



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**CARACTERIZACIÓN Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES
DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

XIMENA SALINAS BARRERA

**PROFESOR GUÍA
RAMÓN MONTECINOS CONCHA**

**MIEMBROS DE LA COMISION
CESAR IVÁN DARRIGRANDE ECHAVARRIA
LEONARDO MAXIMILIANO MASSONE SANCHEZ**

**SANTIAGO DE CHILE
OCTUBRE 2009**

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: XIMENA SALINAS B.
FECHA: 22/10/2009
PROF. GUIA: Sr. RAMON MONTECINOS

“CARACTERIZACIÓN Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO”

De acuerdo con la experiencia reunida en los proyectos mineros e industriales desarrollados en Chile en los últimos quince años, ha sido frecuente comprobar que al aplicar el Capítulo 21 de la norma ACI-318 a las estructuras industriales de marcos de hormigón armado, resulten elementos ó encuentros de elementos difíciles de construir debido a la alta cantidad de armadura que requiere el diseño como un marco dúctil o especial, situación que eventualmente puede significar que se impida la colocación del hormigón.

Teniendo en cuenta esta situación, en esta memoria se hizo una caracterización de una de las estructuras industriales de marcos de hormigón armado más típicas construidas en Chile y se ha diseñado una estructura de este tipo aplicando las recomendaciones de la ACI-318 y de la NCh 2369 para “marcos especiales o dúctiles” y “marcos intermedios”.

Los datos recopilados indican que existe dispersión de criterio en los diseñadores, en cuanto al factor de modificación de la respuesta R a usar, lo que implica distintos coeficientes sísmicos de cálculo considerados.

Se ha comparado los requerimientos de armaduras resultantes en ambos casos desde el punto de vista de la demanda requeridas por la acción sísmica. De esta comparación se ha concluido lo siguiente:

En la estructura analizada, no hay diferencias al ser diseñada como pórtico intermedio ó como pórtico especial en lo que se refiere a armaduras longitudinales de columnas y losas, con excepción para pórticos especiales se requiere una mayor cantidad de estribos a lo largo de la columna y estribos dentro de los nudos.

En el tipo de estructura analizada no hay problemas con la disposición de las armaduras calculadas dadas las secciones de hormigón que posee la estructura.

Para evitar interpretaciones, se propone que la norma sísmica defina más específicamente los valores de R y ξ para estas estructuras y que contemple los requerimientos que demandan las condiciones de operación y de continuidad de funcionamiento de este tipo de instalaciones industriales, que tienen esfuerzos axiales, flexión y corte bajos y que durante un sismo no incursionan en rangos inelásticos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo está dedicado a mis padres, a mis hijos y a Mario, porque gracias a ellos mi vida ha sido feliz.

INDICE

	Página
I.- Introducción.....	5
II.- Antecedentes Normativos.....	8
II.1.- Definiciones del Capítulo 21 del Código ACI-05.....	8
II.2.- Definiciones de la Norma Chilena NCh 2369.Of2003, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.....	19
III.- Caracterización de estructuras industriales típicas de pórticos de hormigón armado.....	20
III.1.- Caracterización de estructuras de soporte de grandes equipos vibratorios como chancadores de cono.....	20
IV.- Efecto de diseñar los elementos de una estructura industrial tipo pórtico aplicando las normas NCh 430.Of2008, ACI 318-85 y NCh 2369. Of2003.....	26
V.- Resultados esperados.....	27
VI.- Referencias.....	27
APENDICES	
APENDICE A:	
RECOPIACION ANTECEDENTES ESTRUCTURAS SOPORTE CHANCADORES DE CONO ESTRUCTURADOS COMO PÓRTICOS DE HORMIGON ARMADO.....	29
APENDICE B:	
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE PARA UN CHANCADOR DE CONO METSO MP1000.....	39
APENDICE C:	
PLANOS DE CHANCADOR DE CONO METSO MP1000.....	95
APENDICE D	
FOTOS CONSTRUCCION ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR CONO...	107

I.- Introducción

Los ingenieros diseñadores de instalaciones industriales, frecuentemente se han cuestionado el uso de las recomendaciones del Capítulo 21 del ACI-318 en el diseño de edificios industriales estructurados con pórticos de hormigón armado, por la cantidad de armaduras de refuerzo demandadas y porque este tipo de estructura posee características que se apartan de aquellas que tienen los edificios de hormigón armado de uso habitacional y oficinas.

Al hablar de estructuras industriales nos referimos a las siguientes estructuras:

- Estructuras con grandes cargas permanentes y sobrecargas, 1, 2 o más toneladas por m^2 , silos de 2.000 ton o más, puentes grúas de 80 o 100 ton de levante que pesan otras tantas toneladas, etc.
- Estructuras que presentan amplios márgenes de variación del peso sísmico.

Equipos cuya carga normal de operación es la mitad ó menos del llenado máximo.

Muchas veces por operación o uso de la plataforma, la sobrecarga reducida que se debe considerar para las estimaciones sísmicas es el 25% de la de diseño, reducción que es más que el peso propio del edificio.

- Deformaciones fuertemente restringidas por funcionamiento de equipos.

En muchas ocasiones, las vigas reciben equipos cuyas deformaciones relativas están limitadas, exigiendo flechas cercanas a 1/1000 de la luz o de ése orden.

- Estructuras con bajo grado de hiperestaticidad.

El caso clásico es la nave industrial de dos o tres columnas: bajo grado de hiperestaticidad, redundancia mínima.

- Filosofía de diseño de daño mínimo en eventos sísmicos severos para garantizar la continuidad de operación.

Esto se refleja en el uso de valores del factor de reducción de respuesta bajos: 3 a 4 en general.

Si se suma a ello que muchas estructuras importantes se diseñan con factor de importancia $I=1.2$, ello equivale en la práctica a reducir el R a valores de 3 o menores, por lo que con la sobrerresistencia que tradicionalmente tienen estas estructuras, ellas quedan muy cerca de la respuesta lineal.

- Diseño controlado por vibraciones en condiciones de operación en estructuras en las que se apoyan, por ejemplo, chancadores secundarios, turbogeneradores, harneros vibratorios, etc.
- La necesidad de salir de las zonas de frecuencias similares a las del equipo, lleva a exigencias de gran rigidez, ya que no es frecuente alejarse de la frecuencia del equipo por el lado de las frecuencias bajas.

Las estructuras mencionadas resultan en general:

a- Poco hiperestáticas

b- Tienen vigas necesariamente fuertes, con grandes cuantías de armadura.

d- Al verificar los nudos, aplicando las fuerzas derivadas de esas enormes cuantías y con la exigencia adicional de utilizar 1.25 f_y de tensión, los requerimientos de corte en el nudo son sumamente altos.

e- Vigas frecuentemente altas (a veces son la pared misma del silo o bien tienen 1 o 2 m de altura para resistir las cargas y respetar los límites de deformación, vibraciones, por ejemplo, que impone el fabricante de equipos).

f- Las configuraciones “viga débil – columna fuerte” son menos frecuentes y en muchas situaciones, excepcionales.

g- Estructuras, especialmente las que soportan equipos vibratorios: molinos, chancadores, harneros, que no sólo funcionan en el rango lineal (llamando de éste modo a las tensiones de trabajo menores que $f'_c / 2$), sino que muchas veces, se mantiene en Fase I (sin fisuración).

Para el diseño sísmico de estas estructuras se siguen las recomendaciones de la norma NCh 2369.Of2003 y el Capítulo 21 de la ACI-318.

El objetivo principal de las disposiciones de la norma sísmica es proveer los requisitos mínimos de diseño para garantizar una adecuada resistencia de los elementos sometidos a las cargas provenientes de un sismo.

La habilidad de la estructura de deformarse en el rango no lineal de la respuesta se denomina *ductilidad*. El principal método para garantizar ductilidad en elementos sometidos a esfuerzos de flexión y corte, es confinando el hormigón mediante refuerzo transversal consistente en estribos y/o amarras. Cuando están confinadas, las vigas y columnas de los pórticos pueden soportar la flexión cíclica no lineal sin un deterioro crítico de su resistencia.

En general todas las normas sísmicas reducen las solicitaciones sísmicas a solicitaciones de diseño a través del factor de modificación de la respuesta R suponiendo que parte de la energía se libera por comportamiento no lineal de los elementos.

Los R de la norma sísmica NCh 2369.Of2003 varían entre 1 y 5.

$R=1$ está suponiendo que la estructura, en el evento de un sismo, permanece elástica.

$R=5$ supone estructuras de pórtico de hormigón armado dúctiles.

Las estructuras industriales se alejan de la estructura ideal que estuvo en la mente del redactor del Capítulo 21 del ACI 318, que pensó en edificios, con sobrecargas bajas, en general menores que el peso propio, niveles de daño aceptables (y por consiguiente, demandas de ductilidad elevadas, etc.)

Un punto clave que se debe tener siempre en cuenta es lo que dice el ACI 318 en el punto 21.2.1.1: las disposiciones del capítulo 21 son para estructuras en la cual las fuerzas sísmicas se han determinado con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta. O sea el Capítulo 21 siempre tiene en mente dar ductilidad a las estructuras.

Numerosas estructuras industriales de hormigón quedan diseñadas por otro tipo de efectos dinámicos, como vibraciones admisibles. Es el caso de las estructuras de soporte de los chancadores, de los turbogeneradores, de los harneros, etc. En todos esos casos, la demanda de ductilidad es muy baja ya que las estructuras quedan diseñadas para mantener sus deformaciones de operación (i.e. debidas a las fuerzas dinámicas de los equipos) dentro de límites muy pequeños.

En la práctica, las columnas y pedestales de soporte de grandes equipos vibratorios quedan en Fase I (o sea con el hormigón sin fisurarse).

Y para los esfuerzos sísmicos, su respuesta se mantiene en el rango lineal. Y los esfuerzos determinados en ese escenario, son también poco críticos.

Vale decir, se puede analizar esas estructuras con R cercanos a 1 y su respuesta lleva a esfuerzos bajos: el hormigón se fisura un poco, las armaduras ni siquiera fluyen o recién lo empiezan a hacer, el hormigón comprimido sigue con deformaciones pequeñas, etc.

Ello es reconocido por la norma NCh 2369, que liberaliza las exigencias para los pórticos que no requieren ductilidad o que son muy rígidos. El punto 9.1.3 de la NCh 2369.Of2003 indica que: "Los pórticos pertenecientes a estructuras cuyas solicitaciones sísmicas se hayan calculado usando un factor R_1 menor ó igual a 2, se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento, indicadas en la sección 21.12 del capítulo 21 del ACI 318. También se pueden acoger a esta disposición los pórticos cuyas deformaciones sísmicas sean menores ó iguales al 50% del valor límite establecido en 6.3".

El punto 6.3 de la NCh 2369 establece las deformaciones sísmicas máximas para los distintos tipos de estructuras.

II.- Antecedentes Normativos

En este trabajo se caracterizan estructuras industriales típicas de hormigón armado y se diseña en detalle uno de ellos siguiendo la normativa vigente.

II.1.- Definiciones del Capítulo 21 del Código ACI-05

Pórtico resistente a momento: pórtico espacial en el cual los elementos y uniones resisten las fuerzas a tracción, flexión, corte y esfuerzo axial. Dichos pórticos se clasifican en:

Pórtico especial resistente a momento: pórtico que cumple con las disposiciones de las secciones 21.2 a la 21.5, además de los requerimientos de un pórtico ordinario resistente a momento.

Pórtico intermedio resistente a momento: pórtico que cumple con los requerimientos de la sección 21.2 y 21.12 adicionalmente a los requisitos para un pórtico ordinario resistente a momento.

Pórtico ordinario resistente a momento: pórtico que cumple con los requerimientos de los capítulos 1 al 18.

Requisitos generales (21.2)

El capítulo 21 contiene disposiciones especiales para el diseño y la construcción de elementos de hormigón armado de una estructura para la que se han determinado las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, en base a la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

La resistencia especificada a la compresión del hormigón a utilizarse no debe ser menor que 20 MPa (204 Kg / cm²).

El acero de refuerzo para el hormigón debe cumplir con ASTM A706M. Se permite el uso de acero de refuerzo ASTM A615M, grados 280 y 420, siempre que se cumplan ciertas condiciones en ensayos.

El f_y del acero para armaduras de corte no debe exceder de 420 MPa (4285 Kg / cm²).

El capítulo 21 del ACI hace referencia a 5 tipos de elementos en estructuras tipo pórtico sometidas a amenaza sísmica alta:

- Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento (21.3)
- Elementos sometidos a cargas de flexión y axiales en pórticos especiales resistentes a momento (21.4)
- Nudos viga-columna en pórticos especiales resistentes a momento (21.5)
- Elementos no designados como parte del sistema resistente a fuerzas laterales (21.11)
- Elementos sometidos a cargas de flexión y axiales en pórticos intermedios resistentes a momento (21.12)

Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento (21.3):

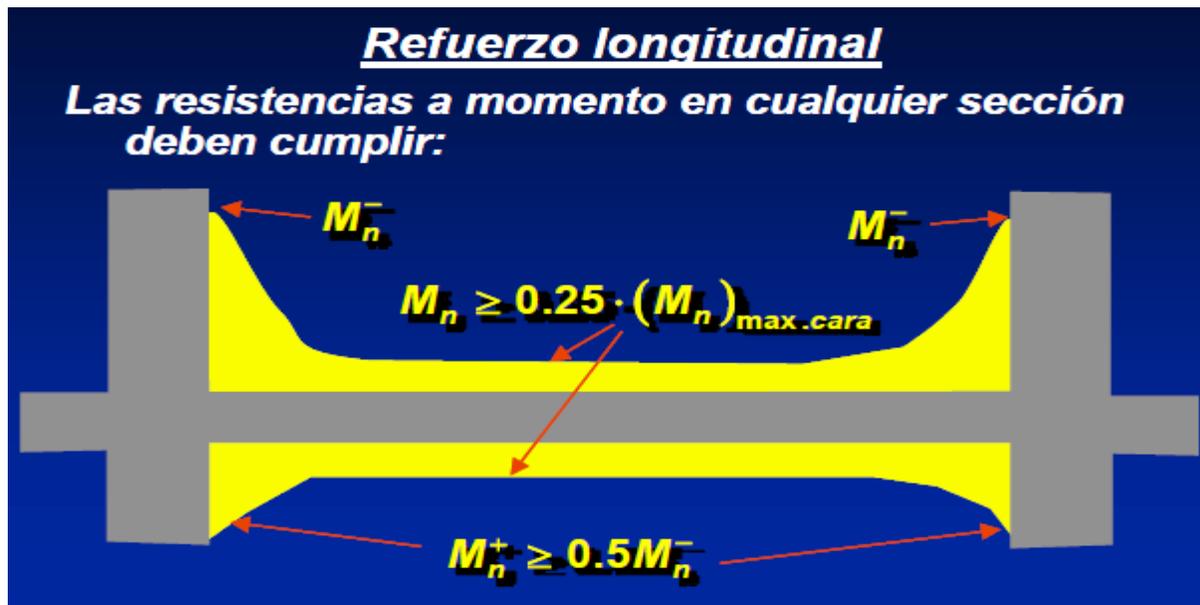
Son aquellos elementos cuya fuerza mayorada de compresión axial P_u no excede $A_g f'_c / 10$ donde A_g es la sección bruta transversal, es decir, son aquellos elementos diseñados especialmente para resistir flexión. La luz libre del elemento no debe ser menor que 4 veces su

altura útil, el ancho del elemento b_w no debe ser menor que $0.3h$ y no menos de 250 mm ni más que el ancho del apoyo más $\frac{3}{4}$ de la altura del elemento a cada lado del apoyo.

La relación mínima de luz libre-altura ayuda a garantizar que el comportamiento del elemento bajo las inversiones de carga inelástica, esté gobernado por la resistencia a flexión en lugar de resistencia al esfuerzo de corte, mientras que el ancho con relación al apoyo, por lo general una columna, está limitado para proporcionar adecuada transferencia de momento entre las vigas y columnas.

De acuerdo al código ACI 21.3.2 se requiere una cantidad mínima de acero a flexión en la parte superior y en la parte inferior de las vigas no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (10-3) ni menor que $14 b_w d / f_y$ (sistema en Kg / cm^2) y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder de 0.025. Al menos se debe disponer de 2 barras tanto en la parte superior como inferior, a lo largo de todo el elemento.

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo ó positivo en cualquier sección a lo largo del elemento no debe ser menor de $\frac{1}{4}$ de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.



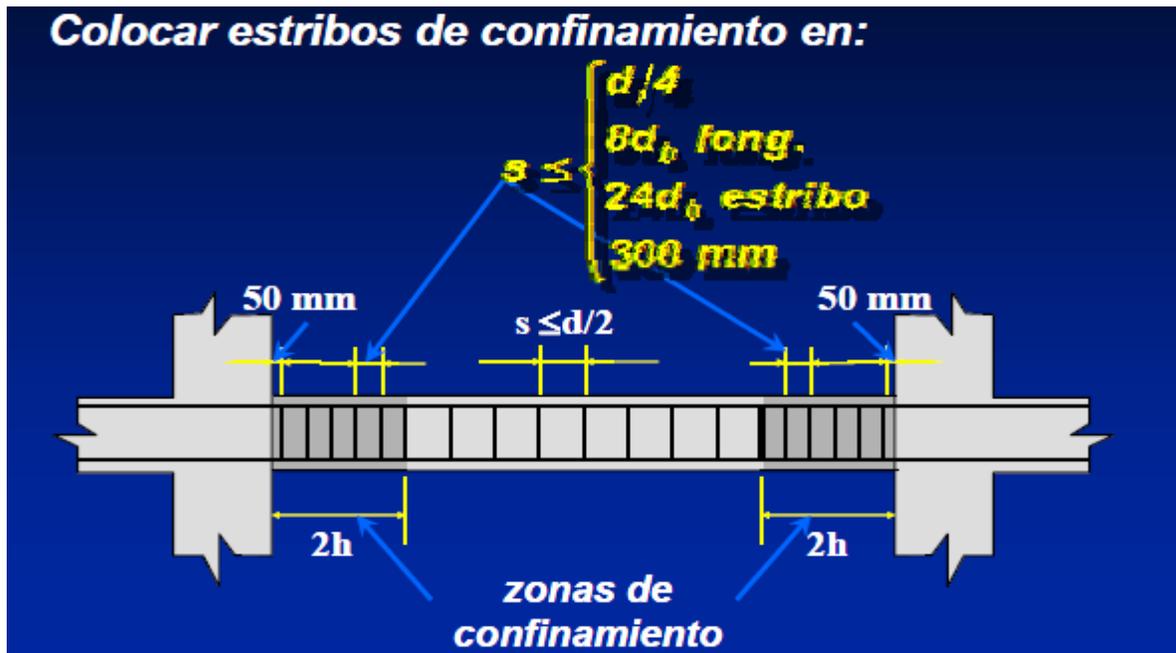
Estos criterios están formulados para garantizar un comportamiento dúctil en todo el elemento y para evitar subestimaciones de momento positivo en el nudo producto de sobreestimación de la carga gravitacional, aunque el requerimiento mínimo de 2 barras de refuerzo está basado principalmente en los requisitos de construcción.

Se establece una cuantía máxima de 0.025 para limitar el problema relacionado con la congestión del acero, favorecer la falla dúctil en flexión y para asegurar un tamaño adecuado de los elementos para soportar el esfuerzo de corte que está gobernado por la capacidad a flexión del elemento.

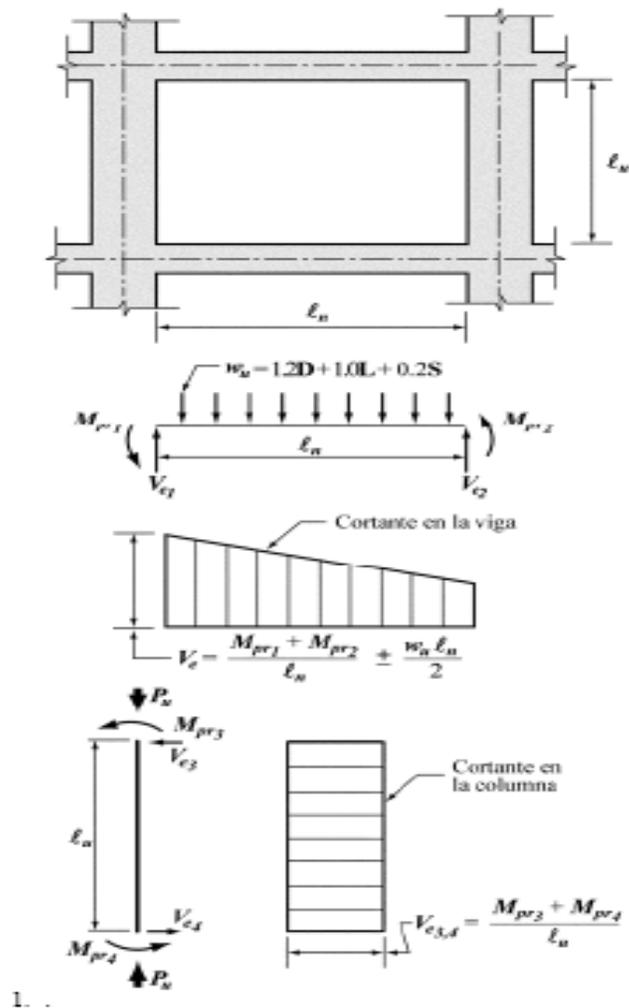
Para obtener un comportamiento dúctil se limita la ubicación de los empalmes por traslapo, éstos no deben usarse dentro de las uniones, a menos de 2 veces la altura del elemento medido desde la cara de la unión ó en cualquier otro lugar donde se espere fluencia por flexión, como resultado de los desplazamientos laterales del pórtico.

Los empalmes por traslapo deben encerrarse en toda su longitud mediante estribos cerrados de confinamiento ó espirales con un espaciado máximo de $d/4$ ó 100 mm.

En pórticos resistentes a fuerzas inducidas por el sismo, se requiere refuerzo transversal a lo largo de los elementos en flexión. De acuerdo al código deben utilizarse, en la zona de posible rótula plástica y donde se requieran estribos para resistir el corte, estribos cerrados de confinamiento y el primero debe localizarse a no más de 50 mm desde la cara del elemento de apoyo y con un espaciado máximo que no debe exceder el menor de: $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, 24 veces el diámetro de los estribos ó 300 mm. Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a 7.10.5.3



21.3.4.1 La fuerza cortante de diseño V_e debe ser una buena aproximación del cortante máximo que puede desarrollar el elemento, que depende más de la resistencia a flexión de dicho elemento que de las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis. Luego V_e debe determinarse a partir de los momentos probables en las caras del nudo usando una resistencia de $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.



Además el refuerzo transversal debe diseñarse suponiendo $V_c = 0$ si la fuerza cortante inducida por el sismo calculada según 21.3.4.1 representa más de la mitad de la resistencia máxima al cortante requerido en esa zona y si la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c/20$.

Elementos sometidos a cargas de flexión y axiales en pórticos especiales resistentes a momento (21.4):

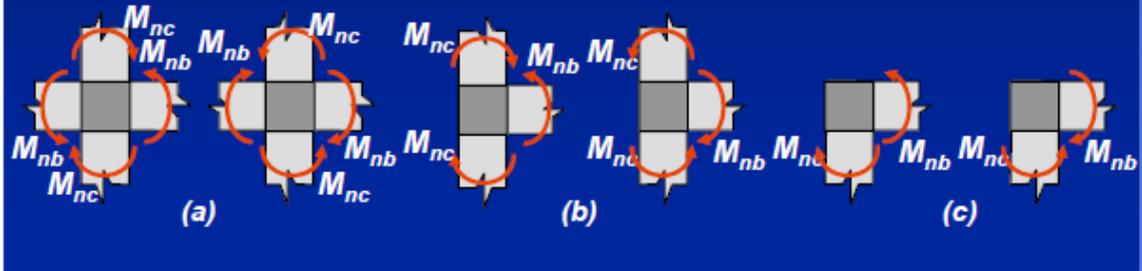
Los elementos de pórticos diseñados para resistir fuerzas inducidas por el sismo y que tengan una carga axial mayorada que exceda $A_g f'_c / 10$ deben tener una dimensión mínima de la sección transversal de 300 mm, medida sobre una línea recta que pase a través del centroide, y una relación dimensión menor de la sección / dimensión mayor de la sección mayor a 0.4

Para obtener un diseño de “viga débil-columna fuerte”, el código ACI 21.4.2.2 exige que la resistencia a la flexión de las columnas que lleguen a una unión excedan la resistencia a flexión de las vigas que llegan a la misma unión en al menos el 20%. Este requisito se expresa como:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (\text{ACI 21-1})$$

- **La resistencia a flexión de las columnas debe cumplir:**

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$



donde $\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos resistentes nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo y $\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera. Cuando 21.4.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3 en toda su longitud.,

El código ACI 21.4.3.1 indica que la cuantía de refuerzo longitudinal de la columna no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06 A_g$, en que A_g es la sección transversal bruta.

21.4.4 Refuerzo transversal:

21.4.4.1 El refuerzo transversal A_{sh} , si se utilizan estribos rectangulares de confinamiento, no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} (A_g/A_{ch} - 1) \quad (\text{ACI 21-3})$$

ó

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \quad (\text{ACI 21-4})$$

en que:

s: espaciamiento del refuerzo transversal

hc: altura de la sección del núcleo de la columna

bc: ancho de la sección del núcleo de la columna

f_{yt}: fluencia del acero del refuerzo transversal

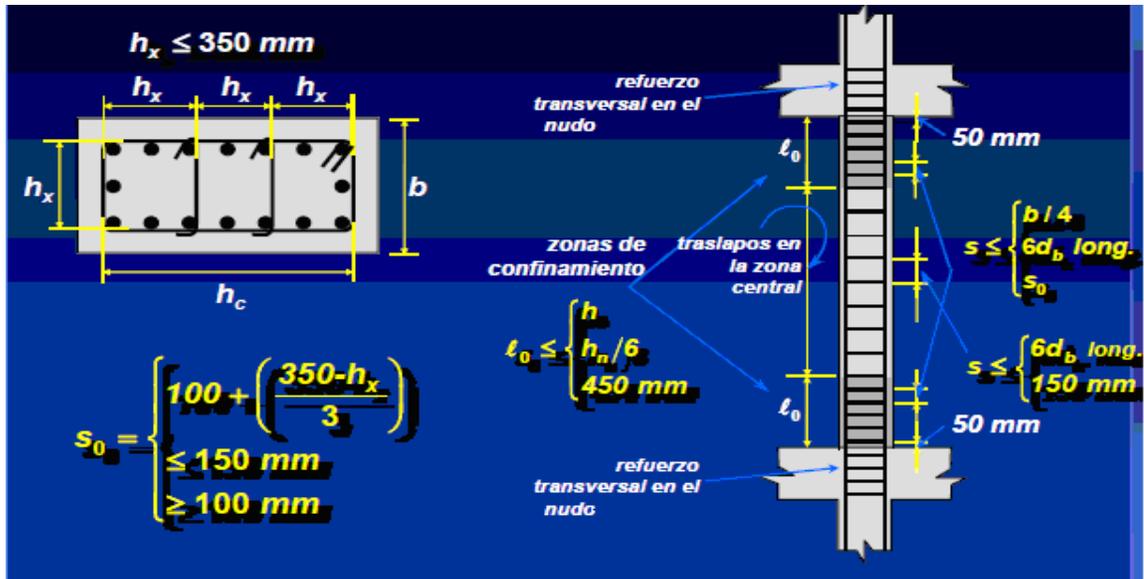
A_{ch}: área de hormigón encerrada por el refuerzo transversal

21.4.4.2 El espaciamiento del refuerzo transversal s no debe exceder a $\frac{1}{4}$ de la dimensión mínima del elemento, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal ó s_0 que no debe ser mayor a 150 mm ni menor a 100 mm.

$$s_0 = 100 + (350 - h_x) / 3 \quad (\text{ACI 21-5})$$

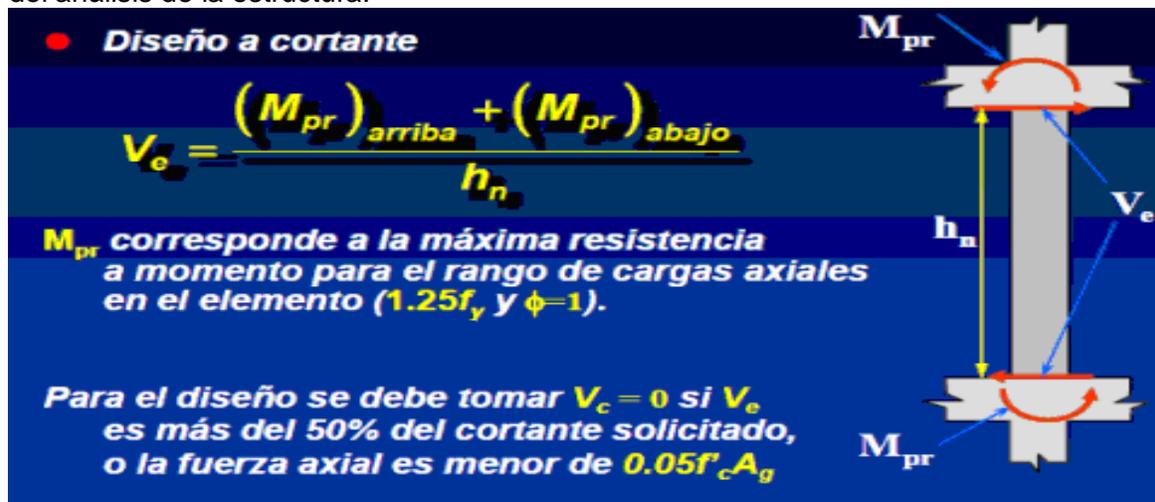
h_x es el espaciamiento horizontal entre estribos ó trabas, h_x no debe exceder 350 mm

21.4.4.3 Se debe usar este refuerzo transversal a lo largo de una longitud l_0 medida a partir de la cara de la unión. La longitud l_0 no debe ser menor que $\frac{1}{6}$ de la luz del elemento, 450 mm ó la altura h del elemento.



21.4.5 Requisitos de resistencia al cortante:

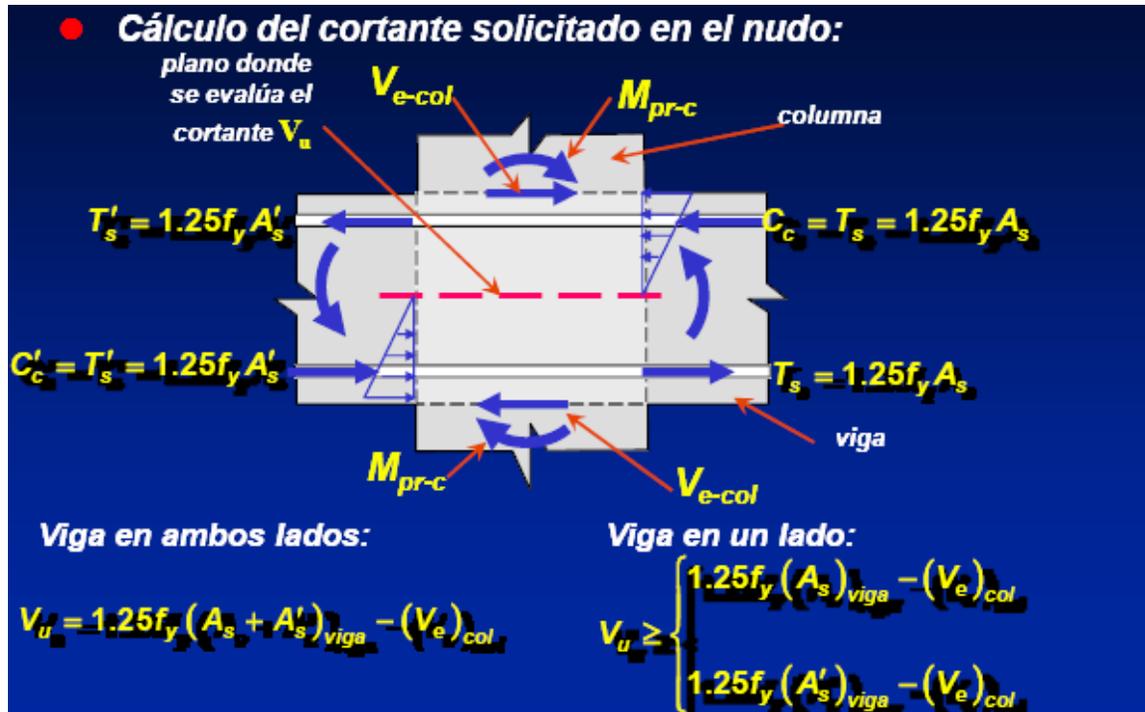
21.4.5.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos, en cada extremo del elemento, a partir de los momentos probables en cada extremo del elemento M_{pr} , correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas P_u que actúan en él, usando una resistencia de $1.25 f_y$ para el refuerzo longitudinal. En ningún caso V_e debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.



21.4.5.2 Además el refuerzo transversal en la longitud l_0 debe diseñarse suponiendo $V_c = 0$ si la fuerza cortante inducida por el sismo calculada como se indica en 21.4.5.1 representa más de la mitad de la resistencia máxima al cortante requerido dentro de l_0 y si la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$.

Nudos en pórticos especiales resistentes a momento (21.5):

En el cálculo de los esfuerzos de corte dentro de los nudos en los pórticos especiales, se debe suponer que la resistencia del acero longitudinal es $1.25 f_y$.



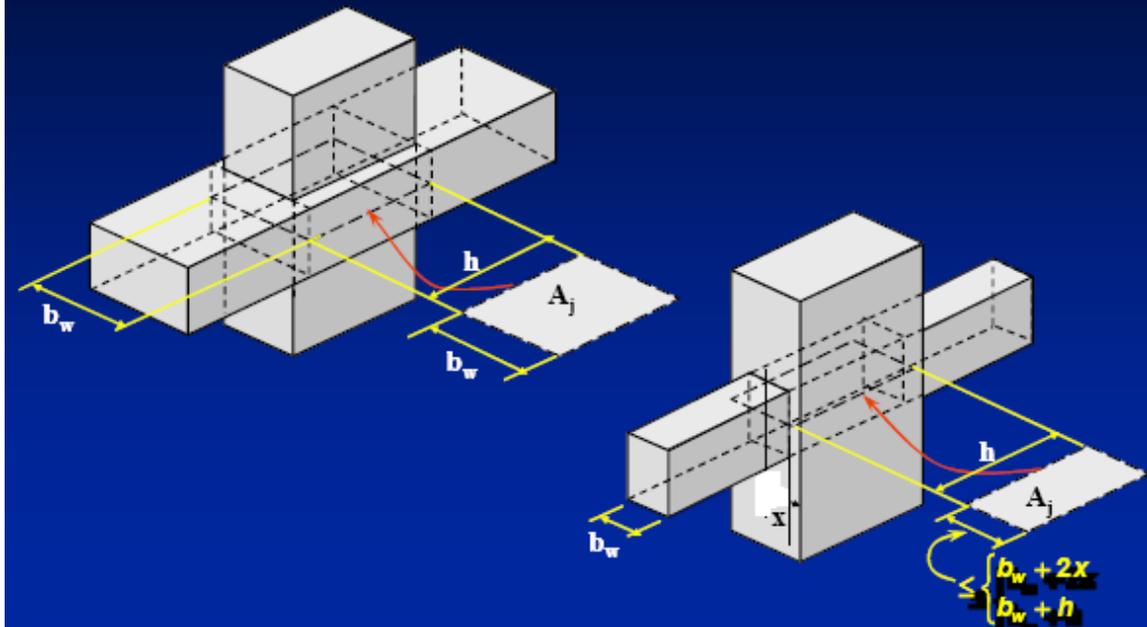
La resistencia del nudo debe regirse por factores ϕ apropiados, de acuerdo con 9.3.4

De acuerdo a ACI 21.5.3, la capacidad de corte de una unión V_n depende del grado de confinamiento proporcionado por los elementos que llegan a la unión, V_n no debe ser mayor que:

Para uniones confinada en las cuatro caras	$1.7 \sqrt{f'_c} A_j$ en MPa
Para uniones confinadas en tres caras	$1.25 \sqrt{f'_c} A_j$ en MPa
Para otros casos	$1.0 \sqrt{f'_c} A_j$ en MPa

En que A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, en mm^2 , calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. En ningún caso A_j es mayor que el área de la sección transversal de la columna.

● Definición de A_j



Para proporcionar un confinamiento adecuado dentro de la unión, el refuerzo transversal utilizado en las columnas debe prolongarse a través de la unión hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con 21.5.4 y en compresión de acuerdo con el capítulo 12.

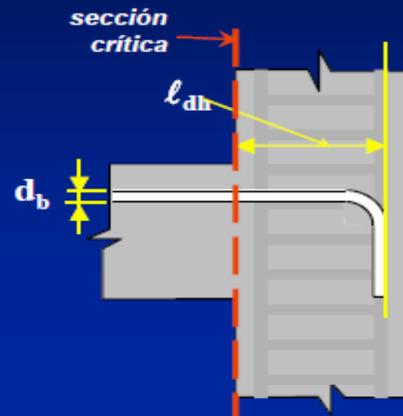
Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, tal como se indica en 21.4.4. Cuando existan vigas que lleguen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos $\frac{3}{4}$ partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual al menos a la mitad de la cantidad requerida por 21.4.4.1, dentro del h de la viga de menor altura y se permite que el espaciamiento especificado en 21.4.4.2 se incremente a 150 mm.

Para proporcionar un desarrollo adecuado al refuerzo de la viga que pasa a través de la unión, el código ACI exige que la dimensión de la columna, en dirección paralela al refuerzo, deba ser al menos 20 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal. Para el refuerzo longitudinal de una viga que termine dentro de una columna, tanto el refuerzo con gancho como el refuerzo recto deben extenderse hasta la cara más alejada del núcleo de la columna. El refuerzo debe anclarse en compresión de acuerdo con el capítulo 12 del ACI y anclarse en tracción de acuerdo con ACI 21.5.4.1 que exige que la longitud de desarrollo de las barras con ganchos a 90° , L_{dh} no debe ser menor que el mayor valor entre $8 d_b$, 150 mm ó

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}} \quad \text{en mm}$$

● Longitud de desarrollo para ganchos embebidos en el núcleo confinado

$$\ell_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}}$$



Para barras rectas ancladas dentro del núcleo de la columna, la longitud de desarrollo L_d para las barras inferiores debe ser al menos 2.5 veces el valor requerido para ganchos. L_d para las barras superiores debe ser al menos 3.5 veces la longitud requerida para ganchos.

Elementos no diseñados para resistir cargas sísmicas (21.11):

Los elementos pertenecientes a pórticos que se supone no contribuyen a la resistencia lateral, deben ser capaces de soportar las cargas gravitacionales para las cuales están diseñados mientras se encuentran sometidos al desplazamiento de diseño.

