\frac{mx \Delta s X}{I}$	$\frac{mx \Delta s Y}{I}$
6	+ 0.393	+ 617.8	+ 1 504.3	- 270.6	+ 1.297	+ 2 038.9	+ 4 964.7	- 893.0	+ 2.306	+ 3 625.0	+ 8 827.0	- 1 588.0
5					+ 0.393	+ 617.8	+ 945.8	+ 51.8	+ 1.297	+ 2 039.0	+ 3 121.7	+ 171.2
4									+ 0.393	+ 617.8	+ 322.5	+ 219.3
Σ		+ 617.8	+ 1 504.3	- 270.6		+ 2 656.7	+ 5 910.5	- 841.2		+ 6 282.0	+ 1 227.1	- 1 197.5

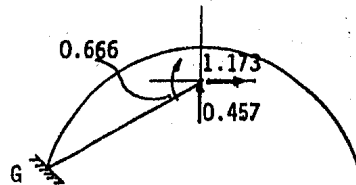
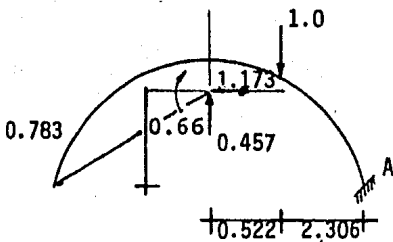
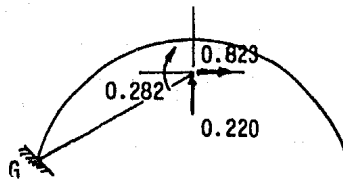
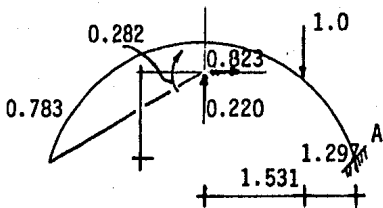
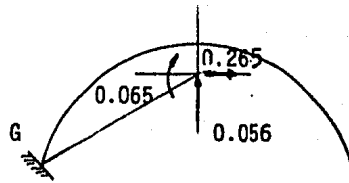
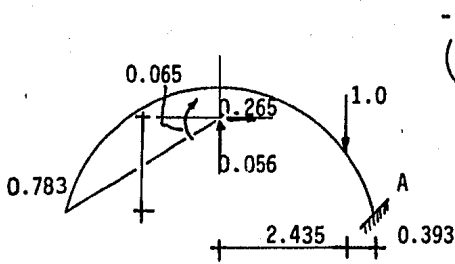
Por medio de las ecuaciones I.c.21, I.c.22 y I.c.23 se calcularán los valores de X_e , Y_e y M_e .

139

$$X_e = - \frac{\sum_0^s mx \cdot y \cdot \Delta s / I}{\sum_0^s y^2 \cdot \Delta s / I} ; \quad X_e = - \frac{(-270.6)}{1021.6} = 0.265 \quad X_e = - \frac{841.2}{1021.6} = 0.823 \quad X_e = - \frac{1 197.5}{1 021.6} = 1.173$$

$$Y_e = \frac{\sum_0^s mx \cdot x \cdot \Delta s / I}{\sum_0^s x^2 \cdot \Delta s / I} ; \quad Y_e = \frac{1 504.3}{26 867.4} = 0.056 \quad Y_e = \frac{5 910.5}{26 867.4} = 0.220 \quad Y_e = \frac{1 227.1}{26 867.7} = 0.457$$

$$M_e = \frac{\sum_0^s mx \cdot \Delta s / I}{\sum_0^s \Delta s / I} ; \quad M_e = \frac{617.8}{9 432} = 0.065 \quad M_e = \frac{26 56.7}{9 432} = 0.282 \quad M_e = \frac{6 282}{9 432} = 0.666$$



$$M_A = - \sum M_o - \sum H_o (0.783) - \sum V_o (2.828) + P (0.393 + 1.297 + 2.306)$$

$$M_A = - 1.013 - 2.261 (0.783) - 0.733 (2.828) + (1) (3.996) = 0.86$$

$$V_A = 3 - 0.733 = 2.27$$

$$H_A = - \sum H_a = -2.26$$

$$M_G = + \sum M_o + \sum H_o (0.783) - \sum V_o (2.828)$$

$$M_G = +1.013 + 2.261 (0.783) - 0.733 (2.828)$$

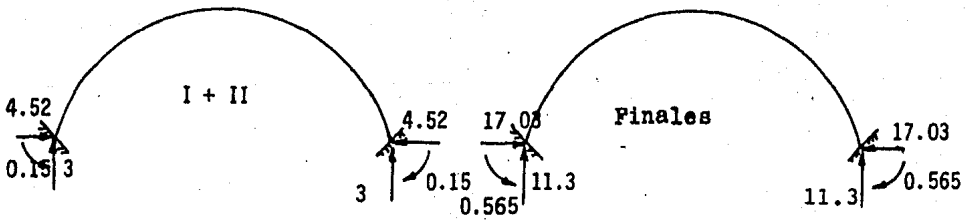
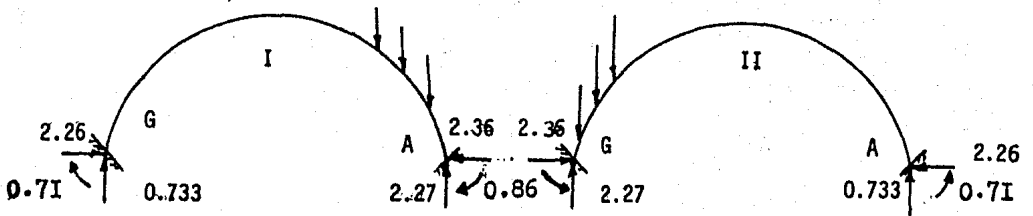
$$M_G = +1.013 + 1.77 - 2.07$$

$$M_G = +1.013 + 1.77 - 2.07$$

$$M_G = 0.71$$

$$V_G = + \Sigma V_0 = + 0.733$$

$$H_G = + \Sigma H_0 = + 2.26$$



Revisión por flexión: $b = 100 \text{ cm}$

por esfuerzos de trabajo

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

como

$$\frac{1}{\sqrt{k}} = 0.252$$

$$d = 0.252 \sqrt{\frac{0.5653 \times 10^5}{100}}$$

$$d = 6 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Acero por flexión:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.4 (0.5653 \times 10^5)}{100 (10)^2} = 7.914$$

Consultando la tabla de Momentos Resistentes de secciones Rectangulares (ver "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" UNAM) para $f'e = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Como el valor del porcentaje de acero es menor que el mínimo, se considerará el porcentaje mínimo recomendado por el Reglamento del A.C.I. 318.77

$$p \text{ m\u00edn} = \frac{14}{f_y}$$

$$p \text{ m\u00edn} = \frac{14}{4000}$$

$$p \text{ m\u00edn} = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 (100) (10) = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usando vars del #4 ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$\text{sep} = \frac{100 \times 1.27}{3.5}$$

$$\text{sep} = 36$$

∴ la separación teórica será del #4@35

Como esta separación es menor que las dadas en la tabla II.3.7.1 se dejará las cantidades de acero dadas en dicha tabla.

3.11 Revisión a compresión pura

Utilizando la fórmula II.b.7 se tiene que:

$$f_c = 0.55 \phi f'_c = 0.55 (0.70) (200) = 77 \text{ kg/cm}^2$$

con la fórmula I.b.9

$$P_{fu} = R (\gamma h - 0.8 q)$$

donde:

$$q = \frac{P}{K} = \frac{3\,268.4}{0.333} = 9\,815 \text{ kg/m}^2$$

para

$$h = 35.6 \text{ m}$$

$$\gamma = 720 \text{ kg/m}^3$$

$$R = 2.0 \text{ m}$$

$$P_{fu \text{ máx est}} = (0.72 \times 35.6 - 0.8 \times 9.815) 2.0 = 35.56 \text{ tn/m}$$

Coefficiente de descarga $C_d = 1.85$ (ver tabla II.3.7.1.)

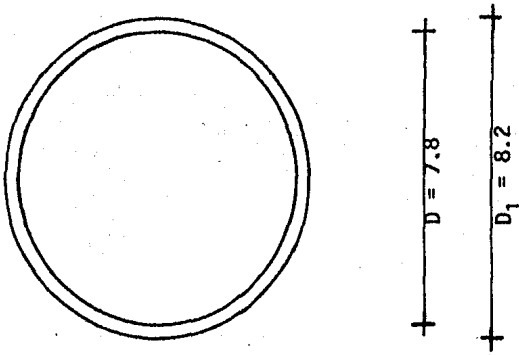
$$P_{fu \text{ des}} = 35.56 \times 1.85 = 65.786 \text{ tn/m}$$

con un espesor de 20 cm

$$V_{\text{pared}} = 0.20 \times 44.07 \times 1.0 \times 2.4 = 21.15 \text{ tn/m}$$

$$f_{c \text{ actuante}} = \frac{P_{fudes} + V_{\text{pared}}}{A} = \frac{65\,786 + 21\,150}{20 \times 100} = 43.46 \text{ kg/cm}^2 < 77 \text{ kg/cm}^2$$

3.12 Revisión de la celda como columna



calculando el momento de inercia:

$$I = \frac{\pi(D_1^4 - D^4)}{64} = \frac{\pi[(8.20)^4 - (7.80)^4]}{64} = 40.24 \text{ m}^4$$

cálculo del área $A = 0.785 (8.2^2 - 7.80^2) = 5.02 \text{ m}^2$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{40.24}{5.02}} = 2.83 \text{ m}$$

De la tabla XV del libro "Fórmulas For Stress and Strain" de Rymund J. Roark.

$$P_{AdM} = \frac{\pi^2 EI}{4 L^2}$$

donde:

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 15,000 \sqrt{200} = 212132 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 4.024 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$L = 4427 \text{ cm}$$

$$P_{AdM} = \frac{\pi^2 (212132) (4.024 \times 10^9)}{4 (4427)^2}$$

$$P_{AdM} = 1.047 \times 10^8 \text{ kg}$$

$$P_{AdM} = 107,469.41 \text{ ton.}$$

Peso propio de las paredes

$$A = \frac{\pi}{4} (8.2^2 - 7.8^2) = 5.026 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 44.07 \times 5.026 \times 2.4 = 531.58 \text{ ton}$$

Peso de la losa de tapa.

espesor de losa = 20 cm

diám ext = 8.2 mts.

diám agujero = 1.6 mts.

$$V = \frac{\pi}{4} \left[(8.2)^2 \times 0.2 - 1.6^2 (0.2) \right]$$

$$V = 10.16 \text{ m}^3$$

$$P_2 = 10.16 \times 2.4 = 24.38 \text{ ton.}$$

Peso de Equipo

$$P_3 \approx 2.0 \text{ ton.}$$

Presión total en el fondo

$$h = 35.6 + 3.2 = 38.8 \text{ mts.}$$

$$P = 3600 \left[1 - e^{-0.067 h} \right]$$

$$P = 3600 \left[1 - e^{-0.067 (38.8)} \right]$$

$$P = 3600 \left[1 - e^{-2.6} \right] = 3332.6 \text{ k/m}^2$$

$$q = \frac{3332.6}{0.333} = 10 \text{ ton/m}^2$$

Carga de fricción transmitida a las paredes en el silo, según la ecuación -
I.b.9

$$P_{fu} = R (\gamma h - 0.8q)$$

se tiene:

$$P_f = A (\gamma h - 0.8 q)$$

$$P_{f1} = 0.785 \times 7.8^2 \left[0.72 (38.8) - 0.8 (10) \right]$$

$$P_{f1} = 952.13 \text{ ton}$$

Carga de fricción transmitida a la pared por el intersilo (tributario)

$$A = 8 \times 8 - \frac{\pi}{4} (8.2)^2$$

$$A = 11.18 \text{ m}^2$$

$$L = \pi (8.2) = 25.76 \text{ m}$$

$$R = \frac{11.18}{25.76} = 0.434 \text{ m}$$

$$\frac{\gamma R}{\mu'} = \frac{720 \times 0.434}{0.4} = 781.2$$

$$\frac{K\mu' h}{R} = \frac{0.333 (0.4) h}{0.434} = 0.306 h$$

Por la ec. I.b.6

$$P = \frac{\gamma R}{\mu'} \left[1 - e^{-\frac{K\mu' h}{R}} \right]$$

Para $h = 34.9$

$$P = 781.2 \left[1 - e^{-0.306 (34.9)} \right]$$

$$P = 781.18$$

$$q = \frac{781.18}{0.333} = 2.346 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{f_2} = A(\gamma h - 0.8q) / 4$$

$$P_{f_2} = 11.18 \left[0.72 (34.9) - 0.8 (2.346) \right] / 4$$

$$P_{f_2} = 64.98 \text{ ton}$$

Peso vertical sobre paredes.

$$W_T = P_{f_1} + P_{f_2} + P_1 + P_2 + P_3$$

$$W_T = 952.13 + 64.98 + 531.58 + 24.38 + 2$$

$$W_T = 1575.07 \text{ tons} < p \text{ adm}$$

esfuerzo a compresión

$$f_t = \frac{1575.07}{5.02} = 313.75 \text{ t/m}^2$$

$$f_t = 31.37 \text{ k/cm}^2 < 77 \text{ k/cm}^2$$

3.13 ANALISIS SISMICO

Se aplicará el método sísmico estático recomendado en el capítulo II inciso 2.3

CARGAS PARA SISMO (SILOS LLENOS)

CONCEPTO	PESO tn	ALTURA m
P ₁ Losa Tapa	148.00	44.17
P ₂ Grano en celda en silos	5 887.20	26.25
P ₃ Grano tolva metálica + peso tolva metálica	236.40	6.97
P ₄ Grano celda en intersilos	417.60	27.03
P ₅ Grano tolva metálica + peso tolva metálica en <u>in</u> tersilos	7.40	7.19
P ₆ Grano en relleno + peso - del relleno en intersilos	29.80	9.99
P ₇ Losa del intersilo	12.82	9.02
P ₈ Muros de la Bateria sin - incluir losa tapa	3 188.27	22.03
P ₈ ' Peso de tolvas en silos	20.4	6.9

CARGAS PARA EL CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS

CONCEPTO	PESO tn
Batería de silos Muros	$P_9 = P_8$ 3 188.27
Silo No. 1	$P_{10} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Silo No. 2	$P_{11} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Silo No. 3	$P_{12} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Silo No. 4	$P_{13} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Silo No. 5	$P_{14} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Silo No. 6	$P_{15} = (P_2 + P_3) / 6$ 1 021.00
Intersilo A	$P_{16} = (P_4 + P_5 + P_6 + P_7) / 2$ 233.81
Intersilo B	$P_{17} = (P_4 + P_5 + P_6 + P_7) / 2$ 233.81
Peso losa tapa	$P_{18} = P_1$ 148.00
T U T A L	9 929.89

3.1.3.1 CONDICION Nº 1 SILOS LLENOS

Coefficiente sísmico $C_s = 0.08$

$$F_i = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} w_i h_i C$$

II.a.4

P _i	h _i mts	w _i tn	w _i h _i tn-m	F _i tn	V _i tn	M = F _i h _i tn-m
P ₁	44.17	148.00	6 537.16	21.22	21.22	937.28
P ₂	26.25	5 887.20	154 539.00	501.66	522.88	13 168.57
P ₃	6.97	236.40	1 647.71	5.35	528.23	37.29
P ₄	27.03	417.60	11 287.73	36.64	564.87	990.38
P ₅	7.19	7.40	53.21	0.17	565.04	1.22
P ₆	9.99	29.80	297.70	0.96	566.00	9.59
P ₇	9.02	12.82	115.63	0.37	566.37	3.33
P ₈	22.03	3 188.27	70 237.60	228.00	794.37	5 022.84
S U M A S		9 929.89	244 715.75		794.37	20 170.50

3.13.2 CONDICION Nº 2 SILOS VACIOS

Aplicando la fórmula (II.a.4)

$$F_i = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} w_i h_i C$$

siendo $C = 0.08$

P₁ = Peso losa tapa = 148.00 ton.