Cuando los momentos y esfuerzos de corte inducidos por el sismo, en combinación con los momentos y esfuerzos de corte gravitacionales mayorados, no exceden la capacidad de diseño del elemento, el código ACI 21.11.2 exige que los elementos sometidos a una fuerza gravitacional axial mayorada por debajo de $A_g f'_c / 10$, tengan el refuerzo a flexión longitudinal mínimo superior e inferior dado en la ecuación (10-3) (A_s mín), ni menor que $14 b_w d / f$ y la cuantía de refuerzo no debe exceder 0.025 y al menos 2 barras deben disponerse en forma continua, en la parte superior e inferior. Además, se exige estribos con un espaciamiento máximo de $d/2$ a todo lo largo del elemento.

Para elementos cuyas cargas axiales gravitacionales mayoradas exceden $A_g f'_c / 10$ el refuerzo longitudinal debe cumplir los requisitos para columnas dados para cargas sísmicas y el refuerzo transversal debe estar conformado por estribos y ganchos suplementarios, tal como se utiliza para columnas diseñadas para cargas sísmicas (ACI 21.4.4.1 y 21.4.4.3). El espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal no debe ser mayor que el menor entre: seis veces el diámetro de la barra más pequeña, ó 150 mm, y debe ser constante en toda la altura de la columna.

Si los momentos y esfuerzos de corte inducidos bajo el desplazamiento de diseño, δ_u , exceden a las resistencias a momento ΦM_n ó al esfuerzo de corte ΦV_n del elemento, ó si este cálculo no se realiza, el código ACI 21.11.3 exige que los elementos cumplan con los criterios para el hormigón y el acero según ACI 21.2.4 ($f'_c \geq 21$ MPa) y 21.2.5 (f_y según ASTM A706M y $f_{yt} < 420$ MPa).y si la carga axial gravitacional mayorada está por debajo de $A_g f'_c / 10$, se debe cumplir el criterio de refuerzo mínimo especificado en el código ACI 21.3.2.1 y debe cumplirse, conjuntamente con el requisito de que la capacidad al corte debe satisfacer ACI 21.3.4.

δ_u , desplazamiento de diseño, es el desplazamiento lateral total obtenido para el sismo de diseño.

El principio detrás de las disposiciones de 21.11 es permitir la fluencia a flexión en columnas, vigas y losas bajo el desplazamiento de diseño y proporcionar un confinamiento y una resistencia al corte suficiente a los elementos que fluyen.

Para elementos con fuerzas axiales gravitacionales mayoradas que excedan $A_g f_c / 10$ deben cumplirse todos los requisitos para refuerzo transversal y capacidad al corte especificados para columnas diseñadas para carga lateral inducida por sismo, según ACI 21.4.3.1, 21.4.4, 2.4.5 y 21.5.2.1.

Requerimientos para pórticos intermedios resistentes a momento (21.12):

Cuando la carga axial de compresión mayorada P_u , no excede $A_g f_c / 10$, los detalles del refuerzo de un elemento de pórtico deben satisfacer los siguientes requisitos para vigas:

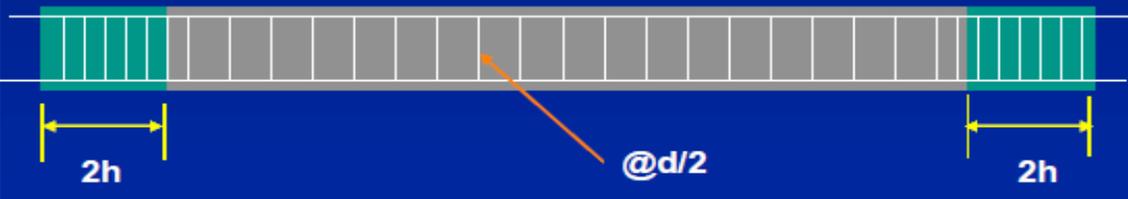
La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser mayor de un quinto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.



En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las longitudes iguales a $2h$, medido desde la cara del elemento hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento entre estribos no debe exceder el menor de: $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento ó 300 mm. Los estribos deben estar distanciados a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del elemento.

Para vigas:

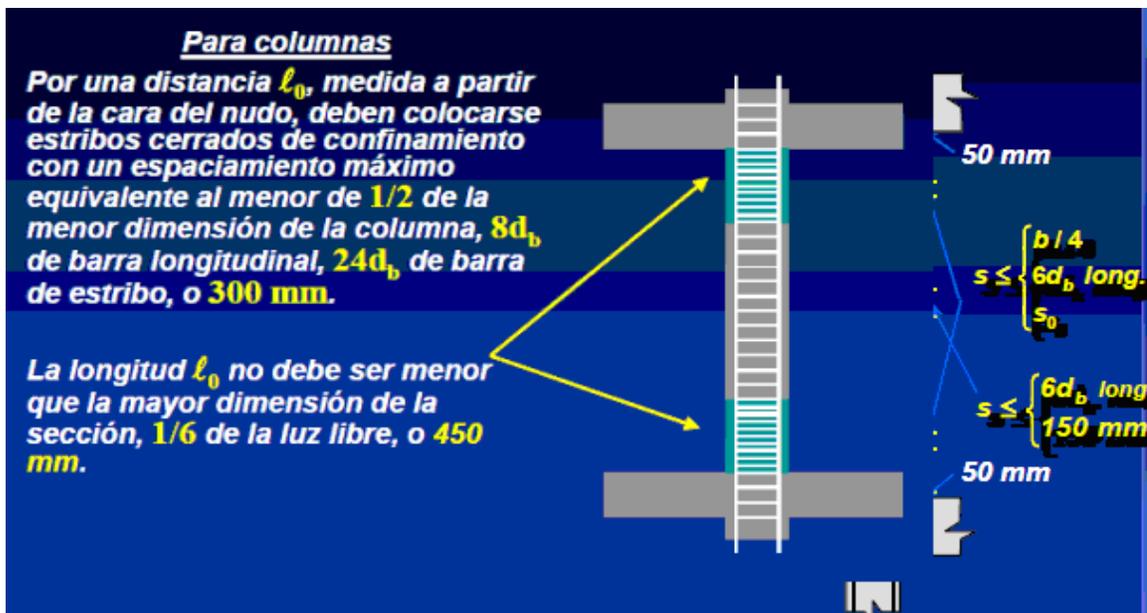
En los dos extremos del elemento, en una distancia igual a **2h** medida de la cara del apoyo hacia el centro de la luz, deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento máximo igual al menor de **d/4**, **8d_b** de la barra longitudinal más pequeña, **24d_b** de estribo, o **300 mm**. El primer estribo debe colocarse a menos de 50 mm de la cara del apoyo. En el resto de la viga los estribos no deben estar espaciados a más de **d/2**.



Cuando la carga axial de compresión mayorada P_u , excede $A_g f_c / 10$, los detalles de refuerzo de los elementos del pórtico deben satisfacer lo indicado para columnas:

En ambos extremos del elemento deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento, con un espaciamiento s_0 por una longitud L_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_0 no debe exceder al menor entre: 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento y 300 mm.

La longitud L_0 no debe ser menor que la mayor entre: la sexta parte de la luz libre del elemento, la mayor dimensión de la sección transversal del elemento y 450 mm.



El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_0/2$ a partir de la cara del nudo.

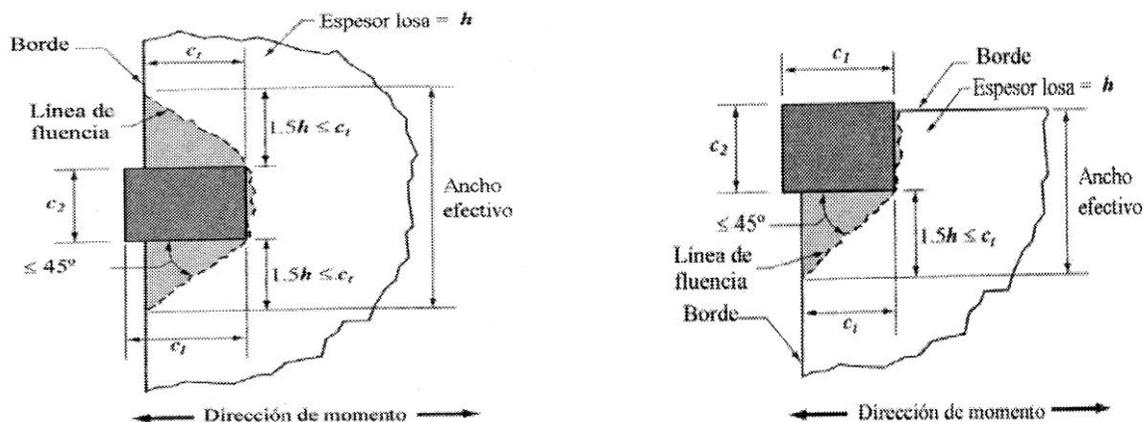
En sistemas losa-columna sin vigas en pórticos intermedios resistentes a momento se deben cumplir los siguientes requisitos (21.12.6):

Todo refuerzo colocado para resistir las cargas sísmicas debe ser colocado en la franja de columna con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0.25 L_1$ ó $0.25 L_2$, el que sea menor. L_1 es la luz en el sentido que se determinan los momentos y L_2 es la luz en el sentido perpendicular al anterior.

El momento mayorado de la losa en el apoyo asociado al efecto sísmico E, M_{slab} se refiere a la parte del momento mayorado de losas que es equilibrado por el elemento en el apoyo.

El refuerzo proporcionado para resistir M_{slab} , debe colocarse dentro de la franja de columna descrita anteriormente.

No menos de la mitad del refuerzo en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de losa ($1.5h$ medido a cada lado de la columna, siendo h el espesor de la losa).



II.2.- Definiciones de la Norma Chilena NCh 2369.Of2003, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales

La Norma Chilena NCh 2369.Of2003, en su Capítulo 9, Disposiciones Especiales para Estructuras de Hormigón indica que:

Se considerará que todo el territorio nacional, con sus tres zonas sísmicas, corresponde a una región con elevado riesgo sísmico.

Los elementos estructurales que forman parte de pórticos dúctiles destinados a resistir solicitaciones sísmicas se deben dimensionar y detallar como pórticos especiales resistentes a momento, de acuerdo a las disposiciones de las secciones 21.3 a la 21.5 del capítulo 21 del ACI318.

Los pórticos pertenecientes a estructuras cuyas solicitaciones sísmicas se hayan calculado usando un factor R1 menor ó igual a 2, se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento, indicadas en la sección 21.12 del capítulo 21 del ACI 318. También se acogen a esta disposición los pórticos cuyas deformaciones sísmicas sean menores ó iguales al 50% del valor límite establecido en 6.3.

Los pórticos en que la acción sísmica no controla el diseño y cuya falla no compromete la estabilidad de la estructura, se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones de la sección 21.10 del capítulo 21 del ACI 318.

En estructuras de varios pisos en que la resistencia sísmica depende de pórticos rígidos diseñados con valores de R1 mayores ó iguales a 3, no es necesario cumplir con el requisito columna fuerte-viga débil (21.4.2 del ACI 318), cuando se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- a) El esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior, es menor que el 25% del esfuerzo de corte sísmico del piso correspondiente.
- b) Si el análisis y el dimensionamiento de la estructura se hace con fuerzas sísmicas iguales al doble de los valores indicados en la Sección 5 de la NCh 2369.
- c) Si se demuestra por un método de análisis no lineal, que la estructura es estable frente a las demandas de deformación impuestas por el sismo.

III.- Caracterización de estructuras industriales típicas de pórticos de hormigón armado.

Con los antecedentes de proyectos de estructuras industriales construidos en el ámbito minero y de la celulosa, se proyectó caracterizar estructuras tipos como son las naves industriales de un piso con puente grúa de gran capacidad (80 toneladas de levante ó más), los edificios industriales de 2 ó 3 pisos con pórticos rígidos con sobrecargas mucho mayores que su peso propio (2 ó más ton / m²) y estructuras de apoyo de grandes equipos vibratorios (equipos cuyo peso propio es mayor que 100 toneladas, por ejemplo: chancadores, harneros, turbo-generadores).

La caracterización debe hacerse considerando aspectos relacionados con:

1. Las dimensiones geométricas de los elementos – vigas y columnas – que forman la estructura.
2. Niveles de cargas muertas y sobrecarga de diseño.
3. Cuantías de armaduras.
4. Detalles de armaduras: empalmes, anclajes.
5. Limitaciones de deformación asociadas a las condiciones de operación.

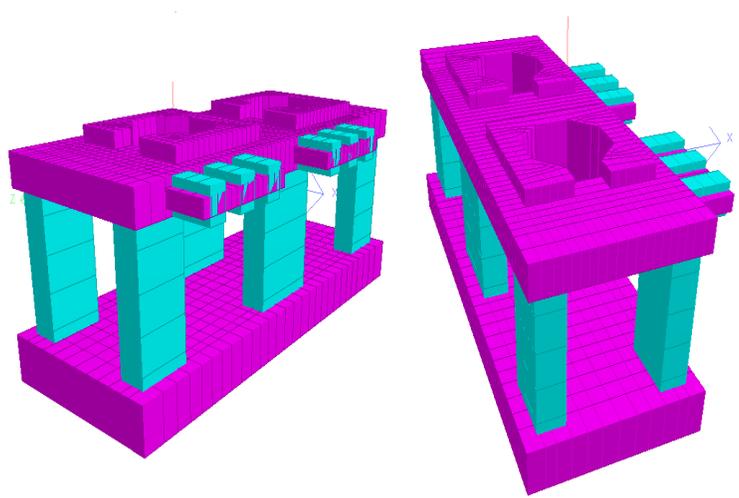
III.1.- Caracterización de estructuras de soporte de grandes equipos vibratorios como chancadores de cono.

Se han recopilado antecedentes de estructuras de soporte de chancadores de cono, equipos usados en el ámbito minero en plantas procesadoras de mineral de cobre.

La información de las estructuras recopiladas se refiere a estructuras de hormigón armado similares a uno de los siguientes tipos:

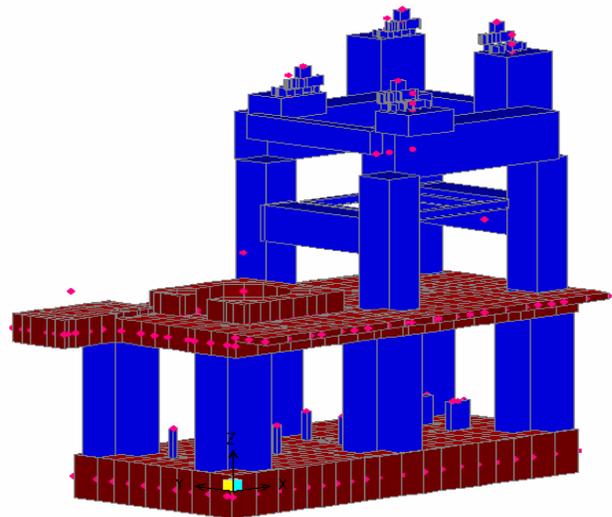
Tipo 1:

Estructura de hormigón tipo mesa, típica para chancadores de cono usados como chancadores de “pebbles” y también para chancadores secundarios y terciarios.

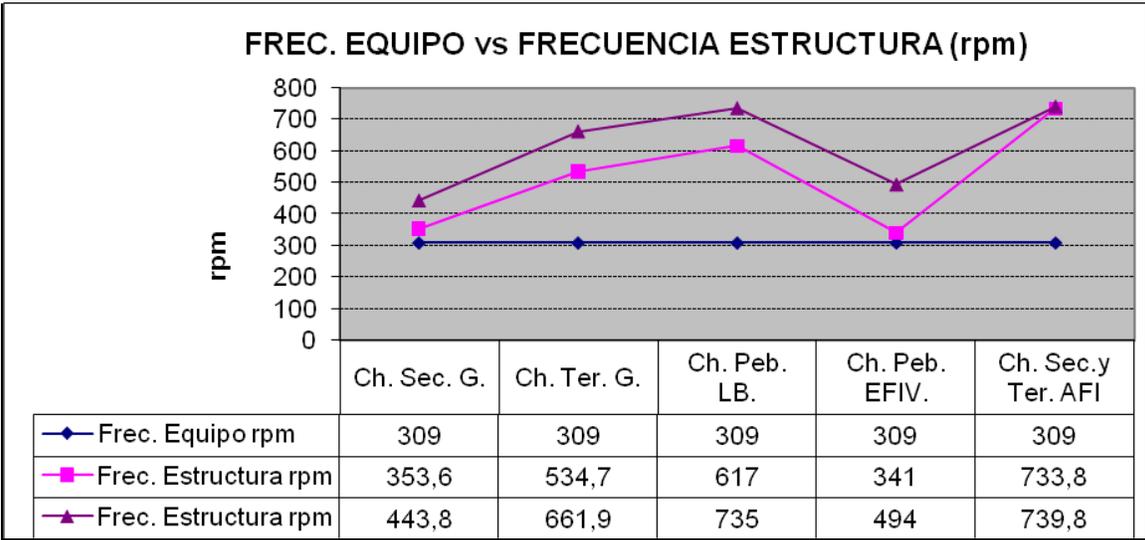
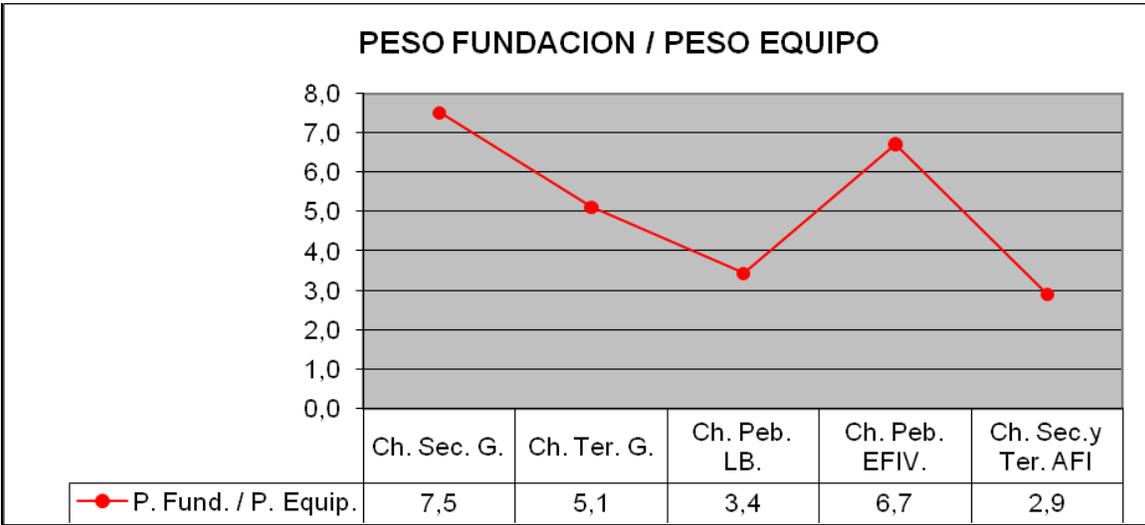


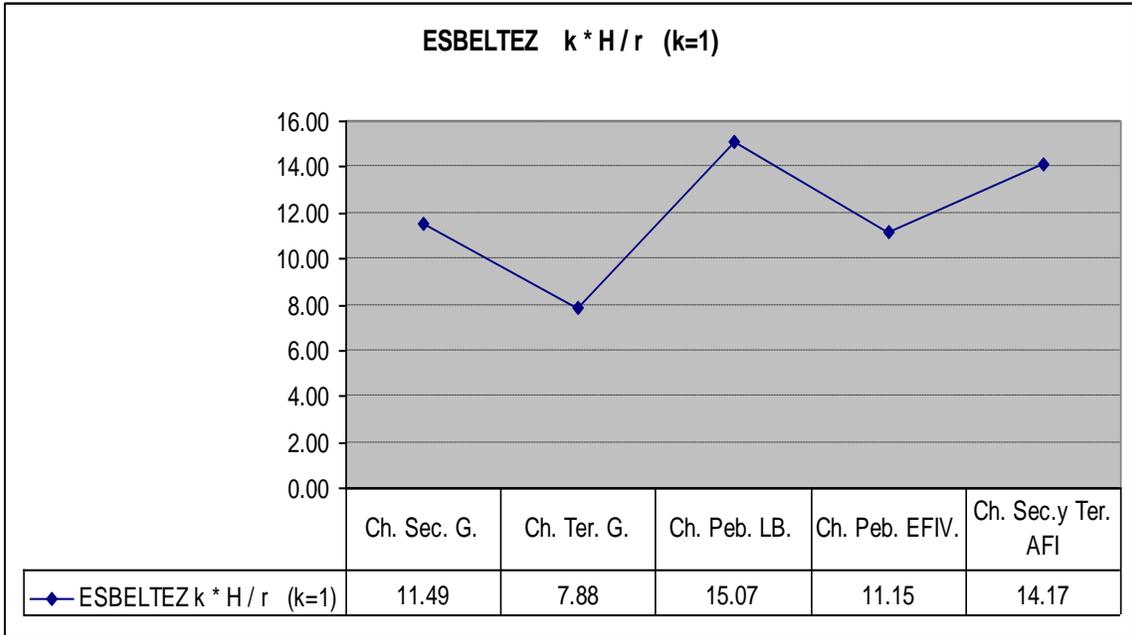
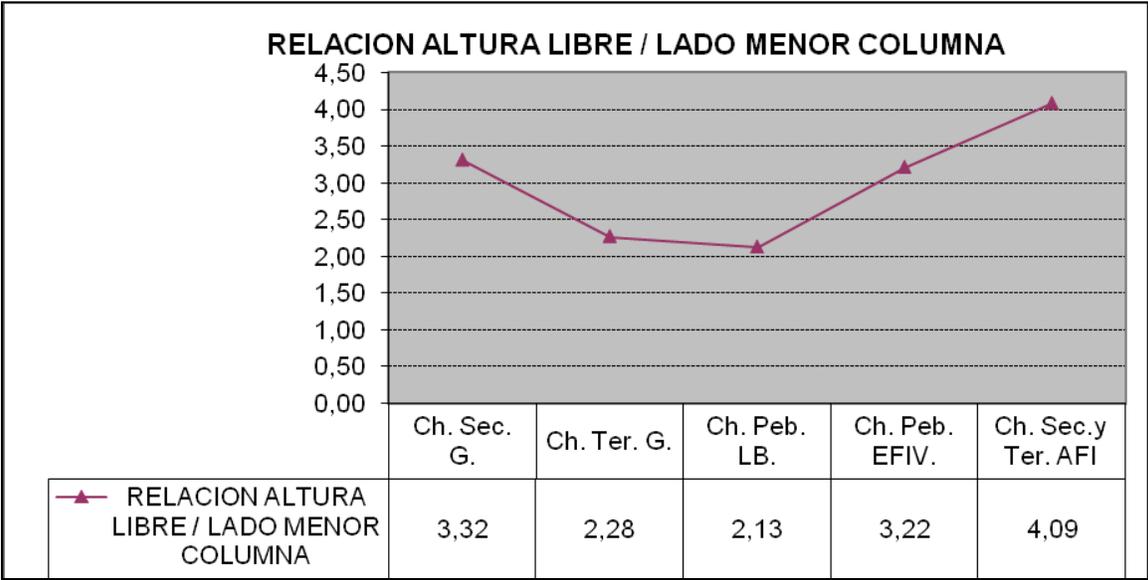
Tipo 2:

Estructura de hormigón tipo mesa, de dos niveles típica para chancadores de cono usados como chancadores de secundarios y terciarios. En el segundo nivel va instalado un harnero vibratorio.

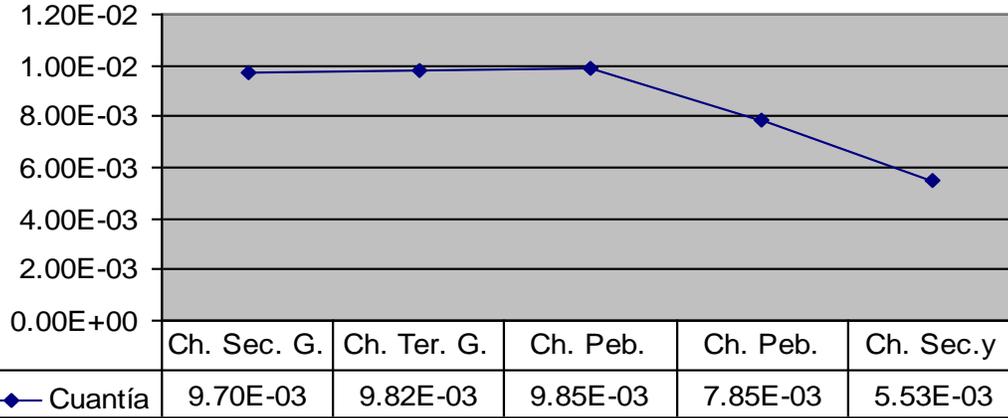


La información contenida en las fichas del Anexo A se ha resumido en los siguientes gráficos:

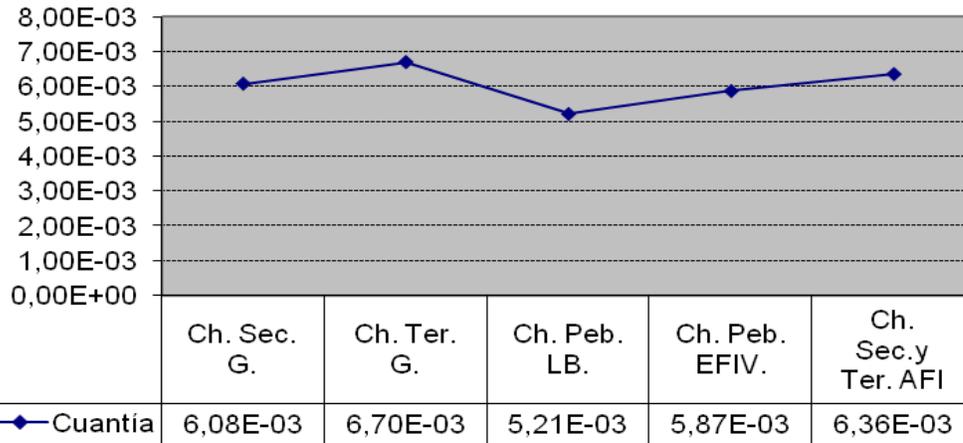


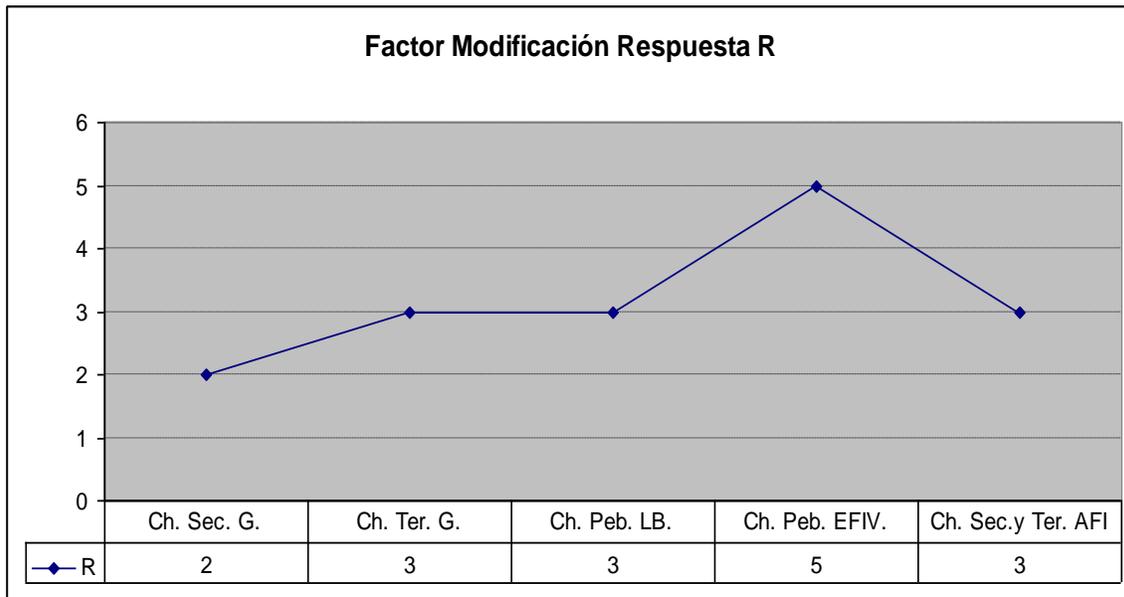
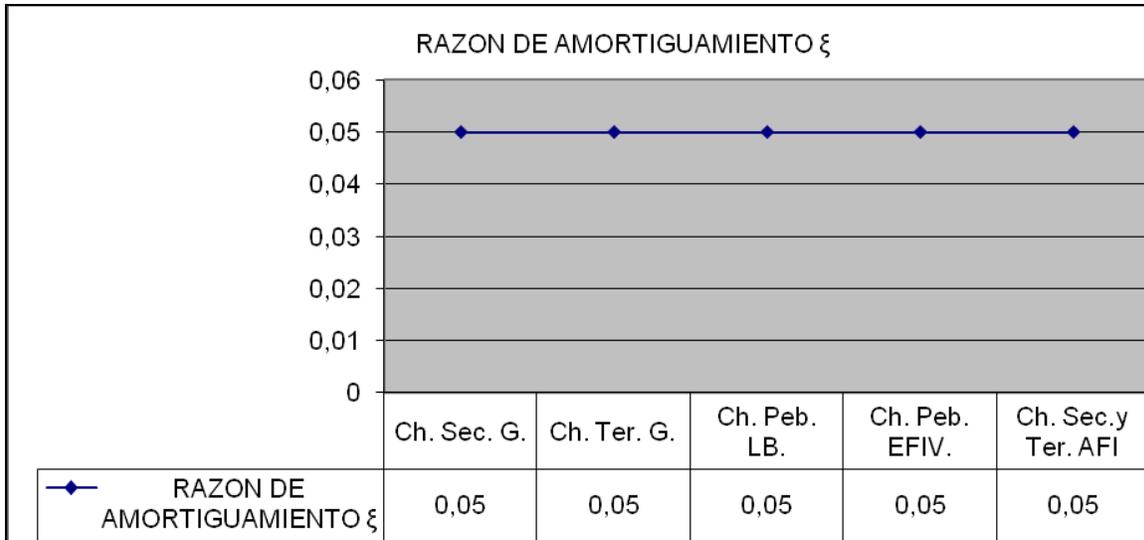


CUANTIA COLUMNAS



CUANTIA LOSA SUPERIOR





A pesar de los distintos factores de modificación de la respuesta R y razón de amortiguamiento ξ utilizados, lo que implica distintos coeficientes sísmicos de cálculo considerados, la armadura de columnas y vigas corresponde a armadura mínima.

IV.- Efecto de diseñar los elementos de una estructura industrial tipo pórtico aplicando las normas NCh 430.Of2008, ACI 318-85 y NCh 2369.Of2003.

IV.1.- Se ha elegido una estructura de soporte para un chancador de cono METSO MP1000, que pesa 170 Tons aproximadamente y se la ha diseñado como pórtico intermedio aplicando las recomendaciones del capítulo 21 de la norma ACI-318 y de la norma NCh 2369.Of2003. Ver Anexo B

IV.2.- También se la ha diseñado como pórtico especial aplicando las recomendaciones del capítulo 21 de la norma ACI-318 y de la norma NCh 2369.Of2003. Ver Anexo B

IV.3.- Se han comparado los requerimientos de armaduras resultantes de los diseños realizados en los puntos IV.1 y IV.2 desde el punto de vista de las demandas requeridas por la acción sísmica. De esta comparación se puede concluir lo siguiente:

En la estructura analizada, no hay diferencias al ser diseñada como pórtico intermedio ó como pórtico especial en lo que se refiere a armaduras longitudinales de columnas y losas, con excepción de que según IV.2 se requiere una mayor cantidad de estribos a lo largo de la columna y estribos dentro de los nudos.

En el tipo de estructura analizada no hay problemas en la disposición de las armaduras calculadas dadas las secciones de hormigón que posee la estructura.

V.- Resultados

V.1.- Se ha formado una base de datos con las características de estructuras industriales de soporte de grandes equipos vibratorios estructurados como marcos de hormigón armado (Ver Anexo A)

Los datos recopilados indican que existe dispersión de criterios en los diseñadores, en cuanto al factor de modificación de la respuesta R a usar, lo que implica distintos coeficientes sísmicos de cálculo considerados.

La norma sísmica podría definir más específicamente estos valores para estas estructuras que tienen esfuerzos axiales, flexión y corte bajos y que durante un sismo no incursionan en rangos inelásticos.

V.2.- Se propone que se hagan investigaciones en el futuro con el objetivo de proponer una norma de diseño sísmico para este tipo de estructura que esté de acuerdo con los requerimientos que demandan las condiciones de operación y de continuidad de funcionamiento de este tipo de instalaciones industriales.

VI.- Referencias

- NCh 430.Of2008 Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo.
- NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- Capítulo 21 de la ACI-318S-05 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios” (versión en español y en sistema métrico).
- PCA, 2005: Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications.
- Englekirk, Robert E., 2003: Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings, John Wiley & Sons, Inc.
- Nilson, Darwin Dolan, 2004: Design of Concrete Structures, thirteenth edition, The McGraw Hill Companies.
- Chopra, Anil K., 1995: Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall

APENDICES

APENDICE A

RECOPIACION ANTECEDENTES ESTRUCTURAS SOPORTE CHANCADORES DE CONO ESTRUCTURADOS COMO PÓRTICOS DE HORMIGON ARMADO

Se ha recopilado antecedentes de estructuras de soporte de chancadores de cono, equipos usados en el ámbito minero.

La información de cada uno de ellos se resume en las siguientes fichas:

ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR DE CONO	
TIPO ESTRUCTURA	Tipo 1
EQUIPO	Chancador de Cono MP 1000 METSO
USO	Chancador de Pebbles
AÑO	2008
UBICACIÓN GEOGRAFICA- REGION	RM
ALTURA m.s.n.m.	3200
PESO EQUIPO (Kg)	169197
RPM	257 - 309
DIMENSIONES COLUMNAS:	
ALTURA (m)	4.05
SECCION (m2)	3.8
CUANTIA COLUMNA	9.85 E-03
DIMENSIONES VIGAS:	
LUZ (m)	3.5
SECCION (m2)	2.0
CUANTIA TOTAL VIGA	5.2 E-03
PP ESTRUCTURA (Kg/m2)	9100.6
SC PLATAFORMAS (Kg/m2)	500
HORMIGON f'c (Kg/cm2)	300
ARMADURAS fy (Kg/m2)	4200
ZONA SISMICA	2
TIPO SUELO	I
FACTOR MODIFICACION RESPUESTA R	3
COEFICIENTE IMPORTANCIA I	1.0
RAZON AMORTIGUAMIENTO ζ	0.05
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	0.21
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	0.2
LIMITACIONES DISEÑO ESTRUCTURA:	
FRECUENCIA	$f_{FUND} / f_{EQ} \leq 0.67$
	$f_{FUND} / f_{EQ} \geq 1.5$
DEFORMACIONES / AMPLITUDES	Amplitudes hasta nivel "easily noticeable to persons", Tabla F.E. Richart

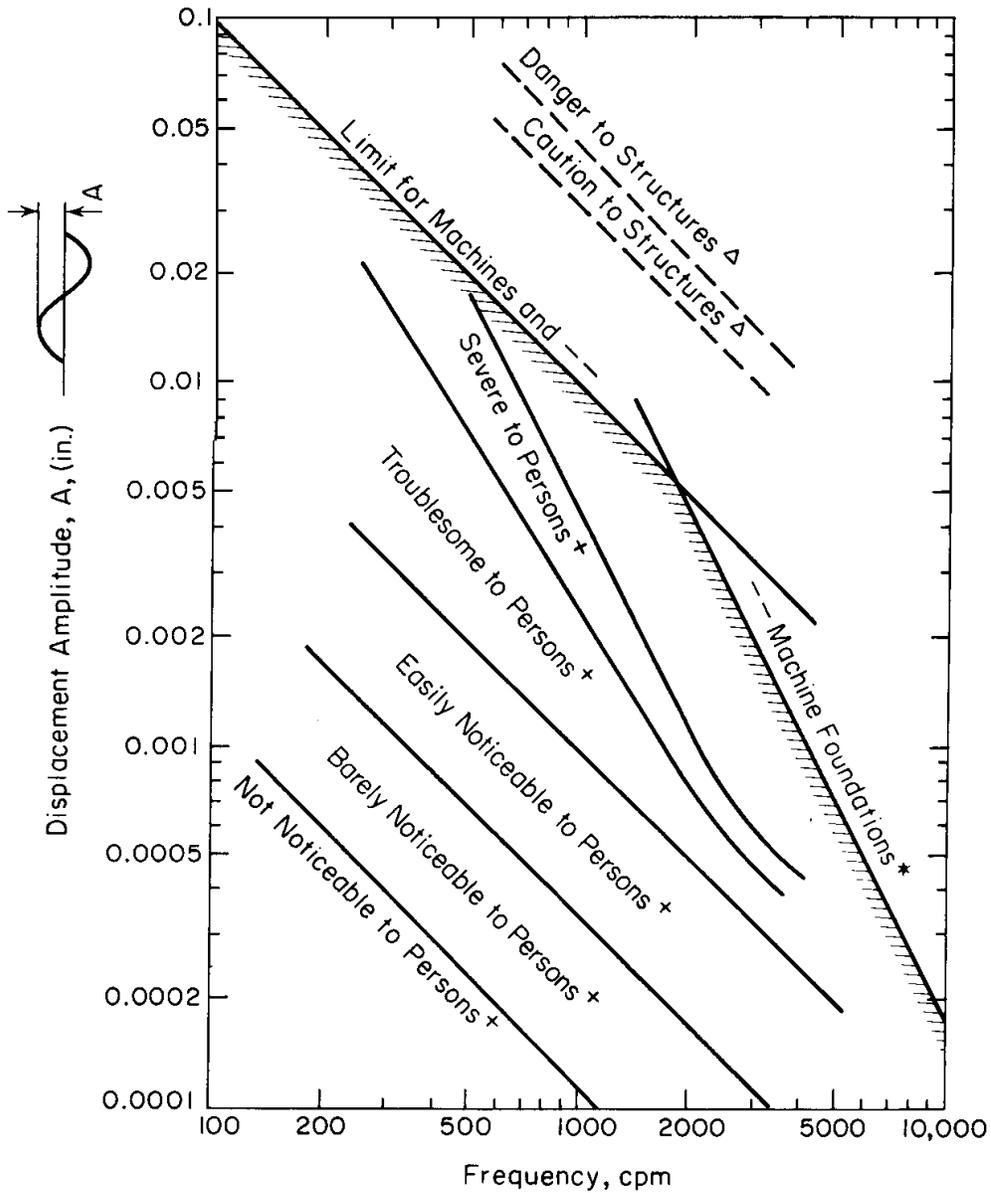
ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR DE CONO	
TIPO ESTRUCTURA	Tipo 2
EQUIPO	Chancador de Cono MP 1000 METSO
USO	Chancador Secundario
AÑO	2006
UBICACIÓN GEOGRAFICA- REGION	II
ALTURA m.s.n.m.	2600
PESO EQUIPO (Kg)	169197
RPM	257 - 309
DIMENSIONES COLUMNAS:	
ALTURA (m)	4.975
SECCION (m2)	3.15
CUANTIA COLUMNA	9.70 E-03
DIMENSIONES VIGAS:	
LUZ (m)	3.87
SECCION (m2)	2.0
CUANTIA TOTAL VIGA	6.08 E-03
PP ESTRUCTURA (Kg/m2)	11454.2
SC PLATAFORMAS (Kg/m2)	500
HORMIGON f'c (Kg/cm2)	250
ARMADURAS fy (Kg/m2)	4200
ZONA SISMICA	2
TIPO SUELO	I
FACTOR MODIFICACION RESPUESTA R	2
COEFICIENTE IMPORTANCIA I	1.0
RAZON AMORTIGUAMIENTO ζ	0.05
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	0.315
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	0.2
LIMITACIONES DISEÑO ESTRUCTURA:	
FRECUENCIA	$f_{FUND} / f_{EQ} \leq 2/3$
	$f_{FUND} / f_{EQ} \geq 1.5$
DEFORMACIONES / AMPLITUDES	Zona B, "Minor faults, correction wastes dollars" y Tabla Richart Zona "easily noticeable to persons"

ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR DE CONO	
TIPO ESTRUCTURA	Tipo 2
EQUIPO	Chancador de Cono MP 1000 METSO
USO	Chancador Terciario
AÑO	2006
UBICACIÓN GEOGRAFICA- REGION	II
ALTURA m.s.n.m.	2600
PESO EQUIPO (Kg)	169197
RPM	257 - 309
DIMENSIONES COLUMNAS:	
ALTURA (m)	4.55
SECCION (m2)	3.44
CUANTIA COLUMNA	9.82 E-03
DIMENSIONES VIGAS:	
LUZ (m)	2.3
SECCION (m2)	1.52
CUANTIA TOTAL VIGA	6.70 E-03
PP ESTRUCTURA (Kg/m2)	9127.2
SC PLATAFORMAS (Kg/m2)	500
HORMIGON f'c (Kg/cm2)	250
ARMADURAS fy (Kg/m2)	4200
ZONA SISMICA	2
TIPO SUELO	I
FACTOR MODIFICACION RESPUESTA R	3
COEFICIENTE IMPORTANCIA I	1.0
RAZON AMORTIGUAMIENTO ζ	0.05
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	0.21
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	0.2
LIMITACIONES DISEÑO ESTRUCTURA:	
FRECUENCIA	$f_{FUND} / f_{EQ} \leq 2/3$
	$f_{FUND} / f_{EQ} \geq 1.5$
DEFORMACIONES / AMPLITUDES	Zona B, "Minor faults, correction wastes dollars"
	y Tabla Richart Zona "easily noticeable to persons"

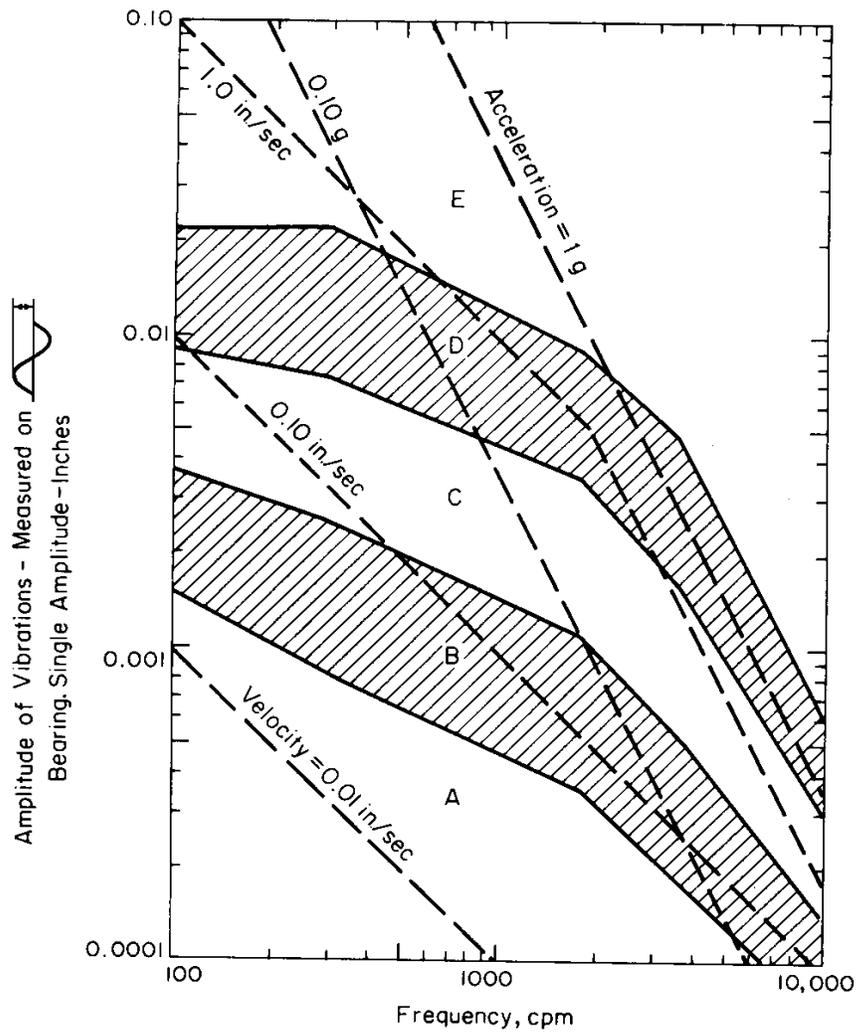
ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR DE CONO	
TIPO ESTRUCTURA	Tipo 1
EQUIPO	Chancador de Cono SYMONS NORDBERG
USO	Chancador de Pebbles
AÑO	2000
UBICACIÓN GEOGRAFICA- REGION	II
ALTURA m.s.n.m.	3200
PESO EQUIPO (Kg)	95256
RPM	256
DIMENSIONES COLUMNAS:	
ALTURA (m)	3.863
SECCION (m2)	
CUANTIA COLUMNA	6.7 E-03
DIMENSIONES VIGAS:	
LUZ (m)	4.2
SECCION (m2)	
CUANTIA TOTAL VIGA	4.98 E-03
PP ESTRUCTURA (Kg/m2)	7895.1
SC PLATAFORMAS (Kg/m2)	500
HORMIGON f'c (Kg/cm2)	250
ARMADURAS fy (Kg/m2)	4200
ZONA SISMICA	2
TIPO SUELO	II
FACTOR MODIFICACION RESPUESTA R	5
COEFICIENTE IMPORTANCIA I	1.0
RAZON AMORTIGUAMIENTO ζ	0.05
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	0.22
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	
LIMITACIONES DISEÑO ESTRUCTURA:	
FRECUENCIA	$f_{FUND} / f_{EQ} \leq 2/3$
	$f_{FUND} / f_{EQ} \geq 1.5$
DEFORMACIONES / AMPLITUDES	Capítulo C, Apéndice C de ASCE 7, "Serviceability Considerations"

ESTRUCTURA SOPORTE CHANCADOR DE CONO	
TIPO ESTRUCTURA	Tipo 1
EQUIPO	Chancador de Cono MP 1000 METSO
USO	Chancador Secundario y Terciario
AÑO PROYECTO	2008
UBICACIÓN GEOGRAFICA- REGION	V
ALTURA m.s.n.m.	3000
PESO EQUIPO (Kg)	169197
RPM	257 - 309
DIMENSIONES COLUMNAS:	
ALTURA (m)	4.9
SECCION (m2)	3.9
CUANTIA COLUMNA	5.53 E-03
DIMENSIONES VIGAS:	
LUZ (m)	4.4
SECCION (m2)	2.62
CUANTIA TOTAL VIGA	6.36 E-03
PP ESTRUCTURA (Kg/m2)	5474.0
SC PLATAFORMAS (Kg/m2)	500
HORMIGON f'c (Kg/cm2)	300
ARMADURAS fy (Kg/m2)	4200
ZONA SISMICA	2
TIPO SUELO	I
FACTOR MODIFICACION RESPUESTA R	3
COEFICIENTE IMPORTANCIA I	1.0
RAZON AMORTIGUAMIENTO ζ	0.05
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	0.21
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	0.2
LIMITACIONES DISEÑO ESTRUCTURA:	
FRECUENCIA	$f_{FUND} / f_{EQ} \leq 0.67$
	$f_{FUND} / f_{EQ} \geq 2.0$
DEFORMACIONES / AMPLITUDES	No indica requerimiento

Tablas para verificación de amplitudes de movimiento de la estructura. En general, el proveedor del equipo ó bien los criterios de diseño de la estructura indican que la amplitud del movimiento de la estructura en condiciones de operación, debe estar en la zona "Easily noticeable to persons" de la primera tabla y en la zona B de la segunda tabla como máximo.



F. E. Richart, J. R. Hall, and R. D. Woods, "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall Inc., 1970.

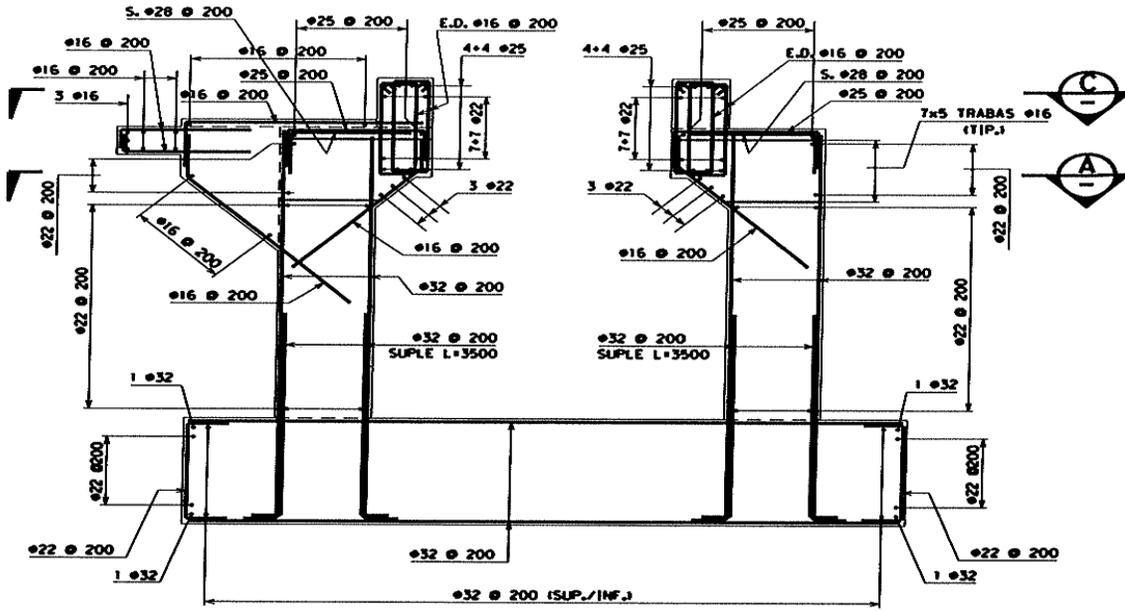


Explanation of cases:

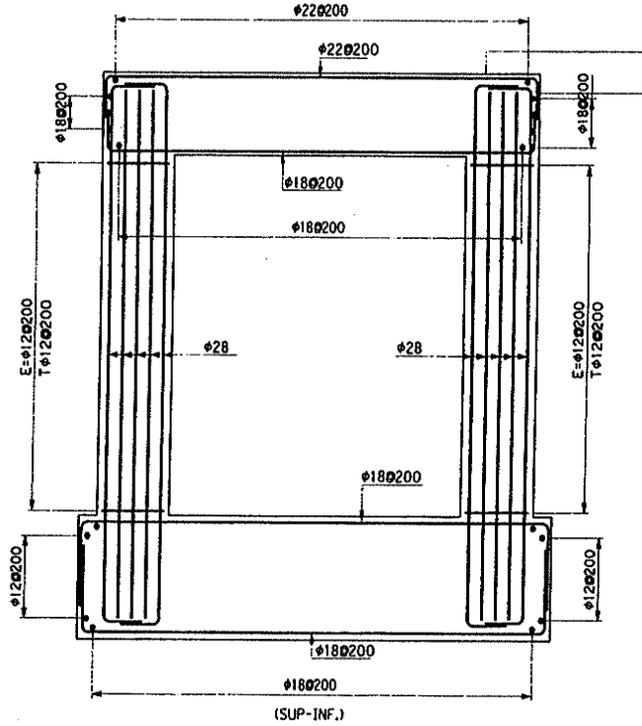
- E Dangerous. Shut it down now to avoid danger.
- D Failure is near. Correct to avoid breakdown.
- C Faulty. Correct to save maintenance dollars.
- B Minor faults. Correction wastes dollars.
- A No faults. Typical new equipment.

F. E. Richart, J. R. Hall, and R. D. Woods, "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall Inc., 1970.

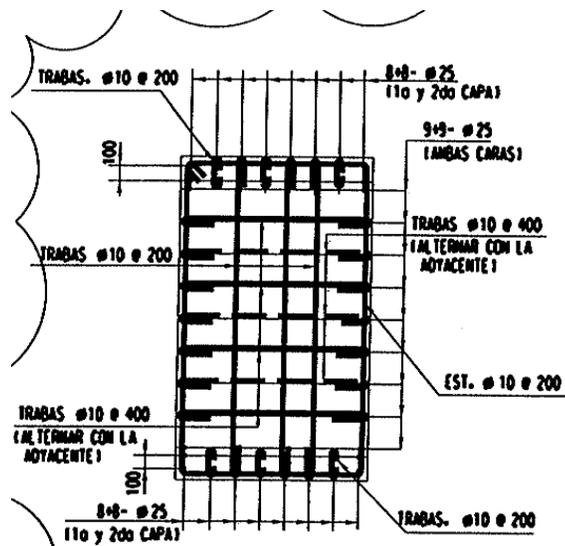
DETALLES DE ARMADURAS DE LAS ESTRUCTURAS RECOPIADAS



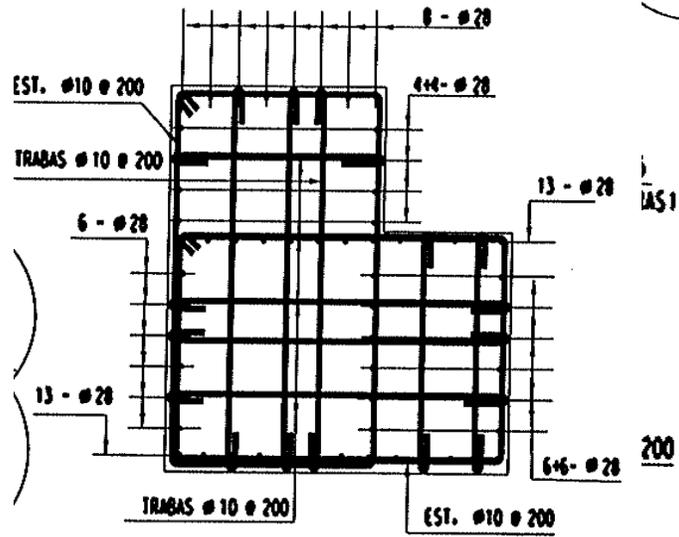
SECCION B
ESC. 1:50



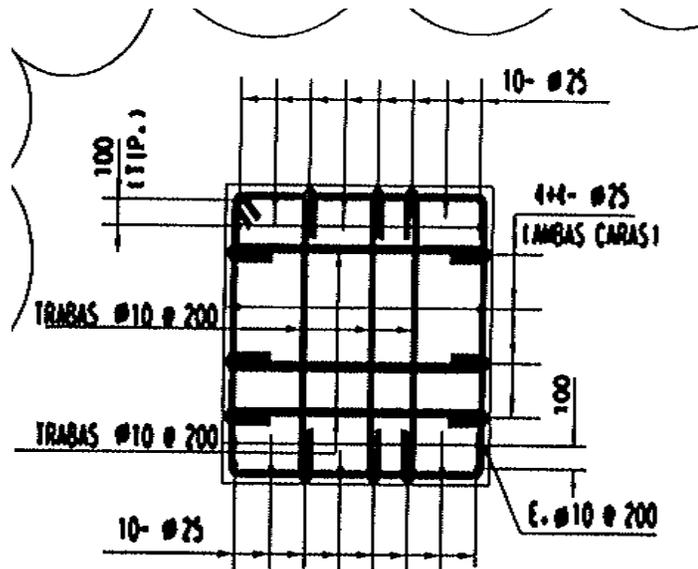
SECCION B
ESC. 1:50



DETALLE COLUMNA C1
 ESCALA 1/25 (Cont. = 2)



DETALLE COLUMNA C3
 ESCALA 1/25 (Cont. = 4)



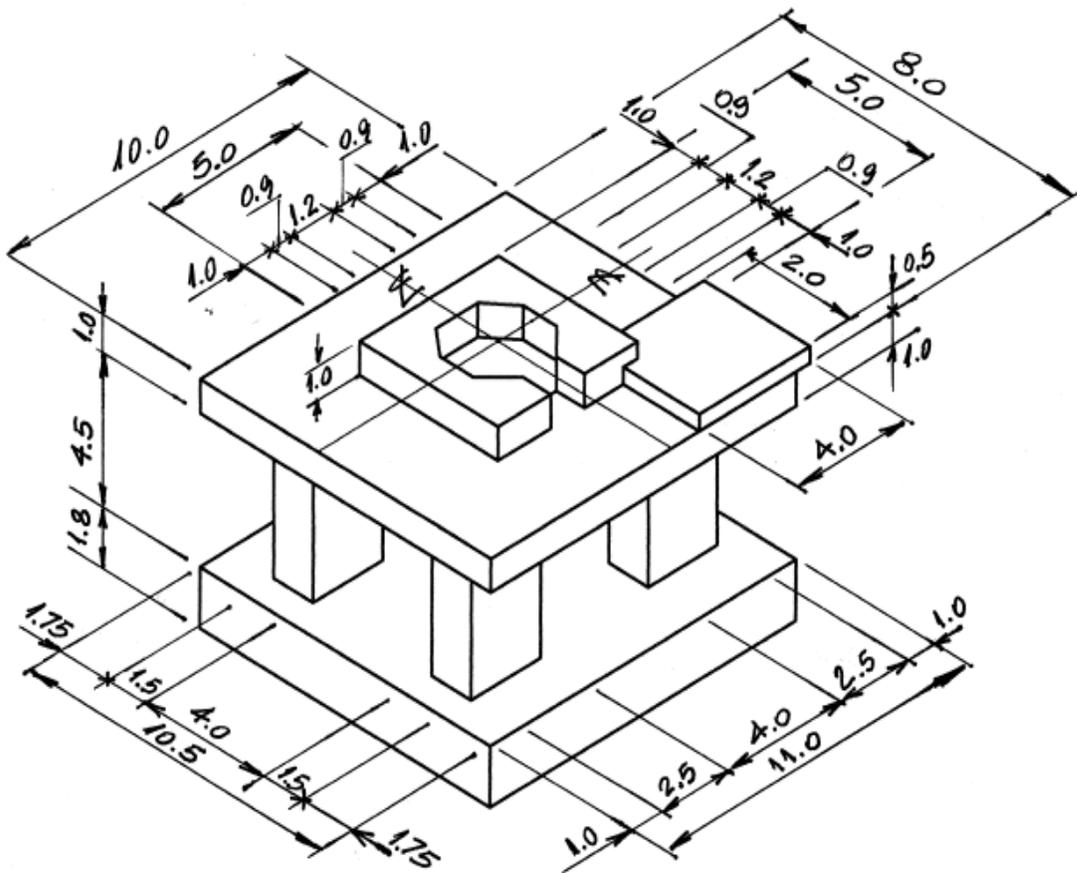
DETALLE COLUMNA C2
 ESCALA 1:25 (Cant. = 2)

APENDICE B

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE PARA UN CHANCADOR DE CONO METSO MP1000.

Se diseña una estructura de hormigón armado como soporte de un chancador de cono METSO MP1000.

La estructuración corresponde a una losa con abertura central apoyada en cuatro columnas de hormigón. La fundación es tipo losa.



La resistencia especificada a la compresión f_c de la estructura de hormigón armado es de 30 MPa (H350) y el acero de refuerzo corresponde a un A630-420H ($f_y = 420$ MPa)

Las cargas sobre la estructura son las siguientes:

Cargas permanentes

Peso propio de la estructura, peso de equipos y sus contenidos, material transportado y otros permanentemente aplicados a la estructura.

- Peso de la estructura de soporte: 750 Ton.
- Peso equipo Chancador de Pebbles:
Peso Chancador: 153.13 Ton \pm 5%
Peso unidad + lubricantes: 9.23 Ton \pm 5%
- Peso material:
Flujo material: 393 Ton / hora
Si suponemos 1 minuto de residencia, se tiene:
Peso material: 393 / 60 min = 6.55 Ton
- Peso motor del chancador incluido el acoplamiento y la polea: 9752.2 Kg

Sobrecargas de uso

- Plataformas y corredores principales: 500 kg/m².

Cargas de Viento

No se aplican carga de Viento sobre el Chancador, debido a que la fundación de este equipo se ubica dentro de un recinto completamente cerrado.

Cargas de Nieve

No se aplica carga de nieve sobre el Chancador, debido a las mismas razones expuestas en el punto anterior.

Cargas Sísmicas en la estructura de soporte del Chancador

Según la NCh 2369 se tiene:

Zona 2, aceleración efectiva máxima del suelo	$A_0 = 0.3g$
Factor de importancia	$I = 1.0$
Razón de amortiguamiento	$\xi = 0.02$
Factor de modificación de respuesta	$R = 2$
Método de análisis sísmico	Estático

Coeficiente Sísmico, de la Tabla 5.7, para $\xi = 0.02$ y $R = 2$:

$C_{máx} = 0.6$ para Zona 3

Luego $C = 0.75 \times 0.6 = 0.45$ para Zona 2

$C = 0.45$

Coeficiente Sísmico Vertical:

De acuerdo al punto 5.5 de la norma, si se cumple con 5.1.1 c), el coeficiente sísmico vertical debe ser:

$$C_v = 2 A_0 / 3 g = 2 \times 0.3 g / 3 g = 0.20$$

$$C_v = 0.20$$

Se ha utilizado una razón de amortiguamiento $\xi = 0.02$ porque es la recomendada para estructuras trabajando como máximo a la mitad de la tensión de fluencia y con grietas muy menores (ver Tabla 11.2.1 Recommended Damping Values del libro Dynamics of Structures de Anil K. Chopra, Prentice Hall 1995), que es el caso de la estructura que se analiza.

Cargas Sísmicas en el Chancador de Cono

De acuerdo a lo informado por el proveedor, los coeficientes sísmicos para el equipo son:

$$C_{\text{horizontal}} = 0.44$$

$$C_{\text{vertical}} = 0.29$$

De acuerdo a la NCh2369, el esfuerzo de corte horizontal en la base, se debe calcular según la expresión siguiente:

$$Q_0 = C \times I \times P$$

en que:

Q_0 = esfuerzo de corte en la base

C = coeficiente sísmico horizontal

I = coeficiente de importancia

P = peso total de la estructura sobre el nivel basal

$$Q_0 = 0.45 \times 1.0 \times 585.656 = 263.545 \text{ Ton}$$

Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en altura según la expresión siguiente:

$$F_k = A_k \times P_k / \sum A_j \times P_j \times Q_0$$

en que

$$A_k = \sqrt{(1 - Z_{k-1} / H)} - \sqrt{(1 - Z_k / H)}$$

F_k = fuerza horizontal sísmica al nivel k

P_k, P_j = peso sísmico en los niveles k y j

A_k = parámetro en el nivel k ($k = 1$ es el nivel inferior)

Z_{k-1}, Z_k = altura sobre los niveles $k-1$ y k

H = altura del nivel más alto sobre el nivel basal

$$H = 8.08 \text{ m}$$

	P _k	Z _k	A _k	A _k x P _k	F _k
	Ton	m			Ton
Chancador	177.028	8.080	0.370	65.466	113.787
Motor	9.752	6.975	0.228	2.226	3.869
Losa	236.876	5.190	0.251	59.544	103.494
Columnas	162.000	2.250	0.151	24.392	42.396
Σ P _i =			Σ A _j x P _j =	151.629	

De la tabla se puede ver que el coeficiente sísmico horizontal del chancador es:

$$C_{\text{horizontal}} = 113.787 / 177.028 = 0.643 \text{ que es mayor al entregado por el proveedor del equipo.}$$

El proveedor del equipo considera:

Razón de amortiguamiento

$$\xi = 0.05$$

Factor de modificación de respuesta

$$R = 2$$

Coeficiente Sísmico, de la Tabla 5.7, para $\xi = 0.05$ y $R = 2$:

C_{máx} = 0.42 para Zona 3

$$\text{Luego } C = 0.75 \times 0.42 = 0.315 \text{ para Zona 2}$$

$$Q_0 = 0.315 \times 1.0 \times 585.656 = 184.482 \text{ Ton}$$

Haciendo la distribución en altura se tiene:

	P _k	Z _k	A _k	A _k x P _k	F _k
	Ton	m			Ton
Chancador	177.028	8.080	0.370	65.466	79.652
Motor	9.752	6.975	0.228	2.226	2.708
Losa	236.876	5.190	0.251	59.544	72.445
Columnas	162.000	2.250	0.151	24.392	29.677
Σ P _i =			Σ A _j x P _j =	151.629	

de donde:

$$C_{\text{horizontal}} = 79.650 / 177.028 = 0.449$$

Como coeficiente vertical el proveedor usó:

C_{vertical} = 0.29 que representa 2/3 de C_{horizontal} que no es lo que indica la NCh2369, en el punto 5.5.1.b)

Cargas de Operación del Chancador

En el plano 110P0801403 Rev. 00 emitido por el proveedor se indican las siguientes fuerzas desbalanceadas generadas por la excéntrica durante la operación del chancador:

Con los liners nuevos: $F = 89.850 \text{ N (9.168 kg)}$
 $M = 515.050 \text{ N-m (52.556 kg-m)}$

Con los liners gastados: $F = -137.900 \text{ N (14.071 kg)}$
 $M = 174.900 \text{ N-m (17.847 kg-m)}$

La excéntrica del chancador gira a una velocidad de 257 a 309 rpm.

La fuerza F y el momento M rotan en torno al eje del chancador a la velocidad de la excéntrica.

Estas cargas se aplicarán en forma estática a la fundación amplificadas por 1.5, factor de amplificación recomendado por el proveedor del equipo.

Cargas de Operación del Motor del Chancador

En plano 89-401-416-069 Rev. 00 se indican las siguientes fuerzas en los tres apoyos del motor, generadas por la rotación del mismo y por la tensión de la correa que transmite el movimiento al chancador.

$$F_{AX} = 1060 \text{ lbs} \times 8 = 8480 \text{ lbs} = 3846.5 \text{ Kg}$$

$$F_{BX} = 1060 \text{ lbs} \times 8 = 8480 \text{ lbs} = 3846.5 \text{ Kg}$$

$$F_{AY} = \pm 2710 \text{ lbs} \times 2 = 5420 \text{ lbs} = 2458.5 \text{ Kg}$$

$$F_{BY} = \pm 4450 \text{ lbs} \times 2 = 8900 \text{ lbs} = 4037.0 \text{ kg}$$

$$F_{CY} = \pm 1740 \text{ lbs} \times 2 = 3480 \text{ lbs} = 1578.5 \text{ Kg}$$

Estas cargas dinámicas se aplicarán en forma estática a la fundación.

Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga que se usan para diseño son las siguientes:

Para el diseño de los elementos de la estructura de soporte del chancador se ha utilizado las combinaciones indicadas en el punto 9.2 de la ACI-318 y las indicadas en el punto 4.5 b) i) y ii) de la NCh 2369:

1.2D + 1.6L (ACI 9-2)

1.2D + 1.4E + 1.0L (ACI 9-5)

0.9D + 1.4E (ACI 9-7)

1.2CP + 0.25SC+ 1.0SO ± 1.4 Sismo horizontal ± 1.4 Sismo vertical

0.9CP ± 1.4 Sismo horizontal ± 0.3 Sismo vertical

Características del suelo a fundar

La zona donde se emplaza la estructura de soporte del chancador corresponde a una zona de corte en roca, presumiblemente sana, de capacidades de soporte altas. De acuerdo a la información proporcionada en el Informe Geotécnico, los parámetros del suelo de fundación son los siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Densidad, γ	(t/m ³)	2.56
Cohesión, c	(t/m ²)	400
Angulo de fricción interna, ϕ	(°)	50
Módulo de deformación, E (estático)	(t/m ²)	1200000
Razón de Poisson, ν	-	0.25
Módulo de corte, G (Estático)	(t/m ²)	480000
Módulo de corte, G (Cíclico)	(t/m ²)	480000
Presión de contacto admisible, q (estático)	(t/m ²)	150
Presión de contacto admisible, q (sísmico)	(t/m ²)	200

La Constante de Balasto a utilizar resulta de:

$$k = \frac{E}{B(1 - \nu^2) I_p}$$

En que I_p depende de la relación B / L de la fundación (B: ancho y L: largo de la fundación).

Factores de forma para zapatas rígidas

L/B	1.0	1.5	2.0	5.0	10
I_p	0.82	1.06	1.20	1.70	2.10

$$L / B = 11 / 10.5 = 1.05$$

$$I_p = 0.844$$

Luego, la constante de balasto será:

$$k_Y = 144\,437 \text{ T/m}^3$$

El coeficiente de balasto horizontal se calcula considerando como B la dimensión menor del elemento vertical de la estructura y con las propiedades del suelo que está en contacto con la estructura.

Luego se tiene:

$$L / B = 11 / 1.8 = 6.11 \quad I_p = 1.789$$

$$k_Z = 397\,491 \text{ T/m}^3$$

$$L / B = 10.5 / 1.8 = 5.83 \quad I_p = 1.767$$

$$k_X = 402\,516 \text{ T/m}^3$$

Estas constantes de balasto se utilizarán en el modelo, cuando se use la combinación 9.2 de la ACI

Para la determinación de los coeficientes de balasto para la condición sísmica, debe considerarse el módulo de deformación cíclico, que se estima según la siguiente expresión:

$$E_c = 3 \times E$$

Luego los balastos para la condición sísmica serán:

$$k_Y = 433\,311 \text{ T/m}^3$$

$$k_Z = 1\,192\,472 \text{ T/m}^3$$

$$k_X = 1\,207\,548 \text{ T/m}^3$$

Estas constantes de balasto se utilizaron en el modelo, cuando se usaron las combinaciones 9.5, 9.7 de la ACI y las indicadas en el punto 4.5 b) i) y ii) de la NCh 2369.

Estructuración y modelo de análisis

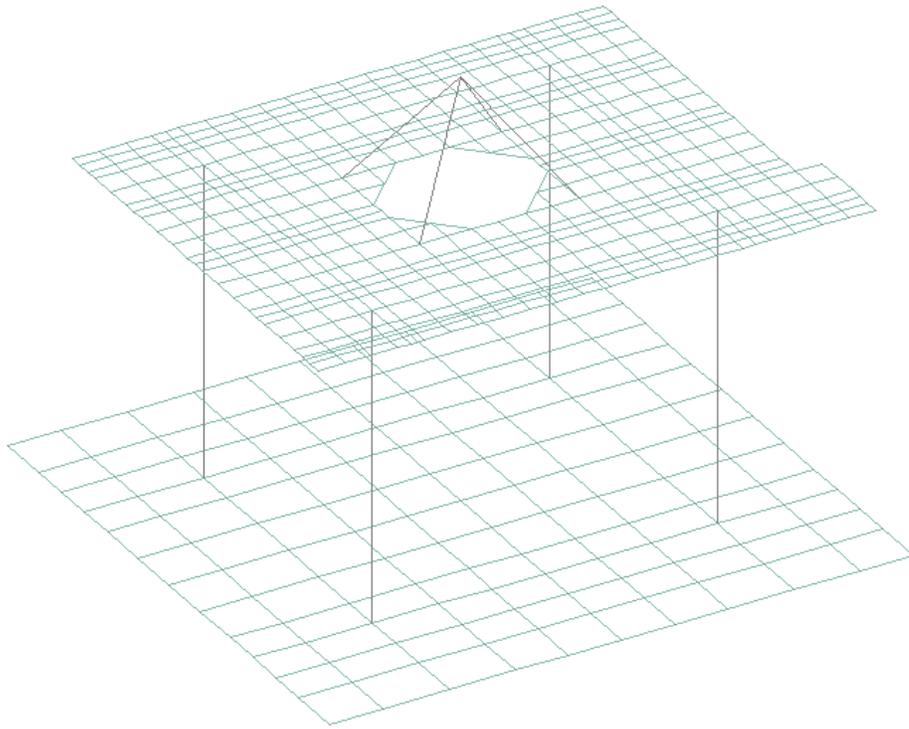
El modelo de la fundación del Chancador de Pebbles está confeccionado en base a elementos tipo placas y barras que representan la geometría de la estructura.

La base está constituida por elementos tipo placas que se apoyan en resortes.

Las columnas son elementos tipo frame cuyo origen y término coinciden con los centros geométricos de la losa superior y de la losa inferior que representa la base.

La losa superior está constituida por elementos tipo placa y se ha incluido la perforación para el paso del material chancado. La losa tiene diferentes espesores dependiendo de donde están ubicados el chancador y su motor.

La masa del chancador se ha concentrado en un punto ubicado en el CG del chancador, que se ha unido a la losa superior por elementos frame de gran rigidez y sin masa.



Este modelo se procesó con el programa Staad Pro 2006

Los resortes considerados son:

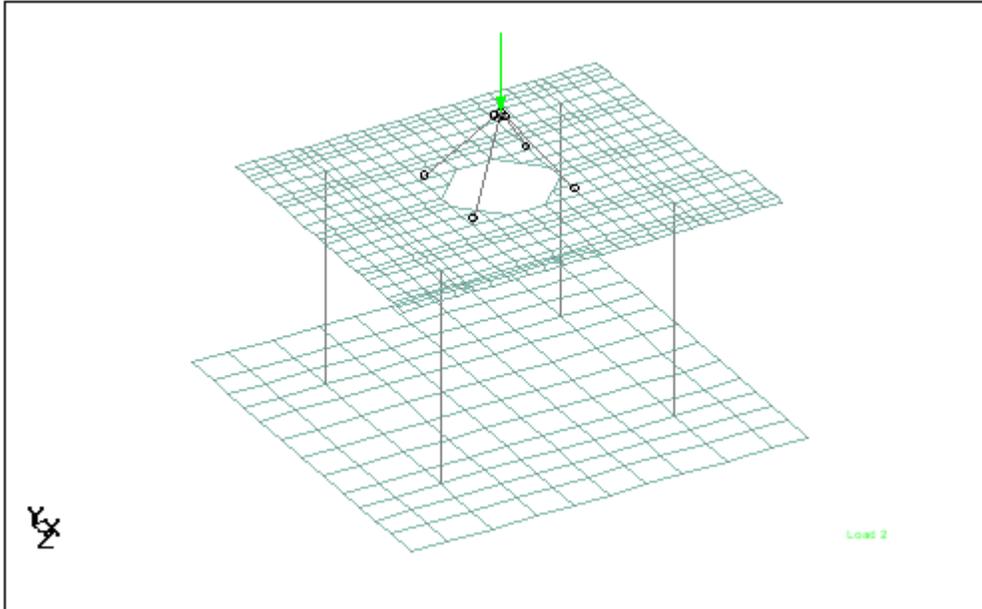
Para las cargas de operación normal se consideraron los balastos calculados a partir de las propiedades del suelo entregadas en el Informe Geotécnico.

Para las cargas de operación normal más sismo se consideraron los balastos para la condición sísmica calculados a partir de las propiedades del suelo entregadas en el Informe Geotécnico.