P₉ = Peso: Muros de Batería de Silos

P _i	h _i mts	w _i tn	w _i h _i t-m	F _i tn	V _i tn	M = F _i h _i tn-m
P ₁	44.17	148	6 537.16	22.7259	22.7259	1 003.8
P ₉	22.03	3 188.27	70 237.58	244.17	266.89	5 379.06
S U M A S		3 336.27	76 774.74		266.89	6 382.86

3.13.3 CONDICION N° 3 SILOS 1/2 LLENOS, 1 FILA DE SILOS LLENA (3 SILOS)
E INTERSILOS LLENOS.

Aplicando la fórmula (II.a.4)

$$F_i = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad w_i h_i C$$

Siendo C = 0.08

P _i	h _i mts	w _i tn	w _i h _i t-m	F _i tn	V _i tn	M = F _i h _i tn-m
P ₁	44.17	148	6 537.16	21.57	21.57	952.75
P _{2/2}	26.25	2 943.6	77 269.5	255.01	276.58	6 694.01
P _{3/2}	6.97	118.2	823.85	2.72	279.3	18.96
P ₄	27.03	417.6	11 287.73	37.25	316.55	1 006.87
P ₅	7.19	7.4	53.21	0.18	316.73	1.29
P ₆	9.99	29.80	297.70	0.98	317.71	9.79
P ₇	9.02	12.82	115.63	0.38	318.09	3.43
P ₈	22.03	3 188.27	70 237.58	231.8	548.89	5 106.55
P _{8/2}	6.9	10.2	49.57	0.16	549.05	0.77
S U M A S		6 875.89	166 671.6		549.05	13 794.42

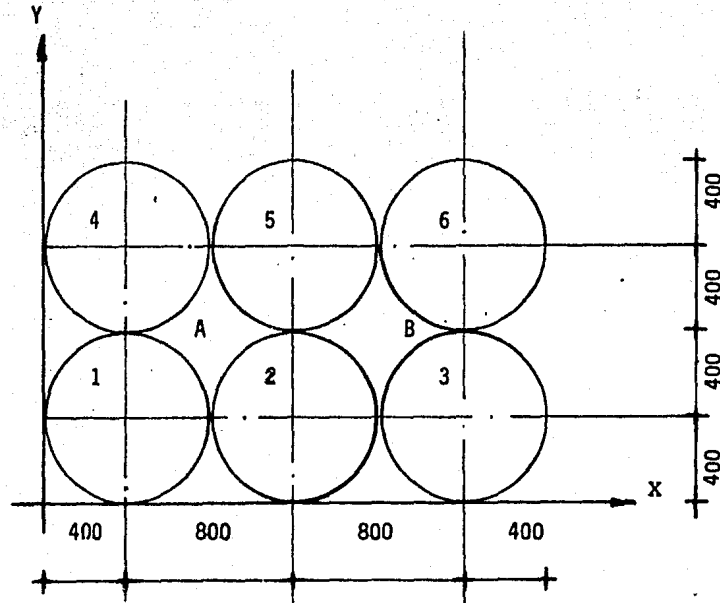


Figura 3.12.1 Planta

Nota: Valores a ejes
acot. en cm.

Análisis del centro de cargas (ver fig. 3.12.1) haciendo $2 P_{16} = P_4 + P_5 + P_6 + P_7$

Dn	Pn	Px tn	Py tn	D mts	Px Dx t-m	Py Dy t-m
dx	P ₁	148		12	1 776	
dy	P ₁		148	8		1 184
dx	P ₂ /2	2 943.6		12	35 323.2	
dy	P ₂ /2		2 943.6	4		11 774.4
dx	P ₃ /2	118.2		12	1 418.4	
dy	P ₃ /2		118.2	4		472.8
dx	2 P ₁₆	467.62		12	5 611.44	
dy	2 P ₁₆		467.62	8		3 740.96
dx	P ₆	3 188.27		12	38 259.24	
dy	P ₆		3 188.27	8		25 506.16
dx	P ₈ /2	10.2		12	122.4	
dy	P ₈ /2		10.2	12		122.4
S U M A S		6 875.89	6 875.89		82 510.68	42 800.72

$$\bar{x} = \frac{\sum P_x D_x}{\sum P_x}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum P_y D_y}{\sum P_y}$$

$$\bar{x} = \frac{82\,510.68}{6\,875.89}$$

$$\bar{y} = \frac{42\,800.72}{6\,875.89}$$

$$\bar{x} = 12 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 6.22 \text{ m}$$

3.14 CIMENTACION

3.14.1 Dimensionamiento Preliminar

Cálculo de la carga P (batería de silos llena)

$$P = 9929.89 + 254.3 * x + 53.4 * x^2 = 11,562.49$$

*20% del peso de los granos reducidos en el análisis sísmico.

Considerando un 20% de peso (peso propio y rellenos)

$$P_p = 11,562.49 (0.2) = 2,312.5 \text{ ton}$$

$$P = 11,562.49 + 2,312.5 = 13875.0 \text{ ton}$$

Dimensionamiento preliminar de la losa

$$\text{Si } \sigma = \frac{P}{BL}$$

$$\text{Si } L = 26.0 \text{ m}$$

$$\sigma = 45 \text{ ton/m}^2$$

$$B_{\text{mfn}} = \frac{P}{\sigma L}$$

$$B_{\text{mfn}} = \frac{13,875}{45 \times 26.00} = 11.85$$

Se dejará un ancho $B = 18.00 \text{ m}$

Peso de rellenos (ver fig. 3.14.1)

$$P_1 = 18 \times 0.9 \times 3 \times 1.8 = 87.48 \text{ ton}$$

$$P_2 = 24.2 \times 0.9 \times 3 \times 1.8 = 117.61 \text{ ton}$$

$$P_3 = \left[8 \times 4.1 - \frac{8.2^2 \pi}{4} / 2 - \frac{0.4 \times 0.65}{2} \right] 3 \times 1.8 = 35.23 \text{ ton}$$

$$P_4 = \left[(4.1 \times 4.1) - \frac{8.2^2 \pi}{16} \right] 3 \times 1.8 = 19.48 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total del relleno} = 2 \times 87.48 + 2 \times 117.61 + 5 \times 35.23 + 4 \times 19.48$$

$$\text{Peso total del relleno} = 699.48 \text{ ton}$$

3.14.2 Condición Silos Vacíos

Análisis de cargas

PLANTA DE CIMENTACION

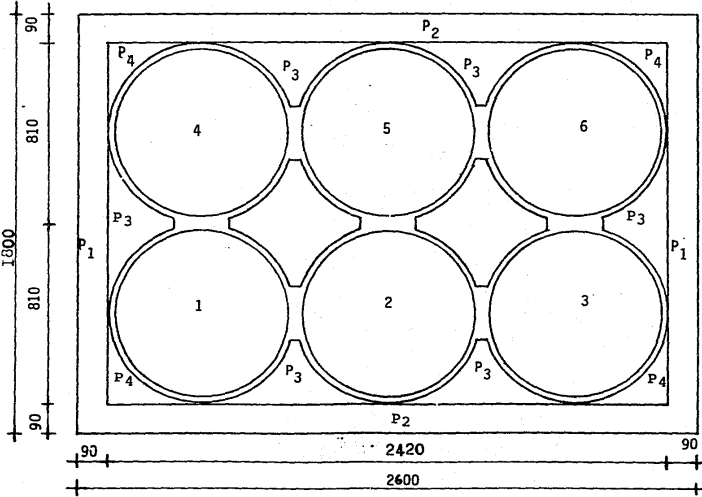


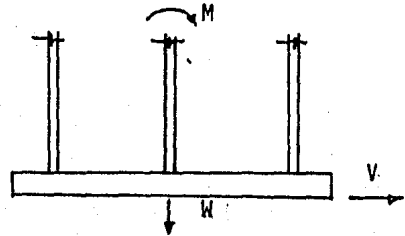
Figura 3.14.1

Para esta condición solo se hará la revisión por estabilidad de la estructura, ya que se considera que los esfuerzos en la cimentación no son significativos. Los elementos mecánicos de esta condición son los siguientes.

$$M = 6\,382.86 \text{ ton-m}$$

$$V = 266.89 \text{ ton}$$

$$W = 3\,336.27 \text{ ton}$$



Cálculo de la carga R para revisión por volteo.

$$P = 3\,336.27$$

$$P_{\text{losa}} = 26 \times 18 \times 1.2 \times 2.4 = 1\,347.84$$

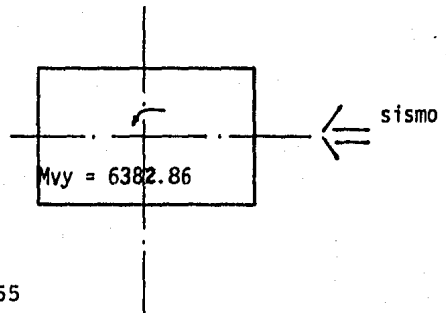
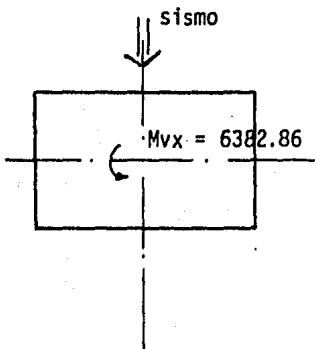
$$\text{Prellenos} = 699.48$$

$$R = 5\,383.59 \text{ ton}$$

La carga R actúa en el centroide de la cimentación por lo que no hay momentos debidos a cargas excéntricas.

Momentos de volteo totales

Se considera que el sismo actúa en 2 direcciones como se ilustra a continuación



En dirección y.

$$M_{yx} = 6,382.86 \text{ ton-m}$$

En dirección x

$$M_{vy} = 6,382.86 \text{ ton-m}$$

Revisión por volteo

$$M_{vx} = 6,382.86 \text{ ton-m}$$

$$MR = 5,383.59 \text{ (9)}$$

$$MR = 48,452.3 \text{ T-M}$$

$$F.S = \frac{MR}{MV} = \frac{48,452.3}{6,382.86}$$

$$F.S = 7.59 \gg 2 \text{ pasa.}$$

Revisión por deslizamiento

$$F = 0.3 R$$

$$F = 0.3 (5,383.59)$$

$$F = 1,615.07$$

$$F_s = \frac{F}{V} = \frac{1,615.07}{266.89}$$

$$F_s = 6.05 \gg 2 \text{ pasa}$$

3.14.3 CONDICION SILOS 1/2 LLENOS

Análisis de Cargas

Los elementos mecánicos de esta condición son las siguientes:

$$M = 13,794.42 \text{ T-M}$$

$$V = 549.05 \text{ ton}$$

$$W = 6,575.89 \text{ ton}$$

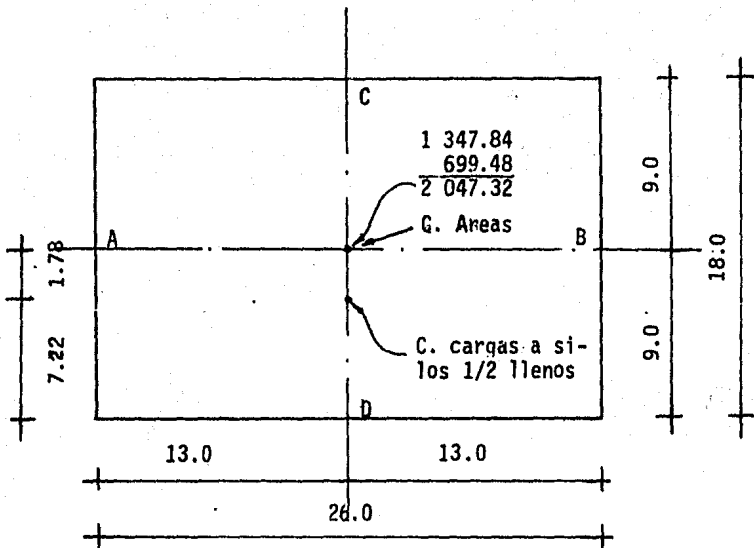


Figura 3.I4.2 Planta de centros de áreas y cargas.

Cálculo de la carga R para revisión por volteo y cálculo de la cimentación.

$$P = 6,575.89 + 254.3 * 3 + 54.3 * 2 = 7,447.39 \text{ ton}$$

$$Plosa = 26 \times 18 \times 1.2 \times 2.4 = 1,347.84 \text{ ton}$$

$$Prelleno = \underline{699.48 \text{ ton}}$$

$$R = 9,494.71 \text{ ton}$$

* 20% del peso de los granos reducidos en el análisis sísmico.

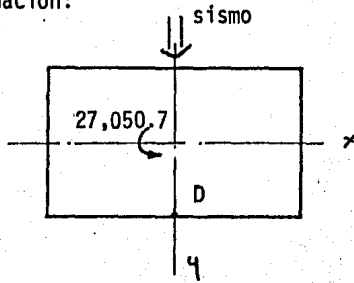
Momentos debidos a las cargas excéntricas

En dirección y

$$M_x = -7,447.38 (1.78) = -13,256.33 \text{ ton-m}$$

Momentos de volteo totales

Se considera que el sismo actúa en la dirección (la más desfavorable) como se ilustra a continuación:



En dirección y

$$M_{vx} = 13,794.42 + 13,256.33 = 27,050.7 \text{ ton-m}$$

Revisión por volteo

Dirección y (punto D)

$$M_{vx} = 27,050.7 \text{ ton-m}$$

$$MR = 7,447.38 (7.22) + 2047.32 (9)$$

$$MR = 72,196 \text{ ton-m}$$

$$F.S = \frac{MR}{M_{vx}}$$

$$F.S = \frac{72,196}{27,050.7}$$

$$F.S = 2.66 > 2 \text{ Pasa}$$

Revisión por deslizamiento

Se considera un coeficiente de fricción $\mu = 0.3$

Por lo tanto la fuerza de fricción será:

$$F = 0.3 R$$

$$F = 0.3 (9494.71) = 2,848.4 \text{ tn}$$

$$F_s = \frac{F}{V} = 5.18 \gg 2 \text{ Pasa}$$

Cálculo de esfuerzos en la cimentación, se supondrá que el suelo tiene una capacidad de carga

$$\sigma = 45 \text{ ton/m}^2$$

El momento de inercia de la base será:

$$I_x = \frac{b h^3}{12} = \frac{26 (18)^3}{12} = 12,636 \text{ cm}^4$$

$$C_x = 13.00 \text{ m}$$

$$A = 18 \times 26 = 486 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{18 (26)^3}{12} = 26,364 \text{ cm}^4$$

$$C_y = 9.00$$

$$\frac{R}{A} = \frac{9494.71}{486} = 19.53 \text{ ton/m}^2$$

Considerando la fórmula de la escuadría se tiene:

$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{Mc}{I}$$

Para I se tiene:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{Mx \text{ Cy}}{Ix}$$

$$\sigma = 19.53 \pm \frac{27,050.07 (9)}{12,636}$$

$$\sigma \text{ Max} = 38.79 \text{ T/m}^2 < 45$$

$$\sigma \text{ Min} = 0.26 \text{ T/m}^2 > 0$$

3.1.4.4 Condición Silos llenos

Análisis de cargas los elementos mecánicos de esta condición son:

$$M = 20,170.5 \text{ ton-m}$$

$$V = 794.37 \text{ ton-m}$$

$$W = 9\,929.89 \text{ ton-m}$$

Cálculo de la carga R para revisión por volteo y cálculo de la cimentación.

$$P = 9\,929.89 + 254.3 \times 6^* + 53.4^* \times 2 = 11,562.49 \text{ ton}$$

$$\text{Plosa} = 1,347.84 \text{ ton}$$

$$\text{Prellenos} = \underline{699.48 \text{ ton}}$$

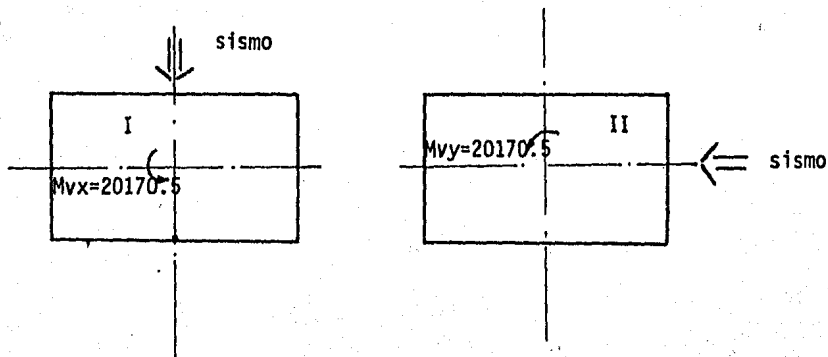
$$R = 13,609.81 \text{ ton}$$

La carga R actúa en el centroide de la cimentación por lo que no hay momentos debidos a cargas excéntricas.

* 20% del peso de los granos reducidos en el análisis sísmico

Momentos de volteo totales

Se considera que el sismo actúa en 2 direcciones como se ilustra a continuación.