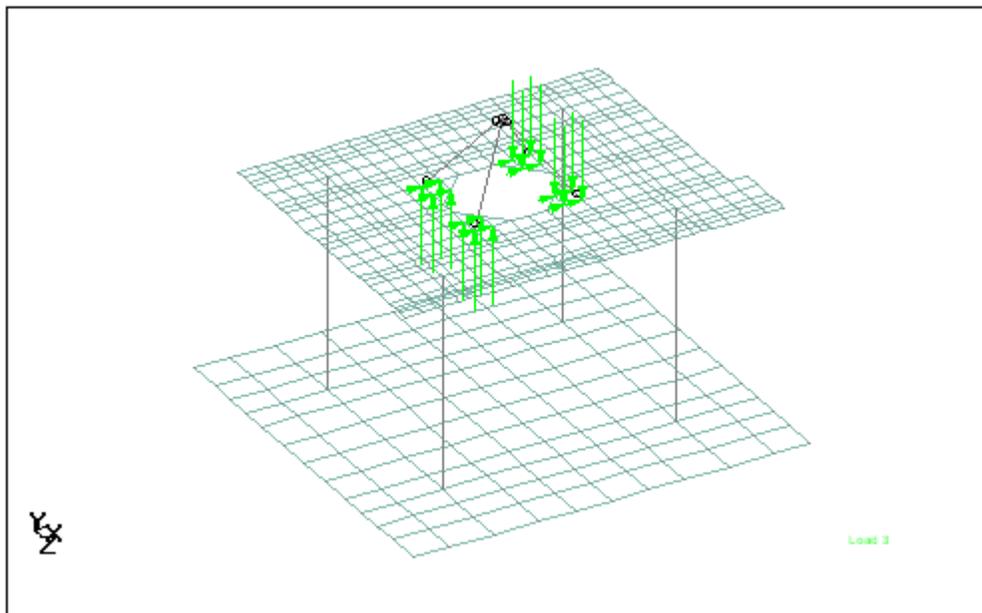
Estados de Carga para el análisis con Staad Pro 2006

a) Peso Propio Estructura Soporte

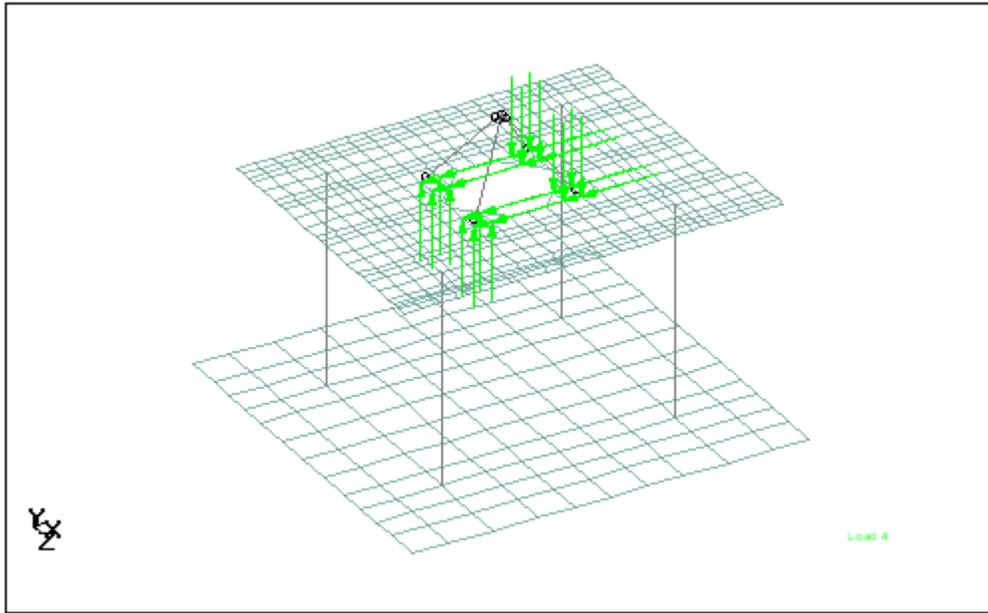
b) Peso Chancador :



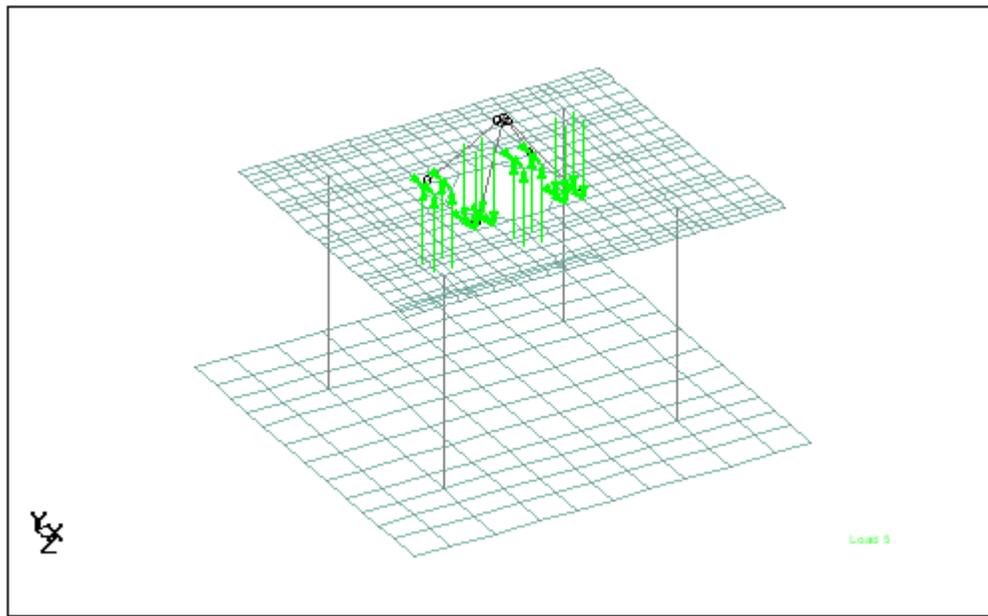
c) Cargas dinámicas del chancador con los liners nuevos, sentido X :



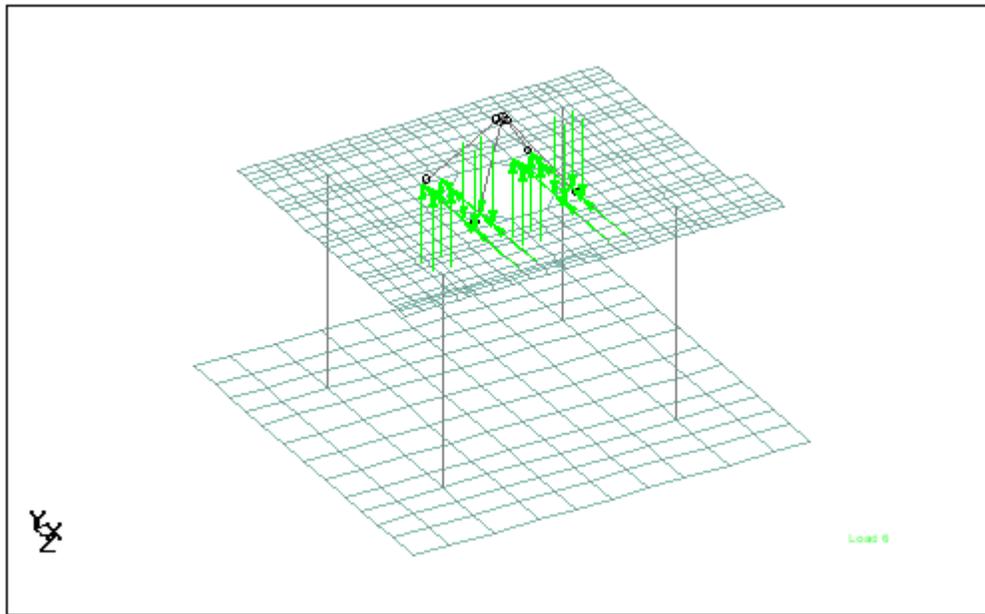
d) Cargas dinámicas chancador con liners usados, sentido X :



e) Cargas dinámicas del chancador con los liners nuevos, sentido Z :

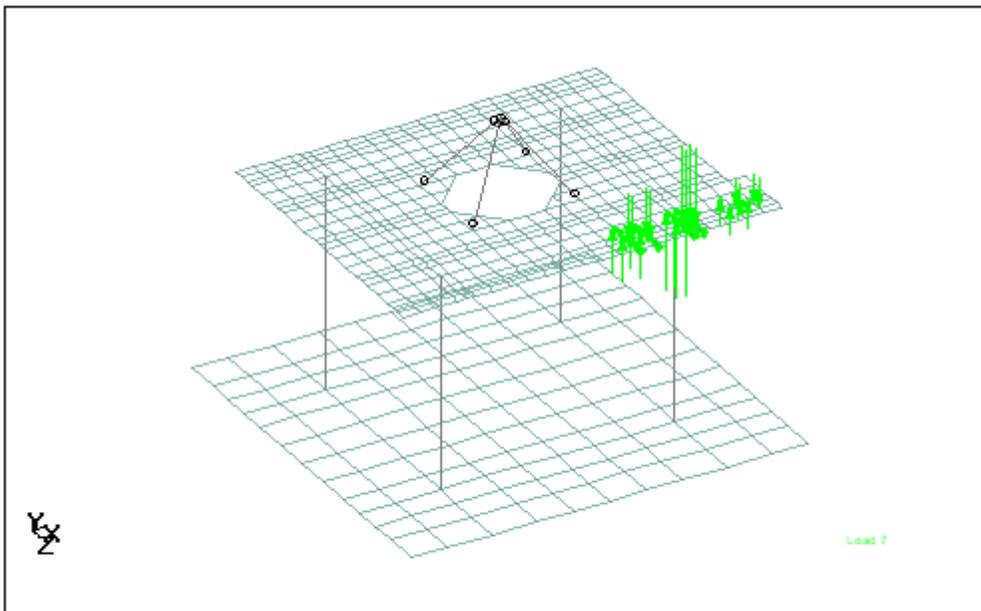


f) Cargas dinámicas del chancador con los liners usados, sentido Z :



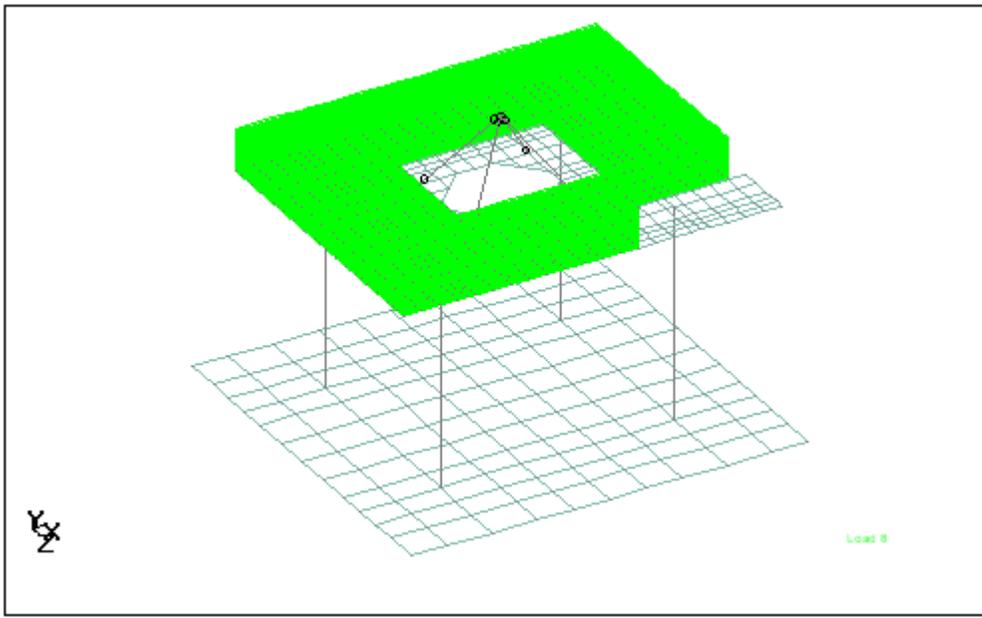
Whole Structure Loads 0.004573M/ton.1m 6 CARGAS DINAMICAS CHANCADOR Z LINERS USADOS

g) Cargas dinámicas motor :



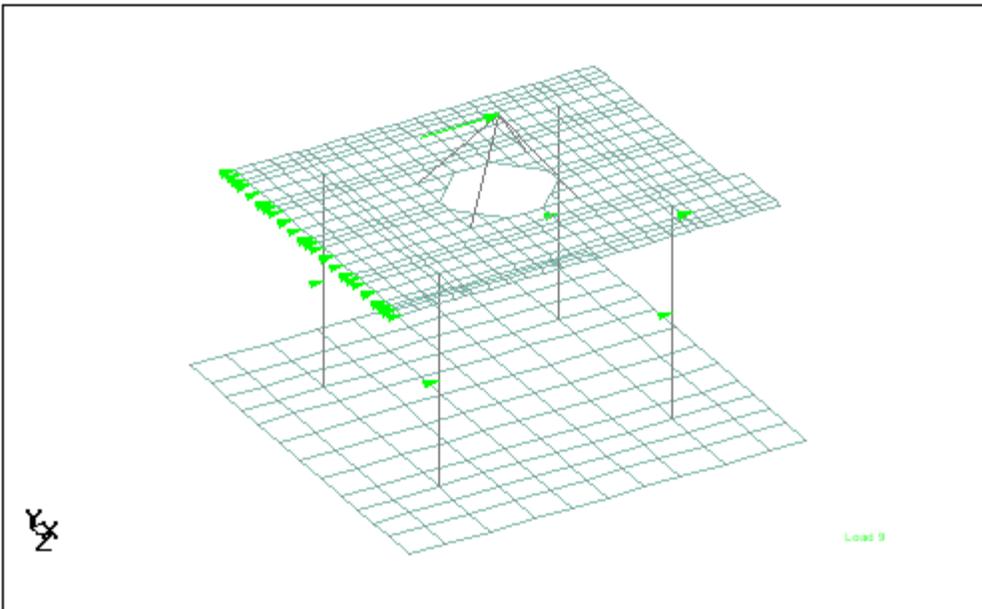
Whole Structure Loads 0.910094M/ton.1m 7 CARGAS DINAMICAS MOTOR

h) Sobrecarga operación plataforma :



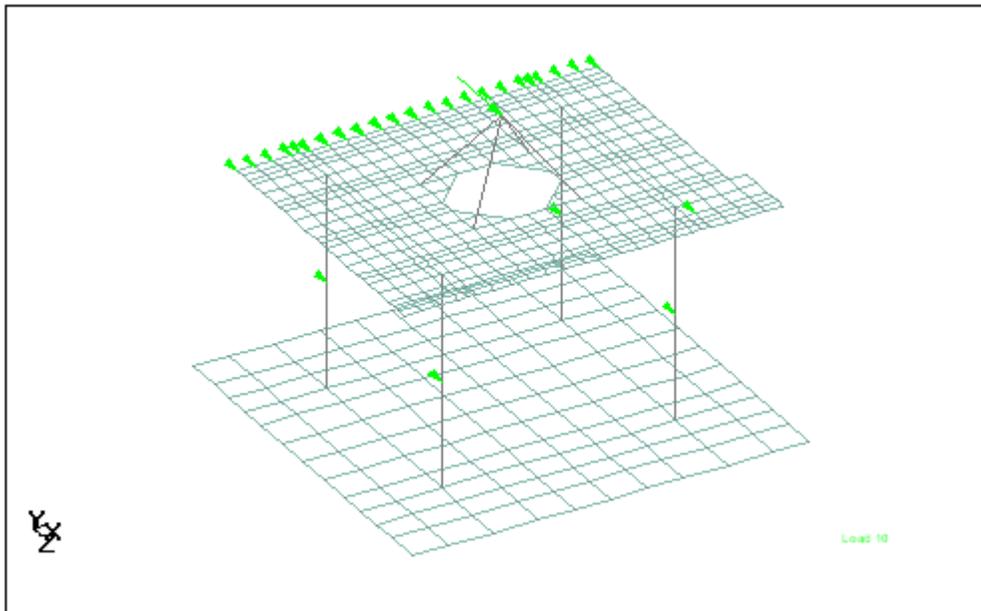
Whole Structure Loads 0.910094Mton.7m 8 SOBRECARGA PLATAFORMA

i) Sismo según X :



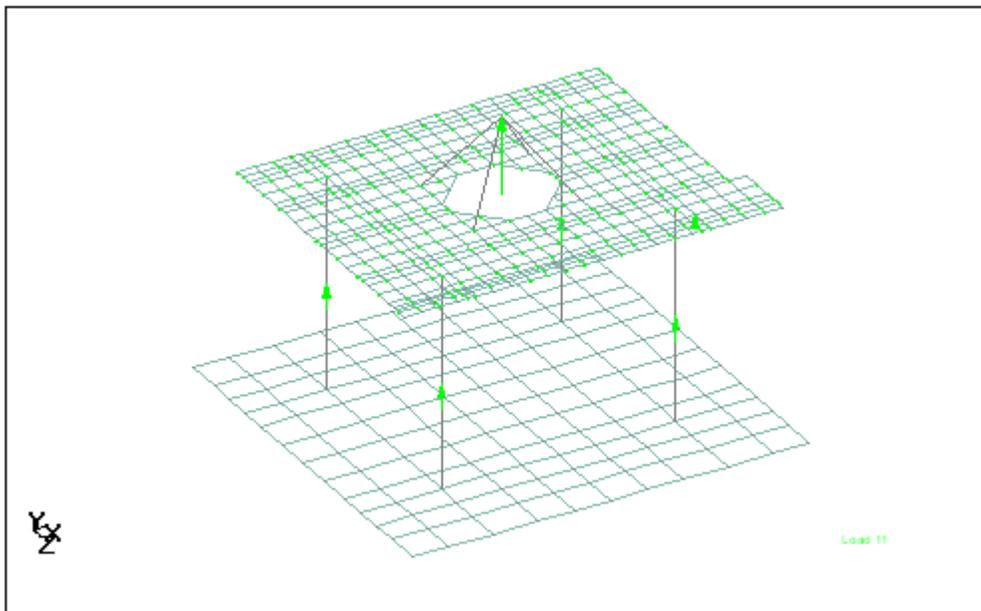
Whole Structure Loads 51.3377Mton.7m 9 SISMO EJE X

j) Sismo según Z :



Whole Structure Loads 51.3377Mkn.1m 10 SISMO EJE Z

k) Sismo según Y :



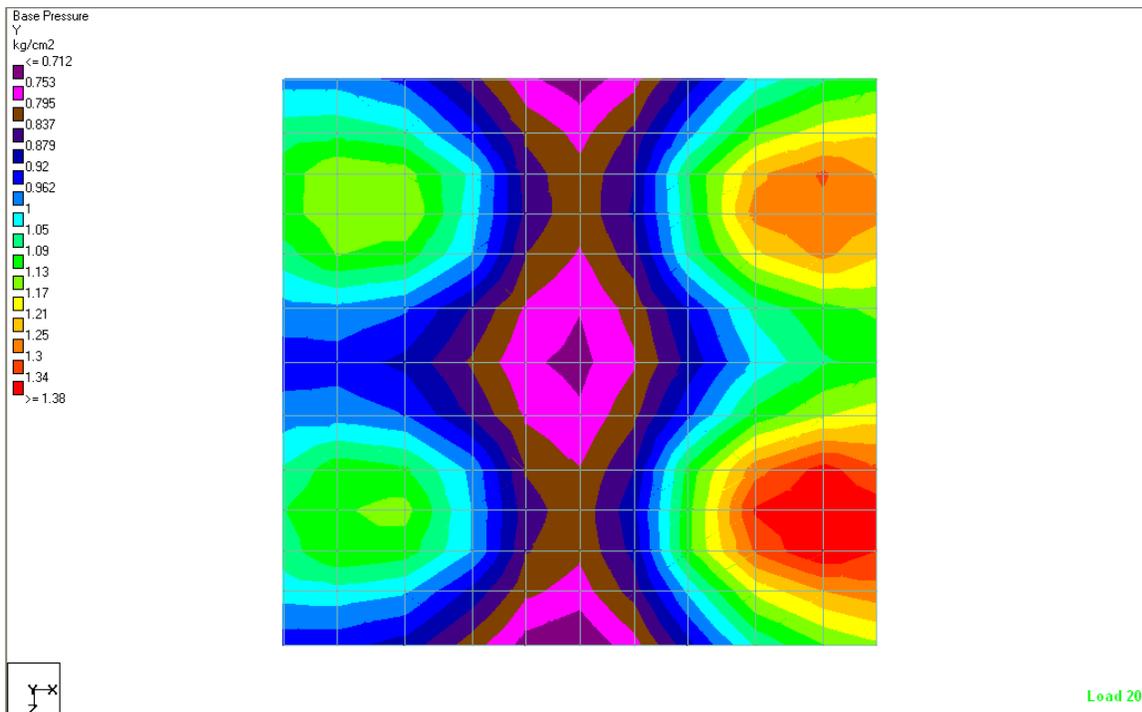
Whole Structure Loads 10.2674Mkn.1m 11 SISMO VERTICAL

Verificación Estabilidad de la Fundación y Tensiones de Contacto

Caso estático :

Se debe cumplir que la tensión de contacto máxima sea menor que la tensión admisible indicada en el Informe de Mecánica de Suelos y que el suelo bajo la fundación esté 100% comprimido.

Structure20.std - Base Pressure: G3: _LOSA_INFERIOR					
All Summary					
			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx MTon/m2	Fy MTon/m2	Fz MTon/m2
Max Px	130	20 COMBINA	0.000	11.657	0.000
Min Px	130	20 COMBINA	0.000	11.657	0.000
Max Py	1351	20 COMBINA	0.000	13.786	0.000
Min Py	1369	23 COMBINA	0.000	6.678	0.000
Max Pz	130	20 COMBINA	0.000	11.657	0.000
Min Pz	130	20 COMBINA	0.000	11.657	0.000



$$\sigma_{\text{máx}} = 13.8 \text{ Ton / m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 150 \text{ Ton / m}^2$$

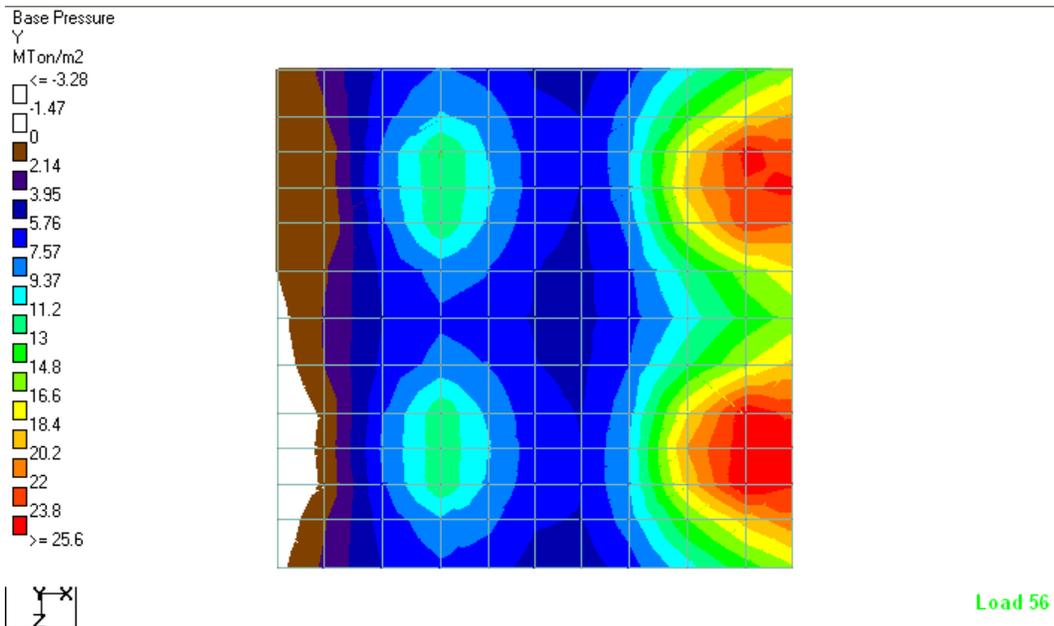
Se cumple $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{adm}}$

Se cumple además que la base está 100% comprimida

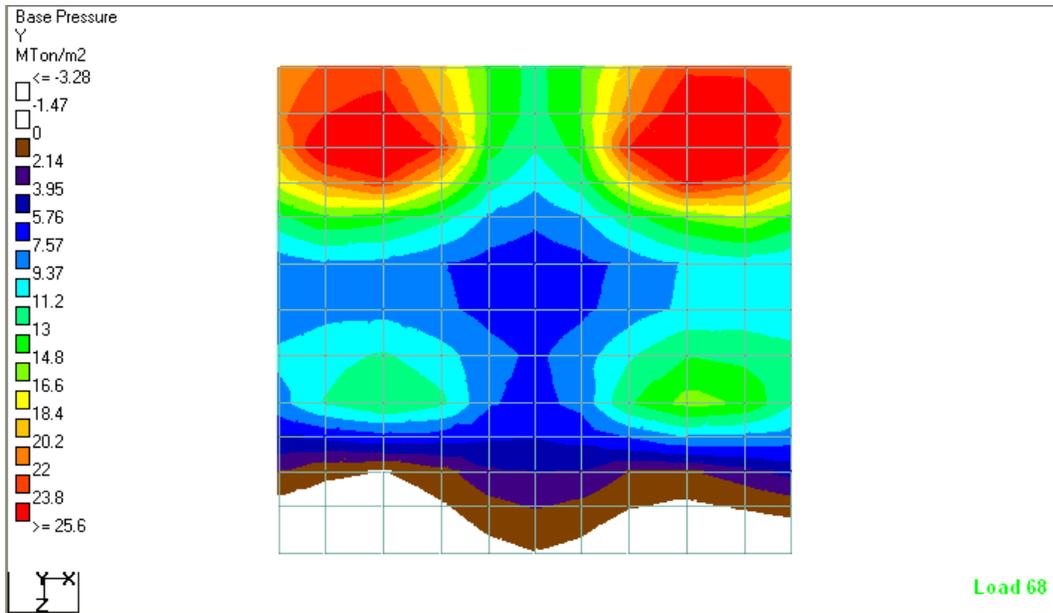
Caso sísmico :

Se debe cumplir que la tensión de contacto máxima sea menor que la tensión admisible indicada en el Informe de Mecánica de Suelos para el caso sísmico y que el suelo bajo la fundación esté al menos 80% comprimido.

Structure21.std - Base Pressure: G3: _LOSA_INFERIOR					
			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx MTon/m2	Fy MTon/m2	Fz MTon/m2
Max Px	130	56 COMBINA	0.000	0.326	0.000
Min Px	130	56 COMBINA	0.000	0.326	0.000
Max Py	1256	68 COMBINA	0.000	29.639	0.000
Min Py	1365	68 COMBINA	0.000	-4.329	0.000
Max Pz	130	56 COMBINA	0.000	0.326	0.000
Min Pz	130	56 COMBINA	0.000	0.326	0.000



95% base comprimida



90 % base comprimida

$$\sigma \text{ máx} = 29.6 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma \text{ adm sís} = 200 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Se cumple $\sigma \text{ máx} < \sigma \text{ adm sís}$

Se cumple además que el porcentaje de área comprimida en la base es mayor que el 80%.

Frecuencias naturales del sistema fundación + chancador + motor

Para calcular las frecuencias naturales de la estructura se ha procesado el mismo modelo, que representa la estructura de soporte, el chancador y el motor, con las constantes de balasto para análisis de estructuras bajo cargas cíclicas, calculadas a partir de las fórmulas indicadas en el libro 'Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines', de Arya S., O'Neill M and Pincus G.

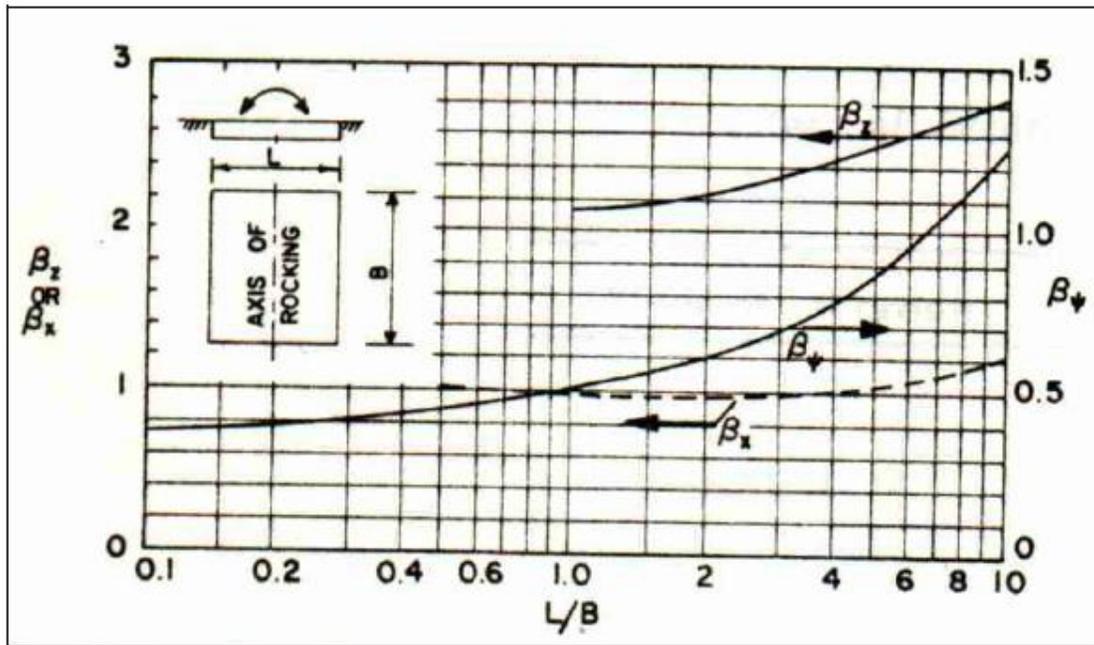
Constantes de Balasto para cargas cíclicas

Modo Vertical de Vibración (Y) :

Radio equivalente $r_{0Y} = \sqrt{(B L / \pi)} = 6.06 \text{ m}$

Coefficiente de enterramiento $\eta_Y = 1 + 0.6 (1 - \nu)(H / r_{0Y}) = 1.134$

Coefficiente geométrico para fundación rectangular (del gráfico) $L/B = 1.05$ $\beta_Y = 2.13$



Coeficientes (β_z , β_x , β_ψ) para zapatas rectangulares

Constante de resorte equivalente $K_Y = G \sqrt{(B L)} \eta_Y / (1 - \nu) = 16.554.993.44 \text{ Ton/m}$

Modo Horizontal de Vibración (X):

Radio equivalente $r_{0X} = \sqrt{(B L / \pi)} = 6.06 \text{ m}$

Coeficiente de enterramiento $\eta_X = 1 + 0.55 (2 - \nu) (H / r_{0X}) = 1.286$

Coeficiente geométrico para fundación rectangular (del gráfico) $L/B = 1.05$ $\beta_X = 1.0$

Constante de resorte equivalente $K_X = 2(1+\nu) G \beta_X \sqrt{(B L)} \eta_X = 16.584.913.35 \text{ Ton/m}$

Modo Horizontal de Vibración (Z):

Radio equivalente $r_{0Z} = \sqrt{(B L / \pi)} = 6.06 \text{ m}$

Coeficiente de enterramiento $\eta_Z = 1 + 0.55 (2 - \nu) (H / r_{0Z}) = 1.286$

Coeficiente geométrico para fundación rectangular (del gráfico) $B/L = 0.955$ $\beta_Z = 0.97$

Constante de resorte equivalente $K_Z = 2(1+\nu) G \beta_Z \sqrt{(B L)} \eta_Z = 16.087.365.95 \text{ Ton/m}$

Rocking (en torno a X):

Radio equivalente $r_{0\psi} = \sqrt[4]{(L B^3 / 3 \pi)} = 6.06 \text{ m}$

Coeficiente de enterramiento $\eta_\psi = 1 + 1.2(1 - \nu)(H / r_{0\psi}) + 0.2(2 - \nu)(H / r_{0\psi})^3 = 1.276$

Coeficiente geométrico para
fundación rectangular (del gráfico) $B/L = 0.95$ $\beta_\psi = 0.5$

Constante de resorte equivalente $K_\psi = G \beta_\psi L B^2 \eta_\psi / (1-\nu) = 495.190.080 \text{ Ton-m}$

Rocking (en torno a Z):

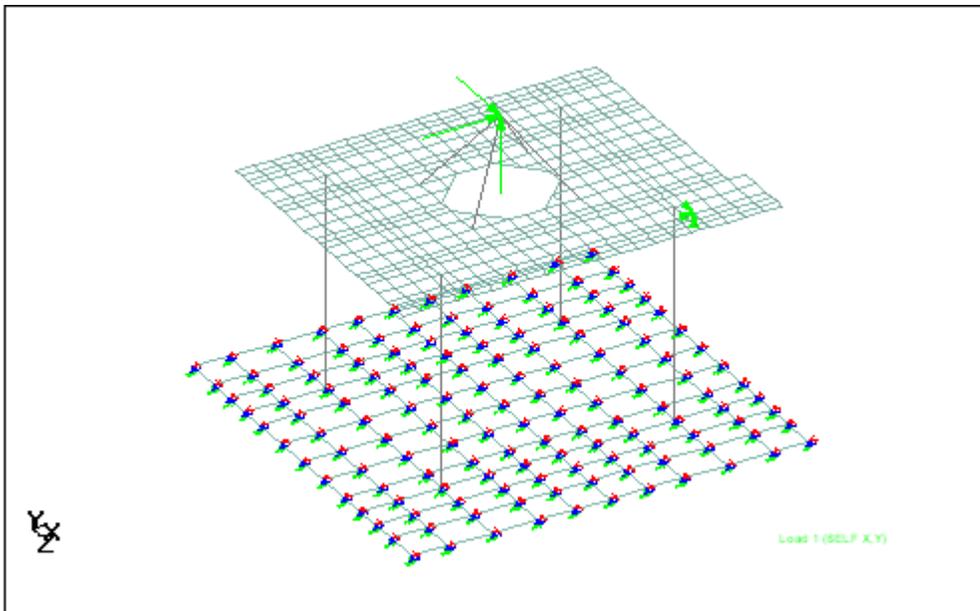
Radio equivalente $r_{0\phi} = \sqrt[4]{(B L^3 / 3 \pi)} = 6.205 \text{ m}$

Coeficiente de enterramiento $\eta_\phi = 1 + 1.2(1 - \nu)(H / r_{0\phi}) + 0.2(2 - \nu)(H / r_{0\phi})^3 = 1.270$

Coeficiente geométrico para
fundación rectangular (del gráfico) $L/B = 1.05$ $\beta_\phi = 0.52$

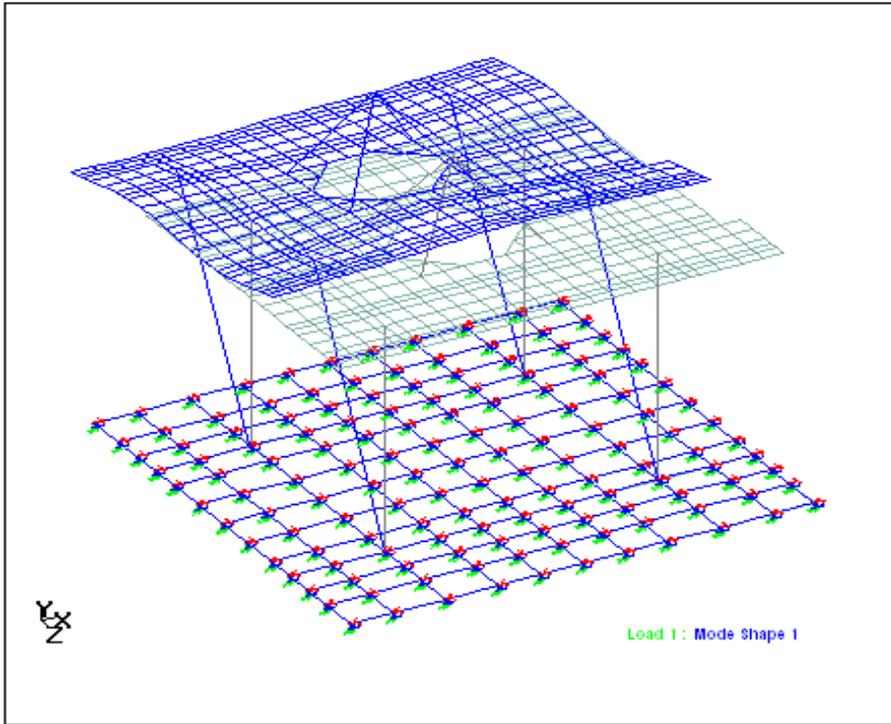
Constante de resorte equivalente $K_\phi = G \beta_\phi B L^2 \eta_\phi / (1-\nu) = 536.816.355 \text{ Ton-m}$

El modelo se procesó con el programa Staad Pro 2006 y se obtuvieron las frecuencias naturales en las tres direcciones traslacionales x, y, z.



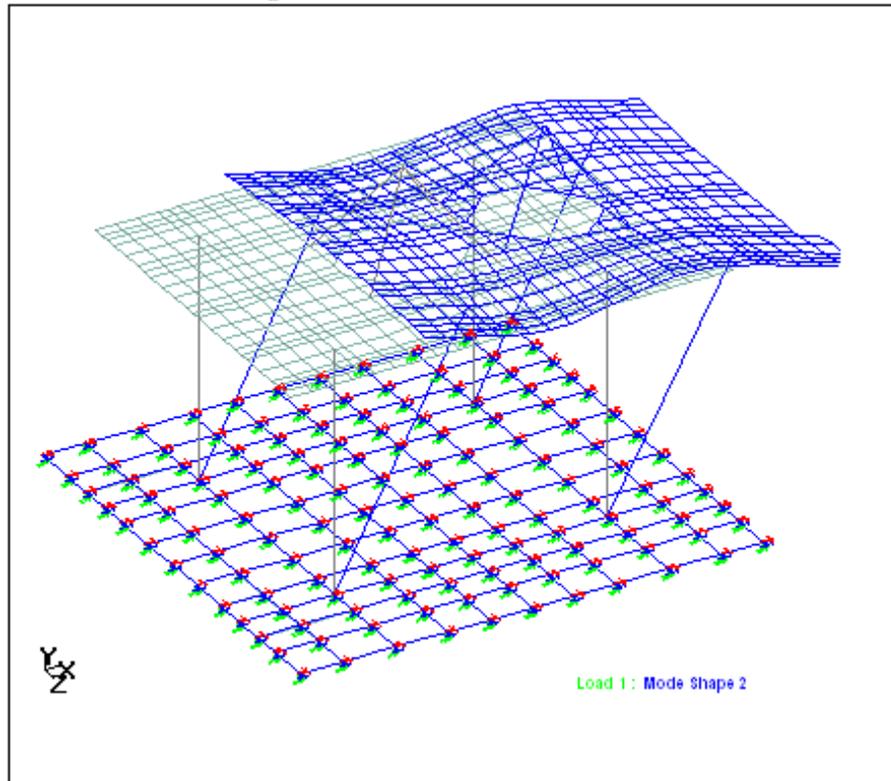
Whole Structure Loads 79.8704Mton.7m1 ANALISIS VIBRACIONES

Modo traslacional según Z:



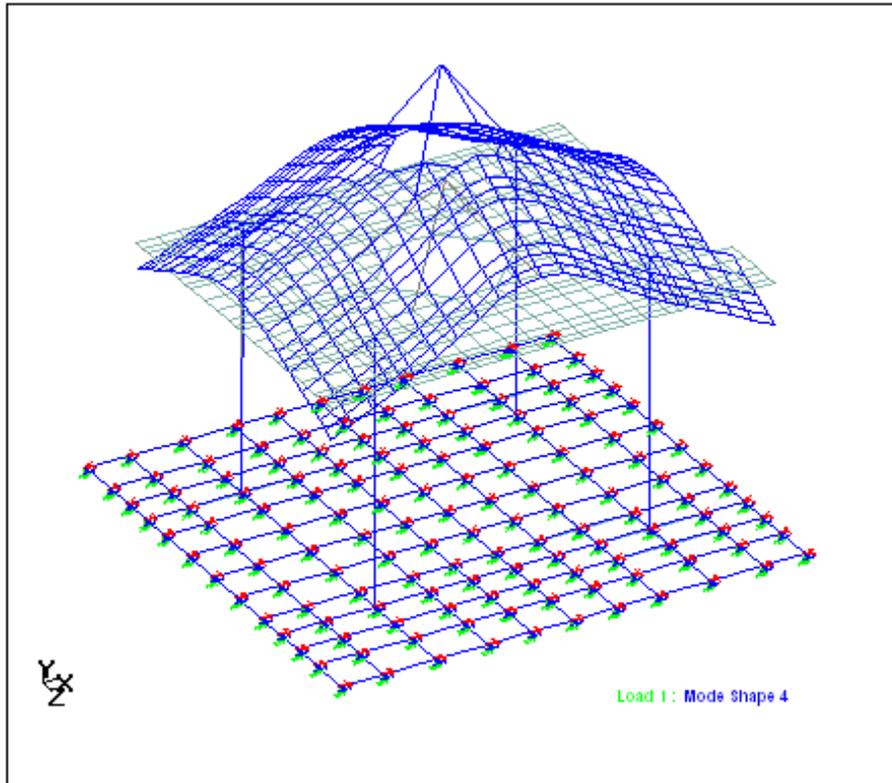
Whole Structure

Modo traslacional según X:



Whole Structure

Modo según Y:



Whole Structure

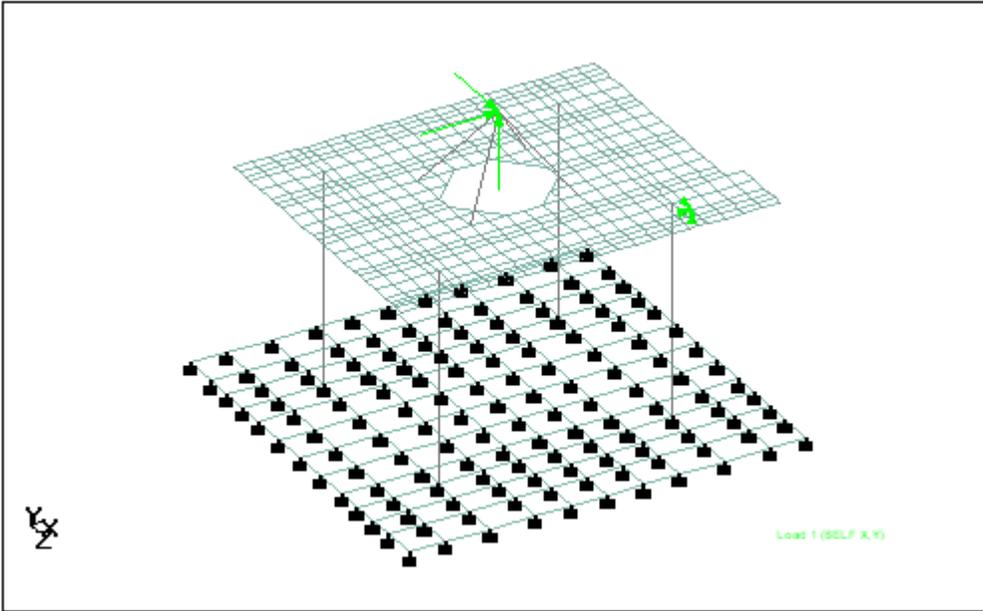
Calculated Modal Frequencies & Mass Participations

Mode	Frequency (Hz)	Period (seconds)	Participation X (%)	Participation Y (%)	Participation Z (%)
1	9.987	0.100	0.007	0.000	46.529
2	13.753	0.073	46.345	0.002	0.008
3	16.209	0.062	0.023	0.002	0.010
4	31.442	0.032	0.009	35.130	0.000
5	43.970	0.023	0.000	0.122	0.136
6	48.809	0.020	0.228	0.012	0.000
7	69.950	0.014	0.035	4.835	0.009
8	77.774	0.013	0.002	0.737	0.004
9	82.687	0.012	0.044	0.029	0.009
10	85.665	0.012	0.014	0.458	0.004
11	88.701	0.011	0.001	5.551	0.000
12	97.621	0.010	0.001	0.129	0.001
13	102.292	0.010	0.000	0.002	0.001

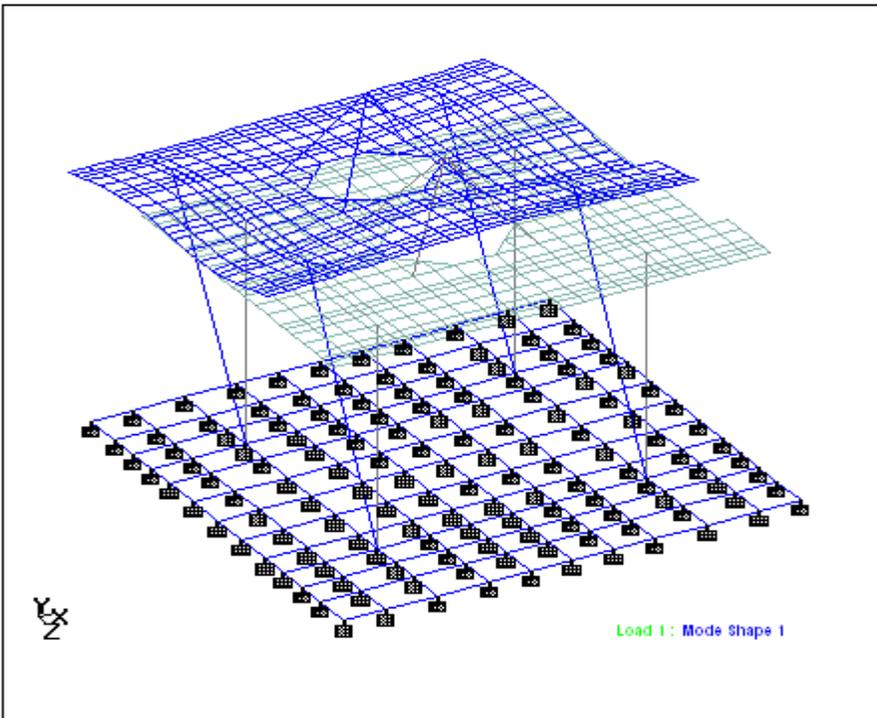
Las frecuencias asociadas a estos modos son:

f_y (Vertical) 31.442 Hz = 1887 rpm
 f_x (Horizontal) 13.753 Hz = 825 rpm
 f_z (Horizontal) 9.987 Hz = 599 rpm

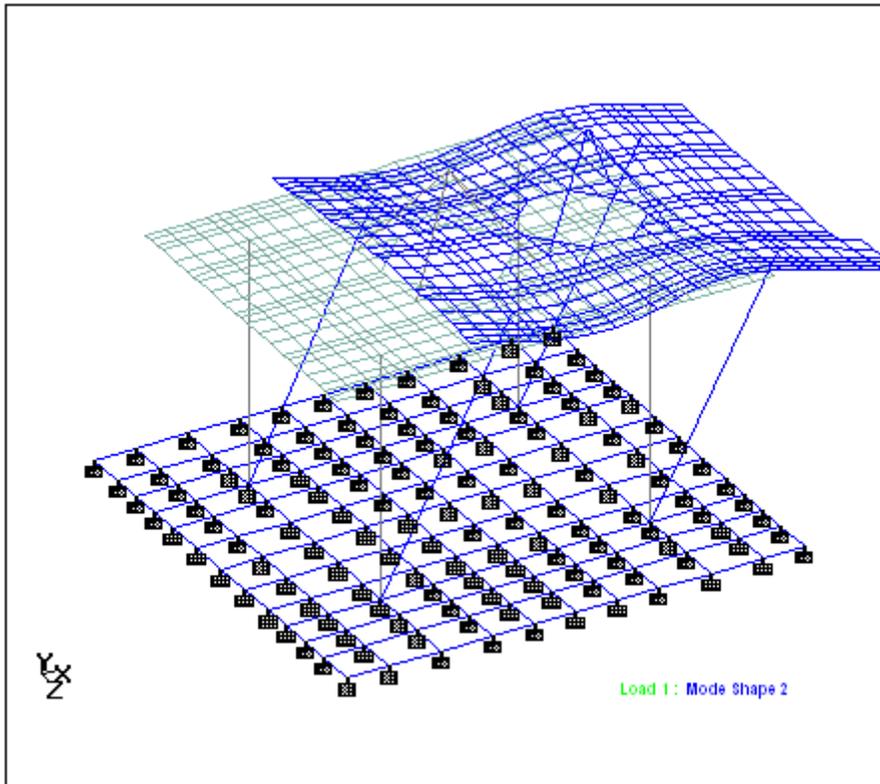
Como esta estructura está apoyada en roca, también se la ha analizado considerando apoyos fijos en la base.



Modo traslacional Z:

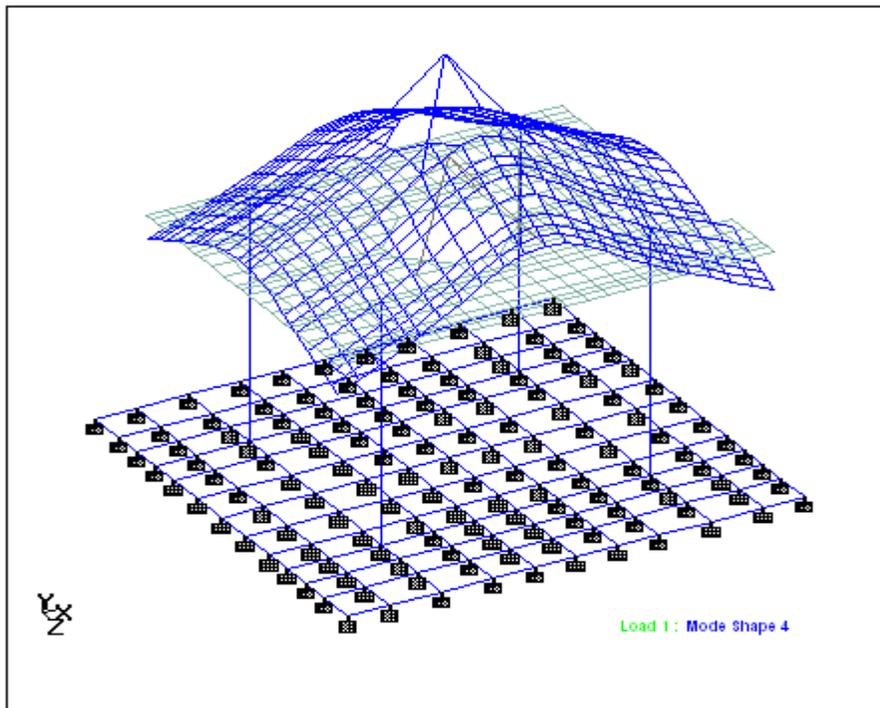


Modo traslacional X:



Whole Structure

Modo según Y:



Whole Structure

Calculated Modal Frequencies & Mass Participations

Mode	Frequency (Hz)	Period (seconds)	Participation X (%)	Participation Y (%)	Participation Z (%)
1	10.000	0.100	0.016	0.000	99.593
2	13.776	0.073	99.165	0.005	0.018
3	16.220	0.062	0.050	0.003	0.023
4	31.573	0.032	0.020	74.284	0.001
5	44.114	0.023	0.001	0.268	0.279
6	49.000	0.020	0.463	0.022	0.000
7	70.535	0.014	0.073	10.254	0.018
8	77.954	0.013	0.005	1.213	0.008
9	83.186	0.012	0.092	0.069	0.019
10	86.338	0.012	0.027	1.226	0.008
11	89.353	0.011	0.002	11.457	0.000
12	97.722	0.010	0.002	0.320	0.002
13	102.475	0.010	0.000	0.004	0.002

Las frecuencias asociadas a estos modos son:

f_y (Vertical)	31.573 Hz = 1894 rpm
f_x (Horizontal)	13.776 Hz = 827 rpm
f_z (Horizontal)	10.0 Hz = 600 rpm

Las frecuencias naturales obtenidas en el análisis de ambos modelos son muy parecidas. Se consideraron las del modelo con apoyo fijo porque la participación de la masa en los modos es mayor que en el otro caso.

De acuerdo a los requerimientos del criterio de diseño, se debe cumplir que:

La frecuencia natural de la estructura debe ser menor que 2/3 la frecuencia del equipo ó mayor que 1.5 veces la frecuencia del equipo.

$f_y / f_{0\text{MAX}} = 1894 / 309 = 6.13 > 1.5$	$f_x / f_{0\text{MIN}} = 1894 / 257 = 7.37 > 1.5$
$f_x / f_{0\text{MAX}} = 827 / 309 = 2.67 > 1.5$	$f_y / f_{0\text{MAX}} = 827 / 257 = 3.21 > 1.5$
$f_z / f_{0\text{MAX}} = 600 / 309 = 1.94 > 1.5$	$f_z / f_{0\text{MAX}} = 600 / 257 = 2.33 > 1.5$

Luego el diseño de la estructura de soporte desde el punto de vista de vibraciones está correcto.

Análisis de vibraciones para las fuerzas desbalanceadas

Las propiedades de la fundación son:

Peso total fundación más equipos:	$W = 1071.09 \text{ Ton}$
Masa total fundación más equipos:	$m = W/g$
Dimensión fundación sentido X:	$L = 11.0 \text{ m}$
Dimensión fundación sentido Z:	$B = 10.5 \text{ m}$

Dimensión fundación sentido Y: $e = 1.8 \text{ m}$

Inercia rotacional según eje X c/r al sello de fundación: $I_{\psi} = 39612 \text{ Ton-m}^2$

Inercia rotacional según eje Z c/r al sello de fundación: $I_{\phi} = 41333 \text{ Ton-m}^2$

Masa rotacional según eje X c/r al sello de fundación: $I_{m\psi} = I_{\psi} / g = 4042 \text{ Ton-m-s}^2$

Masa rotacional según eje Z c/r al sello de fundación: $I_{m\phi} = I_{\phi} / g = 4218 \text{ Ton-m-s}^2$

La altura de CG común sobre el sello de fundación: $h_g = 4.21 \text{ m}$

La altura del CG del equipo sobre el sello de fundación: $H = 9.88 \text{ m}$

La frecuencia con que gira la excéntrica del chancador es de 257 a 309 rpm.

$$f_{\text{op mín}} = 257 \text{ rpm} = 4.28 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{op máx}} = 309 \text{ rpm} = 5.15 \text{ Hz}$$

La frecuencia angular de operación del chancador es:

$$W_{\text{op mín}} = 2 \times \pi \times f_{\text{op mín}} = 26.91 \text{ rad / seg}$$

$$W_{\text{op máx}} = 2 \times \pi \times f_{\text{op máx}} = 32.36 \text{ rad / seg}$$

Las fuerzas desbalanceadas aplicadas en el CG del equipo son:

Fuerzas desbalanceadas (liners nuevos)		Fuerzas desbalanceadas (liners usados)	
F (Ton)	M (Ton-m)	F (Ton)	M (Ton-m)
9.17	52.56	14.07	17.84

Se ha considerado un factor de amplificación dinámica de estas fuerzas, recomendado por el proveedor del equipo, de 1.5.

Luego las fuerzas desbalanceadas amplificadas aplicadas en el CG del equipo son:

Fuerzas desbalanceadas amplificadas (liners nuevos)		Fuerzas desbalanceadas amplificadas (liners usados)	
F (Ton)	M (Ton-m)	F (Ton)	M (Ton-m)
13.75	78.83	21.11	26.77

Las fuerzas desbalanceadas amplificadas aplicadas en el CG del sistema fundación equipo son:

Fuerzas desbalanceadas amplificadas (liners nuevos)		Fuerzas desbalanceadas amplificadas (liners usados)	
F _D (Ton)	M _D (Ton-m)	F _D (Ton)	M _D (Ton-m)
13.75	156.79	21.11	146.46

En que

$$F_D = F$$

$$M_D = M + F (H - h_g)$$

Las frecuencias para los modos rotacionales no las entrega el programa Staad Pro y se obtendrán a partir de las constantes de resortes ya calculadas y de las masas rotacionales:

Rocking en torno a X:

$$\text{Constante de resorte equivalente} \quad K_\psi = 495.190.080 \text{ Ton-m}$$

$$w_\psi = \sqrt{(K_\psi / I_{m\psi})} = 350.0 \text{ rad/seg}$$

$$f_\psi = w_\psi / 2 \pi = 55.7 \text{ Hz} = 3342 \text{ rpm}$$

Rocking en torno a Z:

$$\text{Constante de resorte equivalente} \quad K_\phi = 536.816.355 \text{ Ton-m}$$

$$w_\phi = \sqrt{(K_\phi / I_{m\phi})} = 356.7 \text{ rad/seg}$$

$$f_\phi = w_\phi / 2 \pi = 56.8 \text{ Hz} = 3407 \text{ rpm}$$

Cálculo de Amplitudes:

El factor de amplificación dinámica para una fuerza dinámica aplicada como carga estática con una cierta frecuencia w es:

$$M = 1 / \sqrt{((1 - (w_n / w)^2)^2 + (2 D w_n / w)^2)}$$

Cuando la fuerza dinámica es generada por un elemento rotatorio con masas desbalanceadas el factor de amplificación M_r queda dado por:

$$M_r = (w_n / w)^2 M$$

Y la amplitud máxima del movimiento A , se obtiene de:

$$A m = M_r m_D e$$

Donde m_D es la masa desbalanceada, e es la excentricidad de la masa desbalanceada al eje de rotación y m es la masa total del conjunto fundación -equipo

Pero $F_D = m_D e w^2$ en su expresión máxima

$$\text{Luego, } m_D e = F_D / w^2$$

$$\text{y } A m = M_r F_D / w^2 \quad \text{de donde} \quad A = M_r F_D / m w^2$$

Para las direcciones X, Y, Z se tiene:

Dirección X	M	M _r	A _x (mm)
Operación mínima con liners nuevos	1.101167	0.106456125	0.01849
Operación mínima con liners usados	1.101167	0.106456125	0.02838
Operación máxima con liners nuevos	1.152705	0.161096602	0.01936
Operación máxima con liners usados	1.152705	0.161096602	0.02971

Dirección Y	M	M _r	A _y (mm)
Operación mínima con liners nuevos	1.017875	0.018733833	0.00325
Operación mínima con liners usados	1.017875	0.018733833	0.00499
Operación máxima con liners nuevos	1.026038	0.027298959	0.00328
Operación máxima con liners usados	1.026038	0.027298959	0.00504

Dirección Z	M	M _r	A _z (mm)
Operación mínima con liners nuevos	1.209804	0.221962130	0.03856
Operación mínima con liners usados	1.209804	0.221962130	0.05918
Operación máxima con liners nuevos	1.331837	0.353236503	0.04245
Operación máxima con liners usados	1.331837	0.353236503	0.06515

Giros debido a Rocking:

En torno Eje X	M	M _r	Giro (rad)
Operación mínima con liners nuevos	1.000062	6.4854E-05	3.4042E-08
Operación mínima con liners usados	1.000062	6.4854E-05	3.1793E-08
Operación máxima con liners nuevos	1.000090	9.3756E-05	3.4043E-08
Operación máxima con liners usados	1.000090	9.3756E-05	3.1794E-08

En torno Eje Z	M	M _r	Giro (rad)
Operación mínima con liners nuevos	1.000060	6.2403E-05	3.1389E-08
Operación mínima con liners usados	1.000060	6.2403E-05	2.9315E-08
Operación máxima con liners nuevos	1.000086	9.0213E-05	3.1390E-08
Operación máxima con liners usados	1.000086	9.0213E-05	2.9315E-08

Las amplitudes basadas en los modos de vibrar desacoplados son:

$$A_{X\text{ MÁX}} = \text{máx} (A_{X_i\text{ OP MÍN}} + H \times A_{\psi\text{ OP MÍN}}; A_{X_i\text{ OP MÁX}} + H \times A_{\psi\text{ OP MÁX}})$$

$$A_{Z\text{ MÁX}} = \text{máx} (A_{Z_i\text{ OP MÍN}} + H \times A_{\phi\text{ OP MÍN}}; A_{X_i\text{ OP MÁX}} + H \times A_{\phi\text{ OP MÁX}})$$

$$A_{Y\text{ MÁX}} = \text{máx} (X \times A_{\phi\text{ OP MÍN}}; X \times A_{\phi\text{ OP MÁX}}; Z \times A_{\psi\text{ OP MÍN}}; Z \times A_{\psi\text{ OP MÁX}})$$

Las amplitudes en el apoyo del chancador son:

$$A_{X\text{ MÁX}} = 3.0024\text{E-}02 \text{ mm para el caso velocidad de operación máxima con liners usados.}$$

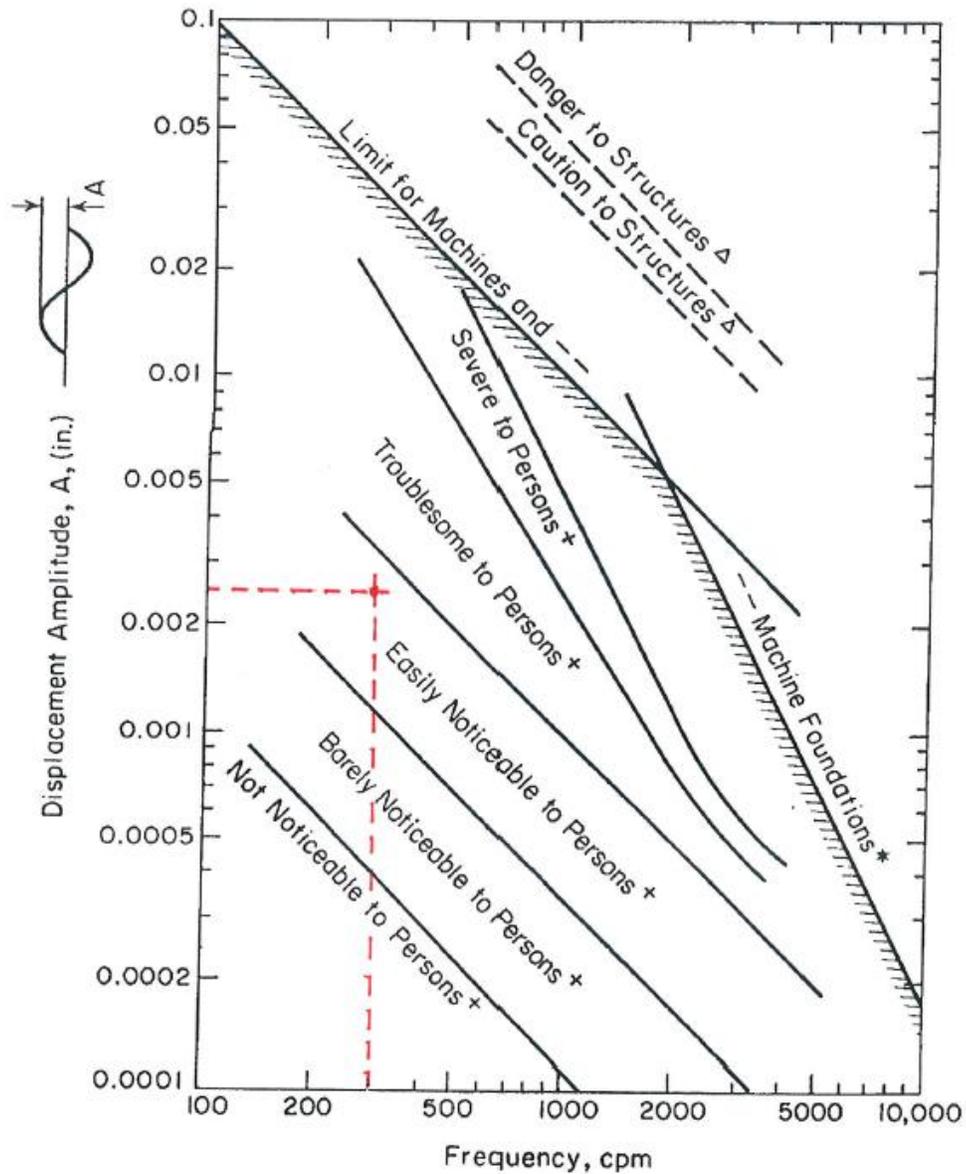
$$A_{Z\text{ MÁX}} = 6.5438\text{E-}02 \text{ mm para el caso velocidad de operación máxima con liners usados.}$$

$$A_{Y\text{ MÁX}} = 7.9484\text{E-}05 \text{ mm para el caso velocidad de operación máxima con liners usados.}$$

El desplazamiento total máximo será:

$$A_{MÁX} = \sqrt{(A_{Z MÁX})^2 + (A_{Y MÁX})^2}$$

$$A_{MÁX} = 0.065438 \text{ mm} = 0.002576 \text{ inches}$$



F. E. Richart, J. R. Hall, and R. D. Woods, "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall Inc., 1970.

Luego, la amplitud del movimiento cae en el área "Easily Noticeable to Persons", que es lo máximo permitido por el proveedor del equipo.

Deformación sísmica

De acuerdo a la sección 6.1 de la NCh 2369, las deformaciones sísmicas se deben determinar de:

$$d = d_0 + R_1 d_d$$

en que d es la deformación sísmica, d_0 es la deformación debida a cargas de servicio no sísmicas y d_d deformación sísmica reducida por el factor R y R_1 es el factor que resulta de multiplicar el valor de R por el cociente Q_0 / Q_{\min} , siempre que $Q_0 / Q_{\min} \leq 1.0$, sin embargo no se debe usar un valor de Q_0 / Q_{\min} inferior a 0.5. En caso que $Q_0 / Q_{\min} > 1.0$, se debe usar $R_1 = R$.

$$Q_0 = C I P = 0.45 \times 1.0 \times 585.656 = 263.54 \text{ ton} \quad (5-1 \text{ NCh2369})$$

$$Q_{\min} = 0.25 I A_0 / g P = 0.25 \times 1.0 \times 0.3 \text{ g} / \text{g} \times 585.66 = 43.92 \text{ Ton} \quad (5-8 \text{ NCh2369})$$

$$Q_0 / Q_{\min} = 6.0 > 1.0$$

Luego $R_1 = R$

Los resultados obtenidos utilizando el programa Staad Pro, fueron los siguientes:

Desplazamientos con las cargas de servicio:

Node Displacement Summary

	Node	L/C	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	Resultant (mm)	rX (rad)	rY (rad)	rZ (rad)
Max X	1037	20:COMBINACI	0.047	-0.395	-0.032	0.399	-0.000	0.000	0.000
Min X	893	21:COMBINACI	-0.082	-0.361	-0.036	0.372	0.000	-0.000	-0.000
Max Y	1207	23:COMBINACI	0.001	-0.033	-0.126	0.130	-0.000	0.000	-0.000
Min Y	1034	22:COMBINACI	-0.006	-0.461	0.040	0.463	-0.000	0.000	-0.000
Max Z	1069	22:COMBINACI	-0.007	-0.142	0.051	0.151	-0.000	0.000	-0.000
Min Z	899	23:COMBINACI	0.002	-0.362	-0.151	0.392	0.000	0.000	0.000
Max rX	879	20:COMBINACI	0.035	-0.263	-0.042	0.269	0.000	0.000	0.000
Min rX	1034	23:COMBINACI	-0.005	-0.443	-0.142	0.465	-0.000	0.000	-0.000
Max rY	1052	21:COMBINACI	-0.069	-0.276	-0.024	0.286	-0.000	0.000	-0.000
Min rY	868	21:COMBINACI	-0.076	-0.274	-0.030	0.286	0.000	-0.000	-0.000
Max rZ	1038	22:COMBINACI	0.001	-0.353	0.037	0.355	-0.000	-0.000	0.000
Min rZ	1214	22:COMBINACI	-0.002	-0.218	0.046	0.222	-0.000	-0.000	-0.000
Max Rst	1034	23:COMBINACI	-0.005	-0.443	-0.142	0.465	-0.000	0.000	-0.000

Desplazamientos sísmicos:

Node Displacement Summary

	Node	L/C	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	Resultant (mm)	rX (rad)	rY (rad)	rZ (rad)
Max X	701	9:SISMO EJE X	0.680	0.133	-0.015	0.693	-0.000	-0.000	-0.000
Min X	1212	10:SISMO EJE .	-0.023	-0.167	1.169	1.181	0.000	-0.000	-0.000
Max Y	712	10:SISMO EJE .	-0.004	0.181	1.198	1.212	0.000	-0.000	0.000
Min Y	1219	10:SISMO EJE .	-0.007	-0.207	1.180	1.198	0.000	0.000	0.000
Max Z	712	10:SISMO EJE .	-0.004	0.181	1.198	1.212	0.000	-0.000	0.000
Min Z	1069	9:SISMO EJE X	0.667	0.161	-0.015	0.687	0.000	-0.000	-0.000
Max rX	1180	10:SISMO EJE .	0.000	-0.125	1.171	1.178	0.000	0.000	0.000
Min rX	1221	9:SISMO EJE X	0.647	0.050	-0.000	0.649	-0.000	-0.000	-0.000
Max rY	701	10:SISMO EJE .	-0.004	0.134	1.186	1.193	0.000	0.000	0.000
Min rY	723	10:SISMO EJE .	-0.004	0.138	1.193	1.201	0.000	-0.000	-0.000
Max rZ	1068	10:SISMO EJE .	-0.003	0.036	1.170	1.171	0.000	-0.000	0.000
Min rZ	1113	9:SISMO EJE X	0.647	-0.138	0.003	0.662	-0.000	-0.000	-0.000
Max Rst	712	10:SISMO EJE .	-0.004	0.181	1.198	1.212	0.000	-0.000	0.000

$$d_{0x} = 0.082 \text{ mm}$$

$$d_{dx} = 0.680 \text{ mm}$$

$$d_x = 0.082 + 2 \times 0.680 = 1.442 \text{ mm}$$

$$d_{0z} = 0.151 \text{ mm}$$

$$d_{dz} = 1.198 \text{ mm}$$

$$d_z = 0.151 + 2 \times 1.198 = 2.547 \text{ mm}$$

De acuerdo a la sección 6.3 de la NCh 2369, las deformaciones sísmicas máximas se deben limitar a:

$$d^{\text{máx}} = 0.015 h$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

Luego,

$$d^{\text{máx}} = 0.015 \times 5500 = 82.5 \text{ mm} \gg d_x \text{ y } d_z$$

Se cumple además que $d_x < 50\% d^{\text{máx}}$ y $d_z < 50\% d^{\text{máx}}$

Cálculo de armaduras de columnas de Pórtico según Capítulos 1 al 18 ACI 2005

Las armaduras son diseñadas considerando las combinaciones indicadas en el punto 9.2 del código ACI 318 y del punto 4.5 b) i) y 4.5 b) ii) de la NCh 2369:

- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + 1.4E + 1.0L
- 0.9D + 1.4E
- 1.2CP + 0.25SC+ 1.0SO ± 1.4 Sismo horizontal ± 1.4 Sismo vertical
- 0.9CP ± 1.4 Sismo horizontal ± 0.3 Sismo vertical

Los resultados obtenidos utilizando el programa Staad Pro, son los siguientes,:

Cargas de operación combinación ACI 9.2:

Beam Force Detail Summary

Sign convention as diagrams:- positive above line, negative below line except Fx where positive is compression. Distance d is given from beam end A.

	Beam	L/C	d (m)	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (Mton·m)	My (Mton·m)	Mz (Mton·m)
Max Fx	1163	22:COMBINACI	0.000	232.122	22.271	-11.030	-0.043	22.195	20.681
Min Fx	1162	20:COMBINACI	5.900	114.493	-10.681	-6.108	0.030	-29.150	67.849
Max Fy	1163	20:COMBINACI	0.000	230.638	25.188	-6.907	-0.028	5.798	37.968
Min Fy	1162	21:COMBINACI	0.000	194.394	-24.345	-7.565	0.020	9.747	-45.198
Max Fz	1161	23:COMBINACI	0.000	202.286	11.898	21.532	0.054	-55.826	5.957
Min Fz	1162	22:COMBINACI	0.000	205.222	-18.787	-13.098	0.039	28.123	-18.216
Max Mx	1161	23:COMBINACI	0.000	202.286	11.898	21.532	0.054	-55.826	5.957
Min Mx	1160	23:COMBINACI	0.000	204.023	-14.858	20.340	-0.051	-51.752	-16.692
Max My	1161	23:COMBINACI	5.900	138.496	11.898	21.532	0.054	71.210	-64.243
Min My	1161	23:COMBINACI	0.000	202.286	11.898	21.532	0.054	-55.826	5.957
Max Mz	1162	21:COMBINACI	5.900	130.604	-24.345	-7.565	0.020	-34.888	98.435
Min Mz	1163	22:COMBINACI	5.900	168.333	22.271	-11.030	-0.043	-42.881	-110.717

Cargas de operación más sismo ACI 9.5 y 9.7:

Beam Force Detail Summary

Sign convention as diagrams:- positive above line, negative below line except Fx where positive is compression. Distance d is given from beam end A.

	Beam	L/C	d (m)	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (Mton·m)	My (Mton·m)	Mz (Mton·m)
Max Fx	1163	46:COMBINACI	0.000	372.827	37.296	-108.961	-0.202	324.437	42.826
Min Fx	1161	30:COMBINACI	5.900	-11.604	1.626	-69.213	-0.012	-170.931	-12.354
Max Fy	1163	40:COMBINACI	0.000	345.821	123.326	-15.391	-0.005	23.221	362.036
Min Fy	1162	49:COMBINACI	0.000	307.099	-117.349	-14.932	0.088	24.674	-366.151
Max Fz	1161	55:COMBINACI	0.000	338.247	24.238	109.914	0.065	-336.177	29.644
Min Fz	1163	46:COMBINACI	0.000	372.827	37.296	-108.961	-0.202	324.437	42.826
Max Mx	1162	46:COMBINACI	0.000	333.564	-33.561	-102.841	0.197	314.349	-47.701
Min Mx	1163	46:COMBINACI	0.000	372.827	37.296	-108.961	-0.202	324.437	42.826
Max My	1163	46:COMBINACI	0.000	372.827	37.296	-108.961	-0.202	324.437	42.826
Min My	1161	55:COMBINACI	0.000	338.247	24.238	109.914	0.065	-336.177	29.644
Max Mz	1163	40:COMBINACI	0.000	345.821	123.326	-15.391	-0.005	23.221	362.036
Min Mz	1162	49:COMBINACI	0.000	307.099	-117.349	-14.932	0.088	24.674	-366.151

Beam Force Detail Summary

Sign convention as diagrams:- positive above line, negative below line except Fx where positive is compression. Distance d is given from beam end A.

	Beam	L/C	d (m)	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (Mton'm)	My (Mton'm)	Mz (Mton'm)
Max Fx	1163	42:COMBINACI	0.000	289.161	116.523	-15.265	-0.007	28.862	346.692
Min Fx	1162	24:COMBINACI	5.900	-27.335	70.372	2.100	-0.049	5.521	-137.859
Max Fy	1163	40:COMBINACI	0.000	288.345	118.127	-12.967	0.001	19.726	356.255
Min Fy	1162	49:COMBINACI	0.000	254.994	-112.419	-12.736	0.083	21.577	-358.794
Max Fz	1161	43:COMBINACI	0.000	256.285	100.991	19.641	0.003	-44.753	327.764
Min Fz	1162	50:COMBINACI	0.000	261.091	-109.334	-15.838	0.094	31.878	-343.712
Max Mx	1162	50:COMBINACI	0.000	261.091	-109.334	-15.838	0.094	31.878	-343.712
Min Mx	1160	51:COMBINACI	0.000	257.934	-105.185	18.747	-0.106	-41.083	-341.105
Max My	1161	43:COMBINACI	5.900	197.102	86.152	19.641	0.003	71.131	-224.307
Min My	1162	50:COMBINACI	5.900	201.909	-94.495	-15.838	0.094	-61.568	257.582
Max Mz	1163	40:COMBINACI	0.000	288.345	118.127	-12.967	0.001	19.726	356.255
Min Mz	1160	49:COMBINACI	0.000	256.275	-110.158	13.772	-0.086	-24.586	-359.783

Cargas de operación más sismo NCh 2369:

Beam Force Detail Summary

Sign convention as diagrams:- positive above line, negative below line except Fx where positive is compression. Distance d is given from beam end A.

	Beam	L/C	d (m)	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (Mton'm)	My (Mton'm)	Mz (Mton'm)
Max Fx	1163	78:COMBINACI	0.000	369.597	37.118	-108.718	-0.202	324.103	42.773
Min Fx	1161	89:COMBINACI	5.900	-21.919	2.042	-68.907	-0.010	-173.757	-9.687
Max Fy	1163	72:COMBINACI	0.000	342.596	123.152	-15.148	-0.005	22.883	361.998
Min Fy	1162	81:COMBINACI	0.000	301.957	-117.266	-14.807	0.088	24.551	-365.963
Max Fz	1161	87:COMBINACI	0.000	332.913	24.209	109.745	0.065	-335.830	29.786
Min Fz	1163	78:COMBINACI	0.000	369.597	37.118	-108.718	-0.202	324.103	42.773
Max Mx	1162	78:COMBINACI	0.000	328.416	-33.474	-102.717	0.197	314.230	-47.498
Min Mx	1163	78:COMBINACI	0.000	369.597	37.118	-108.718	-0.202	324.103	42.773
Max My	1163	78:COMBINACI	0.000	369.597	37.118	-108.718	-0.202	324.103	42.773
Min My	1161	87:COMBINACI	0.000	332.913	24.209	109.745	0.065	-335.830	29.786
Max Mz	1163	72:COMBINACI	0.000	342.596	123.152	-15.148	-0.005	22.883	361.998
Min Mz	1162	81:COMBINACI	0.000	301.957	-117.266	-14.807	0.088	24.551	-365.963

Se armará con armadura mínima de columna: $A_{st} = 0.01 A_g = 375 \text{ cm}^2$

Pero también el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión es:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.8 \sqrt{f_c} b_w d / f_y > 14 b_w d / f_y \quad (10-3 \text{ ACI } 318 \text{ en Kg / cm}^2)$$

Luego, $A_{s \text{ mín}} = 122.5 \text{ cm}^2$ 16 $\Phi 32$ en cada cara de la columna

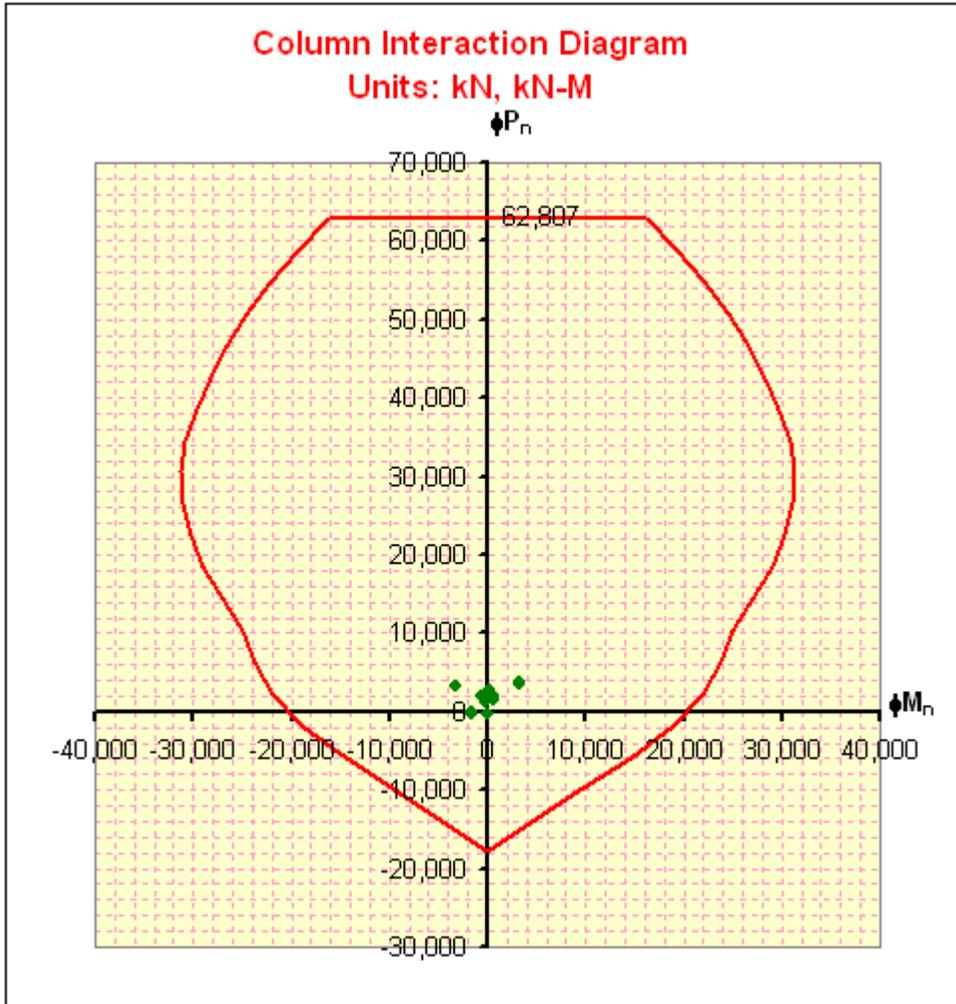
La sección se armará:

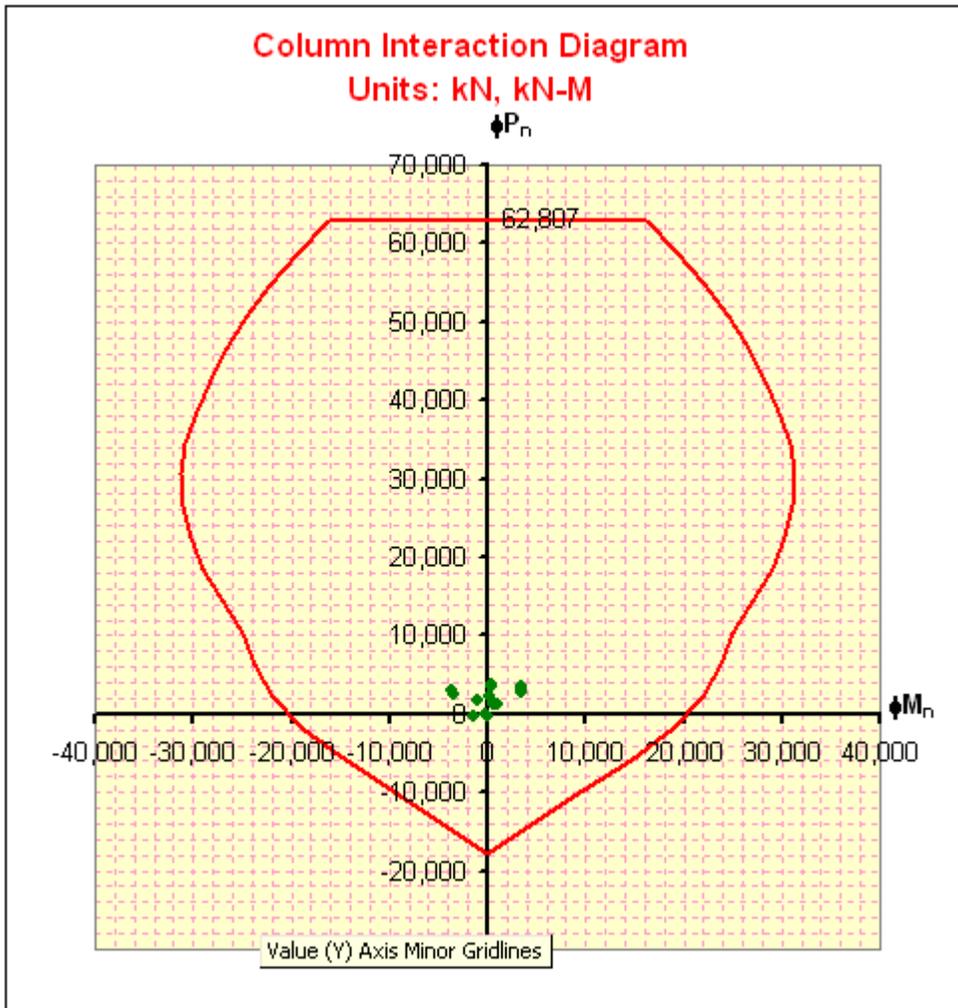
16 $\Phi 32$
 14 $\Phi 32$ + 14 $\Phi 32$
 16 $\Phi 32$

Entonces,

$$A_{st} = 60 \Phi 32 = 482.4 \text{ cm}^2$$

Diagrama de Interacción:





Luego, con $A_{st} = 482.4 \text{ cm}^2$ la columna está OK.