En dirección y

$$M_{vx} = 20,170.5 \text{ ton-m}$$

En dirección x

$$M_{vy} = 20,170.5 \text{ ton-m}$$

Revisión por volteo

$$M_{vx} = 20,170.5 \text{ ton-m}$$

$$MR = 13,609.8 (9)$$

$$MR = 122,488.20$$

$$F.S = \frac{MR}{M_v} = \frac{122,488.2}{20,170.5}$$

$$F.S = 6.07 \gg 2 \text{ Pasa}$$

Revisión por deslizamiento

$$F = 0.3 R$$

$$F = 0.3 (13\ 609.8)$$

$$F = 4,082.84$$

$$F.s = \frac{F}{v} = \frac{4,082.94}{794.37}$$

$$F.s = 5.14 \gg 2 \text{ Pasa}$$

Cálculo de esfuerzos en la cimentación, considerando:

$$\frac{R}{A} = \frac{13\ 609.8}{486} = 28 \text{ t/m}^2$$

Para I se tiene:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{Mx\ Cy}{Ix}$$

$$\sigma = 28 \pm \frac{20\ 170.5 (9)}{12,636.00}$$

$$\sigma = 28 \pm 14.37$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 42.37 > 45 \text{ Pasa}$$

$$\sigma_{\text{Min}} = 13.64 > 0 \text{ Pasa}$$

Para II

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{My\ Cx}{Iy}$$

$$\sigma = 28 \pm \frac{20\ 170.5 (13)}{26\ 364}$$

$$\sigma = 28 \pm 9.95$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 37.95 \text{ T/m}^2 < 45 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = 18.06 \text{ T/m}^2 > 0$$

De los resultados anteriores se deduce que la condición que produce los esfuerzos más críticos en la cimentación es a silos llenos

En la fig. 3.14.3 se localizan los esfuerzos máximos pero sin considerar el peso de los rellenos más la losa.

$$\begin{aligned} W (\text{rellenos} + \text{losa}) &= \frac{1347.84 + 699.48}{486} \\ &= 4.21 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Para I (dirección y)

$$\sigma_{\text{Máx}} = 42.37 - 4.21 = 38.16 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{Mín}} = 13.64 - 4.21 = 9.43 \text{ ton/m}^2$$

Para II (dirección x)

$$\sigma_{\text{Máx}} = 37.95 - 4.21 = 33.74 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{Mín}} = 18.06 - 4.21 = 13.85 \text{ ton/m}^2$$

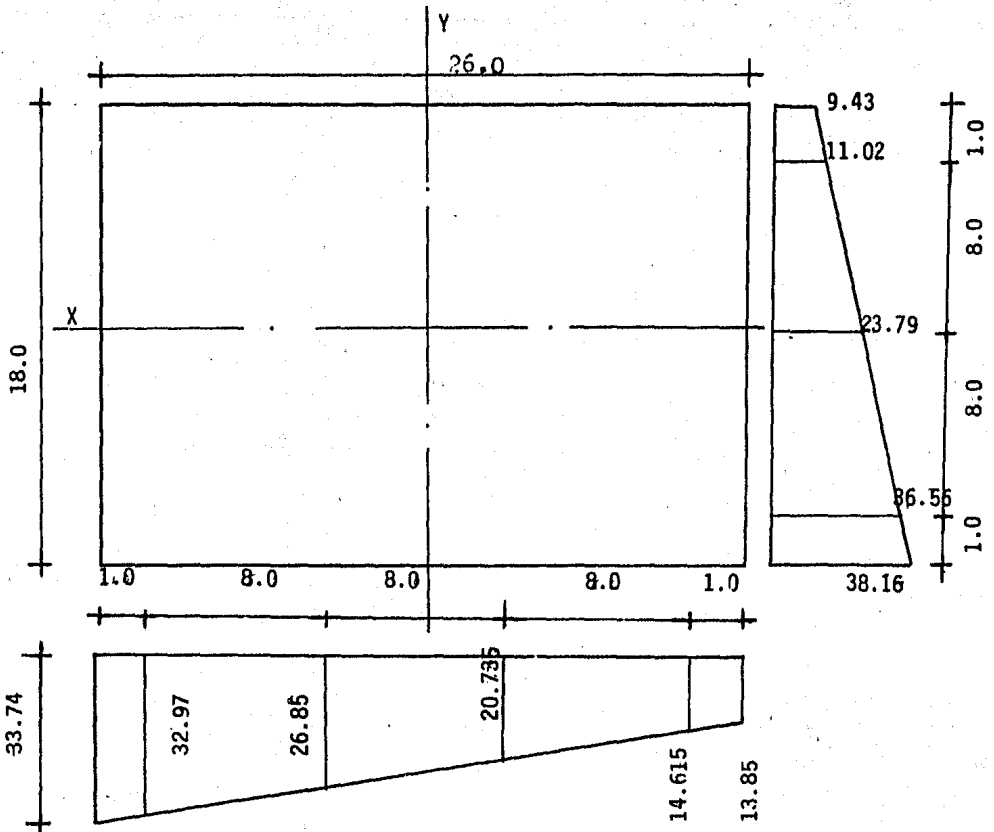


Figura 3.14.3 Presiones sobre el terreno

Análisis de la cimentación en sentido X

$$\frac{33.74 + 32.97}{2} = 33.35 \text{ T/m}$$

$$\frac{20.735 + 14.615}{2} = 17.675 \text{ T/m}$$

$$\frac{32.97 + 26.85}{2} = 29.91 \text{ T/m}$$

$$\frac{14.615 + 13.85}{2} = 14.23 \text{ T/m}$$

$$\frac{26.85 + 20.735}{2} = 23.79 \text{ T/m}$$

W = 33.35 t/m W = 29.91 t/m W = 23.79 t/m W = 17.675 t/m W = 14.23 t/m

	①	②	③	④	⑤	⑥		
	1.0	8.0	8.0	8.0	8.0	1.0		
	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0		
Ra	1.0	0.5	0.5	1.0	0.5	0		
F	- 16.67	+ 159.52	- 159.52	+ 126.88	- 126.88	+ 94.26	- 94.26	
D	- 142.85	+ 16.32	+ 16.32	+ 16.31	+ 16.31	+ 16.31	+ 87.145	
D	+ 8.16	- 71.42	+ 8.15	+ 8.16	+ 43.57	+ 8.15	+ 8.15	
T	- 8.16	+ 31.63	+ 31.63	- 25.86	- 25.86	- 8.15	- 8.15	
T	+ 15.815	- 4.08	- 12.93	+ 15.815	- 4.07	- 12.93	- 4.07	
T	- 15.815	+ 8.5	+ 8.5	- 5.872	- 5.872	+ 12.93	+ 12.93	
T	+ 4.25	- 7.9	- 2.936	+ 4.25	+ 6.465	- 2.936	- 2.936	
T	- 4.25	+ 5.418	+ 5.418	- 5.357	- 5.357	+ 2.936	+ 2.936	
T	+ 2.709	- 2.125	- 2.68	+ 2.709	+ 1.468	- 2.68	- 2.68	
T	- 2.709	+ 2.402	+ 2.402	- 2.088	- 2.088	+ 2.68	+ 2.68	
T	+ 1.201	- 1.354	- 1.044	+ 1.201	+ 1.34	- 1.044	- 1.044	
T	- 1.201	+ 1.199	+ 1.199	- 1.27	- 1.27	+ 1.044	+ 1.044	
T	+ 0.599	- 0.6	- 0.635	+ 0.599	+ 0.522	- 0.635	- 0.635	
T	- 0.599	+ 0.617	+ 0.617	- 0.56	- 0.56	+ 0.635	+ 0.635	
Mf	- 16.67	+ 16.67	- 180.81	+ 180.88	- 118.84	+ 118.85	- 7.115	+ 7.115
Vist	+ 33.35	+ 119.64	+ 119.64	+ 95.16	- 95.16	+ 70.7	+ 70.7	+ 14.23
Vhip	0	- 20.53	+ 20.53	+ 7.756	- 7.756	+ 13.96	- 13.960	
VT	+ 33.35	+ 99.11	+ 140.17	+ 102.916	+ 87.4	+ 84.66	+ 56.74	+ 14.23
R		132.46		243.08		172.06		70.97
M+			147.53		41.71		93.902	
Pic		3.31		4.32		4.78		
Pim		0.172	1.55	2.45	1.8	1.708		0.13

Cálculo de Momento Positivo

Se calcula con la fórmula:

$$M (+) = \frac{Vt^2}{2w} - M$$

Tramo 2-3

$$M (+) = \frac{99.11^2}{2 (29.91)} - 16.67$$

$$M (+) = 147.53$$

Tramo 3-4

$$M (+) = \frac{102.916^2}{2 (23.79)} - 180.89$$

$$M (+) = 41.71$$

Tramo 4-5

$$M (+) = \frac{84.66^2}{2 (17.675)} - 118.85$$

$$M (+) = 83.902$$

Punto de inflexión de cortante.

$$Pic = \frac{V}{w}$$

Tramo 2-3

$$Pic = \frac{99.11}{29.91}$$

$$Pic = 3.31$$

Tramo 3-4

$$Pic = \frac{102.916}{23.79}$$

$$Pic = 4.32$$

Tramo 4-5

$$Pic = \frac{84.66}{17.675}$$

$$Pic = 4.78$$

Punto de inflexión de momento

Se calculará con la fórmula:

$$P_{im} = \frac{-Vt \pm \sqrt{Vt^2 - 2wM}}{-w}$$

Tramo 2-3

$$P_{im} = \frac{-99.11 \pm \sqrt{99.11^2 - 2(29.91)(16.67)}}{-29.91}$$

$$P_{im} = \frac{-99.11 \pm 93.94}{-29.91}$$

$$P_{im_1} = 0.172$$

$$P_{im_2} = 6.45$$

Tramo 3-4

$$P_{im} = \frac{-102.916 \pm \sqrt{102.916^2 - 2(23.79)(180.89)}}{-23.79}$$

$$P_{im} = \frac{-102.916 \pm 44.55}{-23.79}$$

$$P_{im_1} = 2.45$$

$$P_{im_2} = 6.198$$

Tramo 4-5

$$P_{im} = \frac{-84.66 \pm \sqrt{84.66^2 - 2(17.675)(118.85)}}{-17.675}$$

$$P_{im} = \frac{-84.66 \pm 54.46}{-17.675}$$

$$P_{im_1} = 1.708$$

$$P_{im_2} = 7.87$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS (ton-m)

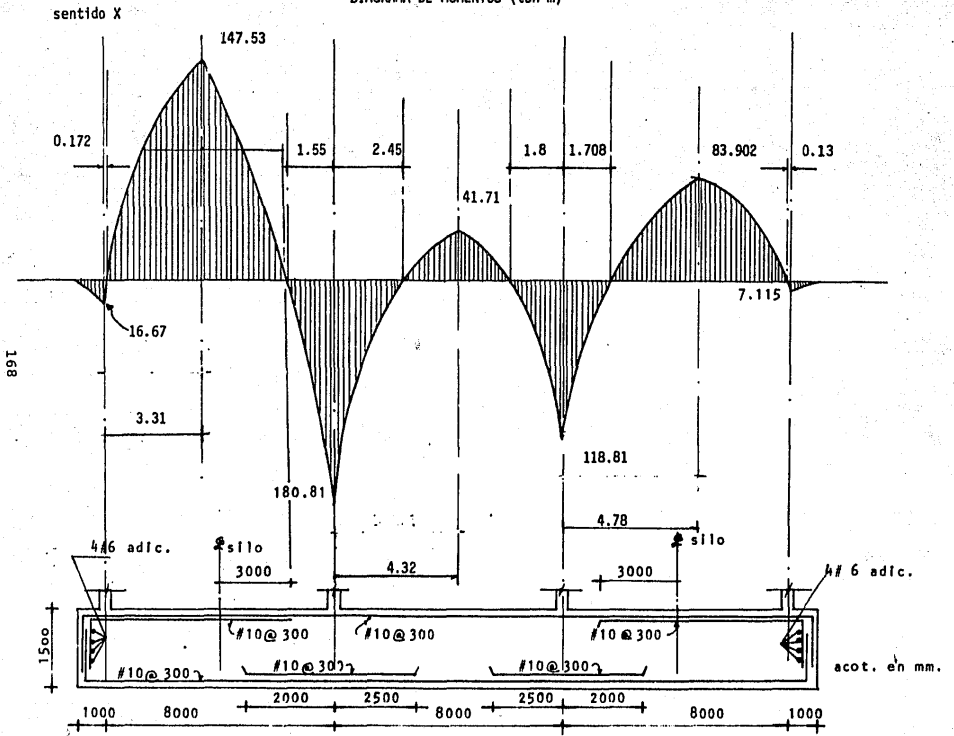
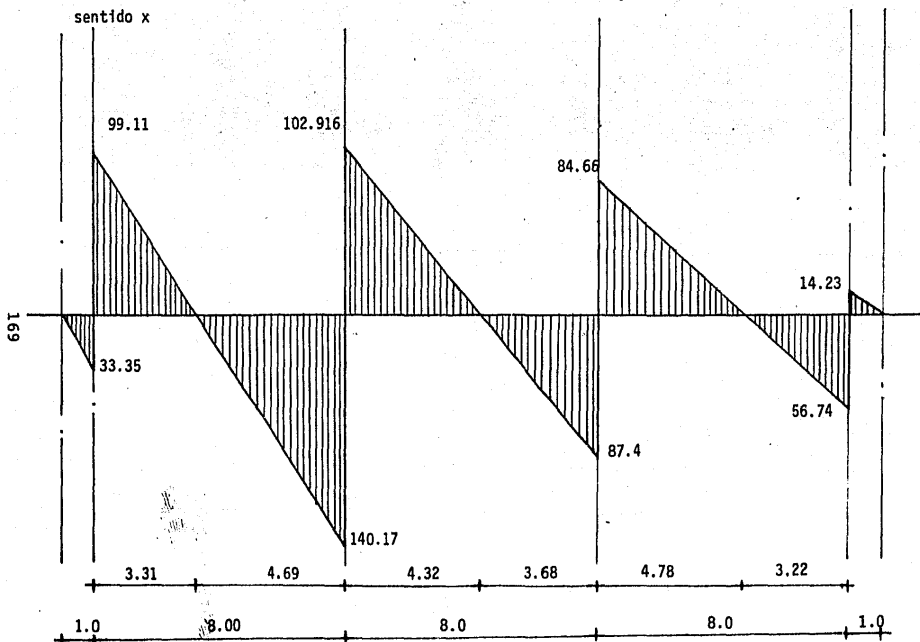


DIAGRAMA DE CORTANTE (ton)



Análisis de la cimentación en sentido y

$$\frac{38.16 + 36.56}{2} = 37.36 \text{ T/M}$$

$$\frac{23.79 + 11.02}{2} = 17.4 \text{ T/M}$$

$$\frac{36.56 + 23.79}{2} = 30.17 \text{ T/M}$$

$$\frac{11.02 + 9.43}{2} = 10.225 \text{ T/M}$$

	w=37.36 t/m		w=30.17 t/m		w=17.4 t/m		w=10.225 t/m	
	①	②	③	④	⑤			
	1.0	8.0	8.0	1.0				
Ra	0	0.5	0.5	1.0				
F _D	1.0	0.5	0.5	1.0				
Me	- 18.68	+ 160.90	- 160.90	+ 92.8	- 92.8	+ 5.112		
D		- 142.22	+ 34.05	+ 34.05	+ 87.68			
T		+ 17.02	- 71.11	+ 43.94	+ 17.02			
D		- 17.02	+ 13.63	+ 13.63	- 17.02			
T		+ 6.815	- 8.51	- 8.51	+ 6.815			
D		- 6.815	+ 8.51	+ 8.51	- 6.815			
T		+ 4.255	- 3.407	- 3.407	+ 4.255			
D		- 4.255	+ 3.407	+ 3.407	- 4.255			
T		+ 1.703	- 2.127	- 2.127	+ 1.703			
D		- 1.703	+ 2.127	+ 2.127	- 1.703			
T		+ 1.063	- 0.851	- 0.851	+ 1.063			
D		- 1.063	+ 0.851	+ 0.851	- 1.063			
MF	- 18.68	+ 18.68	- 184.33	+ 184.3	- 5.12	+ 5.112		
Vist	+ 37.36	+ 120.68	+ 120.68	+ 69.6	+ 69.6	+ 10.225		
Vhip	0	- 20.706	+ 20.706	+ 22.39	- 22.39	0		
Vtot	+ 37.36	+ 99.97	+ 141.38	+ 91.99	+ 47.21	+ 10.225		
R		+ 137.33		+ 233.37		57.435		
M+			146.94		58.86			
Pic		3.31		5.28				
Pim		0.192	157	2.68		0.12		

Cálculo de momento Positivo

Tramo 2-3

$$M_+ = \frac{vt^2}{2w} - M$$

$$M_+ = \frac{99.97^2}{2(30.17)} - 18.68$$

$$M_+ = 146.94$$

Tramo 3-4

$$M_t = \frac{91.99^2}{2(17.4)} - 184.3$$

$$M(+)= 58.86$$

Punto de inflexión de cortante

$$Pic = \frac{V}{w}$$

Tramo 2-3

$$Pic = \frac{99.97}{30.17}$$

$$Pic = 3.31$$

Tramo 3-4

$$Pic = \frac{91.99}{17.4}$$

$$Pic = 5.286$$

Punto de inflexión de momento

$$Pim = \frac{-V_t \pm \sqrt{V_t^2 - 2wM}}{-w}$$

Tramo 2-3

$$Pim = \frac{-99.97 \pm \sqrt{99.97^2 - 2(30.17)(18.68)}}{-30.17}$$

$$Pim = \frac{-99.97 \pm 94.16}{-30.17}$$

$$Pim_1 = 0.192$$

$$Pim_2 = 6.43$$

Tramo 3-4

$$Pim = \frac{-91.99 \pm \sqrt{91.99^2 - 2(17.4)(184.3)}}{-17.4}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS (TON -H)