Corte:

$V_u = 123.326 \text{ Ton}$ (Combinación ACI 9.5)

La resistencia nominal al esfuerzo de corte proporcionada por el hormigón, V_c , es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \quad (11-3 \text{ ACI } 318 \text{ en Kg / cm}^2)$$

$$V_c = 332.77 \text{ Ton}$$

Las columnas sufren tracción para la Combinación ACI 9.7, $N_u = -27.335 \text{ Ton}$

Luego V_c se ve reducida a:

$$V_c = 0.53 (1 + N_u / 35A_g) \sqrt{f_c} b_w d \quad (11-8 \text{ ACI } 318 \text{ en Kg / cm}^2)$$

$$V_c = 325.84 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u$$

De acuerdo a ACI 11.5.6.1 debe colocarse A_v mínimo donde V_u exceda $0.5 \Phi V_c$

$$0.5 \Phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 325.84 = 122.19 \text{ Ton}$$

$0.5 \Phi V_c < V_u < V_c$ luego se usará A_v mínimo.

$$A_v \text{ mín} = 0.2 \sqrt{f_c} b_w s / f_y \quad (11-13 \text{ ACI } 318 \text{ en Kg} / \text{cm}^2)$$

pero no menor que $3.5 b_w s / f_y$

s no debe ser mayor a $d/2$ ni 600 mm (11.5.5.1)

$$\text{Si } s = 20 \text{ cm}$$

$$A_v \text{ mín} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$3.5 b_w s / f_y = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego, } A_v \text{ mín} = 4.17 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ E } \Phi 12 \text{ a } 200$$

Los estribos deben cumplir con 7.10.5:

7.10.5.1 Las barras longitudinales deben estar confinadas por estribos transversales por lo menos $N^\circ 10$ para barras longitudinales $N^\circ 32$. Tenemos E $\Phi 12$ para barras longitudinales $\Phi 32$.

7.10.5.2 El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de las barras longitudinales, 48 diámetros de los estribos ó la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$16 \times 32 = 512 \text{ mm}$$

$$48 \times 12 = 576 \text{ mm}$$

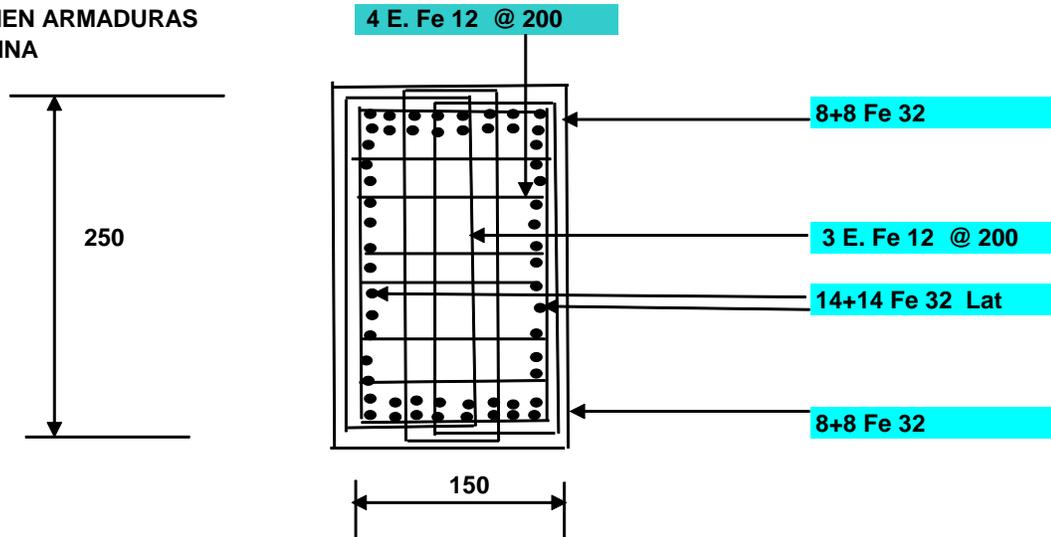
$$1500 \text{ mm}$$

Luego E a 200 está OK

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Esta disposición hace que a cantidad de refuerzo transversal aumente a:

**RESUMEN ARMADURAS
COLUMNA**



De acuerdo a la NCh 2369, capítulo 9, "Disposiciones especiales para estructuras de hormigón", sección 9.1.3, los pórticos cuyas solicitaciones sísmicas se hayan calculado usando un factor R1 menor ó igual a 2, se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento, indicadas en la sección 21.12 del capítulo 21 del ACI 318. También se acogen a esta disposición los pórticos cuyas deformaciones sísmicas son menores ó iguales al 50% de $d^{máx}$ calculado de acuerdo a 6.3 de la NCh 2369.Of2003, que también lo cumple el caso analizado.

Cálculo de armaduras de columnas como Pórtico Intermedio Resistente a Momento (ACI 21.12)

21.12.2 $P_u = 372.827 \text{ Ton} < A_g f'_c / 10 = 1125 \text{ Ton}$, luego la columna se trata como viga y los detalles del refuerzo deben satisfacer 21.12.4.

Cualquier sección de la columna está armada de la siguiente manera:

- 16 $\Phi 32$
- 14 $\Phi 32 + 14 \Phi 32$
- 16 $\Phi 32$

Con esta cantidad de armadura se cumple 21.12.4.1:

a) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provisto en dicha cara.

b) La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento debe ser mayor que un quinto de la máxima resistencia proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

La resistencia a momento en las distintas secciones, con la cantidad de armadura provista es:

$$M_u = \Phi A_s f_y (d - A_s f_y / (1.7 f'_c b)) \quad \Phi = 0.9$$

$$A_s (=16 \Phi 32) = 128.67 \text{ cm}^2$$

$$M_{u+} \text{ en la cara del nudo} = 684.5 \text{ Ton-m}$$

Mu- en la cara del nudo = 684.5.0 Ton-m

Mu+ en el tramo = 684.5 Ton-m

Mu- en el tramo = 684.5 ton-m

Por lo tanto se cumple lo solicitado.

De acuerdo a 21.12.4.2 en ambos extremos del elemento deben proveerse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a 2h, medido desde la cara del elemento.

$$2h = 2 \times 250 = 500 \text{ cm}$$

La altura de la columna es de 450 cm por lo que habrá que colocar estribos de confinamiento en toda la altura de la columna.

El primer estribo cerrado no debe estar más allá de 50 mm de la cara del elemento y el espaciamiento de estribos cerrados no debe exceder el menor de:

d / 4	1450 / 4 = 362.5 mm
8 Φ barra longitudinal	8 x 32 = 256 mm
24 Φ estribo	24 x 16 = 384 mm
300 mm	300 mm

Luego E cada 200 mm está OK

21.12.3 ΦV_n de columnas que resisten efectos sísmicos **E**, no debe ser menor que el menor a (a) y (b):

(a) $V_u = (M_{nt} + M_{nb}) / l_u$ en que M_{nt} , M_{nb} son los momentos nominales en desarrollados en los extremos de la columna

$$M_{nt} = M_{nb} = \Phi A_s f_y (d - A_s f_y / (1.7 f'_c b)) \quad \text{con } \Phi = 1.0$$

$$M_{nt} = M_{nb} = 760.75 \text{ Ton-m} \quad l_u = 4.5 \text{ m}$$

$$V_u = (760.75 + 760.75) / 4.5 = 338.11 \text{ Ton}$$

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan **E**, considerando **E** como el doble del prescrito por el reglamento sísmico vigente:

$$1.2D + 1.0L + 2.8E$$

$$1.2CP + 0.25SC + 1.0SO \pm 2.8 \text{ Sismo horizontal} \pm 2.8 \text{ Sismo vertical}$$

Structure22.std - Beam End Forces: G4: _COLUMNAS						
All Summary Envelope						
	Beam	L/C	Node	Fx Mton	Fy Mton	Fz Mton
Max Fx	1163	42 COMBINA	1339	471.994	222.657	-26.396
Min Fx	1161	30 COMBINA	811	-142.295	-0.371	-140.372
Max Fy	1163	40 COMBINA	1339	471.117	224.451	-23.852
Min Fy	1162	33 COMBINA	1332	293.781	-205.267	-19.481
Max Fz	1161	39 COMBINA	1257	341.388	27.483	197.525
Min Fz	1163	30 COMBINA	1339	363.938	41.701	-207.981
Max Mx	1162	30 COMBINA	1332	333.527	-38.064	-195.539
Min Mx	1163	30 COMBINA	1339	363.938	41.701	-207.981
Max My	1163	30 COMBINA	1339	363.938	41.701	-207.981
Min My	1161	39 COMBINA	1257	341.388	27.483	197.525
Max Mz	1163	40 COMBINA	1339	471.117	224.451	-23.852
Min Mz	1160	33 COMBINA	156	279.169	-203.763	13.966

Structure23.std - Beam End Forces: G4: _COLUMNAS						
All Summary Envelope						
	Beam	L/C	Node	Fx Mton	Fy Mton	Fz Mton
Max Fx	1163	78 COMBINA	1339	517.844	52.201	-210.061
Min Fx	1161	62 COMBINA	811	-147.637	-0.130	-140.403
Max Fy	1163	72 COMBINA	1339	468.070	224.356	-23.676
Min Fy	1162	81 COMBINA	1332	422.378	-213.211	-22.748
Max Fz	1161	87 COMBINA	1257	475.563	35.038	202.655
Min Fz	1163	78 COMBINA	1339	517.844	52.201	-210.061
Max Mx	1162	78 COMBINA	1332	466.622	-47.898	-197.138
Min Mx	1163	78 COMBINA	1339	517.844	52.201	-210.061
Max My	1163	62 COMBINA	1339	360.714	41.537	-207.891
Min My	1161	87 COMBINA	1257	475.563	35.038	202.655
Max Mz	1163	72 COMBINA	1339	468.070	224.356	-23.676
Min Mz	1160	65 COMBINA	156	273.373	-203.715	13.669

$V_u = 224.451 \text{ Ton}$

Luego se cumple $\Phi V_n \geq 224.451 \text{ Ton}$

$V_c = 325.84 \text{ Ton}$

Y se tiene:

$0.5V_c < V_u < V_c$ luego A_v mínimo de acuerdo a ACI 11.5.6.1 está OK

Cálculo de armaduras de columnas como Pórtico Especial Resistente a Momento

$P_u = 372.827 \text{ Ton} < A_g f_c / 10 = 1125 \text{ Ton}$, luego el elemento del pórtico es un elemento diseñado principalmente para resistir flexión y se deben satisfacer las condiciones indicadas en las secciones 21.3.1.1 a la 21.3.1.4 del ACI 318:

La luz libre del elemento l_n no debe ser menor que cuatro veces su altura útil:

$$l_n = 450 \text{ cm} < 4 \times 145 = 580 \text{ cm} \quad \text{No se cumple}$$

El ancho del elemento b_w no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 mm :

$$b_w = 150 \text{ cm} > 0.3 \times 250 = 75 \text{ cm} \quad \text{Se cumple}$$

La cantidad de refuerzo no debe ser menor que lo indicado en (10-3) ni menor que $14 b_w d / f_y$:

$$A_s \text{ mín} = 0.8 \sqrt{f_c} b_w d / f_y > 14 b_w d / f_y \quad (10-3 \text{ en Kg / cm}^2)$$

$$A_s = 128.6 \text{ cm}^2 \quad (16 \Phi 32)$$

$$A_s \text{ mín} = 122.5 \text{ cm}^2$$

Luego, $A_s > A_s \text{ mín}$

La cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025

$$\rho = 482.4 / 250 / 150 = 0.0128 < 0.025 \quad \text{OK}$$

Cualquier sección de la columna está armada de la siguiente manera:

16 $\Phi 32$
14 $\Phi 32$ + 14 $\Phi 32$
16 $\Phi 32$

Con esta cantidad de armadura se cumple 21.3.2.2:

a) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo provisto en dicha cara.

b) La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento no debe ser menor que un cuarto de la máxima resistencia proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

La resistencia a momento en las distintas secciones, con la cantidad de armadura provista es:

$$M_u = \Phi A_s f_y (d - A_s f_y / (1.7 f_c b)) \quad \Phi = 0.9$$

$$A_s (=16 \Phi 32) = 128.67 \text{ cm}^2$$

$$M_{u+} \text{ en la cara del nudo} = 684.5 \text{ Ton-m}$$

Mu- en la cara del nudo = 684.5.0 Ton-m

Mu+ en el tramo = 684.5 Ton-m

Mu- en el tramo = 684.5 ton-m

Por lo tanto se cumple lo solicitado.

21.3.3 Refuerzo transversal

Deben disponerse estribos cerrados en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes al pórtico:

En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

El primer estribo cerrado no debe estar más allá de 50 mm de la cara del elemento y el espaciamiento de estribos cerrados no debe exceder el menor de:

d / 4	1450 / 4 = 362.5 mm
8 Φ barra longitudinal	8 x 32 = 256 mm
24 Φ estribo	24 x 16 = 384 mm
300 mm	300 m

Luego E cada 200 mm está OK

21.3.3.3 Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral de acuerdo a 7.10.5.3

21.3.4 Requisitos de resistencia al cortante

21.3.4.1.- Fuerzas de diseño:

La fuerza cortante de diseño V_e debe ser una buena aproximación del cortante máximo que puede desarrollar el elemento. Por lo tanto la resistencia al cortante requerida en elementos de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión que pueda desarrollar el elemento más que con las fuerzas cortantes obtenidas del análisis.

La resistencia a flexión probable que puede desarrollar el elemento M_{pr} se determina usando al menos una resistencia de 1.25 f_y para el refuerzo longitudinal y un factor de reducción de la resistencia $\Phi = 1.0$

$$M_{pr} = \Phi A_s 1.25f_y (d - A_s 1.25f_y / (1.7 f'c b))$$

$$A_s (= 16 \Phi 32) = 128.67 \text{ cm}^2$$

$$M_{pr} = 943.71 \text{ Ton-m}$$

$$V_e = 2 \times M_{pr} / l_u$$

$$l_u = 4.5 \text{ m}$$

$$V_e = 419.43 \text{ Ton}$$

21.3.4.2.- Refuerzo transversal:

El refuerzo transversal en los lugares identificados según 21.3.3, deben diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando se produzca simultáneamente a) y b):

- a) la fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo a 21.3.4.1 representa la mitad ó más de la resistencia máxima a cortante requerida.
- b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$

De acuerdo a ACI 9.3.4 para estructuras que resisten los efectos sísmicos, Φ para cortante debe ser 0.6

a) $V_{sís} = V_e = 419.43 \text{ Ton}$
 $V_{req} = 123.326 / 0.6 = 205.54 \text{ Ton}$

$$V_{sís} > V_{req} / 2$$

b) $P_u = 372.827 \text{ Ton} < A_g f'_c / 20 = 562.5 \text{ Ton}$

Luego, se cumplen ambos requerimientos a la vez, por lo tanto se debe calcular el refuerzo transversal suponiendo $V_c = 0$

$$V_n = V_u / \Phi = 419.43 / 0.6 = 699.04 \text{ Ton}$$

$$V_n = V_s \quad \text{ya que se considera } V_c = 0$$

$$V_s = V_n = 699.04 \text{ Ton}$$

$$V_s = A_v f_y t d / s \quad s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Luego, } A_v = V_s s / f_y t d = 22.95 \text{ cm}^2$$

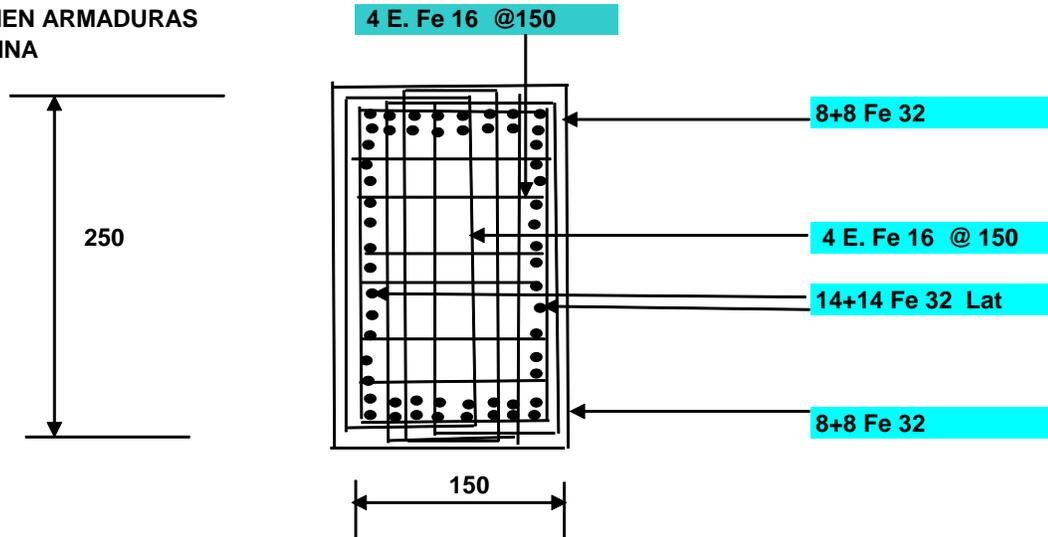
10 E Φ 12 a 200 (aumenta la cantidad de estribos)

Si cambiamos la distribución s de 20 cm a 15 cm y Φ 12 por Φ 16, se tiene:

$$A_v = 17.22 \text{ cm}^2$$

4 E 16 a 150

**RESUMEN ARMADURAS
COLUMNA**



Los estribos se deben disponer en lugares dentro del elemento de acuerdo a 21.3.3, 21.4.4 y 21.5.2

21.4.4.4 El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud l_0 medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud l_0 no debe ser menor que la mayor de (a), (b), (c):

- (a) La altura del elemento en la cara del nudo ó en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión 2450 mm
- (b) Un sexto de la luz libre del elemento $4500 / 6 = 750$ mm
- (c) 450 mm

Luego E cada 150 mm a lo largo de toda la columna está OK

21.5 Nudos en Pórticos Especiales Resistentes a Momento

21.5.1 El esfuerzo cortante en el nudo generado por el esfuerzo de flexión se calcula para una resistencia de $1.25f_y$ en el refuerzo.

La resistencia del nudo debe regirse por factores Φ apropiados, de acuerdo con 9.3.4

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con 21.5.4 y en compresión de acuerdo a 12.3.

12.3.3 Anclaje en compresión:

La longitud de desarrollo para barras con resaltes l_{dc} debe tomarse como la mayor entre $(0.075f_y / \sqrt{f'c}) db$ y $0.0043 f_y db$:

$$(0.075 f_y / \sqrt{f'c}) db = (0.075 \times 4200 / \sqrt{300}) \times 2.2 = 40.0 \text{ cm}$$

$$0.0043 f_y db = 0.0043 \times 4200 \times 2.2 = 39.7 \text{ cm}$$

Luego $l_{dc} = 40.0 \text{ cm}$

La columna tiene 1500 mm en su lado más corto, luego se obtiene l_{dh} sin problemas.

Se permite reducir esta longitud por A_s requerido / A_s proporcionado.

21.5.4 Anclaje en tracción:

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción

La longitud de desarrollo l_{dh} para una barra con gancho estándar de 90° no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$8 d_b = 8 \times 2.8 = 22.4 \text{ cm}$$

$$150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = f_y d_b / (17.2 \sqrt{f_c}) = 4200 \times 2.8 / (17.2 \times \sqrt{300}) = 39.5 \text{ cm}$$

En el sentido más corto, la columna tiene 1500 mm, luego se obtiene l_{dh} sin problemas.

21.5.2 Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, según 21.4.4, a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales según 21.5.2.2.

Luego, el área de la sección transversal de refuerzo A_{sh} no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0.3 s b c f_c (A_g/A_c - 1) / f_{yt} = 5.84 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 21-3})$$

$$A_{sh} = 0.09 s b c f_c / f_{yt} = 18.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 21-4})$$

$$\text{Luego } A_{sh} = 18.6 \text{ cm}^2$$

21.5.3 La capacidad de corte de una unión V_n depende del grado de confinamiento proporcionado por los elementos que llegan a la unión,

V_n no debe ser mayor que:

Para uniones confinada en las cuatro caras

$$5.3 \sqrt{f_c} A_j \text{ (en Kg/cm}^2\text{)}$$

Para uniones confinadas en tres caras

$$4 \sqrt{f_c} A_j \text{ (en Kg/cm}^2\text{)}$$

Para otros casos

$$3.2 \sqrt{f_c} A_j \text{ (en Kg/cm}^2\text{)}$$

En que A_j es el área efectiva del nudo, en este caso es $150 \text{ cm} \times 250 \text{ cm} = 37500 \text{ cm}^2$

En nuestro caso V_n no debe ser mayor que $3.2 \sqrt{f_c} A_j = 2078.5 \text{ Ton}$

El corte en el nudo será:

$$V_u = 1.25 f_y A_s \text{ viga} = 1.25 \times 4200 \times 46.185 = 242471.2 \text{ Kg} = 242.5 \text{ Ton}$$

$$V_n = V_u / \Phi = 242.5 / 0.6 = 404.1 \text{ Ton}$$

V_n en el nudo no puede ser mayor que 2078.5 Ton:

luego $V_n = 404.1 \text{ Ton}$ está OK

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d = 332.8 \text{ Ton}$$

$V_u > V_c$ por lo que se requiere armadura al corte.

$$V_s = V_n - V_c = 71.3 \text{ T}$$

$$A_v = V_s s / f_y t d$$

$$A_v = 71300 \times 15 / (4200 \times 145) = 1.75 \text{ cm}^2$$

pero A_v no debe ser menor que $A_{sh} = 18.6 \text{ cm}^2$ por 21.5.2

$$\text{Luego } A_v = A_{sh} = 18.6 \text{ cm}^2$$

Se requieren 5 E Φ 16 a 150 dentro del nudo.

Cálculo de armaduras de Losa Superior según Capítulos 1 al 18 ACI 2005

De acuerdo a 13.3 de la ACI 318, el refuerzo en los sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que lo requerido en 7.12: Refuerzo de retracción y temperatura.

En 7.12 se indica que la cuantía mínima de losas es:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$A_s_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 95 = 17.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Se usará } A_s = \Phi 22 @ 200 = 19.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

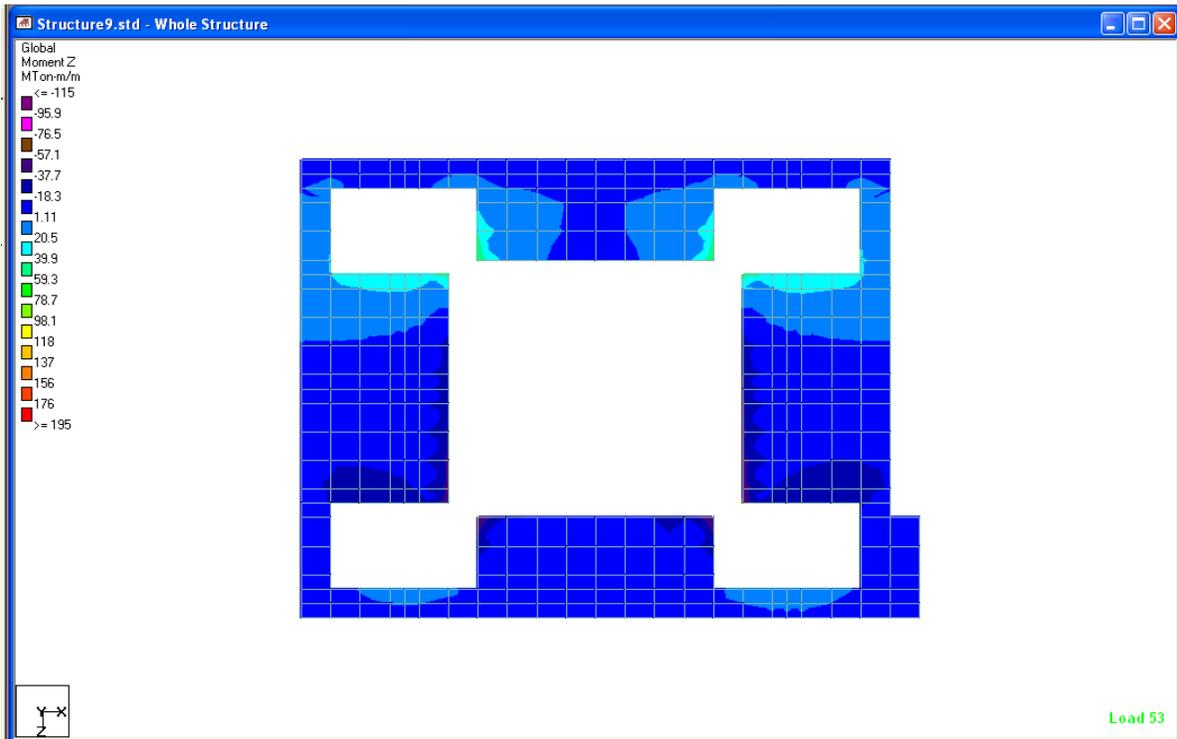
$$M_u \text{ con } A_s = \Phi A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 f_c b) = 67.14 \text{ Ton-m} / \text{m}$$

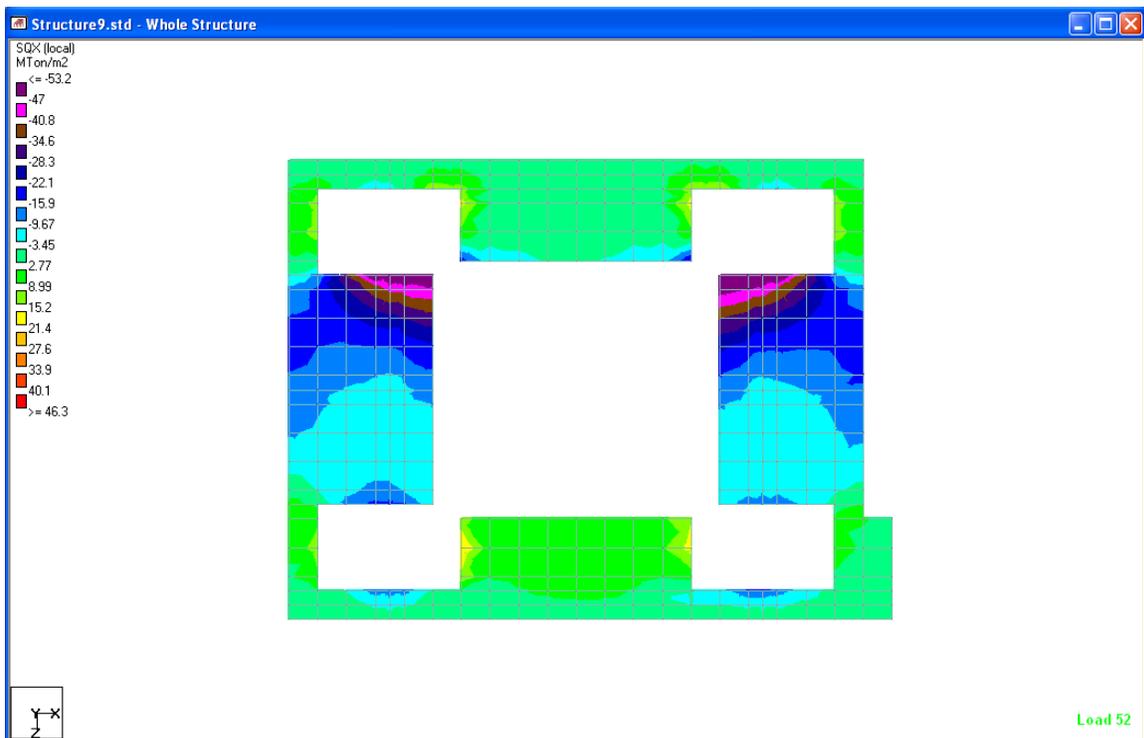
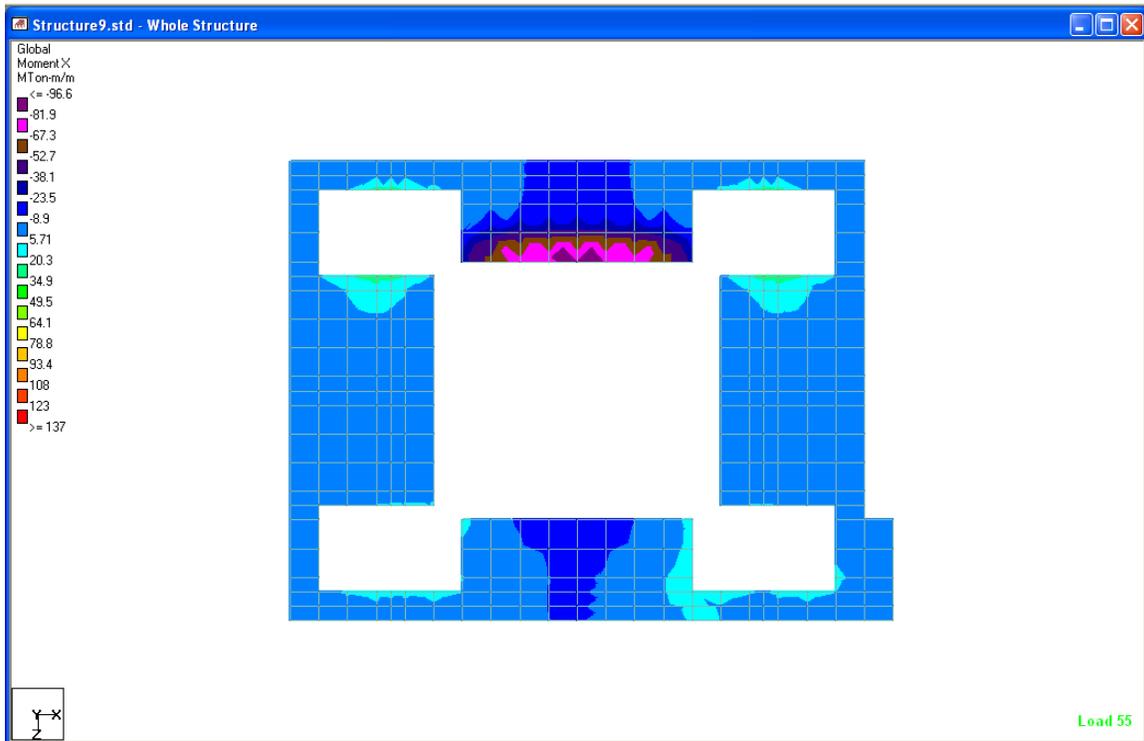
Structure7.std - Plate Centre Stress: G1: _LOSA_SUPERIOR										
\ Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /										
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment		
			SOX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m
Max Qx	984	22 COMBINA	20.593	-5.820	-1.479	-2.766	6.832	0.365	3.084	0.315
Min Qx	797	20 COMBINA	-22.672	8.420	-2.380	-2.591	7.052	1.014	0.942	-0.006
Max Qy	1037	22 COMBINA	5.786	18.197	-3.169	0.379	-2.862	0.443	1.267	2.861
Min Qy	744	21 COMBINA	-3.423	-18.552	-1.189	0.410	-2.111	-1.358	-17.293	-1.555
Max Sx	891	21 COMBINA	1.259	0.067	6.236	-0.105	-0.046	-7.811	0.172	0.157
Min Sx	797	23 COMBINA	-22.253	9.157	-3.601	-2.033	7.483	2.922	1.105	-0.088
Max Sy	707	23 COMBINA	0.654	9.123	-0.566	6.714	0.640	0.485	-1.748	0.021
Min Sy	940	21 COMBINA	9.589	-2.632	4.474	-5.934	1.447	-6.412	0.949	1.776
Max Sx	797	23 COMBINA	-22.253	9.157	-3.601	-2.033	7.483	2.922	1.105	-0.088
Min Sxy	786	21 COMBINA	-19.028	-6.544	-1.369	-2.805	-7.815	0.625	2.058	0.300
Max Mx	798	23 COMBINA	-20.581	3.948	-1.632	0.392	5.065	5.783	3.074	-1.100
Min Mx	886	20 COMBINA	-0.380	3.467	1.412	-1.340	0.165	-9.924	-1.297	-0.228
Max My	1106	22 COMBINA	-8.352	-1.361	-1.378	-0.724	-0.468	1.035	4.782	0.890
Min My	748	21 COMBINA	-2.049	-0.300	0.936	3.817	-1.551	-2.991	-56.640	0.956
Max Mx	1035	22 COMBINA	4.699	3.219	-0.381	2.466	0.007	-4.298	-27.589	5.120
Min Mxy	1032	20 COMBINA	3.397	-2.285	-0.564	2.914	-1.514	-5.601	-23.345	-4.818

Structure8.std - Plate Centre Stress: G1: _LOSA_SUPERIOR										
\ Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /										
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment		
			SOX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m
Max Qx	995	76 COMBINA	50.659	22.172	-20.196	-5.744	-20.064	18.690	5.174	2.341
Min Qx	797	84 COMBINA	-52.731	27.638	-4.855	-3.629	19.066	16.354	3.865	-0.972
Max Qy	751	72 COMBINA	-8.590	39.726	-2.873	-13.077	6.001	1.399	7.674	5.000
Min Qy	744	81 COMBINA	-8.946	-40.851	-2.078	3.539	-4.617	1.852	17.191	-3.378
Max Sx	653	71 COMBINA	-1.336	8.543	25.736	-1.690	-0.629	-0.269	1.423	1.043
Min Sx	666	78 COMBINA	2.344	4.580	-25.733	1.941	-0.167	0.330	2.051	0.579
Max Sy	1111	67 COMBINA	0.271	0.207	1.830	36.128	-6.371	-0.009	0.056	0.035
Min Sy	649	75 COMBINA	0.805	0.332	-1.833	-36.188	-6.326	0.105	0.196	0.010
Max Sx	984	77 COMBINA	47.558	-22.947	-18.198	-6.172	21.206	15.740	7.065	-1.164
Min Sxy	995	76 COMBINA	50.659	22.172	-20.196	-5.744	-20.064	18.690	5.174	2.341
Max Mx	799	87 COMBINA	-47.619	4.801	-0.888	3.514	8.299	29.254	8.792	-1.733
Min Mx	999	71 COMBINA	-13.047	4.332	13.801	0.377	1.585	-26.188	-3.698	1.884
Max My	1030	65 COMBINA	8.781	-33.550	-1.920	2.272	4.438	3.317	45.813	1.594
Min My	748	85 COMBINA	-1.797	0.989	6.464	13.146	-0.903	-0.444	-85.964	1.619
Max Mx	748	72 COMBINA	-3.029	15.292	0.743	-4.760	1.412	-2.979	-58.175	16.793
Min Mxy	744	78 COMBINA	-4.192	-12.746	-1.727	-3.795	4.057	-11.067	-11.463	-14.851

Structure9.std - Plate Centre Stress: G1: _LOSA_SUPERIOR										
\ Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /										
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment		
			SOX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m
Max Qx	995	44 COMBINA	51.046	22.157	-20.254	-5.759	-20.094	18.704	5.228	2.261
Min Qx	797	52 COMBINA	-53.215	27.652	-4.901	-3.624	19.066	16.406	3.957	-0.876
Max Qy	751	40 COMBINA	-8.577	40.097	-2.875	-13.089	6.005	1.410	7.441	5.263
Min Qy	744	49 COMBINA	-8.936	-41.264	-2.088	3.521	-4.628	1.871	16.991	-3.671
Max Sx	653	39 COMBINA	-1.277	8.471	25.736	-1.702	-0.631	-0.263	1.526	1.033
Min Sx	666	46 COMBINA	2.402	4.651	-25.732	1.922	-0.168	0.336	2.147	0.588
Max Sy	1111	35 COMBINA	0.235	0.242	1.830	36.127	-6.372	-0.003	0.071	0.036
Min Sy	649	43 COMBINA	0.841	0.366	-1.833	-36.189	-6.325	0.110	0.212	0.009
Max Sx	984	45 COMBINA	48.001	-22.940	-18.234	-6.169	21.207	15.789	7.172	-1.071
Min Sxy	995	44 COMBINA	51.046	22.157	-20.254	-5.759	-20.094	18.704	5.228	2.261
Max Mx	799	55 COMBINA	-48.201	4.725	-0.947	3.519	8.298	29.404	8.907	-1.665
Min Mx	998	39 COMBINA	-14.412	1.161	14.570	-0.529	2.799	-25.979	-4.075	1.392
Max My	1030	33 COMBINA	8.766	-33.866	-1.919	2.244	4.439	3.331	45.801	1.802
Min My	748	53 COMBINA	-1.699	1.024	6.463	13.130	-0.895	-0.362	-86.606	1.634
Max Mx	748	40 COMBINA	-2.931	15.327	0.742	-4.773	1.419	-2.897	-58.820	16.809
Min Mxy	744	46 COMBINA	-4.183	-13.160	-1.737	-3.815	4.046	-11.049	-11.678	-15.144

Structure12.std - Plate Centre Stress: G1: _LOSA_SUPERIOR										
Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /										
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment		
			SOX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m
Max Qx	984	50 COMBINA	25.564	-5.821	0.193	-3.275	17.810	1.376	9.662	-2.201
Min Qx	797	40 COMBINA	-26.113	7.441	-0.084	-8.551	16.255	1.669	7.489	-2.036
Max Qy	751	40 COMBINA	-7.854	35.614	-2.554	-13.618	5.599	1.943	15.062	4.359
Min Qy	744	49 COMBINA	-8.178	-36.690	-1.776	3.106	-4.183	2.362	23.548	-2.874
Max Sx	891	49 COMBINA	1.373	0.907	22.112	22.588	1.728	-8.128	0.454	0.171
Min Sx	869	24 COMBINA	-0.606	-0.907	-15.448	-22.697	1.742	-2.423	-0.233	-0.070
Max Sy	1111	35 COMBINA	0.338	0.117	1.830	36.132	-6.368	-0.021	0.019	0.032
Min Sy	649	43 COMBINA	0.725	0.263	-1.832	-36.178	-6.333	0.091	0.164	0.012
Max Sx	984	49 COMBINA	23.849	-4.806	0.789	-3.632	18.122	1.155	9.853	-2.305
Min Sxy	786	51 COMBINA	-25.506	-7.960	-0.682	-2.367	-17.773	2.552	7.734	2.715
Max Mx	999	50 COMBINA	11.942	-1.317	-4.950	-0.315	2.924	5.664	1.166	-1.030
Min Mx	908	40 COMBINA	1.053	1.896	6.878	-3.991	-0.306	-10.665	2.521	0.294
Max My	1030	33 COMBINA	7.962	-30.024	-1.637	2.187	4.041	3.656	46.986	1.585
Min My	751	49 COMBINA	2.837	-7.722	0.227	17.193	-2.990	-5.363	-70.892	-0.625
Max Mx	748	40 COMBINA	-2.478	14.819	0.471	-5.687	1.538	-2.173	-44.445	16.329
Min Mxy	747	50 COMBINA	-2.493	-14.807	1.807	9.448	-1.114	-2.417	-42.223	-14.163





Mux^+ máximo en la losa = (29.404 + 1.665) = 31.069 Ton-m/ m

Mux^- máximo en la losa = - (25.979 + 1.392) = 27.371 Ton-m/ m

Mux^+ y Mux^- máximo en la losa < 67.14 Ton-m / m

Muz^+ máximo en la losa = (45.813+ 1.594) = 47.407 Ton-m/ m

$$M_{uz}^- \text{ máximo en la losa} = - (86.606 + 1.634) = - 88.240 \text{ Ton-m / m}$$

$$M_{uz}^+ \text{ máximo en la losa} < 67.14 \text{ Ton-m / m}$$

$$M_{uz}^- \text{ máximo en la losa} > 67.14 \text{ Ton-m / m}$$

Luego en la dirección Z , la armadura para momento negativo se debe aumentar a:

$$A_s = \Phi 28 @ 200 = 30.79 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\rho = 0.00324$$

$$M_u = \Phi A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 f_c b) = 113.52 \text{ Ton-m / m}$$

El refuerzo no debe tener una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm:

$$5 \times e \text{ losa} = 500 \text{ mm}$$

Luego se colocará $\Phi 22 @ 200$ inferior y $\Phi 28 @ 200$ superior en la dirección Z y $\Phi 22 @ 200$ superior e inferior en la dirección X.