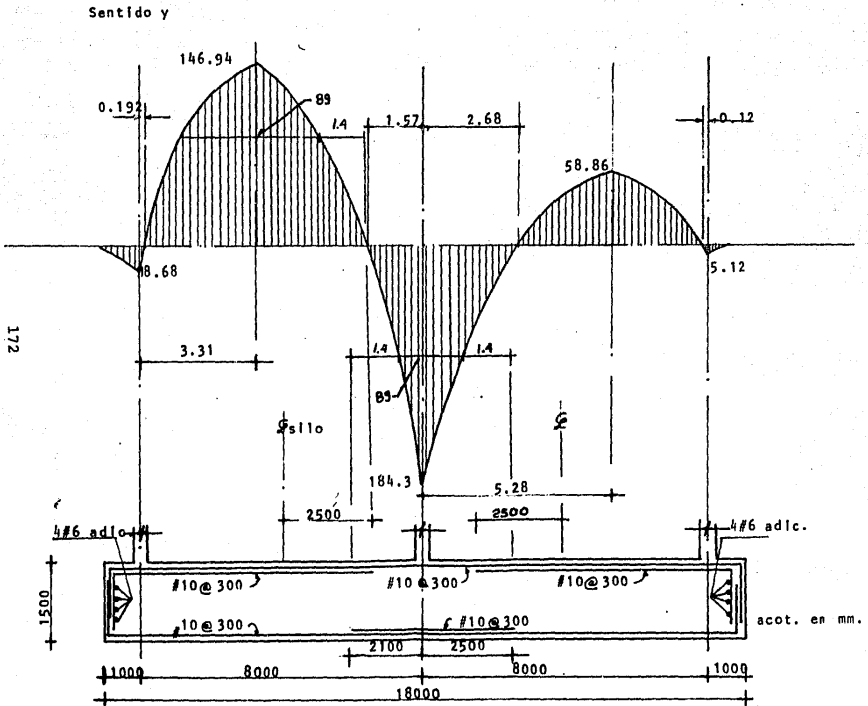
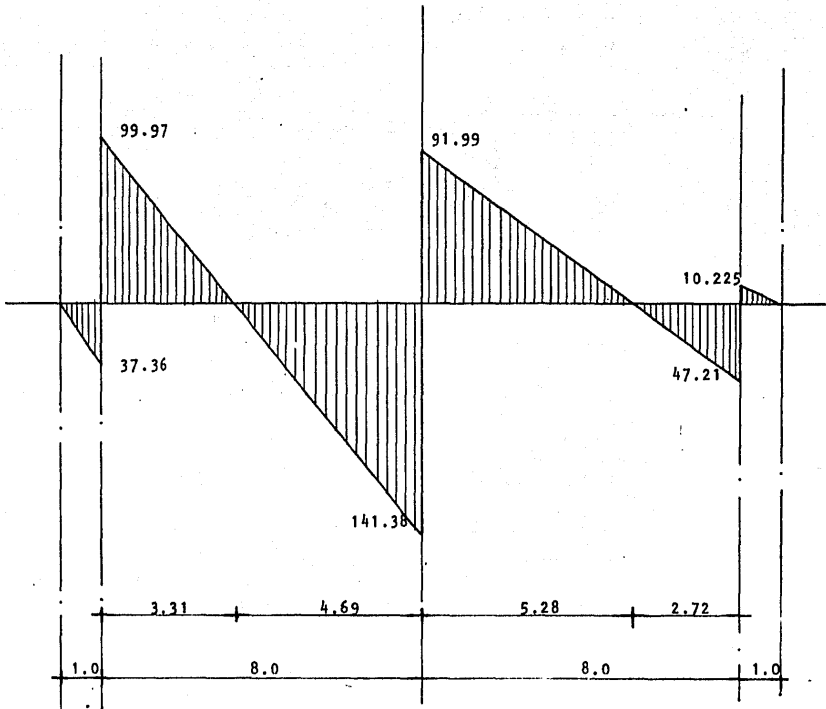


DIAGRAMA DE CORTANTES (TON)

Sentido y

173



$$P_{im} = \frac{-91.99 \pm 45.25}{-17.4}$$

$$P_{im_1} = 2.68$$

$$P_{im_2} = 7.88$$

Determinación del peralte por flexión. (Diseño Elástico)

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Constantes de cálculo.

$$f_c = 0.45 \times 200 = 90.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 \times 4200 = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15,000 \sqrt{200}} = 9.89 \approx 10$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_s}{n f_c} + 1} = \frac{1}{\frac{2,100}{10 \times 90} + 1}$$

$$K = 0.3$$

$$j = 1 - \frac{0.3}{3}$$

$$j = 0.9$$

$$R = \frac{f_c k j}{2} = \frac{90 (0.3) (0.9)}{2}$$

$$R = 12.15$$

Cálculo del peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{184.3 \times 10^5 \times 0.75}{12.15 \times 100}}$$

$$d = 106.66$$

Como rige el peralte por cortante la geometría de cimentación será:

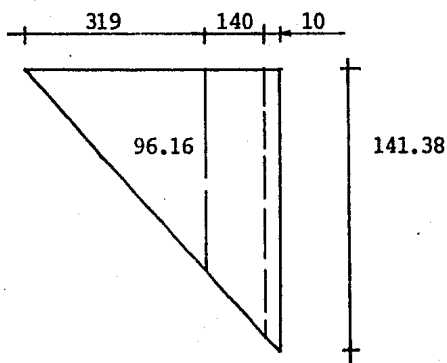
$$d = 140 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

Tomando el cortante máximo (ver diagrama de cortantes en el sentido y)



$$\frac{141.38}{4.69} = \frac{y}{3.19}$$

$$y = 96.16 \text{ ton.}$$

$$V = 96.16 \times 0.75$$

$$V = 72.12 \text{ ton}$$

Según el ACI - 318 - 77

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} \cdot 100 (140) / 1000$$

$$V_c = 104.93 \text{ ton}$$

$$V_c > V \text{ pasa}$$

Revisión por cortante

en el sentido x

Reacción total sobre la batería de silos del diagrama de esfuerzos

$$R = \frac{33.74 + 13.85}{2} (26) (18)$$

$$R = 11,136 \text{ ton.}$$

$$e = \frac{26}{3} \frac{2(33.74) + 13.85}{33.74 + 13.85} - 13$$

$$e = 1.79$$

$$M = 11,136 (1.79) = 19,933. \text{ ton} - M$$

Presión sobre el silo más cargado

$$q = \frac{11,136}{26 \times 18} + \frac{19,933 (8)}{18 \times 26^2 \times 12}$$

$$q = 23.79 + 6.048$$

$$q = 29.83 \text{ T/m}^2$$

La carga sobre el silo más cargado es:

$$P = 29.83 (\pi \cdot 4^2) = 1499 \text{ ton.}$$

El cortante por metro de muro de silo es:

$$V_1 = \frac{1499 (0.75)}{8\pi} = 44.73 \text{ tons/M} = 44,730 \text{ kg/m}$$

Cortante que resiste el concreto según ACI - 318 - 77

$$V_c = 100 (140) (0.29) \sqrt{200}$$

$$V_c = 57,417 \text{ kg/m.}$$

$V_c > V_r$ pasa

A continuación se hará la revisión por cortante considerando que la batería de silos forma una columna y la losa de cimentación una zapata.

La revisión como viga ancha no se hará debido a que la sección crítica no se desarrolla dentro de la losa.

Revisión como losa.

$$d = 140$$

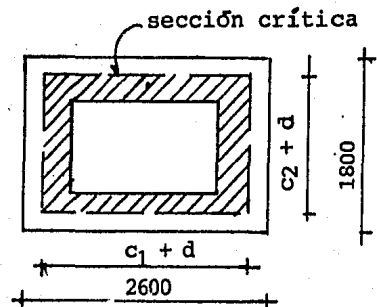
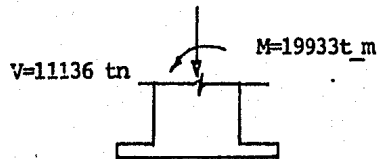
$$C_1 = 2420 \text{ cm}$$

$$C_2 = 1620$$

$$C_1 + d = 2560$$

$$C_2 + d = 1760$$

$$CaB = \frac{2560}{2} = 1280$$



Fracción de momento que se transmite por cortante

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{C_1 + d}{\sqrt{C_2 + d}}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{2560}{\sqrt{1760}}}$$

$$\alpha = 1 - 0.55308$$

$$\alpha = 0.44691$$

$$J_o = \frac{d (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (C_2 + d) (C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_o = \frac{140 (2560)^3}{6} + \frac{2560 (140)^3}{6} + \frac{140 (1760) (2560)^2}{2}$$

$$J_o = 3.9246 \times 10^{11} + 1,170,773,333 + 8.07403 \times 10^{11}$$

$$J_o = 1.20003 \times 10^{12} \text{ cm}^4$$

Perímetro de la sección crítica:

$$b_o = (2560 + 1760) \cdot 2 = 8640 \text{ cm}$$

Area de la sección crítica

$$A_c = b_o d = 8640 (140) = 1,209,600 \text{ cm}^2$$

$$v_r = \frac{V}{A_c} \pm \frac{\alpha M C_a}{J_o}$$

$$v_r = \left[\frac{11,136,000}{1,209,600} \pm \frac{0.44691 (19,933 \times 10^5) (1280)}{1.20003 \times 10^{12}} \right] 0.75$$

$$v_r = 6.904 + 0.7126$$

$$v_r = 7.617 \text{ kg/cm}^2$$

según A.C.I. - 318-77

$$v_c = 0.27 \left(1 + \frac{2}{B_c} \right) \sqrt{f'_c}$$

$$\text{donde: } B_c = \frac{2420}{1620}$$

$$B_c = 1.493$$

$$V_c = 0.27 \left(1 + \frac{2}{1.493} \right) \sqrt{200}$$

$$V_c = 8.93 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor no debe ser mayor que:

$$V_c = 0.53 \sqrt{200}$$

$$V_c = 7.49 \text{ kg/cm}^2$$

Se tomará este último valor.

Como $V_r \approx V_c$ pasa

Revisión por cortante

en sentido y

del diagrama de esfuerzos

$$R = \frac{38.16 + 9.43}{2} (18) (26)$$

$$R = 11,136 \text{ ton.}$$

$$e = \frac{18}{3} \frac{2(38.16) + 9.43}{38.16 + 9.43} - 9$$

$$e = 10.811 - 9$$

$$e = 1.811$$

$$M = 11,136 (1.811) = 20,167 \text{ T} - M$$

Presión sobre el silo más cargado

$$q = \frac{11,136}{26 \times 18} + \frac{20,167 (4)}{26 (18)^2}$$

12

$$q = 23.79 + 6.383 = 30.173$$

La carga sobre el silo más cargado es:

$$P = 30.173 [\pi(4)^2] = 1\,516.66$$

El cortante por metro de muro de silo es:

$$V_r = \frac{1\,516.66 (0.75)}{8 \pi} = 45.25 \text{ tons/m} = 45\,250 \text{ kg/m}$$

$$V_c = 57\,417 \text{ kg/m}$$

$V_c > V_r$ O.K. pasa.

Revisión como losa.

$$d = 140$$

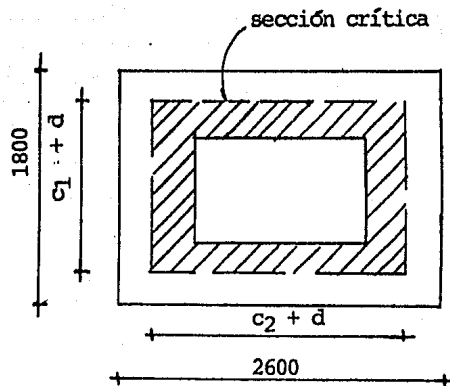
$$C_1 = 1\,620 \text{ cm}$$

$$C_2 = 2\,420 \text{ cm}$$

$$C_1 + d = 1\,760 \text{ m}$$

$$C_2 + d = 2\,560$$

$$C_{AB} = \frac{1\,760}{2} = 880$$



Fracción de momento que se transmite por cortante.

$$\alpha_{=1} = \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{\sqrt{1760}}{2560}}$$

$$\alpha = 0.35713$$

$$J_o = \frac{d (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (C_2 + d) (C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_o = \frac{140 (1760)^3}{6} + \frac{1760 (140)^3}{6} + \frac{140 (2560) (1760)^2}{2}$$

$$J_o = 1.272 \times 10^{11} + 804'906,666 + 5.5508 \times 10^{11}$$

$$J_o = 6.8308 \times 10^{11} \text{ cm}^4$$

Perímetro de la sección crítica.

$$b_o = (2560 + 1760) 2 = 8640 \text{ cm} ; A_c = b_o d = 8640 (140) = 1'209,600$$

$$V_r = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M C_a}{J_o}$$

$$V_r = \left[\frac{11'136,000}{1'209,600} + \frac{0.35713 (20,167 \times 10^5) (880)}{6.8308 \times 10^{11}} \right] 0.75$$

$$V_r = 6.904 + 0.695$$

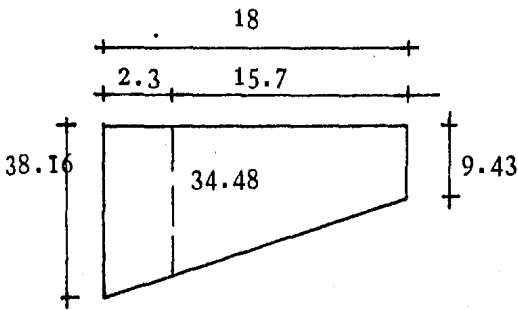
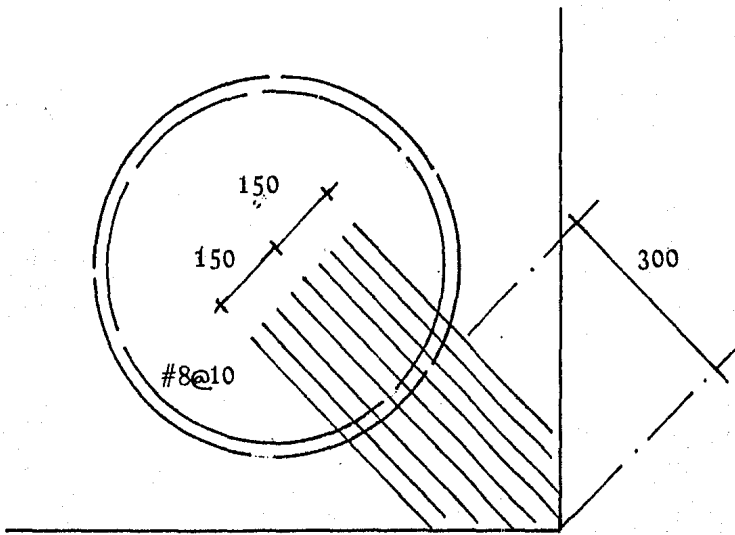
$$V_r = 7.6 \text{ kg/cm}^2$$

Según se calculo anteriormente.

$$V_c = 7.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c \approx V_r \text{ pasa}$$

Revisión del refuerzo en la diagonal



$$w = \frac{38.16 + 34.48}{2}$$

$$w = 36.32 \text{ t/m}$$

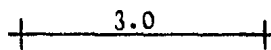
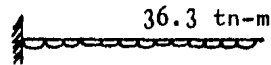
$$38.16 - 9.43 = 28.73$$

$$\frac{28.73}{18} = \frac{y}{15.7}$$

$$y = 25.05$$

$$25.05 + 9.43 = 34.48$$

Considerando el volado como una viga empotrada en el muro del silo se tiene:



El momento por metro de ancho será:

$$M = \frac{36.3 (3)^2}{2}$$

$$M = 163.35 \text{ t/m}$$

$$A_s = \frac{(163.35 \times 10^5) 0.75}{2\,000 \times 0.89 \times 140}$$

$$A_s = 49.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{-507}{49.16}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

∴ se colocarán varillas # 8 @ 10

Diseño por flexión (en sentido x)

$$A_s = \frac{(147.53 \times 10^5) 0.75}{2\,000 (0.9) (140)} = 44.4 \text{ cm}^2$$

con var # 10

$$\text{sep} = \frac{794}{44.4} = 17.88$$

10 @ 15

$$A_s = \frac{(180.81 \times 10^5) .75}{2\,000 (0.9) (140)} = 54.417$$

$$\text{sep} = \frac{794}{54.417} = 14.59$$

∴ # 10 @ 15

$$A_s = \frac{(41.71 \times 10^5) 0.75}{2000 (0.9) (140)} = 12.41$$

$$sep = \frac{794}{12.41} = 64$$

$$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4 \times 200}$$

$$p_{min} = 0.0023$$

$$A_{s_{min}} = p b d$$

$$A_{s_{min}} = 0.0023 \times 100 (140) = 32.2 \text{ cm}^2$$

$$sep_{min} = \frac{794}{32.2}$$

$$sep_{min} = 28.65$$

Se colocarán varillas corridas # 10 @ 30

$$A_s = \frac{794}{30} = 26.46 \text{ cm}^2$$

$$MR = 26.46 (2000) (0.9) (140) / 1 \times 10^5$$

$$MR = 66.67 \text{ t - M}$$

Corte de varillas (ver diagrama de momentos)

para:

$$M = 180.81 \text{ t-m}$$

$$\frac{54.417}{180.81} = \frac{26.46}{M}$$

$$M = 87.91 \text{ ton-m}$$

Revisión por adherencia

$$\lambda_d = \frac{0.06 A b f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 7.94 \times 4 \times 200}{\sqrt{200}} = 141.48 \text{ cm}$$

$$0.006 \times 3.18 \times 4 \times 200 = 80.1 \text{ cm}$$

$$\lambda_d = 141.48 < 450 \text{ cm O.K.}$$

Diseño por flexión (en sentido y)

$$A_s = \frac{146.94 \times 10^5 (0.75)}{2000 (0.9) (140)} = 43.73 \text{ cm}^2$$

con vars # 10

$$\text{sep} = \frac{794}{43.73} = 18.156 \quad \# 10 @ 15$$

$$A_s = \frac{184.3 \times 10^5 (0.75)}{2000 (0.9) (140)} = 54.85 \text{ cm}^2$$

con vars # 10

$$\text{sep} = \frac{794}{54.85}$$

$$\text{sep} = 14.47 \quad \# 10 @ 15$$

Se colocarán varillas corridas # 10 @ 30 de acuerdo al porcentaje mínimo como se calculo anteriormente.