Corte en la losa.

$$v_u = 53.215 \text{ Ton / m}^2$$

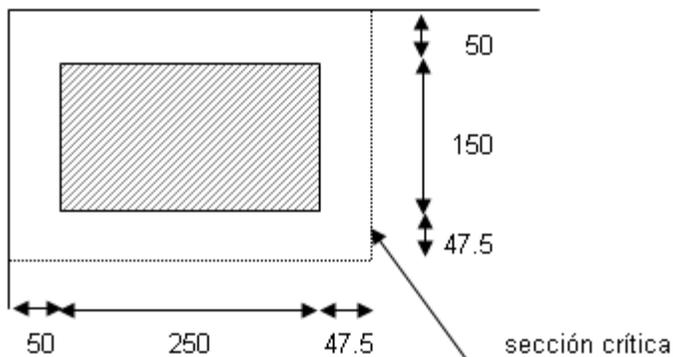
$$V_u = 53.215 \times 1.0 \times 0.95 = 50.55 \text{ Ton}$$

Según 11.12.2.1 para losas V_c debe ser el menor valor entre:

$$a) \quad V_c = 0.53 (1 + 2 / \beta) \sqrt{f_c} b_0 d = 1140.3 \text{ Ton} \quad (11-33 \text{ en Kg / cm}^2)$$

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna $\beta = 1.67$

b_0 es el perímetro de la sección crítica ubicado no más cerca de $d/2$ del borde de la columna



$$b_0 = 595 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$b) \quad V_c = 0.27 (\alpha_s d / b_0 + 2) \sqrt{f_c} b_0 d = 1372.8 \text{ Ton} \quad (11-34 \text{ en Kg / cm}^2)$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$\alpha_s = 30$ para columnas de borde

$\alpha_s = 20$ para columnas en esquina

$$c) \quad V_c = \sqrt{f_c} b_0 d = 979.0 \text{ Ton} \quad (11-35 \text{ en Kg / cm}^2)$$

Luego $V_c = 979.0 \text{ Ton} \gg V_u$ no requiere armadura de corte para el punzonamiento en el área crítica alrededor de las columnas.

Cuando las cargas gravitacionales, viento, sismo u otras cargas laterales ocasionan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, se considera que parte de ese momento $\gamma_f M_u$ debe ser transmitido por flexión de acuerdo a 13.5.3 y el resto del momento no balanceado $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad del cortante alrededor de la sección crítica.

$$\gamma_f = 1 / (1 + 2/3 \sqrt{(b_1 / b_2)}) \quad (\text{ACI 13-1})$$

$b_1 = 347.5 \text{ cm}$ dimensión de la sección crítica b_0 medida en la dirección del momento

$b_2 = 247.5 \text{ cm}$ dimensión de la sección crítica b_0 medida en la dirección perpendicular a b_1

$$\gamma_f = 0.559$$

Luego debe considerarse que $\gamma_f M_u$ debe ser transmitido por flexión en una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre 1.5 veces el espesor de la losa, $1.5h$, fuera de las caras opuestas de la columna donde M_u es el momento mayorado transmitido.

La losa tiene armadura al menos para $M_u = 67.15 \text{ Ton-m / m}$ con A_s mayor que la armadura requerida para $\gamma_f M_u$. Luego no se requiere refuerzo adicional.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 0.442 \quad (\text{ACI 11-39})$$

El corte resultante del momento transferido por excentricidad del cortante, $\gamma_v M_u$ más el cortante V_u no deben exceder Φv_n :

$$\Phi v_n = \Phi V_c / (b_0 d) \quad (\text{ACI 11-40}) \text{ con } V_c \text{ obtenido según 11.12.2.1}$$

$$\Phi v_n = 0.6 \times 979.0 \times 1000 / (595 \times 97.5) = 10.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = V_u / A_c + \gamma_v M_u c / J_c$$

$$A_c : \text{Área de la sección crítica} \quad A_c = 95 * (247.5 + 347.5) = 56525 \text{ cm}^2$$

$$J_c : \text{Momento polar de inercia de la sección crítica} \quad J_c = 1397368370 \text{ cm}^4$$

$$c = 172.3 \text{ cm}$$

$$v_u = 50550 / 56525 + 0.442 * 8824000 * 172.3 / 1397368370 = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$v_u < \Phi v_n$, luego no requiere armadura de corte.

21.12.6 Losas en dos direcciones sin vigas en Pórticos Intermedios Resistentes a Momento

21.12.6.1 El momento mayorado de la losa en el apoyo asociado al efecto sísmico E, M_{slab} , se determina de las combinaciones de carga definidas en las combinaciones indicadas en ACI (9-5) y (9-7).

$$M_{slab} = 88.24 \text{ Ton-m/m}$$

El refuerzo proporcionado para resistir M_{slab} , debe colocarse dentro de la franja de columna definida en 13.2.1 ($0.25 L_1$ ó $0.25 L_2$, el que sea menor. L_1 es la luz en el sentido que se determinan los momentos y L_2 es la luz en el sentido perpendicular al anterior, a cada lado medido desde el centro de la columna).

$$0.25 L_1 = 0.25 L_2 = 100 \text{ cm}$$

La losa tiene $\Phi 28$ a 200 superior en forma constante en la dirección Z, con lo que resiste un momento mayor a M_{slab} , resiste $M_u = 113.52 \text{ Ton-m}$ Se cumple lo solicitado dentro de la franja de 100 cm a cada lado del centro de la columna.

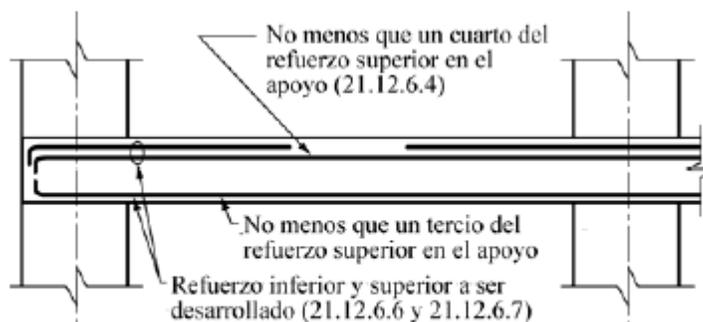
21.12.6.2 El refuerzo colocado en el ancho especificado en 13.5.3.2 ($1.5h = 150 \text{ cm}$ a cada lado de la columna) debe resistir $\gamma_f M_{slab} = 49.33 \text{ Ton}$

La losa tiene $\Phi 22$ a 200 superior e inferior en la dirección X y $\Phi 28$ a 200 superior y $\Phi 22$ a 200 inferior en la dirección Z con lo que resiste al menos un momento $M_u = 67.14 \text{ Ton-m}$ mayor a $\gamma_f M_{slab}$. Se cumple lo solicitado dentro de la franja de 150 cm a cada lado de la columna.

21.12.6.3 No menos de la mitad del refuerzo colocado de acuerdo a 21.12.6.1 debe colocarse en el ancho definido en 21.12.6.2

La losa tiene $\Phi 22$ a 200 superior e inferior en la dirección X y $\Phi 28$ a 200 superior y $\Phi 22$ a 200 inferior en la dirección Z. Luego se cumple esta disposición.

21.12.6.4 No menos de un cuarto del refuerzo colocado en la parte superior de la losa en el apoyo debe ser colocado a lo largo de la luz de la losa, en la parte superior.



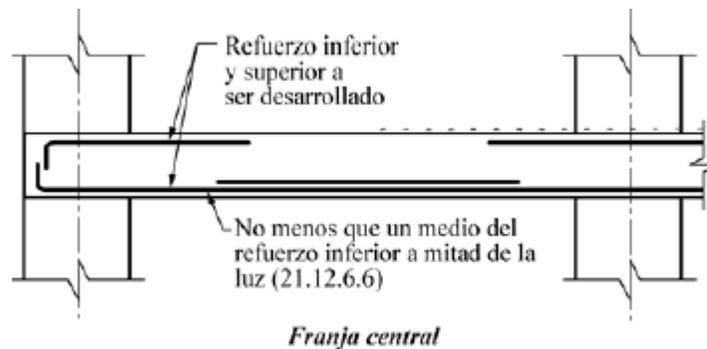
Franja de la columna

La losa tiene $\Phi 22$ a 200 superior e inferior en la dirección X y $\Phi 28$ a 200 superior y $\Phi 22$ a 200 inferior en la dirección Z, en forma constante. Luego se cumple esta disposición.

- 21.12.6.5 No menos de un tercio del refuerzo colocado en la parte inferior de la losa en el apoyo, debe ser colocado a lo largo de la luz de la losa, en la parte inferior.

La losa tiene $\Phi 22$ a 200 superior e inferior en la dirección X y $\Phi 28$ a 200 superior y $\Phi 22$ a 200 inferior en la dirección Z, en forma constante. Luego se cumple esta disposición.

- 21.12.6.6 No menos de un medio de todo el refuerzo en la parte central inferior y superior de la losa debe ser continuo.



La losa tiene $\Phi 22$ a 200 superior e inferior en la dirección X y $\Phi 28$ a 200 superior y $\Phi 22$ a 200 inferior en la dirección Z, en forma constante. En los planos se debe indicar que no se empalmarán en la parte central al menos un medio de todo el refuerzo en la parte central inferior y superior de la losa.

- 21.12.6.7 En la sección crítica para columnas definidas en 11.12.1.2 (a lo largo de b_0), el corte debido a cargas gravitacionales no debe exceder $0.4 \Phi V_c$, con V_c calculado de acuerdo a 11.12.2.1. Se permite obviar este requerimiento si la contribución del esfuerzo debida a sismo y transferido por excentricidad de corte de acuerdo a 11.12.6.1 y 11.12.6.2 en el punto de máximo esfuerzo, no excede $0.5 \Phi v_n$ definido en 11.12.6.2

$V_u = 22.672$ Ton para la combinación ACI 9.2

$$0.4 \Phi V_c = 0.4 \times .75 \times 979.0 = 293 \text{ Ton}$$

Luego $V_u < 0.4 \Phi V_c$ Se cumple.

Cálculo de armaduras de Losa Inferior según Capítulos 1 al 18 ACI 2005

Según lo requerido en 7.12, el refuerzo mínimo de retracción y temperatura es de:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 172.5 \text{ cm}$$

$$A_s_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 172.5 = 31.05 \text{ cm}^2 / \text{m en toda la sección.}$$

Se usará $A_s = \Phi 22 @ 200 = 19.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ como malla superior e inferior

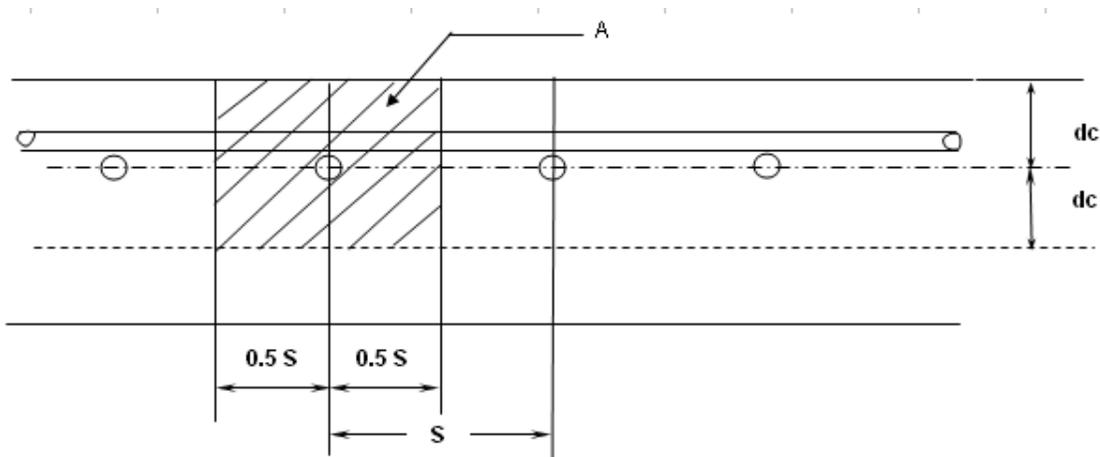
La losa inferior tiene un espesor de $1.8 \text{ m} > 48''$ (1.22 m) por lo que se considera un hormigón masivo donde es importante controlar el ancho de grietas que se producen debido a la retracción del hormigón, de modo de mantener la funcionalidad de la estructura.

El código ACI limita el ancho de grietas a 0.016 pulgadas para estructuras interiores y a 0.013 pulgadas para estructuras expuestas a la intemperie. En nuestro caso, la fundación está al interior de un edificio, por lo que:

$$w = 0.016 \text{ in}$$

El ancho de grieta w está dado por la siguiente expresión:

$$w = 0.076 \sqrt[3]{(d_c A) \beta f_s} 10^{-3}$$



en que d_c es el recubrimiento de la armadura al centro de la barra, en pulgadas

$$d_c = 50 + 22 + 22 / 2 = 83 \text{ mm} = 3.27 \text{ in}$$

A es el área de hormigón alrededor de la barra ($2 \times d_c \times \text{espaciamento}$) en pulgadas cuadradas.

$$A = 2 \times 83 \times 200 = 33200 \text{ mm}^2 = 51.46 \text{ in}^2$$

β es el cociente entre la distancia del eje neutro a la cara en tensión y la distancia del eje neutro al refuerzo. Para secciones masivas se considera igual a 1.

f_s es el esfuerzo de tracción en el refuerzo inducido por una disminución en el volumen

$$\text{Luego, } f_s = 1000 w / 0.076 \sqrt[3]{(d_c A)} \quad f_s \text{ en ksi}$$

$$f_s = 1000 \times 0.016 / 0.076 \sqrt[3]{(3.27 \times 51.46)} = 38.13 \text{ ksi} = 2681.0 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$ft' = 6.7 \sqrt{f_c} = 437.6 \text{ psi} \quad ft' : \text{resistencia a la tracción del hormigón}$$

La armadura necesaria para retracción controlando grietas As' es:

$$As' = ft' A / f_s$$

$$As' = 437.6 \times 51.46 / 38130 = 0.59 \text{ in}^2 / \text{pie} = 12.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A esta armadura se le debe agregar la que se requiere por flexión.

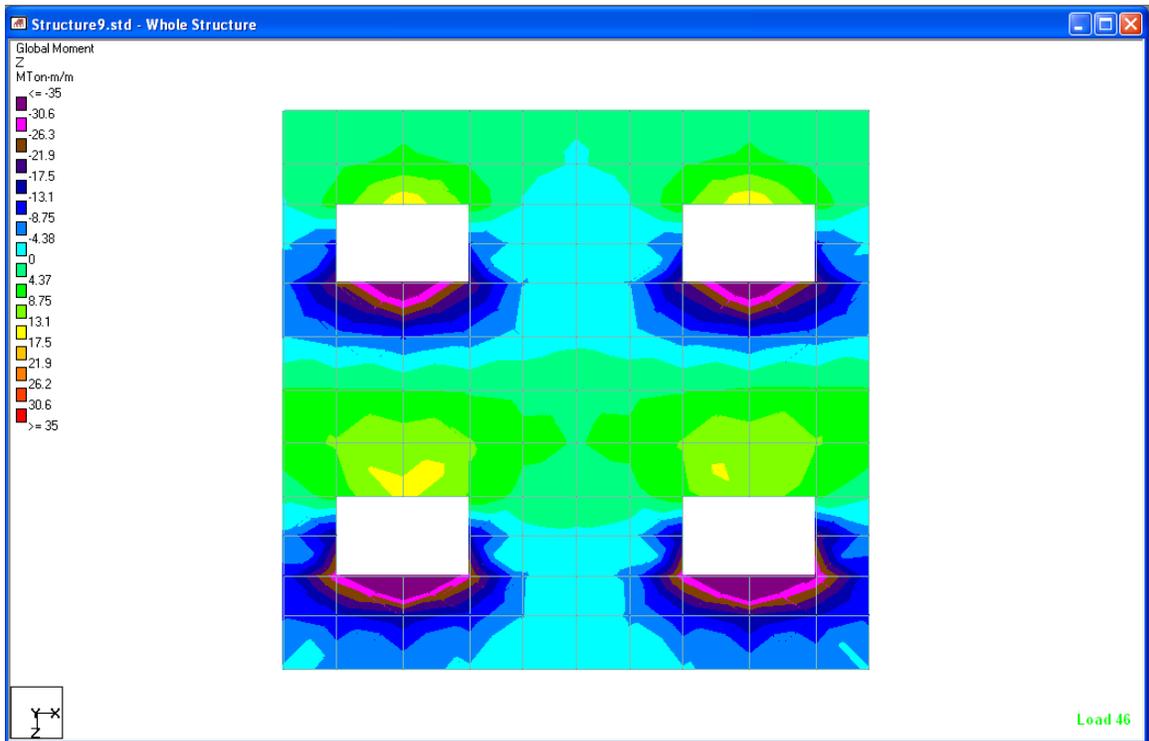
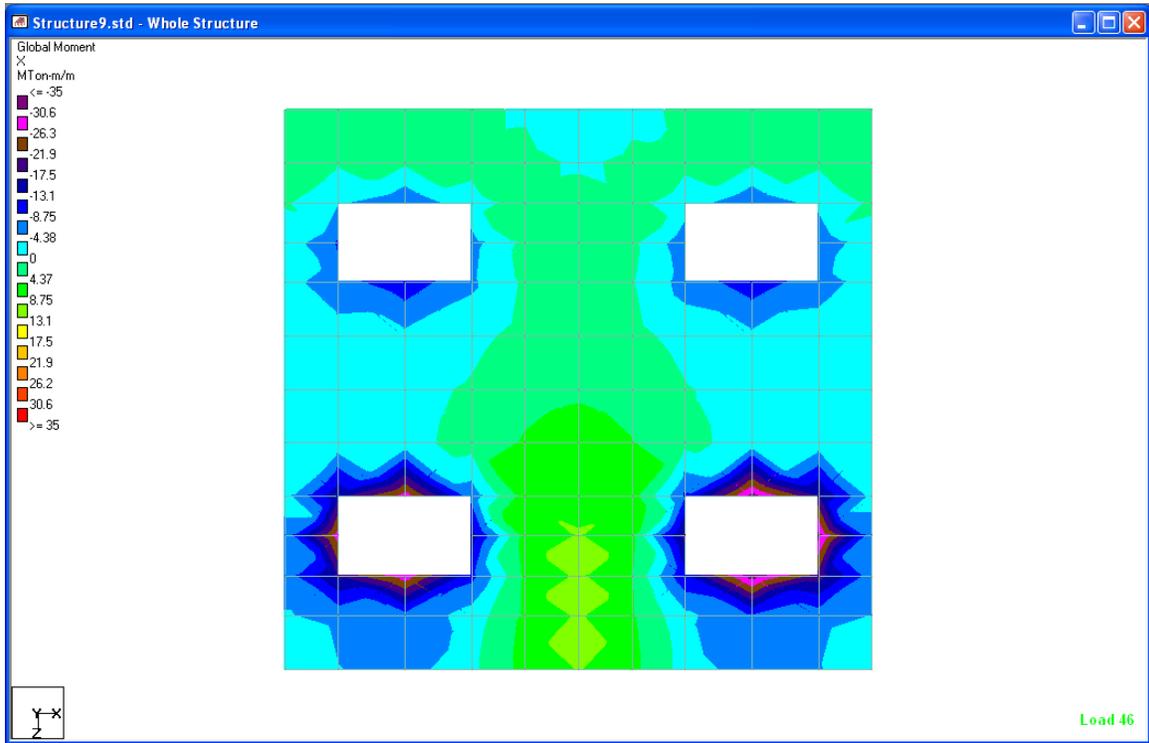
Los esfuerzos internos de la losa de fundación, indicados por el programa Staad Pro son los siguientes:

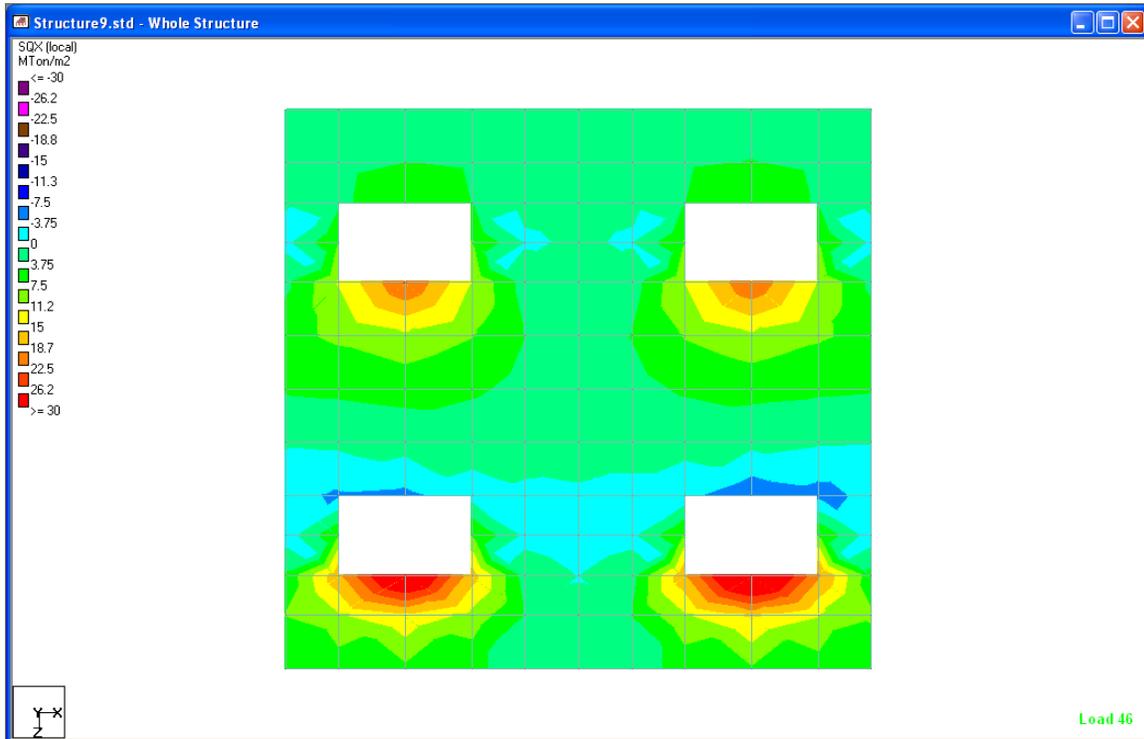
Structure7.std - Plate Centre Stress: G3: _LOSA_INFERIOR											
Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /											
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment			
			SQX (local) MTon/m2	SQY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m	
Max Qx	1280	22 COMBINA	9.446	1.296	0.000	0.000	0.000	-11.182	-5.652	-0.565	
Min Qx	1250	23 COMBINA	-9.451	1.120	0.000	0.000	0.000	-7.144	-4.684	0.764	
Max Qy	1178	23 COMBINA	0.245	6.643	0.000	0.000	0.000	-2.916	1.583	1.133	
Min Qy	1184	21 COMBINA	0.063	-7.629	0.000	0.000	0.000	-3.425	-1.580	-0.725	
Max Sx	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Min Sx	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Max Sy	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Min Sy	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Max Sx	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Min Sxy	1291	20 COMBINA	1.901	0.790	0.000	0.000	0.000	-1.932	-1.340	0.016	
Max Mx	1230	23 COMBINA	0.948	0.167	0.000	0.000	0.000	6.172	-2.109	0.349	
Min Mx	1280	22 COMBINA	9.446	1.296	0.000	0.000	0.000	-11.182	-5.652	-0.565	
Max My	1256	21 COMBINA	-0.739	0.613	0.000	0.000	0.000	-1.428	8.306	-0.316	
Min My	1280	22 COMBINA	9.446	1.296	0.000	0.000	0.000	-11.182	-5.652	-0.565	
Max Mx	1215	23 COMBINA	3.101	3.301	0.000	0.000	0.000	1.147	3.350	1.788	
Min Mxy	1218	23 COMBINA	3.264	-3.420	0.000	0.000	0.000	1.357	2.780	-1.384	

Structure8.std - Plate Centre Stress: G3: _LOSA_INFERIOR											
Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /											
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment			
			SQX (local) MTon/m2	SQY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m	
Max Qx	1280	78 COMBINA	22.988	4.123	0.000	0.000	0.000	-28.355	-10.314	-2.969	
Min Qx	1209	87 COMBINA	-21.874	4.054	0.000	0.000	0.000	-27.391	-9.592	2.873	
Max Qy	1178	75 COMBINA	-0.034	14.264	0.000	0.000	0.000	-5.134	-16.514	0.794	
Min Qy	1268	81 COMBINA	0.237	-14.987	0.000	0.000	0.000	-5.678	-17.663	0.420	
Max Sx	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Min Sx	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Max Sy	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Min Sy	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Max Sx	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Min Sxy	1291	56 COMBINA	3.012	1.324	0.000	0.000	0.000	-2.527	-1.660	-0.573	
Max Mx	1219	71 COMBINA	-3.388	1.661	0.000	0.000	0.000	16.457	-0.640	-3.929	
Min Mx	1280	78 COMBINA	22.988	4.123	0.000	0.000	0.000	-28.355	-10.314	-2.969	
Max My	1255	81 COMBINA	-0.579	-4.372	0.000	0.000	0.000	0.527	19.077	-0.304	
Min My	1178	88 COMBINA	-0.268	12.753	0.000	0.000	0.000	-4.366	-20.131	0.108	
Max Mx	1273	81 COMBINA	6.807	2.081	0.000	0.000	0.000	-8.264	-0.892	6.234	
Min Mxy	1279	72 COMBINA	8.113	-2.219	0.000	0.000	0.000	-9.493	-1.879	-6.234	

Structure9.std - Plate Centre Stress: G3: LOSA_INFERIOR											
Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /											
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment			
			SQX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m	
Max Qx	1280	46 COMBINA	23.101	4.139	0.000	0.000	0.000	-28.475	-10.381	-2.972	
Min Qx	1209	55 COMBINA	-22.058	4.079	0.000	0.000	0.000	-27.587	-9.704	2.874	
Max Qy	1178	43 COMBINA	-0.032	14.390	0.000	0.000	0.000	-5.200	-16.480	0.805	
Min Qy	1268	49 COMBINA	0.234	-15.074	0.000	0.000	0.000	-5.717	-17.650	0.427	
Max Sx	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Min Sx	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Max Sy	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Min Sy	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Max Sx	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Min Sxy	1291	24 COMBINA	3.026	1.330	0.000	0.000	0.000	-2.544	-1.674	-0.569	
Max Mx	1219	39 COMBINA	-3.226	1.638	0.000	0.000	0.000	16.375	-0.725	-3.944	
Min Mx	1280	46 COMBINA	23.101	4.139	0.000	0.000	0.000	-28.475	-10.381	-2.972	
Max My	1255	49 COMBINA	-0.594	-4.246	0.000	0.000	0.000	0.472	19.062	-0.304	
Min My	1184	33 COMBINA	-0.190	-13.541	0.000	0.000	0.000	-4.654	-19.292	-0.404	
Max Mx	1273	49 COMBINA	6.974	2.108	0.000	0.000	0.000	-8.426	-0.992	6.244	
Min Mxy	1279	40 COMBINA	8.226	-2.240	0.000	0.000	0.000	-9.607	-1.940	-6.236	

Structure12.std - Plate Centre Stress: G3: LOSA_INFERIOR											
Shear, Membrane and Bending \ Summary \ Principal and Von Mis \ Summary \ Global Moments /											
	Plate	L/C	Shear		Membrane			Bending Moment			
			SQX (local) MTon/m2	SOY (local) MTon/m2	SX (local) MTon/m2	SY (local) MTon/m2	SXY (local) MTon/m2	Mx MTon-m/m	My MTon-m/m	Mxy MTon-m/m	
Max Qx	1280	42 COMBINA	15.045	1.296	0.000	0.000	0.000	-14.530	-6.422	-4.904	
Min Qx	1194	51 COMBINA	-14.288	-1.255	0.000	0.000	0.000	-13.941	-5.842	-4.918	
Max Qy	1178	40 COMBINA	-0.216	13.620	0.000	0.000	0.000	-4.772	-19.141	0.331	
Min Qy	1184	49 COMBINA	-0.209	-14.019	0.000	0.000	0.000	-4.898	-19.730	-0.339	
Max Sx	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Min Sx	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Max Sy	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Min Sy	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Max Sx	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Min Sxy	1291	24 COMBINA	2.741	1.208	0.000	0.000	0.000	-2.222	-1.418	-0.619	
Max Mx	1231	40 COMBINA	3.339	0.127	0.000	0.000	0.000	8.654	-0.978	-0.314	
Min Mx	1280	42 COMBINA	15.045	1.296	0.000	0.000	0.000	-14.530	-6.422	-4.904	
Max My	1255	49 COMBINA	-0.446	-5.367	0.000	0.000	0.000	0.979	18.733	-0.295	
Min My	1185	33 COMBINA	0.686	-13.241	0.000	0.000	0.000	-4.526	-23.175	1.142	
Max Mx	1219	34 COMBINA	2.844	-0.233	0.000	0.000	0.000	-2.214	-6.662	7.006	
Min Mxy	1213	24 COMBINA	2.538	0.137	0.000	0.000	0.000	-1.785	-6.721	-7.034	





Mux^+ máximo en la losa = $(16.457 + 3.929) = 20.386$ Ton-m/ m

Mux^- máximo en la losa = $-(28.475 + 2.972) = -31.447$ Ton-m/ m

Muz^+ máximo en la losa = $(19.077 + 0.304) = 19.381$ Ton-m/ m

Muz^- máximo en la losa = $-(23.175 + 1.142) = -24.317$ Ton-m/ m

La armadura requerida para el Mu máximo es:

$$Mu = \Phi As fy (d - As fy / 1.7 f'c b)$$

Para $As = 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$, $Mu = 32.52$ Ton-m/ m

Luego el As para la sección de hormigón considerando retracción y flexión es:

$$As = 12.5 \text{ cm}^2 / \text{m} + 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m} = 17.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por ACI 7.12 tenemos $As = \Phi 22 @ 200 = 19.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ como malla superior e inferior

Luego la armadura de la losa de fundación, mallas $\Phi 22 @ 200$ superior e inferior están OK.

El refuerzo no debe tener una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm:

$$5 \times e \text{ losa} = 900 \text{ mm}$$

Tenemos 200 mm de separación < 450 mm OK

Corte en la losa.

El máximo esfuerzo de corte indicado por el Staad Pro es:

$$v_u = 23.101 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

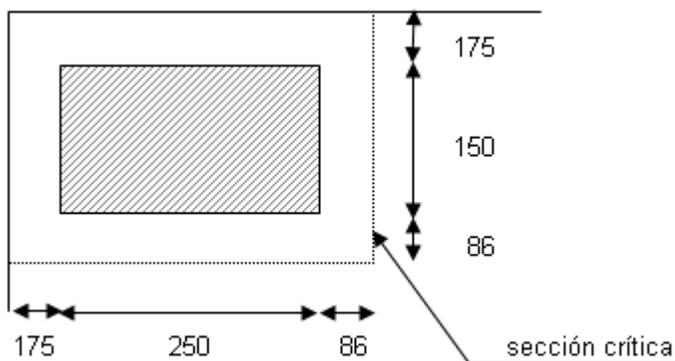
$$V_u = v_u \times 1.0 \times 1.725 = 39.85 \text{ Ton}$$

Según 11.12.2.1 para losas V_c debe ser el menor valor entre:

$$a) \quad V_c = 0.53 (1 + 2 / \beta) \sqrt{f_c} b_0 d = 3208.5 \text{ Ton} \quad (11-33 \text{ en Kg} / \text{cm}^2)$$

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna $\beta = 1.67$

b_0 es el perímetro de la sección crítica ubicado no más cerca de $d/2$ del borde de la columna



$$b_0 = 922 \text{ cm}$$

$$d = 172.5 \text{ cm}$$

$$c) \quad V_c = 0.27 (\alpha_s d / b_0 + 2) \sqrt{f_c} b_0 d = 4270.7 \text{ Ton} \quad (11-34 \text{ en Kg} / \text{cm}^2)$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$\alpha_s = 30$ para columnas de borde

$\alpha_s = 20$ para columnas en esquina

$$c) \quad V_c = \sqrt{f_c} b_0 d = 2754.7 \text{ Ton} \quad (11-35 \text{ en Kg} / \text{cm}^2)$$

Luego $V_c = 2754.7 \text{ Ton} \gg V_u$ no requiere armadura de corte para el punzonamiento en el área crítica alrededor de las columnas.

Cuando las cargas gravitacionales, viento, sismo u otras cargas laterales ocasionan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, se considera que parte de ese momento $\gamma_f M_u$ debe ser transmitido por flexión de acuerdo a 13.5.3 y el resto del momento no balanceado $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad del cortante alrededor de la sección crítica.

$$\gamma_f = 1 / (1 + 2/3 \sqrt{(b_1 / b_2)}) \quad (\text{ACI 13-1})$$

$b_1 = 411 \text{ cm}$ dimensión de la sección crítica b_0 medida en la dirección del momento

$b_2 = 511 \text{ cm}$ dimensión de la sección crítica b_0 medida en la dirección perpendicular a b_1

$$\gamma_f = 0.626$$

Luego debe considerarse que $\gamma_f \text{Mu}$ debe ser transmitido por flexión en una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre 1.5 veces el espesor de la losa, $1.5h$, fuera de las caras opuestas de la columna donde Mu es el momento mayorado transmitido.