Corte de varillas

para

$$M = 146.94$$

$$\frac{43.73}{146.94} = \frac{26.46}{M}$$

$$M = 88.9 \text{ ton-m}$$

Para $M = 184.93 \text{ ton-m}$

$$\frac{54.85}{184.93} = \frac{26.46}{M}$$

$$M = 89.2 \text{ ton-m}$$

Revisión por adherencia

$$l_d = \frac{0.06 (7.94) (4200)}{\sqrt{200}} = 141.49$$

$$0.006 \times 3.18 \times 4200 = 80.1$$

$$l_d = 141.48 < 460 \text{ pasa}$$

3.15 Diseño de la trabe circular

Para el diseño de la trabe circular se tomarán en cuenta la fuerza F_{mu} que actúa sobre la tolva que se calcula con la ecuación III.a.2.

$$W_m = 44.97 \text{ tn}$$

$$W_g = 3.4 \text{ tn}$$

$$p = 3600 \left[1 - e^{-0.067h} \right] = 3600 \left[1 - e^{-0.067(36.8)} \right] = 3273 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{des} = \frac{3273 \times 1.85}{0.333} = 18182 \text{ kg/m}^2 = 18.18 \text{ tn/m}^2$$

$$\alpha = 45^\circ \quad D_{pt} = 7.20 \text{ m}$$

sustituyendo en la fórmula III.a.2

$$F_m = \left[\frac{18.18 \times 7.20}{4 \text{ sen. } 45^\circ} + \frac{44.97}{\pi \times 7.2 \text{ sen } 45^\circ} \right] + \frac{3.4}{\pi \times 7.2 \text{ sen } 45^\circ} = 49.3 \text{ tn/m}$$

Cálculo de las fuerzas extremas que actúan en la trabe circular.

$$F_x = F_m \cos \alpha = 49.3 \times \cos 45^\circ = 34.86 \text{ tn/m}$$

$$F_y = gr + F_m \text{ sen } \alpha$$

$$gr = 0.60 \times 1.20 \times 2.4 = 1.7 \text{ tn/m}$$

$$F_y = 1.7 + 49.3 \text{ sen } 45^\circ = 36.56 \text{ ton/m}$$

Cálculando el área y los centroides se tiene (ver figura 3.16.a)

$$\begin{aligned} A_r &= a_1 b_1 - \frac{b_2 a_2}{2} \quad (\text{ec. III.a.II}) \\ &= 1.2 \times 0.6 - \frac{0.2 \times 0.2}{2} = 0.70 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Las coordenadas de los centroides serán:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{a_1 b_1^2/2 - (a_2 b_2/2) (b_1 - b_2/3)}{A_r} \quad (\text{ec. III.a.I2}) \\ &= \frac{1.2 \times 0.6^2/2 - (0.2 \times 0.2/2) (0.6 - 0.2/3)}{0.70} = 0.304 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \frac{a_1^2 b_1/2 - (a_2 b_2/2) (a_1 - a_2/3)}{A_r} \quad (\text{ec III.a.I3}) \\ &= \frac{1.2^2 \times 0.6/2 - (0.2 \times 0.2/2) (1.2 - 0.2/3)}{0.70} = 0.584 \text{ m} \end{aligned}$$

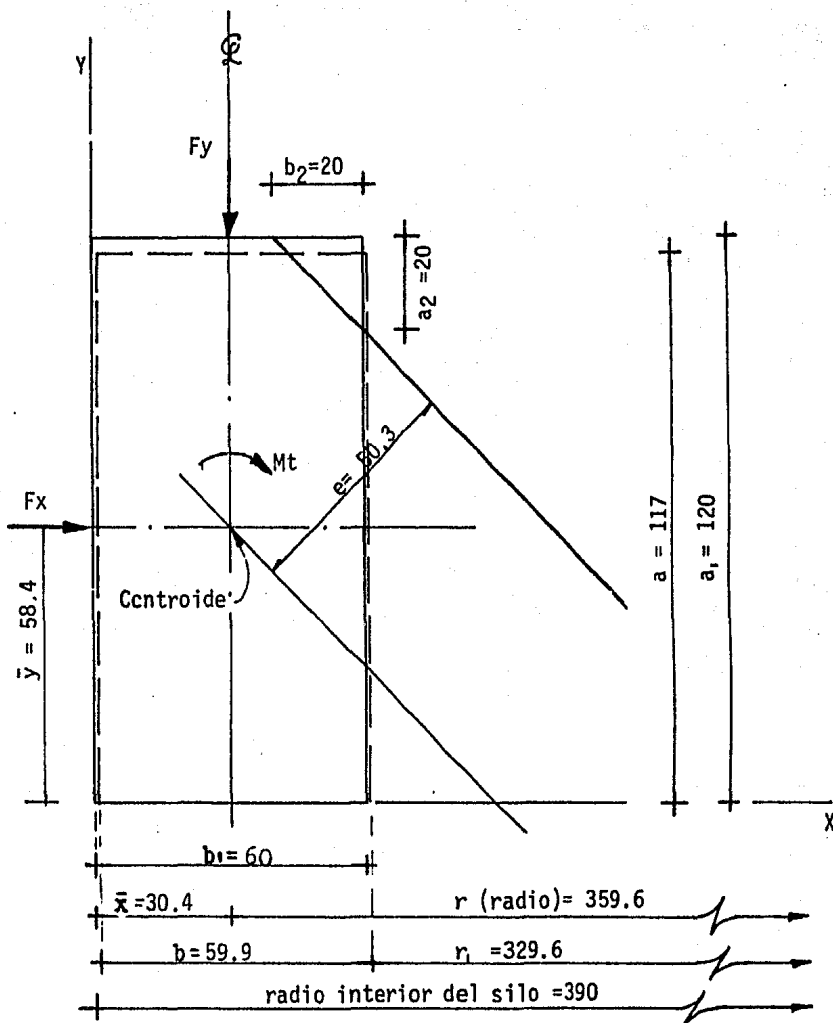


Figura 3.16 a Sección transversal de trabe circular

A continuación se hará el cálculo de las dimensiones del rectángulo equivalente.

dónde:

a = altura del rectángulo equivalente.

b = ancho del rectángulo equivalente.

Ar = área de la sección transversal.

el valor de a y b son:

$$a = 2\bar{y} \quad (\text{III.a.14})$$

$$a = 2 (0.584) = 1.168 \text{ m}$$

$$b = \frac{Ar}{a} \quad (\text{III.a.15})$$

$$b = \frac{0.70}{1.168} = 0.599 \text{ m}$$

Una vez calculada la excentricidad y siendo su valor $e = 50.3 \text{ cm}$ se calcula el momento torsionante.

$$M_t = F_m e \quad \text{ver cap. III (III.a. IO)}$$

$$= 49.3 \times 0.503 = 24.80 \text{ tn-m/m}$$

Sustituyendo en las ecuaciones III.a.16 y III.a.17 se encontrarán los valores de V_a y M_a

$$\frac{F \times r^2}{Ar} = M_a \left[\frac{hc^2}{2Ic} \right] - V_a \left[\frac{hc^3}{3Ic} - \frac{\eta r^3}{2I_r} \right]$$

$$\frac{12 \text{ Mtr}}{a^3 \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)} = M_A \left[\frac{hc}{I_c} + \frac{\pi r z}{6.8 b^4 \lambda} \right] - V_A \left[\frac{hc^2}{2I_c} \right]$$

Datos

$$F_x = 34.86 \text{ tn/m}$$

$$hc = 6.72 \text{ m}$$

$$r = 3.90 \text{ m}$$

$$I_c = 520,833.33 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$Ar = 0.70 \text{ m}^2$$

$$r_2 = 3.89 \text{ m}$$

$$Mt = 24.80 \text{ tn-m/m}$$

$$r_1 = 3.29 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.457 \text{ (ver tabla IIIa.II)}$$

$$a = 1.17 \text{ m}$$

$$I_r = 9.00 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\eta = 0.003364 \text{ (ver tabla III.a.I)}$$

$$z = 1.1153 \text{ (ver tabla III.a.I)}$$

$$b = 0.599 \text{ m}$$

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$\frac{34.86 (3.90)^2}{0.70} = M_A \left[\frac{6.72^2}{2 (520,833.33 \times 10^{-8})} \right] - V_A \left[\frac{6.72^3}{3 (520,833.33 \times 10^{-8})} \right] - \frac{0.003364 (3.90)^3}{2 (9.0 \times 10^{-3})}$$

$$\frac{12 (24.80) 3.90}{1.17^3 \ln \left(\frac{3.89}{3.29} \right)} = M_A \left[\frac{6.72}{(520,833.33 \times 10^{-8})} + \frac{\pi 3.90 \times 1.1153}{6.8 (0.599)^4 0.457} \right] -$$

$$- V_A \left[\frac{6.72^2}{2 (520,833.33 \times 10^{-8})} \right]$$

$$VA = 2.1 \text{ tn} \quad \text{y} \quad MA = 9.58 \text{ tn-m}$$

Cálculando el momento de trabajo en la base de la columna

$$MB = VA h_c - MA \quad \text{III.a.18}$$

$$MB = 2.10 \times 6.72 - 9.58 = 4.53 \text{ T - M}$$

Se cambiarán las unidades al sistema inglés para poder utilizar la tabla - III.a.III por lo tanto se tiene en la tabla anexa:

Diseño de la trabe circular.

Los efectos de torsión deberán incluirse con el cortante y la flexión siempre que el T_u exceda de.

$$\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma X^2 y) \quad (\text{ver ACI -318-77 cap 11})$$

de la tabla anterior se tomará la suma de los momentos torsionantes -

$T = 58,871.00 \text{ lb-ft} = 8.14 \text{ tn-m}$, además se le sumarán M_t de la trabe -

$T_u = (8.14 + 24.80) 1.7 = 55.99 \text{ t-m}$; sustituyendo en la ecuación anterior

$$0.85 (0.13 \sqrt{200} \times 60^2 \times 1.20) = 6.75 \text{ tn-m} \quad 6.75 < 55.99$$

se considera la torsión

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$T_n = T_c + T_s$$

$$T_c = \frac{0.2 \sqrt{f'_c} \Sigma X^2 Y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 Y_{II}}{C_t T_u}\right)^2}}$$

donde:

T_c = Momento torsional resistente proporcionado por el concreto.

X, Y = La menor y mayor dimensión respectivamente de la sección.

Tabla de elementos mecánicos sobre la trabe circular

No. Soportes	Localización de la Fza.	Cortante lb	Fza. de Compresión debido Fx lb	Momento Flexionante Mt lb-ft	Momento Flexionante Fy lb-ft	Momento Flexionante MA lb-ft	Momento Torsionante Fy lb-ft	Momento Torsionante MA lb-ft
6	SOPORTE	164,510.24	299,718.52	699,553.83	-374,440.13	-60,006.87		34,646.00
	CENTRO DEL CLARO		299,718.52	699,553.83	189,834.31	-69,292.00		
	* 12°44' A PARTIR DEL SOPORTE	94,740.50	299,718.52	699,553.83		-66,166.93	38,208.18	20,662.87

* Punto de máxima torsión debido a Fy.

$$C_t = \frac{b_w d}{\sum X^2 Y} = \frac{60 \times 115}{60^2 \times 120} = 0.01597$$

Sustituyendo:

$$T_{CR} = \frac{0.2 \sqrt{200} \times 60^2 \times 120}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \times 42970 \times 1.7}{0.01597 \times 5599000} \right)^2}} = 924,239.02 \text{ kg-cm} = 9.24 \text{ tn-m}$$

$$\phi T_{CR} = 0.85(9.24) = 7.85 \text{ t-m} < T_u$$

$$T_s = \frac{A_t \alpha_t X_1 Y_1 f_y}{S}$$

siendo:

T_s = el momento torsional resistente nominal proporcionado por el refuerzo por torsión.

A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia S , en cm^2 .

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{Y_1}{X_1} \leq 1.5$$

X_1 = la menor dimensión centro a centro de un estribo.

Y_1 = la mayor dimensión centro a centro de un estribo.

S = separación del refuerzo por torsión o cortante en dirección paralela al refuerzo longitudinal, en cm.

$$\alpha = 0.66 + 0.33 \frac{115}{55} = 1.35 \leq 1.5$$

sustituyendo

$$T_s = \frac{2 \times 1.27 \times 1.35 \times 55 \times 115 \times 4 \times 200}{15} = 60.73 \text{ tn-m}$$

$$T_n = 9.24 + 60.73 = 69.97 \text{ tn-m/m}$$

$$\phi T_n = (69.97) 0.85 = 59.47 \text{ tn-m}$$

$$59.47 < 55.99$$

Refuerzo longitudinal

Se calculará el área requerida de varilla longitudinales distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t .

$$A1_1 = 2A_t \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right) = 2 \times 2.54 \left(\frac{-55 + 115}{15} \right) = 57.57 \text{ cm}^2$$

$$A1_2 = \left[\frac{28 \times \mu}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u} \right) - 2 A_t \right] \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right)$$

$$A1_2 = \left[\frac{28(60)15(5,599,000)}{4,200 \left(5,599,000 + \frac{42970}{0.04791} \right)} - 2 \times 2 \times 1.27 \right] \left(\frac{55 + 115}{15} \right) = 1.037$$

$$A1_2 < A1_1$$

12 # 8 (60.84 cm²) > 57.57 cm² (colocado lateralmente) + Refuerzo por flexión

Refuerzo por flexión

Al centro del claro (ver tabla anterior)

$$M_t = 699,553.83 + 189,834.31 - 69,292.00 = 820,096.14 \text{ lb ft} = 113,539 \text{ kg-m} \\ = 11,355,900 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c} = \frac{11,355,900 \times 1.7}{60 \times 115^2 \times 200} = 0.12 \text{ cm} \quad w = 0.13 \quad w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$$\rho = \frac{f'_c w}{f_y} = \frac{200 \times 0.13}{4,200} = 0.00619 \quad A_s = 42.71 \text{ cm}^2 \quad 5\#10$$

12°44' a partir del soporte

$$M_c = 699,553.83 - 66,166.93 = 633,387 \text{ lb-ft} = 87\,705 \text{ kg-m} = 8,770,500 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f'c} = \frac{8,770,550 \times 1.7}{60 \times 115^2 \times 200} = 0.09395 \quad w = 0.10$$

$$p = \frac{f'c w}{f_y} = \frac{200 \times 0.10}{4\,200} = 0.00476 \quad A_s = 32.84 \text{ cm}^2 \quad 2\#10 \text{ y } 3\#8$$

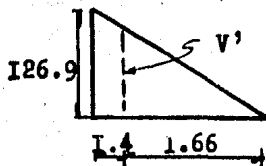
Acero mínimo per flexión según A.C.I 318-77

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad A_B = 22.77 \quad 5\#8 \text{ (lecho sup)}$$

Revisión per certante

$$V = 164,510.24 \text{ lb} = 74.66 \text{ ton}$$

$$V_u = 74.66 \times 1.7 = 126.92 \text{ ton}$$



$$\frac{126.92}{3.06} = \frac{V'}{1.66} \quad V' = 68.85 \text{ ton}$$

$$T_u = (4.79) I_4 \dots \text{ (Momento torsional último en apoyo)}$$

Certante que resiste el concreto según A.C.I 318-77

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f'c} b w d}{\sqrt{1 + (2.5 \frac{C_t T_u}{V_u})^2}}$$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{200} \times 60 \times 115}{\sqrt{1 + (2.5 \times 0.01597 \frac{479,000 \times 1.7}{74661 \times 1.7})^2}}$$

$$V_c = 50,114 \text{ kg}$$

Considerando:

$$68850 = (V_c + v_s) \phi$$

despejando v_s

$$v_s = \frac{68,850}{\phi} - V_c$$

Certante que toman los estribos

$$v_s = \frac{68,850}{0.85} - 50,114$$

$$v_s = 30,886 \text{ kg}$$

se utilizarán estribos del #3 a una separación:

$$s = \frac{A_v f_y d}{v_s}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 115}{30886}$$

$$s = 22.2 \text{ cm}$$

se colocarán E # 3 @ 20 (2 ramas)

Diseño de la Columna

A continuación se hará el diseño de la columna que sirve como soporte de la trabe circular.