La losa tiene armadura al menos para $\text{Mu} = 32.52 \text{ Ton-m} / \text{m}$ con As mayor que la armadura requerida para $\gamma_f \text{Mu}$. Luego no se requiere refuerzo adicional de flexión en el ancho indicado.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 0.374 \quad (\text{ACI 11-39})$$

El corte resultante del momento transferido por excentricidad del cortante, $\gamma_v \text{Mu}$ más el cortante Vu no deben exceder Φv_n :

$$\Phi v_n = \Phi V_c / (b_0 d) \quad (\text{ACI 11-40}) \text{ con } V_c \text{ obtenido según 11.12.2.1}$$

$$\Phi v_n = 0.6 \times 2754.7 \times 1000 / (922 \times 172.5) = 10.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = V_u / A_c + \gamma_v \text{Mu} c / J_c$$

$$A_c : \text{Área de la sección crítica} \quad A_c = 172.5 \times (411 + 511) = 159045 \text{ cm}^2$$

$$J_c : \text{Momento polar de inercia de la sección crítica} \quad J_c = 11632138290 \text{ cm}^4$$

$$c = 319.4 \text{ cm}$$

$$v_u = 39850 / 159045 + 0.374 \times 3144700 \times 319.4 / 11632138290 = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$v_u < \Phi v_n$, luego está OK sin refuerzo adicional por corte.

APENDICE C

PLANOS DE CHANCADOR DE CONO METSO MP1000.

4491 THE INFORMATION CONTAINED HEREIN IS CONFIDENTIAL AND PROPRIETARY TO METSO MINERALS AND IS NOT TO BE REPRODUCED, DISCLOSED TO A THIRD PARTY, MODIFIED OR USED WITHOUT PRIOR PERMISSION OF METSO MINERALS OR ITS DULY AUTHORIZED REPRESENTATIVE. (12/08)



**metso
minerals**

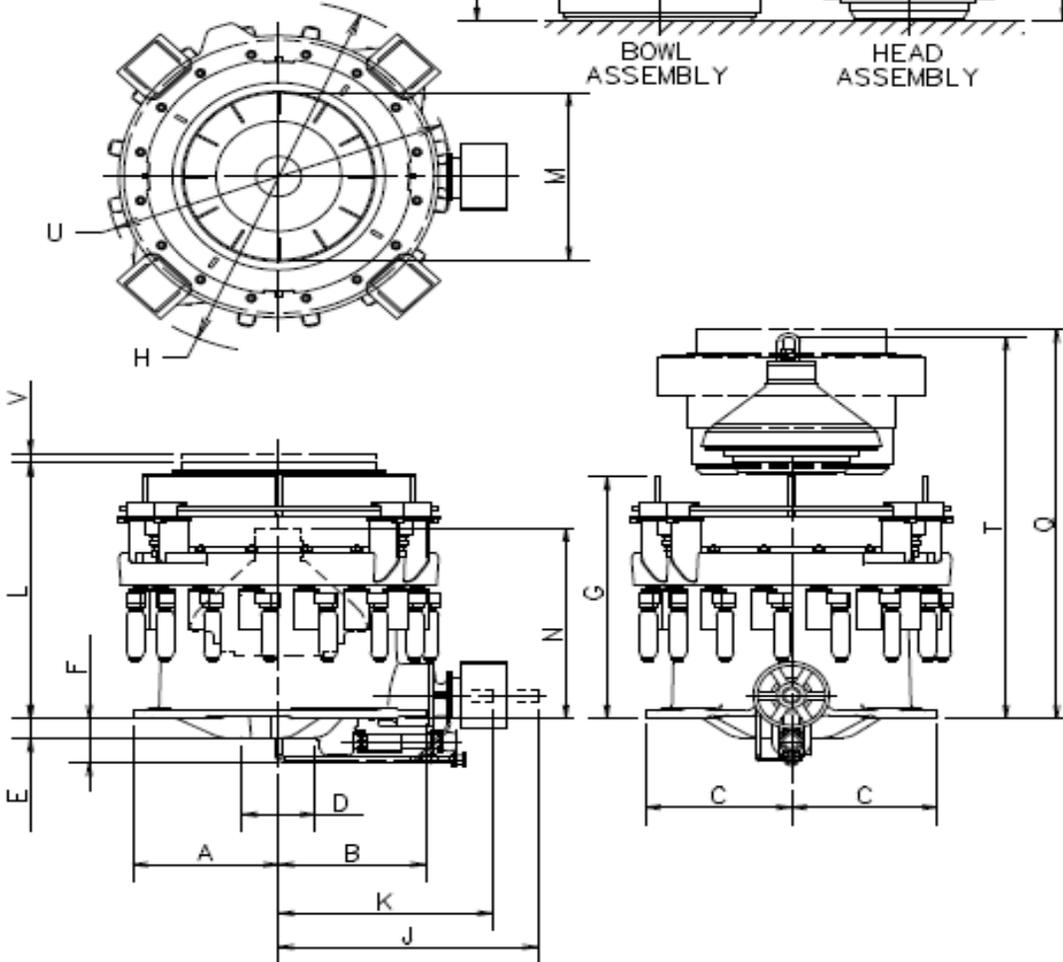
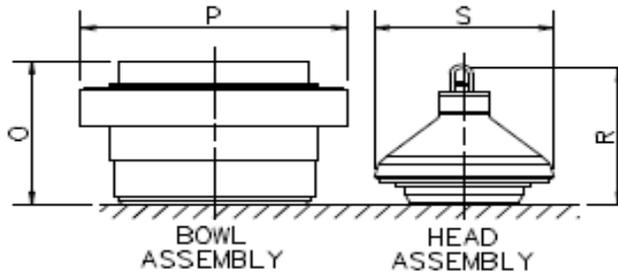
PREPARED BY: DAM
APPROVED BY: J.J.L.

DATE OF ISSUE: 25JAN08

MP1000 SHORT HEAD
METSO CONE CRUSHER
CLEARANCE DIMENSIONS
(HYDRAULIC MOTOR ADJUST)

110P0801401
PAGE 1 OF 2
PROPRIETARY CODE G
REV 00 DATE
ECN:108050 25JAN08

CERTIFIED DRAWING	
PROJECT NO. ANALO AMERICAN SUR S.A.	MP10000224 & 228
DESCRIPTION ANALO AMERICAN SUR S.A.	MP1000 CONE CRUSHER
CLIENT LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT - PEOPLE CRUSHER	CUSTOMER CHANGES PRICE AND DELIVERY
PROJECT CODE 25414-138-PCA-MFCC-00002	DATE ED SIMON
ISSUE NO. 4235-CRC-001 4235-CRC-002	DATE JANUARY 25, 2008



REF: 110P0612602 rev00

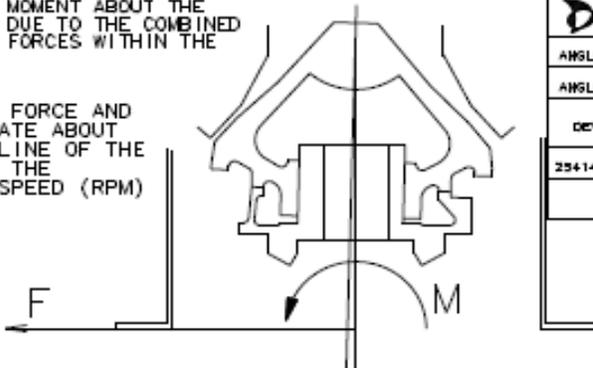
4491
 THE INFORMATION CONTAINED HEREIN IS CONFIDENTIAL AND PROPRIETARY TO METSO MINERALS AND IS NOT TO BE REPRODUCED, DISCLOSED TO A THIRD PARTY, MODIFIED OR USED WITHOUT PRIOR PERMISSION OF METSO MINERALS OR ITS DULY AUTHORIZED REPRESENTATIVE. (12/06)

		MP1000 SHORT HEAD METSO CONE CRUSHER CLEARANCE DIMENSIONS (HYDRAULIC MOTOR ADJUST)		110P0801401	
				PAGE 2 OF 2	
PREPARED BY DAM	APPROVED BY JJL	PROPRIETARY CODE G		REV 00	DATE
DATE OF ISSUE 25JAN08		ECN:108050		25JAN08	
SEE PAGE 1 FOR FIGURE.					
			MILLIMETERS	[INCHES]	
A	MAIN FRAME FLANGE -----		1950	[76.77]	
B	MAIN FRAME FLANGE -----		2000	[78.74]	
C	MAIN FRAME FLANGE -----		1950	[76.77]	
D	MAIN FRAME HUB DIAMETER -----		975	[38.39]	
E	TO BOTTOM OF MAIN FRAME HUB -----		310	[12.20]	
F	TO BOTTOM OF OIL PIPING -----		670	[26.38]	
G	TO TOP OF TURNING BRACKETS -----		3660	[144.09]	
H	ADJUSTMENT RING MAXIMUM DIAMETER -----		5360	[211.02]	
J	CLEARANCE REQUIRED FOR REMOVING COUNTERSHAFT ASSEMBLY -----		4320	[170.08]	
K	TO END OF COUNTERSHAFT -----		2855	[112.40]	
L	MAXIMUM HEIGHT TO TOP OF FEED HOPPER -----		3980	[156.69]	
M	INSIDE DIAMETER OF FEED HOPPER -----		2490	[98.03]	
N	TO TOP OF FEED PLATE -----		2966	[116.77]	
O	OVERALL HEIGHT OF BOWL ASSEMBLY -----		2180	[85.83]	
P	ADJUSTMENT CAP MAXIMUM DIAMETER -----		3550	[139.76]	
Q	CLEARANCE REQUIRED FOR REMOVING BOWL ASSEMBLY -----		5890	[231.89]	
R	OVERALL HEIGHT OF HEAD ASSEMBLY -----		2070	[81.50]	
S	HEAD OR MANTLE MAXIMUM DIAMETER -----		2353	[92.64]	
T	CLEARANCE REQUIRED FOR REMOVING HEAD ASSEMBLY -----		5780	[227.56]	
U	TRAMP RELEASE SIDE TO SIDE -----		4610	[181.50]	
V	ADDITIONAL UPWARD TRAVEL DUE TO CLEARING STROKE -----		150	[5.91]	

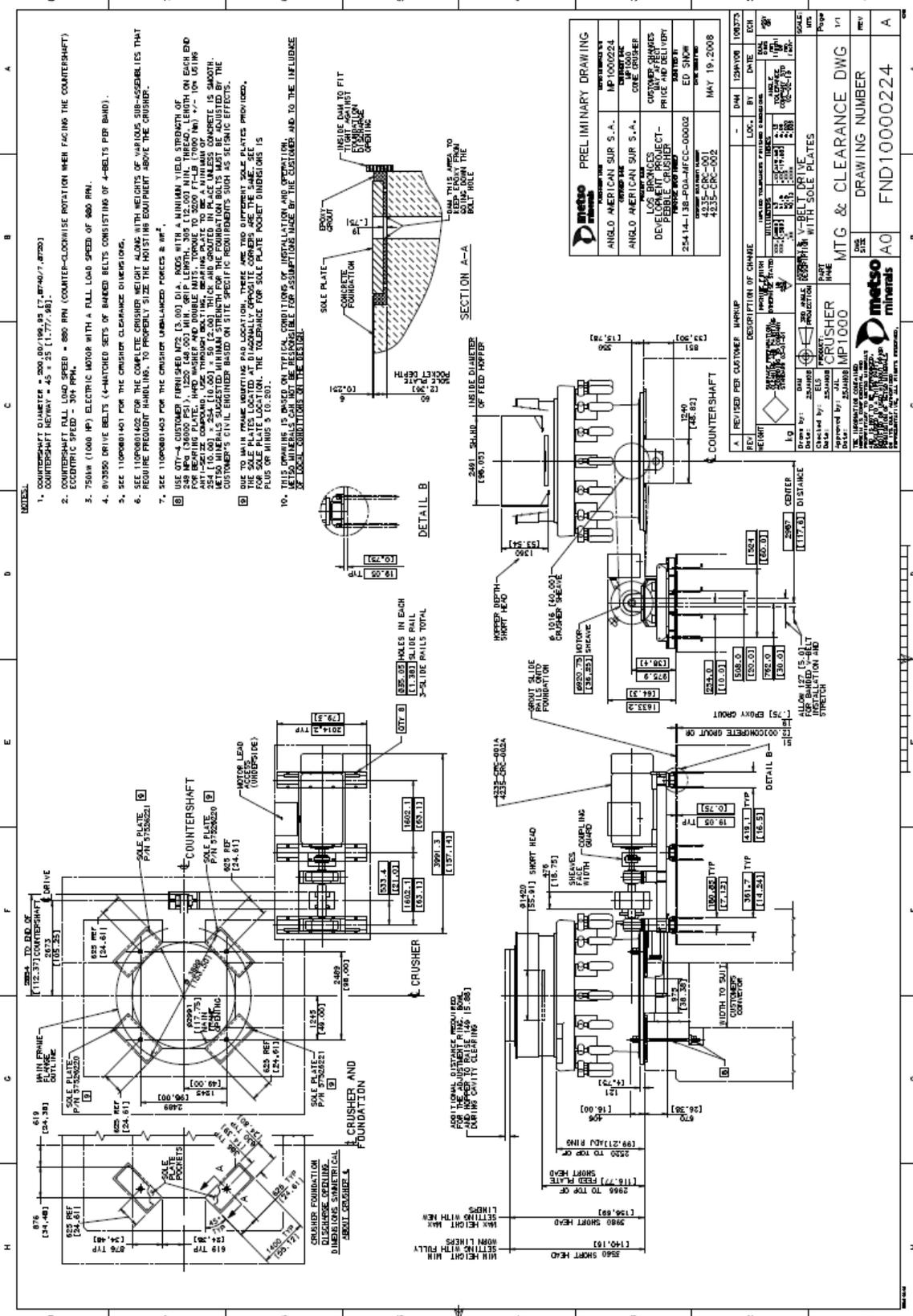
REF: 110P0612602 rev00

		MP1000 METSO CONE CRUSHER STANDARD AND SHORT HEAD WEIGHTS		110P0801402	
				PAGE 1 OF 1	
PREPARED BY TAW	APPROVED BY JJL	PROPRIETARY CODE G REV 00 DATE ECN:100050 25JAN08		REV 00 DATE	
DATE OF ISSUE 25JAN08				ECN:100050 25JAN08	
WEIGHT OF COMPLETE CRUSHER AND WEIGHTS OF ASSEMBLIES THAT REQUIRE FREQUENT HANDLING:			KILOGRAMS	POUNDS	
CRUSHER COMPLETE (WITHOUT POWER UNIT/PKG LUBE/AIR COOLERS)			153,134	337,604	
ADJUSTMENT RING ASSEMBLY WITH CLAMPING RING, CLAMPING CYLINDERS AND ADJUSTMENT MECHANISM			30,990	68,322	
MAIN FRAME WITH MAIN SHAFT AND MAIN FRAME LINERS			49,441	109,000	
BOWL ASSEMBLY WITH BOWL LINER, ADJUSTMENT CAP AND HOPPER			33,112	73,000	
HEAD ASSEMBLY WITH MANTLE AND FEED PLATE			17,573	38,742	
COUNTERSHAFT BOX ASSEMBLY WITH CRUSHER SHEAVE			4,113	9,067	
ECCENTRIC ASSEMBLY (INCLUDES COUNTERWEIGHT)			8,820	19,445	
SOCKET			837	1,845	
SOCKET LINER			440	972	
MANTLE			5,538	12,209	
BOWL LINER			5,837	12,869	
TRAMP RELEASE CYLINDER ASSEMBLY (INCLUDES ACCUMULATOR)			453	1,000	
HYDRAULIC POWER UNIT			DRY WEIGHT (NO OIL)		1,250 2,756
			WET WEIGHT (WITH 659 L, 174 GAL OF OIL)		1,826 4,025
PACKAGE LUBE (AIR COOLED)			DRY WEIGHT (NO OIL)		2,850 6,283
			WET WEIGHT (WITH 1,893 L, 500 GAL OF OIL)		4,483 9,883
PACKAGE AIR COOLERS (QTY-2 OCS2500 AIR COOLERS)			DRY WEIGHT (NO OIL)		2,732 6,023
			WET WEIGHT (WITH 242 L, 64 GAL OF OIL)		2,922 6,442
 CERTIFIED DRAWING					
PURCHASER NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.			METSO MINERALS S/N MP10000224 & 228		
CUSTOMER NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.			DRAWING NAME MP1000 CONE CRUSHER		
PROJECT NAME LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT-PEBBLE CRUSHER			CUSTOMER CHANGES MAY AFFECT PRICE AND DELIVERY		
PURCHASE ORDER NUMBER 254-14-138-POA-MFCC-00002			SUBMITTED BY ED SNOW		
CUSTOMER EQUIPMENT NUMBER 4235-CRC-001 4235-CRC-002			DATE SUBMITTED JANUARY 25, 2008		
NOTES: 1. SINCE EACH CRUSHER IS AVAILABLE WITH VARIOUS ASSEMBLY COMBINATIONS, AND BECAUSE OF MANUFACTURING VARIATIONS, THE WEIGHTS LISTED ABOVE SHOULD BE CONSIDERED APPROXIMATE. 2. ALL WEIGHTS CAN VARY \pm 5%					

4491 THE INFORMATION CONTAINED HEREIN IS CONFIDENTIAL AND PROPRIETARY TO METSO MINERALS AND IS NOT TO BE REPRODUCED, DISCLOSED TO A THIRD PARTY, MODIFIED OR USED WITHOUT THE PRIOR PERMISSION OF METSO MINERALS OR ITS DULY AUTHORIZED REPRESENTATIVE. (12/2008)

	<h2 style="margin: 0;">MP1000 CRUSHER UNBALANCED FORCES & WR² SPIRAL GEAR</h2>	<p>110P0801403</p> <p>PAGE 1 OF 1</p> <p>PROPRIETARY CODE P</p>																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">PREPARED BY DAM</td> <td style="width: 50%;">APPROVED BY JJL</td> </tr> <tr> <td colspan="2">DATE OF ISSUE 25JAN08</td> </tr> </table>	PREPARED BY DAM	APPROVED BY JJL	DATE OF ISSUE 25JAN08			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">REV 00</td> <td style="width: 50%;">DATE</td> </tr> <tr> <td colspan="2">ECN:108050 25JAN08</td> </tr> </table>	REV 00	DATE	ECN:108050 25JAN08																				
PREPARED BY DAM	APPROVED BY JJL																												
DATE OF ISSUE 25JAN08																													
REV 00	DATE																												
ECN:108050 25JAN08																													
<p>*M* IS THE MOMENT ABOUT THE MAIN FRAME DUE TO THE COMBINED UNBALANCED FORCES WITHIN THE CRUSHER.</p> <p>UNBALANCED FORCE AND MOMENT ROTATE ABOUT THE CENTERLINE OF THE CRUSHER AT THE ECCENTRIC SPEED (RPM)</p>		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">  CERTIFIED DRAWING </td> </tr> <tr> <td style="width: 50%; font-size: small;"> PROJECT NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. DESIGN NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. PROJECT NO: LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT- PEBBLE CRUSHER REVISION NO: 25414-135-POA-MPCC-00002 REVISED BY: 4235-GR-001 4235-GR-002 </td> <td style="width: 50%; font-size: small;"> DRAWING NO: MP10000224 & 225 DESIGN NO: MP1000 DATE: 04/12/2008 CUSTOMER CHANGES: IMPACT PRICE AND DELIVERY DESIGNED BY: ED SHON DATE SHOWN: 01/25/2008 </td> </tr> </table>	 CERTIFIED DRAWING		PROJECT NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. DESIGN NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. PROJECT NO: LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT- PEBBLE CRUSHER REVISION NO: 25414-135-POA-MPCC-00002 REVISED BY: 4235-GR-001 4235-GR-002	DRAWING NO: MP10000224 & 225 DESIGN NO: MP1000 DATE: 04/12/2008 CUSTOMER CHANGES: IMPACT PRICE AND DELIVERY DESIGNED BY: ED SHON DATE SHOWN: 01/25/2008																							
 CERTIFIED DRAWING																													
PROJECT NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. DESIGN NO: ANGLO AMERICAN SUR S.A. PROJECT NO: LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT- PEBBLE CRUSHER REVISION NO: 25414-135-POA-MPCC-00002 REVISED BY: 4235-GR-001 4235-GR-002	DRAWING NO: MP10000224 & 225 DESIGN NO: MP1000 DATE: 04/12/2008 CUSTOMER CHANGES: IMPACT PRICE AND DELIVERY DESIGNED BY: ED SHON DATE SHOWN: 01/25/2008																												
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">U. S.</th> <th style="text-align: center;">METRIC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>COUNTERSHAFT SPEED (RPM)</td> <td style="text-align: center;">743-895</td> <td style="text-align: center;">743-895</td> </tr> <tr> <td>ECCENTRIC SPEED (RPM)</td> <td style="text-align: center;">257-309</td> <td style="text-align: center;">257-309</td> </tr> <tr> <td>* MAXIMUM CALCULATED NET UNBALANCED FORCE *F NET* NEW VS WORN LINERS</td> <td style="text-align: center;">NEW 20,200 WORN -31,000 POUNDS</td> <td style="text-align: center;">NEW 89,850 WORN -137,900 NEWTONS</td> </tr> <tr> <td>CRUSHER MASS</td> <td style="text-align: center;">337,604 POUNDS</td> <td style="text-align: center;">153,134 KILOGRAMS</td> </tr> <tr> <td>* MAXIMUM MOMENT *M*</td> <td style="text-align: center;">NEW 379,900 WORN 129,000 POUND-FeET</td> <td style="text-align: center;">NEW 515,050 WORN 174,900 NEWTON-METERS</td> </tr> <tr> <td>COUNTERSHAFT WR²</td> <td style="text-align: center;">16,136 POUNDS-FT²</td> <td style="text-align: center;">6668 NEWTON-METERS²</td> </tr> <tr> <td>CRUSHER SHEAVE WR²</td> <td style="text-align: center;">1494 POUNDS-FT²</td> <td style="text-align: center;">617 NEWTON-METERS²</td> </tr> <tr> <td>COUNTERSHAFT & CRUSHER SHEAVE WR²</td> <td style="text-align: center;">17,630 POUNDS-FT²</td> <td style="text-align: center;">7285 NEWTON-METERS²</td> </tr> </tbody> </table>		U. S.	METRIC	COUNTERSHAFT SPEED (RPM)	743-895	743-895	ECCENTRIC SPEED (RPM)	257-309	257-309	* MAXIMUM CALCULATED NET UNBALANCED FORCE *F NET* NEW VS WORN LINERS	NEW 20,200 WORN -31,000 POUNDS	NEW 89,850 WORN -137,900 NEWTONS	CRUSHER MASS	337,604 POUNDS	153,134 KILOGRAMS	* MAXIMUM MOMENT *M*	NEW 379,900 WORN 129,000 POUND-FeET	NEW 515,050 WORN 174,900 NEWTON-METERS	COUNTERSHAFT WR ²	16,136 POUNDS-FT ²	6668 NEWTON-METERS ²	CRUSHER SHEAVE WR ²	1494 POUNDS-FT ²	617 NEWTON-METERS ²	COUNTERSHAFT & CRUSHER SHEAVE WR ²	17,630 POUNDS-FT ²	7285 NEWTON-METERS ²	
	U. S.	METRIC																											
COUNTERSHAFT SPEED (RPM)	743-895	743-895																											
ECCENTRIC SPEED (RPM)	257-309	257-309																											
* MAXIMUM CALCULATED NET UNBALANCED FORCE *F NET* NEW VS WORN LINERS	NEW 20,200 WORN -31,000 POUNDS	NEW 89,850 WORN -137,900 NEWTONS																											
CRUSHER MASS	337,604 POUNDS	153,134 KILOGRAMS																											
* MAXIMUM MOMENT *M*	NEW 379,900 WORN 129,000 POUND-FeET	NEW 515,050 WORN 174,900 NEWTON-METERS																											
COUNTERSHAFT WR ²	16,136 POUNDS-FT ²	6668 NEWTON-METERS ²																											
CRUSHER SHEAVE WR ²	1494 POUNDS-FT ²	617 NEWTON-METERS ²																											
COUNTERSHAFT & CRUSHER SHEAVE WR ²	17,630 POUNDS-FT ²	7285 NEWTON-METERS ²																											
	<p>MAXIMUM NET UNBALANCED FORCE AND MOMENT TAKE INTO CONSIDERATION FULL RANGE OF LINER WEAR AND MAXIMUM ECCENTRIC SPEED SHOWN ABOVE.</p> <p>CAUTION: ADDITIONAL VERTICAL FORCES MAY RESULT FROM IMPACT OF ADJUSTMENT RING DURING PASSING OF TRAMP IRON.</p> <p>* FORCES AND MOMENTS SHOWN ARE CALCULATED NOMINAL HARMONIC VALUES DUE TO MOTION OF CRUSHER PARTS. THE CALCULATED VALUES ARE BASED ON RIGID BODY DYNAMICS OF THE CRUSHER ON A RIGID FOUNDATION AND DO NOT ACCOUNT FOR ANY MAGNIFICATION DUE TO STRUCTURE COMPLIANCE. A MINIMUM FOUNDATION DESIGN SAFETY FACTOR OF 1.5 IS RECOMMENDED TO ACCOUNT FOR VARIATIONS, VIBRATION, SHOCK AND IMPACT LOADS. FOUNDATION DESIGN SHOULD LIMIT DYNAMIC DISPLACEMENTS TO ACCEPTABLE LEVELS INCLUDING OWNER PERCEPTIONS AS WELL AS TO INSURE STRUCTURAL RELIABILITY.</p>																												

REF: 110P0612604 rev00



- NOTES:**
- COUNTERSHAFT DIAMETER = 200.00/199.95 (7.8740/7.8735)
 - COUNTERSHAFT FULL LOAD SPEED = 880 RPM (COUNTER-CLOCKWISE ROTATION WHEN FACING THE COUNTERSHAFT)
 - COUNTERSHAFT FULL LOAD SPEED = 880 RPM (COUNTER-CLOCKWISE ROTATION WHEN FACING THE COUNTERSHAFT)
 - 750kW (1000 HP) ELECTRIC MOTOR WITH A FULL LOAD SPEED OF 880 RPM.
 - 8103500 DRIVE BELTS (4-HATCHED SETS OF BANNED BELTS CONSISTING OF 4-BELTS PER BAND).
 - SEE 11000001400 FOR THE COMPLETE CRUSHER WEIGHT ALONG WITH HEIGHTS OF VARIOUS SUB-ASSEMBLIES THAT REQUIRE FREQUENT HANDLING, TO PROPERLY SIZE THE HOISTING EQUIPMENT ABOVE THE CRUSHER.
 - SEE 11000001400 FOR THE CRUSHER UNBALANCED FORCES & M².
 - SEE 11000001400 FOR THE CRUSHER WEIGHT (18,300 KG) AND MINIMUM YIELD STRENGTH OF 345 MPa (50000 PSI) FOR THE BEARING PLATE, 255 MPa (37000 PSI) FOR THE LUMINA, 152,000 MINIMUM TENSILE ON EACH END FOR BEARING PLATE, 1700 MPa (245,000 PSI) FOR THE WHEELS, TORQUE TO 3200 FT-LB (4300 Nm) +/- 10% USING 254 (10.00) X 254 (10.00) X 50 (2.00) THICK AND GRADED IN PLACE UNLESS CONCRETE IS SMOOTH. METSO MATERIALS SUGGESTED MINIMUM STRENGTH FOR THE FOUNDATION BOLTS MUST BE ADJUSTED BY THE CUSTOMER'S CIVIL ENGINEER BASED ON SITE SPECIFIC REQUIREMENTS SUCH AS SEISMIC EFFECTS.
 - DUE TO THE LIMITED SPACE AVAILABLE FOR THE FOUNDATION, THE CRUSHER WEIGHT AND THE WEIGHT OF THE SOLE PLATE MUST BE ADJUSTED TO FIT THE AVAILABLE SPACE. THE TOLERANCE FOR SOLE PLATE DIMENSIONS IS PLUS OR MINUS 5 TO 20.
 - THIS DRAWING IS BASED ON TYPICAL CONDITIONS OF INSTALLATION AND OPERATION. METSO ASSUMES NO LIABILITY FOR ASSUMPTIONS MADE BY THE CUSTOMER AND TO THE LIFE/LUBRICATION OF LOCAL CONDITIONS ON THE DESIGN.

PRELIMINARY DRAWING	
APPROVED BY: ANILO AMERICAN SUP S.A.	DATE: 19.05.2008
DESIGNED BY: ANILO AMERICAN SUP S.A.	DATE: 19.05.2008
CHECKED BY: ANILO AMERICAN SUP S.A.	DATE: 19.05.2008
DEVELOPMENT PROJECT: PEBBLE CRUSHER	ED: 5/2008
254-14-138-400-400-0002	DATE: 19.05.2008
4235-CR-001	DATE: 19.05.2008
4235-CR-002	DATE: 19.05.2008

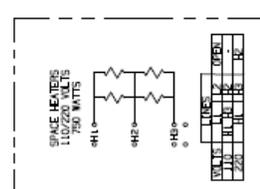
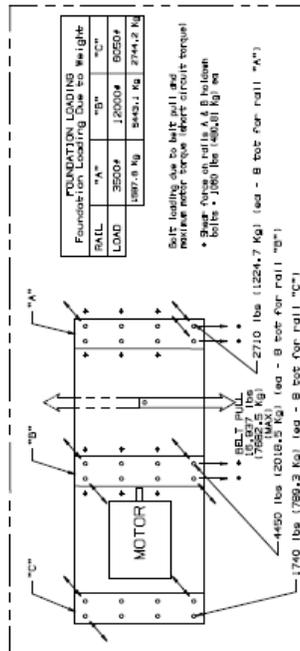
DESCRIPTION OF CHANGE		LOC.	BY	DATE	REA.
REV. 1	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 2	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 3	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 4	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 5	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 6	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 7	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 8	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 9	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 10	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 11	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 12	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 13	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 14	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 15	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 16	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 17	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 18	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 19	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				
REV. 20	ISSUED FOR CUSTOMER PURCHASE				

metso minerals

CRUSHER MP1000

MTG & CLEARANCE DWG

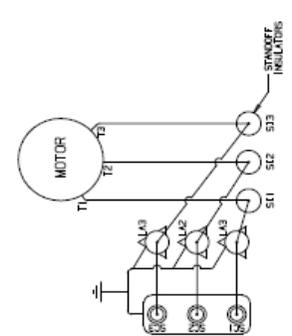
DRAWING NUMBER: FND10000224



STATOR RTD PHASE & SLOT LOCATION

SLOT NO.	PHASE
PR1	A
PR2	C
PR3	B
PR4	A
PR5	C
PR6	B

SLOT #1 IS IN 12 O'CLOCK POSITION. SLOTS COUNTED CLOCKWISE FACING CONN. END



STORAGE
 14E1289-010
 4000000000

OUTLINE
 14E1289-010
 4000000000

TOTALLY ENCLOSED FAN COOLED ANTI-VIBRATION BEARING MOTOR AND JACKSHAFT FOR BELT DRIVE.

FRAME 788
 6-POLE
 1.00
 2-2
 1.00
 89-401-416-069



DOCUMENT NUMBER: 110P0801553 ISSUE: 01

Metso Minerals
 D. Biggin 09MAY2008
 Customer: LosBronces
 Foundation Bolts Siesmic Calculations

Calculations include:

- 1) MP1000 Crusher Foundation Bolts
- 2) 6089 Gyratory Crusher Foundation Bolts
- 3) MP1000 Package Lube Unit Anchor Bolts
- 4) MP1000 Hydraulic Power Unit Anchor Bolts
- 5) MP1000 Motor Skid Anchor Bolts
- 6) 6089 Gyratory MPS and Lube Unit Anchor Bolts
- 7) 6089 Gyratory Motor Sole Plates Anchor Bolts

Current Metso policies do not permit acceptance of liabilities beyond the scope of our supply. Foundation bolts on crushers and anchor bolts for auxiliary equipment are beyond our scope of supply. Metso's suggested minimum strength for foundation bolts and anchor bolts as stated in our drawings and calculated in this document must be adjusted by the customer's civil engineer based on the site specific requirements such as seismic effects.

The crushing equipment supplied by Metso can withstand the seismic loads as determined for Zone 2 using the Norma Chilena NCh2360 standard.

Earthquake accelerations determined by the Metso's Chilean consultant (communicated by Vytas Svalbonas (Metso - Mills) to Jeff Lawnicki (Metso - Crushing) per email dated 4/21/2008):

Accel_{Horizontal} = 0.44 G's

Accel_{Vertical} = 0.29 G's

These values are in agreement with the customer's consultant, Bechtel, as noted in items 29, 30 and 34 in the "Correspondence Questions Log" for the mill part of the project.

CERTIFIED DRAWING	
POUCHARD NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.	METSO MINERALIS #/N S6089108
CUSTOMER NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.	EQUIPMENT TYPE 60-89 SUPERIOR MK-II GYRATORY CRUSHER
PROJECT NAME LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT - PRIMARY CRUSHER	CUSTOMER CHANGES MAY AFFECT PRICE AND DELIVERY
ORDER NUMBER 25414-138-POA-MFCG-00001	SUBMITTED BY D.F.Biggin
EQUIPMENT NUMBER 2310-CRG-001	DATE SUBMITTED May 9, 2008

CERTIFIED DRAWING	
POUCHARD NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.	METSO MINERALIS #/N MP10000224 & 228
CUSTOMER NAME ANGLO AMERICAN SUR S.A.	EQUIPMENT NAME MP1000 CONT CRUSHER
PROJECT NAME LOS BRONCES DEVELOPMENT PROJECT - PEBBLE CRUSHER	CUSTOMER CHANGES MAY AFFECT PRICE AND DELIVERY
ORDER NUMBER 25414-138-POA-MFCC-00002	SUBMITTED BY D.F.Biggin
EQUIPMENT NUMBER 4235-CRC-001 4235-CRC-002	DATE SUBMITTED May 9, 2008

MP1000 Crusher Foundation Bolts

The determined earthquake accelerations do not put tensile forces in the foundation bolts. The weight of the crusher and the width of the mounting flange prevents the crusher from tipping. The crusher flange to foundation interface (joint) will stay in compression when applying the earthquake accelerations.

The foundation bolts as designed acts as a shear plate/ seismic stop. The foundation bolts go thru the crusher mounting flange, sole plates, and customer foundation and are held in place by a nut assembled on each end of the bolt.

Mass Crusher = 337,604 lb

Horizontal Force on Crusher Center of Gravity (CG) = $0.44 \times 337604 = 148,546$ lbf

Vertical Force on Crusher CG = $334604 - 0.29 \times 334604 = 237,569$ lbf

Vertical Distance from Crusher Flange to Crusher CG = 62.2"

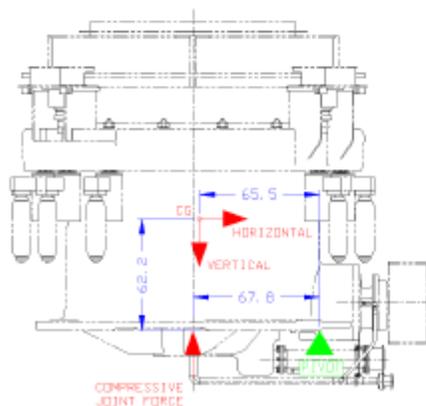
Shortest Horizontal Distance from Edge of Crusher Flange to Crusher CG = 65.5"

Horizontal Distance from Edge of Crusher Flange to Crusher Centerline = 67.8"

Calculate Compressive Joint Force acting at Crusher Centerline

$$\text{CompressiveForce}_{cl} = \frac{237569 \times 65.5 - 148546 \times 62.2}{67.8}$$

CompressiveForce_{CL} = 93,233 lbf



Per NCh2369 the foundation bolts (acting as shear plates / seismic stops) are required to take 100% of the base shear loads, excluding friction. Even though there are 4 bolts holding the crusher assembly to the foundation, this calculation considers only 2 bolts would contact to resist crusher motion.

Foundation Bolts Earthquake Strength Requirements

Customer: Los Bronces

Calculation by: D. Biggin Date: 09MAY2008

Component: MP1000 crusher assembly

Horizontal Accelerations determine by: Customer/Metso



Inputs / Constants

$$\text{Accel}_{\text{Horz}} = 0.44 \text{ g} \quad \text{Mass}_{\text{crusher}} = 337604 \text{ lbm}$$

$$\text{Bolt}_{\text{diameter}} = 3 \text{ in} \quad \text{Bolt}_{\text{tensile_area}} = 5.97 \text{ in}^2 \quad \text{NumberBolts} = 2$$

NOTE: Calculations are made excluding friction from pretensioning bolts. Even though there are 4 bolts holding the assembly, this calculation considers only 2 bolts would contact to resist crusher motion due to the larger clearance holes. Bolt shear area assumed to be approximately the bolt tensile area.

Calculations with Inch Bolts

Bolt Shear Stress

$$\tau_{\text{Bolt}} = \frac{\text{Mass}_{\text{crusher}} \times \text{Accel}_{\text{Horz}}}{\text{Bolt}_{\text{tensile_area}} \times \text{NumberBolts}} \quad \tau_{\text{Bolt}} = 12441 \text{ psi}$$

Material Minimum Tensile Yield Strength - Distortion Energy Theory (ductile material)

$$\sigma_{\text{Yield_BoltMaterialMin}} = \tau_{\text{Bolt}} \times \sqrt{3}$$

$$\sigma_{\text{Yield_BoltMaterialMin}} = 21548 \text{ psi} \quad \sigma_{\text{Yield_BoltMaterialMin}} = 148.6 \text{ MPa}$$

Recommendation is to use steel bolts with minimum yield strength 36,000 psi [250 MPa]

Los Bronces MP1000224 and MP1000228 Motor Loading Explanation for Drawing 89-401-416-069

- The FOUNDATION LOADING chart lists loading of each rail by the weight of the motor and jackshaft assembly.

For example, 3500# represents the portion of the 21,500# motor and jackshaft assembly that weighs down on the outer most slide rail - "A". In contrast, the center rail (B) supports 12,000#. This 3500# weight is the portion for the entire "A" rail.

- The diagram of the jackshaft assembly shows calculated force on the (8) bolts of each slide rail as a result of the belt pull and the torque loads of the motor (not weight). Note, the torque load is based upon the maximum motor torque, a "short circuit" torque value, that is calculated by the motor electrical engineer designer. The diagram depicts a maximum loading on the individual bolts of each rail. For example, the bolts of rail "B" would see the maximum calculated load of 4450#'s. Assuming all bolts are in place, 4450# would be the maximum load calculated on a single bolt - with the highest load seen by the bolts furthest from the shaft centerline. Depending on the rotation and belt pull direction, this could be compressive or tensile force.

Finally, these bolt loading calculations are based on the assumption that the belt pull loading is only seen by the rail "B" and rail "A" bolts. Rail "C" and "B" bolts experience short circuit torque loading.

A shear force is calculated based upon the belt pull which is assumed to be present on rail A and B. This force is 1060 lbs for each bolt.

APENDICE D

FOTOS CONSTRUCCION ESTRUCTURA DE SOPORTE PARA UN CHANCADOR DE CONO