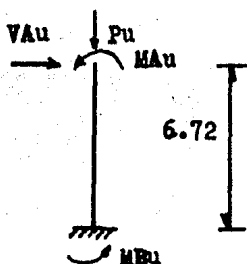
Considerando las cargas que obran sobre la columna:

$$MA=11.66 \text{ t-m} \quad ; \quad MAu = 11.66 \times 1.7 = 19.822 \text{ t-m}$$

$$MB=4.53 \text{ t-m} \quad ; \quad MBu = 4.53 \times 1.7 = 7.701 \text{ t-m}$$

$$P = 74.6 \text{ ton} \quad ; \quad Pu = 74.6 \times 1.7 = 126.84 \text{ ton}$$

$$VA=2.1 \text{ ton} \quad ; \quad VAu = 2.1 \times 1.7 = 3.57 \text{ ton}$$



Cargas a las que está sometida la columna

Se desprecian los efectos de esbeltez debido a que la columna se encuentra integrada a los muros del silo (ver croquis de armado).

Revisión por flexocompresión.

Sección prepueta: $b=20 \text{ cm}$, $t=60 \text{ cm}$, $d=55 \text{ cm}$

De acuerdo a los diagramas de interacción del libro de "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado" de González Cuevas.

$$\alpha = \frac{P_u}{btB_3 f'_c} = \frac{126840}{20 \times 60 \times 0.85 \times 200} = 0.621$$

$$B = \frac{M_u}{bt^2 B_1 f'_c} = \frac{19.822 \times 10}{20 \times 60^2 \times 0.85 \times 200} = 0.1619$$

$$w = 0.12$$

$$p = \frac{w B_1 f'_c}{f_y} = \frac{0.12 \times 0.85 \times 200}{4200}$$

$$p = 0.01 < 0.02$$

$$A_s = p b t = 0.01 \times 20 \times 60 = 12 \text{ cm}$$

con 4 varas #6

Revisión por cortante

Cortante que toma el concreto según A.C.I. 318-77

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \text{ pt } \frac{V_u d}{M_u}$$

donde:

$$M_u = M_u - P_u \frac{(4t-d)}{8}$$

$$M_u = 19.822 - 126.84 \frac{4(0.6) - 0.55}{8}$$

$$M_u = -9.5 \text{ t-m}$$

$$pt = \frac{2 \times 2.87}{60 \times 20} = 0.00478$$

Sustituyendo se tiene:

$$v_c = 0.5 \sqrt{200} - \frac{180(0.00478)(3570)(55)}{9.5 \times 10^3}$$

$$v_c = 6.893 \text{ kg/cm}$$

$$V_c = v_c bd = 6.893 \times 60 \times 20 = 8271.6 > V_u$$

∴ Se colocarán estribos per especificación del #3 a $d/2 \approx 25 \text{ cm}$

Ver detalle de armado en columna.

3.16 LOSA DE CUBIERTA

CARGA MUERTA

LOSA	$0.20 \times 2400 \text{ Kg/m}^2$	$=$	480 Kg/m^2
RELLENO	$0.063 \times 2000 \text{ Kg/m}^2$	$=$	126 Kg/m^2
IMPERMEABILIZANTE			10 KG/m^2
			616 Kg/m^2

CARGA VIVA 500 Kg/m^2

CARGA DE SERVICIO $cm + cv = 500 + 616 = 1116 \text{ Kg/m}^2$

Se diseñará por coeficientes usando las ecuaciones del formulario del Ingeniero por:

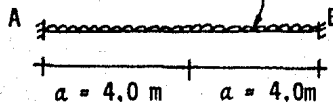
A. Grekow

V. Isnaro

P. Mrozowicz

ver Capítulo III

$q = 1116 \text{ Kg/m}^2$



Se calcularán los elementos siguientes:

Momento flexionante radial $Mr = \frac{qa^2}{16} [(1+\mu) - (3+\mu) e^2]$

Momento flexionante tangencial $M\theta = \frac{qa^2}{16} [(1+\mu) - (1+3\mu) e^2]$

Fuerza cortante radial $Tr = 0.5 qae$

Rigidez de flexión de la placa $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

Flecha $W = \frac{qa^4}{64D} (1 - e^2)^2$

Donde:

μ = Coeficiente de Poisson = 0.15

h = Espesor de la placa

a = Radio de la placa

ℓ = Distancia entre el centro de la placa al punto estudiado r/a

E = Módulo de elasticidad del material de la placa (en este caso es concreto) $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$

Por lo que el peso total será:

$$P = qa^2 \gamma = 1116 \times 4^2 \times \gamma = 56,096.28 \text{ Kg.}$$

$$a = 4 \text{ mts} \quad r = 4 \text{ mts} \quad e = \frac{r}{a} = \frac{1}{1} = 1$$

Entonces se tiene que:

$$M_r = \frac{1116 \times 4^2}{16} [(1 + 0.15) - (3 + 0.15)^2] = -2232 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{\phi} = \frac{1116 \times 4^2}{16} [(1 + 0.15) - (1+3 \times 0.15)^2] = -334.80 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{haciendo } r = 0 \quad e = \frac{0}{4} = 0$$

$$M_r = M_{\phi} = \frac{1116 \times 4^2}{16} (1 + 0.15) = 1283.4 \text{ Kg-m/m}$$

Fuerza cortante radial

$$T_r = -0.5 \times 1116 \times 4 \times 1 = -2232 \text{ Kg/m}$$

Flecha al centro de la losa

$$r = 0 \quad e = 0 \quad f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15000 \quad \sqrt{200} = 212 \text{ 132 Kg/cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$D = \frac{212132 \times 20^3}{12 (1 - 0.15^2)} = 1.44 \times 10^8$$

$$W = \frac{1116 \times 0.0256 \times 10^8}{64 \times 1.44 \times 10^8} (1)^2 = 0.31 \text{ cm} < 3.33 \text{ cm}$$

Flecha permisible es $\frac{L}{240}$ según ACI 318-77

$$W_{per} = \frac{800}{240} = 3.33 \text{ cm}$$

Diseño de la Losa

Se diseñará con los 2 momentos radiales ($e = 1$ y $e = 0$)

$$M_r = 2232 \text{ Kg-m} \quad M_{\mu} = 2232 \times 1.7 = 3,794.40 \text{ Kg-m}$$

Entonces se tiene:

$$\frac{M_{\mu}}{bd^2} = \frac{379440}{100 \times 18^2} = 11.71 \quad p = 0.0028$$

$$A_s = 0.0028 \times 100 \times 18 = 5.04 \text{ cm}^2 / \text{m} \ell \quad \# 4 @ 25$$

$$M_r = 1283.4 \text{ Kg-m}$$

$$M_\mu = 1283.4 \times 1.7 = 2181.78 \text{ Kg-m}$$

por lo que:

$$\frac{M_n}{bd^2} = \frac{218178.0}{100 \times 18^2} = 6.73$$

$$p = 0.00247$$

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 18 = 4.45 \text{ cm}^2 / \text{m} \ell \quad \# 4 \text{ a } 28$$

Revisión por cortante

Las reacciones serán

$$R_a = \frac{P}{2a_1} = \frac{56096.28}{2 \times 4 \times 11} = 2232 \text{ Kg} \quad R_a = R_b$$

$$V_c^d = 0.53 \sqrt{f'_c} \text{ bwd}$$

donde:

bw = ancho considerado en cm.

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión en la mitad opuesta del miembro cm.

f'_c = resistencia a la compresión del concreto, Kg/cm²

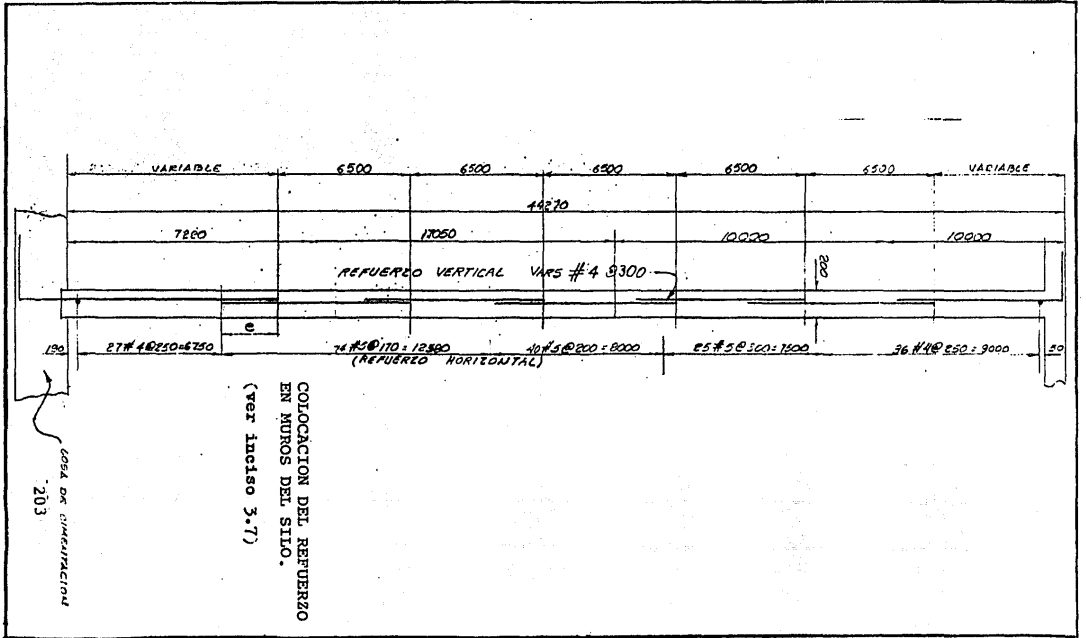
$$V_\mu = V \times 1.7 = 2232 \times 1.7 = 3794.4 \text{ Kg} = 3.8 \text{ tn}$$

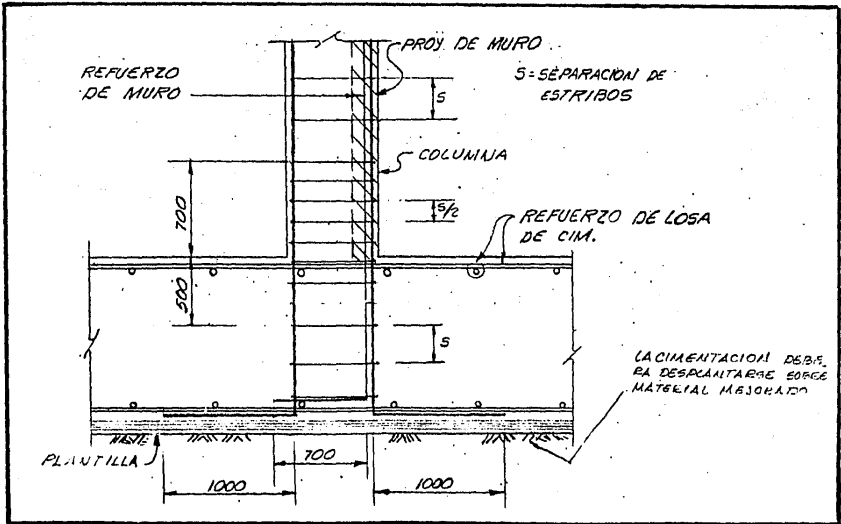
$$V_c = 0.53 \sqrt{200} \times 100 \times 18 = 13,491.60 \text{ Kg} = 13.5 \text{ tn.}$$

$$V_\mu \leq V_c$$

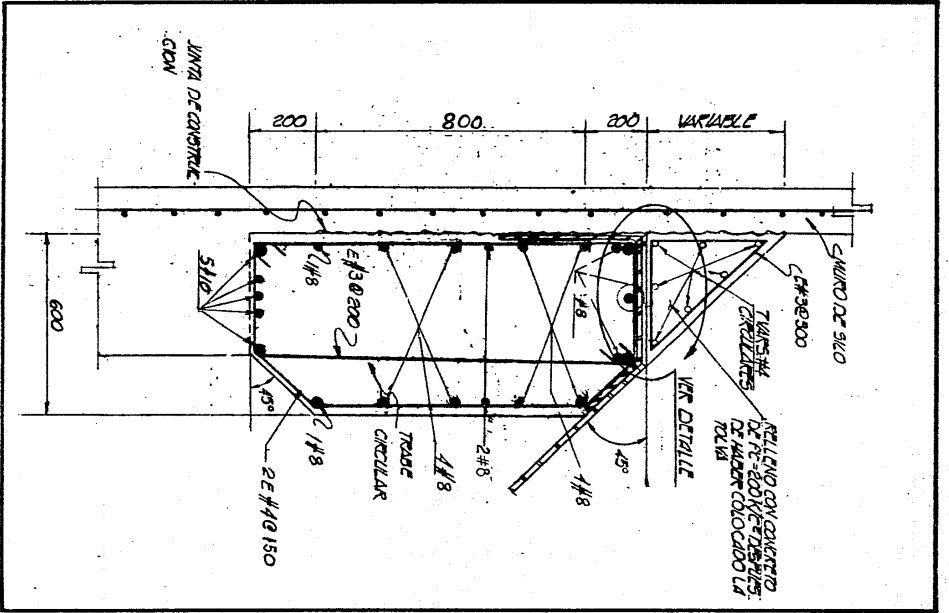
3.8 tn < 13.5 tn pasa por cortante.

DETALLES

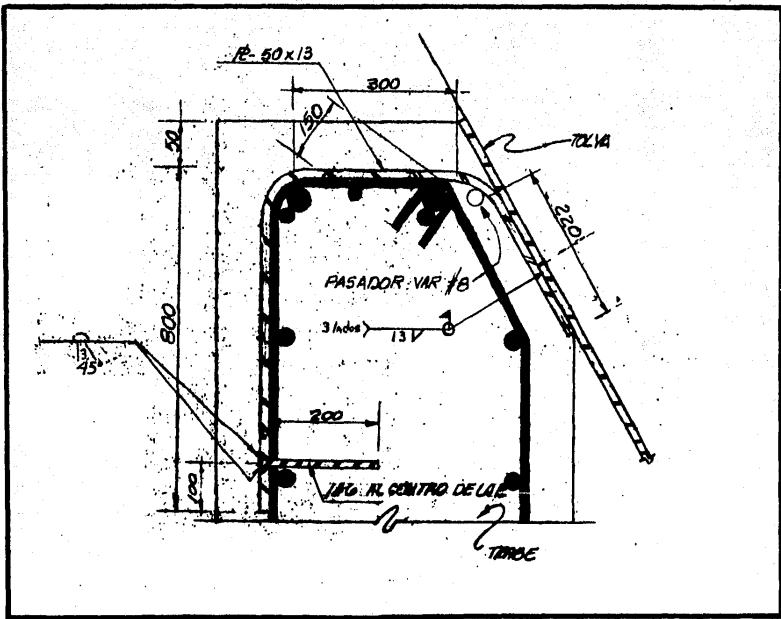




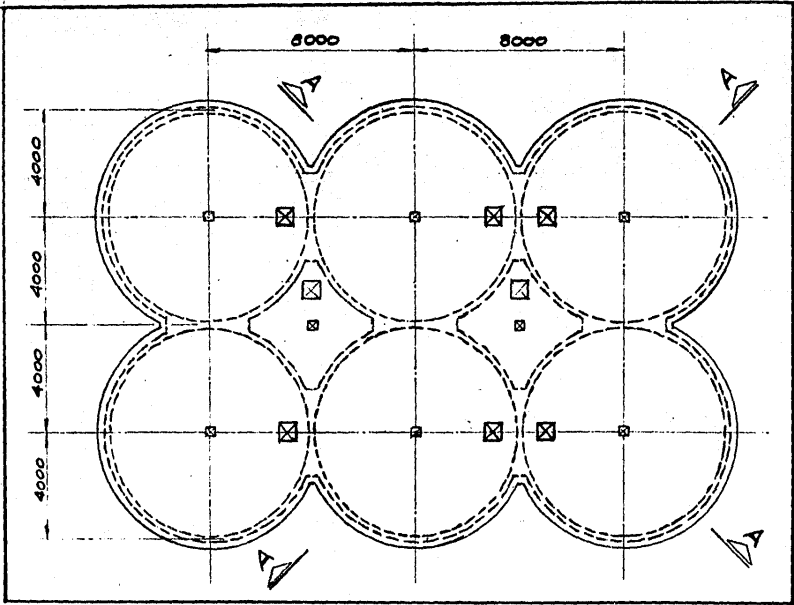
DETALLE DE CIMENTACION



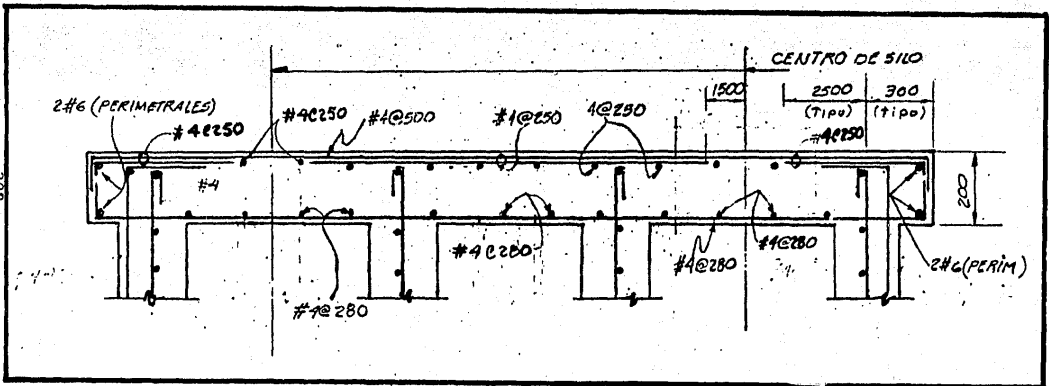
DETALLE DEL ARMADO DE LA TRASE CIRCULAR (Instituto 3.15)



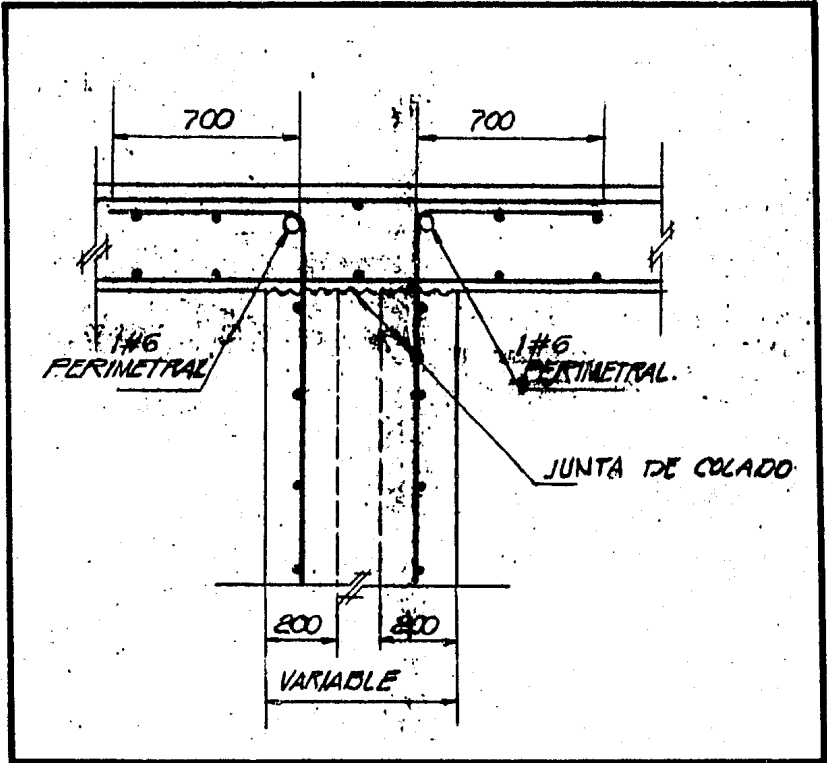
DETALLE DE CONEXION DE LA TRABE CIRCULAR CON TOLVA METALICA



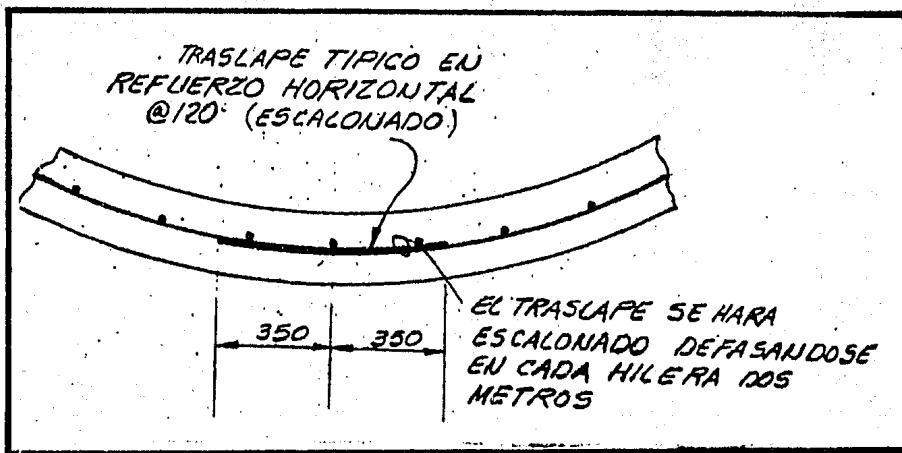
PLANTA DE CUBIERTA ver inciso 3.16



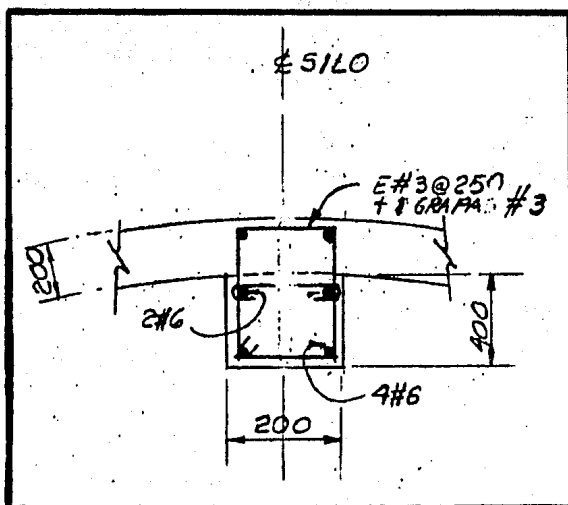
CORTE A-A ARMADO DE LOSA DE CUBIERTA (inciso 3.16)



DETALLE DE JUNTA DE MURO DEL SILO CON LOSA DE CUBIERTA

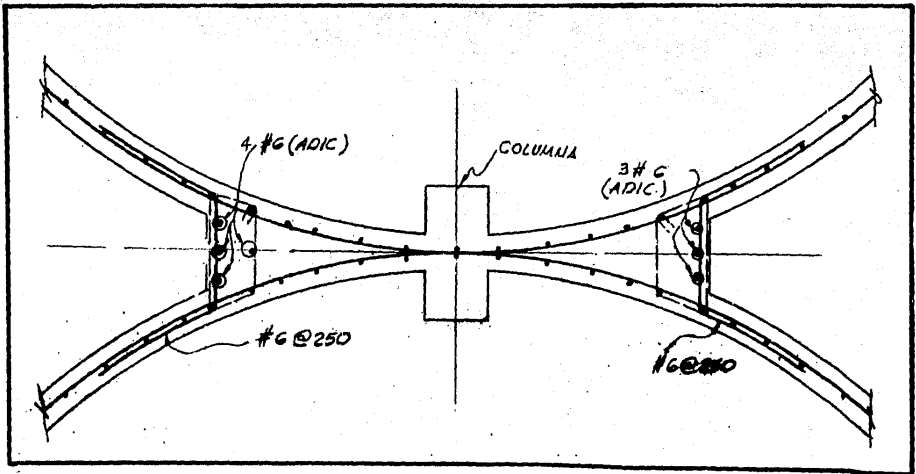


TRASLAPE TIPICO EN MUROS DE SILOS

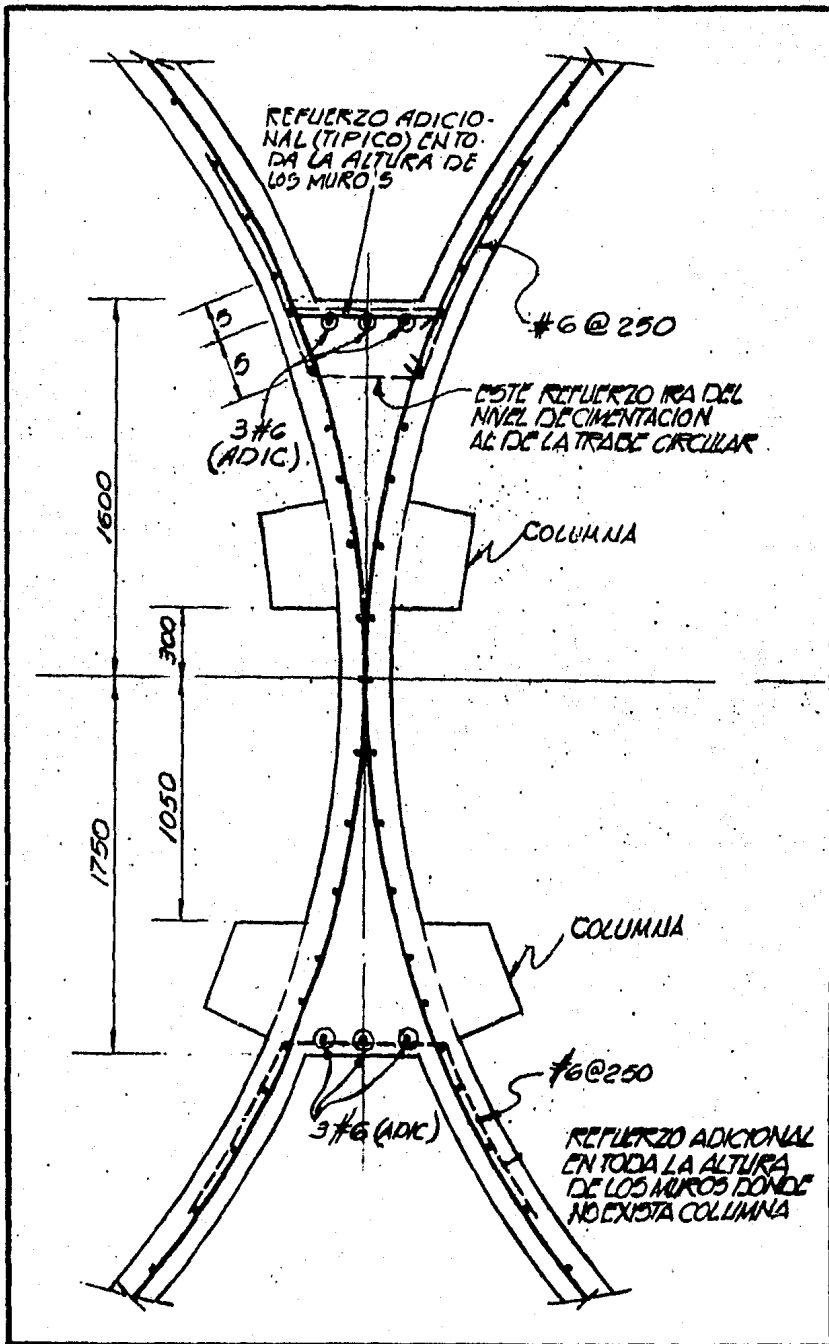


DETALLE DE ARMADO EN COLUMNA

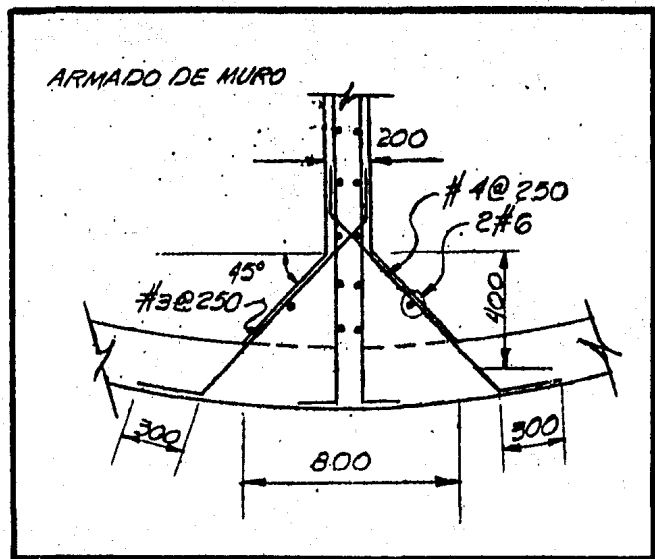
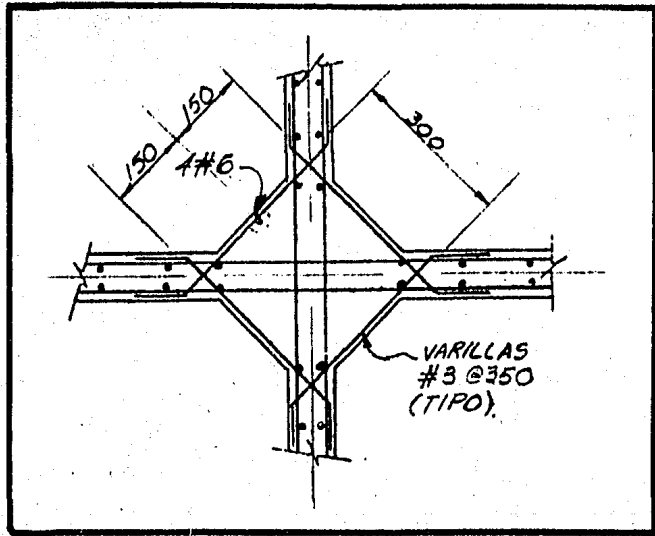
(Ver inciso 3.15)



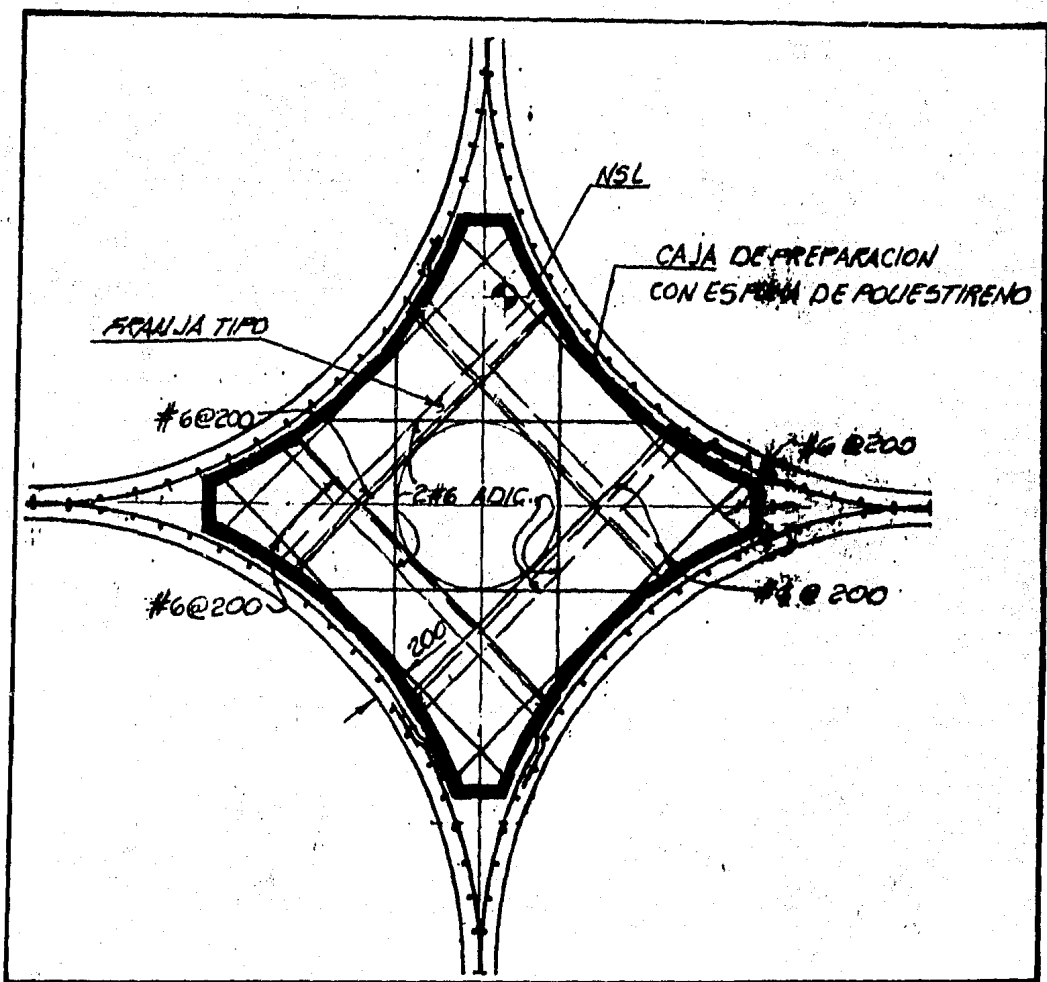
DETALLE DE REFUERZO EN MUROS DE SILOS E INTERSILOS



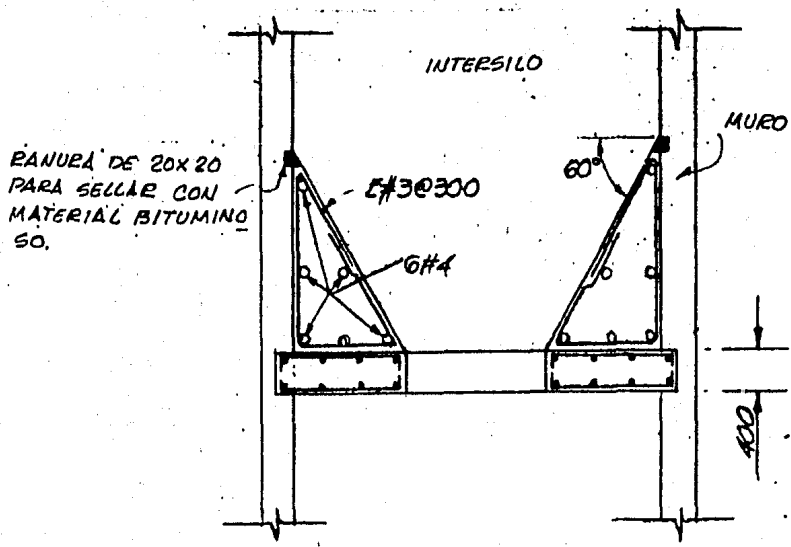
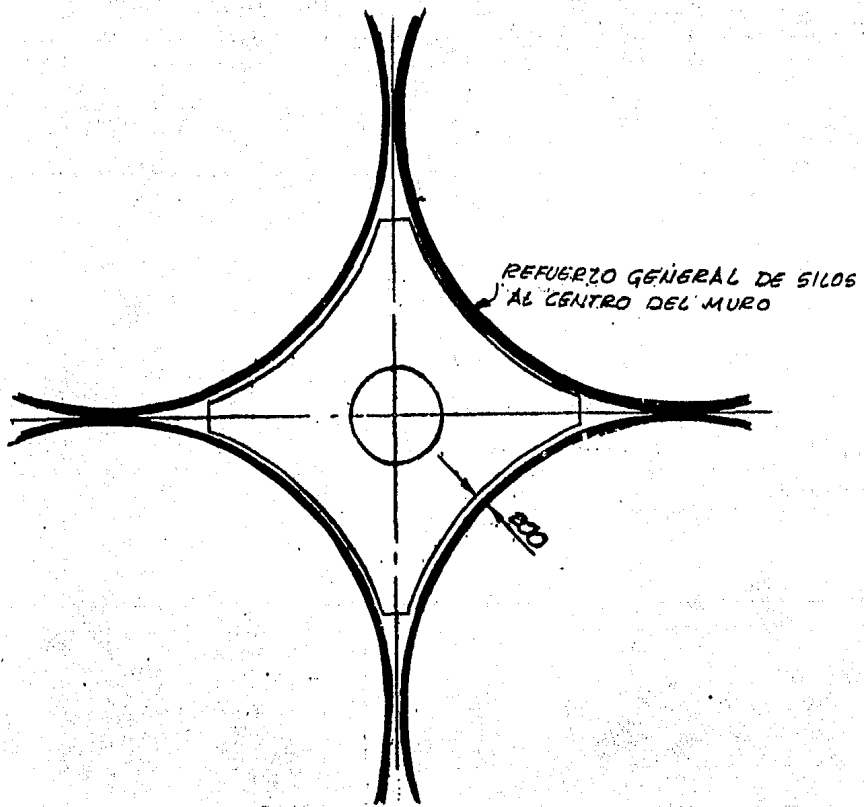
DETALLE DE REFUERZO EN MUROS



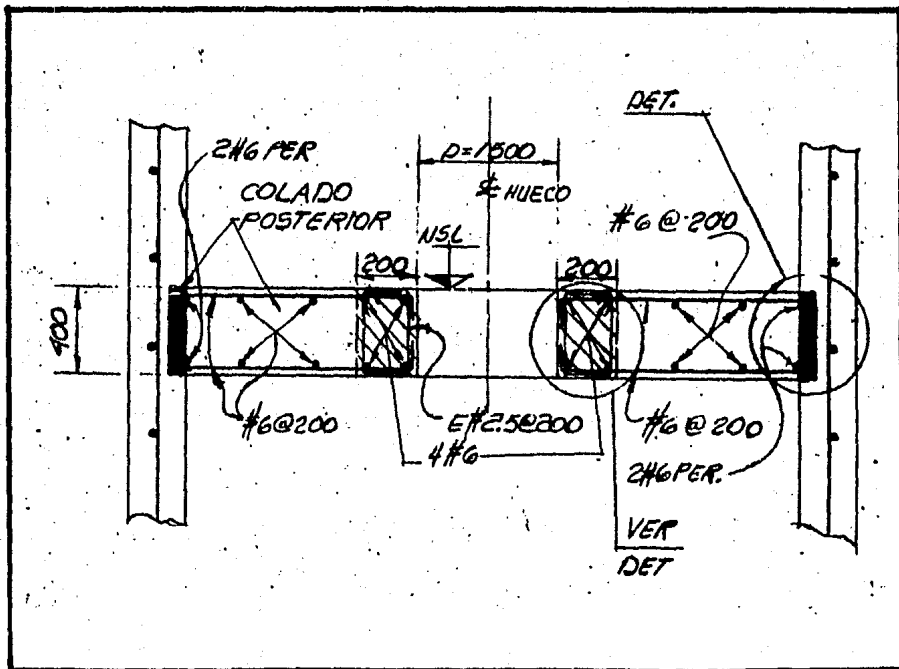
DETALLES TÍPICOS DE ARMADO



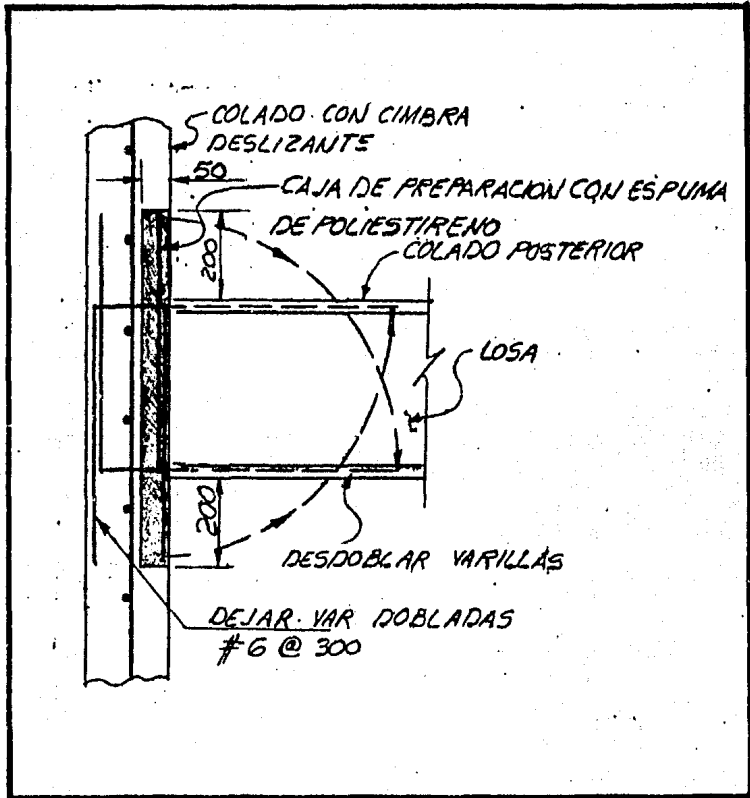
DETALLE DE FONDO DE INTERSILO (PLANTA)



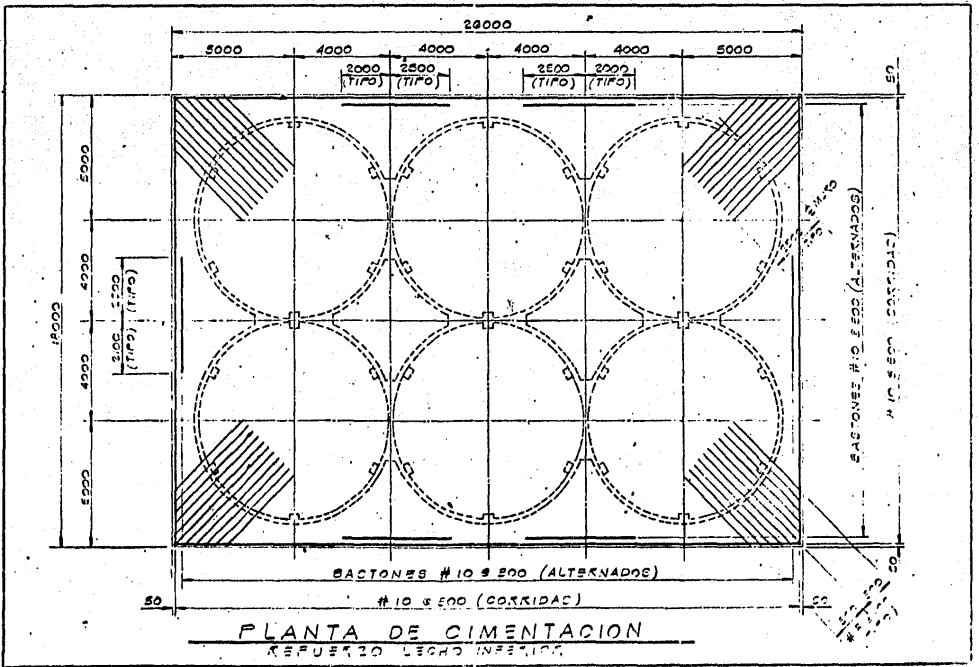
DETALLE DEL INTERSILO

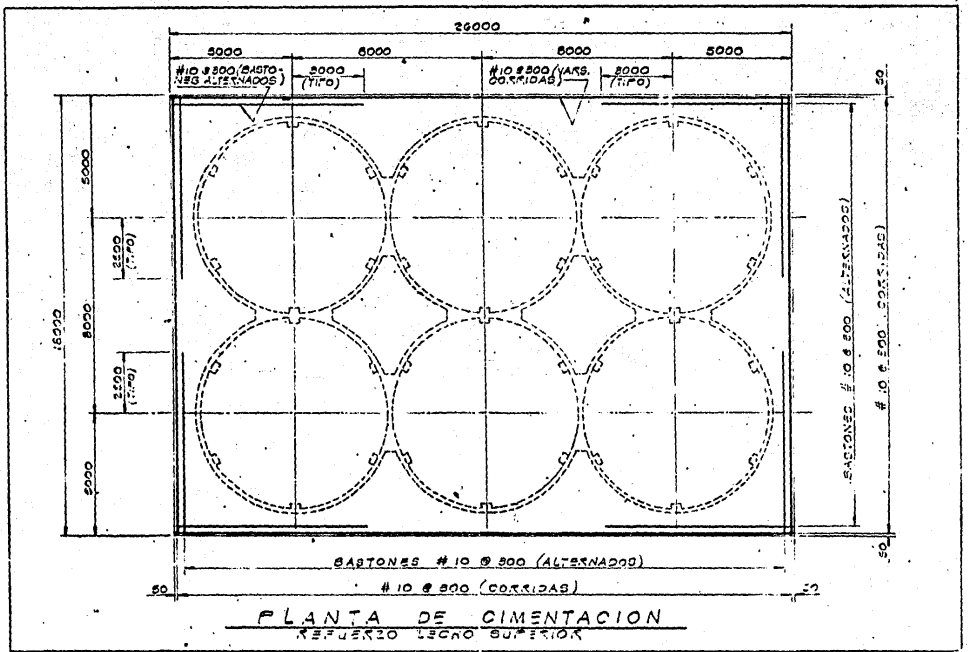


DETALLE DEL ARMADO EN LOSA DE INTERSILO



DETALLE DE LA UNION MURO DEL SILO CON LOSA DE INTERSILO





CONCLUSIONES

La finalidad de este trabajo fue el poder reunir la más completa información actualizada sobre el análisis y diseño de los silos de concreto reforzado. Teniendo como base los reglamentos - - - ACI-313-77 y el ACI-318-77 (publicado por American Concrete Institute).

El ACI-313-77, define las características principales como son: presiones horizontales y verticales, espesores mínimos de paredes, agrietamientos, tolvas, etc., Sin olvidar que el ACI-318-77 nos proporciona los requisitos indispensables para la realización final del análisis y diseño de los mismos.

Para tener una visión más completa se llevó a cabo un proyecto de aplicación, basándose en los reglamentos anteriormente expuestos.

Se adiciona al trabajo dibujos, como: detalles típicos de muros, de uniones de paredes con la cimentación, armados de la losa tapa, armado de la trabe circular, etc.

Finalmente sería motivo de satisfacción que nuestras experiencias sobre este tema fueran tomadas como guía y obra de consulta, ya que este fue nuestro principal objetivo.

ANEXO

VALORES MINIMOS RECOMENDADOS DEL
FACTOR DE SOBREPRESION C_d , PARA SILOS

<p>TOPE DE MATERIAL Y BLO</p> <p>ALTIMA DE LA TOLVA</p>		FACTOR DE SOBREPRESION C_d .										
		$H/D \leq 2$		$2 < H/D \leq 3$		$3 < H/D \leq 4$		$4 < H/D \leq 5$		$H/D \geq 5$		<p>PARA POLVOS COHESIVOS COMO CEMENTO O HARINA CUANDO EL VACIADO SE HACEN NEUMATICAMENTE.</p>
<p>BASE DE LA TOLVA O LOSA</p> <p>BASE DE CONCRETO</p>	<p>BASE DE ACERO</p>	J	R	J	R	J	R	J	R	J	R	
				1.55	1.45	1.45	1.20	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
		1.85	1.65	1.65	1.45	1.20	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	
		1.65	1.65	1.65	1.45	1.35	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	
		1.75	1.75	1.75	1.65	1.55	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	
		1.75	1.75	1.75	1.55	1.50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
		1.85	1.85	1.85	1.75	1.60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	
		1.85	1.85	1.85	1.90	1.35	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
		1.80	1.80	1.80	1.80	1.70	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	
		1.80	1.80	1.80	1.70	1.40	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
		2.00	2.00	2.00	1.90	1.75	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		2.00	2.00	2.00	1.75	1.60	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	

CURVA DE PRESSION LATERAL DE DISEÑO.
 CURVA DE PRESSION ESTATICA LATERAL SEGUN LA TEORIA JANSSEN O REINBERT

USE LA MISMA PRESSION DENTRO DE LA ALTURA DE LA TOLVA O, SI LO DESEA, REDUZCA LAS PRESSIONES DE ACUERDO CON EL CAMBIO EN EL RADIO HIDRAULICO

SI SE DESEA PUEDEN REDUCIRSE LAS PRESSIONES DESDE EL TOPE DE LA LOSA, TAL COMO SE MUESTRA.

FACTOR DE SOBREPRESION C_d PARA USAR EN EL CALCULO DE LAS PRESSIONES DE DISEÑO EN LA BASE DE LOS SILOS. (VER NOTA No 6)

TABLA 1.A LOS VALORES DE C_d DADOS EN ESTA TABLA SON INADECUADOS PARA LAS CARGAS MAS ALTAS ASOCIADOS CON EL MOVIMIENTO DE LAS MASAS.

TABLA 1.B VALORES MINIMOS RECOMENDADOS DEL FACTOR DE IMPACTO C_i

RELACION ENTRE EL VOLUMEN VACIADO EN UNA CARGA Y LA CAPACIDAD TOTAL DEL SILIO		1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 Y MENOS
FACTOR DE IMPACTO C_i	BASE DE CONCRETO	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
	BASE DE ACERO	1.75	1.60	1.5	1.35	1.25

REF. A.C.I-313-77

VALORES MINIMOS RECOMENDADOS DEL
FACTOR DE SOBREPRESION C_d PARA SILOS

NOTAS:

- EL FACTOR C_d PARA LAS PRESIONES LATERALES SE DA PARA LA BASE DE CADA ZONA DE ALTURAS MOSTRADA.
- EN LA REGION DE UN ACCESORIO CORRECTOR (BUHLER-NAE), LAS PRESIONES LATERALES PUEDEN SER MUCHO MAYORES QUE LAS ESTATICAS Y LOS VALORES DADOS DE C_d PUEDEN NO SER SUFICIENTES.
- LAS PRESIONES EN LA BASE DEL SILO NO TIENEN POR QUE SER CONSIDERADAS MAYORES QUE LA PRESION CAUSADA POR EL 100% DEL PESO DEL CONTENIDO DEL SILO.
- SI $H_1 < H \leq 2H_1$, USAR EL SEGUNDO VALOR DE C_d DESDE EL TOPE - PARA TODA LA TODA LA ALTURA DEL SILO H.
- LOS VALORES DE C_d PARA H/D ENTRE LOS DADOS EN LA TABLA DEBEN DETERMINARSE MEDIANTE INTERPOLACION LINEAL.
- LOS VALORES DEL FACTOR C_d DADOS EN LA TABLA PARA CALCULAR LAS PRESIONES DE DISEÑO EN LA BASE SERAN MULTIPLICADOS POR 0.75 PARA UN MATERIAL NO COHESIVO, EXCEPTO PARA LOS SILOS HOMOGENEIZADORES EN QUE USA EL VACIADO NEUMATICO.
- LOS FACTORES C_d DADOS EN LA TABLA SON LOS MINIMOS RECOMENDADOS. DE TODOS MODOS, FACTORES C_d MENORES PUEDEN TAMBIEN SER USADOS, PERO SOLO PARA CASOS PARTICULARES EN LOS QUE EL PROYECTISTA PUEDA DEMOSTRAR QUE TALES VALORES SON SUFICIENTES.
- LA J INDICA JANSSEN
- LA R INDICA REIMBERT

REF. A.C.I-313-77

B I B L I O G R A F I A

REIMBERT MARCEL Y ANDRE. SILOS TEORIA Y PRACTICA. AMERICA LEE. BUENOS AIRES, ARGENTINA. 1979.

RAVENET JUAN. SILOS TEORIA, INVESTIGACION Y CONSTRUCCION. TECNICOS ASOCIADOS. BARCELONA, ESPAÑA 1977.

FINTEL MARK. HANDBOOK OF CONCRETE ENGINEERING. VOS NOSTRAND --- REINHOLD COMPANY. USA. 1974

ACI-313-77. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. DETROIT. 1977.

ACI-318-77. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, DETROIT, 1977.

DUNHAM C.W. CIMENTACIONES EN ESTRUCTURAS. MC GRAW HILL. NEW YORK. 1962. PP 343.481.